

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

ПИСАРЕВСЬКИЙ БОГДАН ЮРІЙОВИЧ

УДК 624.042.8

ДИСЕРТАЦІЯ

**ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ
БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ ПРИ ДИНАМІЧНИХ ВПЛИВАХ**

Спеціальність 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Галузь знань – 19 Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

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



Б.Ю. Писаревський

Науковий керівник:

Барабаш Марія Сергіївна, доктор технічних наук, професор

Одеса 2021

АНОТАЦІЯ

Писаревський Б. Ю. Чисельне моделювання конструкцій багатоповерхових будівель при динамічних впливах. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія – Одеська державна академія будівництва та архітектури, Одеса, 2021 р.

Дисертаційне дослідження присвячене вивченню впливу динамічної взаємодії системи «наземна частина-фундамент-грунт» на напружено-деформований стан конструкцій багатоповерхових будівель.

У *вступі* відмічено, що при проектуванні будівель та споруд розрахунки на динамічні впливи можна виконати, використавши спектральний метод, прямий динамічний метод або нелінійний статистичний розрахунок. Цими методами регламентується розрахунок системи «наземна частина-фундамент-грунт». Необхідно враховувати особливості нелінійного деформування конструкцій будівлі та ґрунтів, інерційні властивості ґрунтової основи, демпфувальні властивості та ін.

На систему «наземна частина-фундамент-грунт» можуть діяти як статичні, так і динамічні навантаження. За статичних навантажень безграничний масив можна обмежити. Для цього достатньо відкинути частину масиву, яка віддалена від будівлі, оскільки переміщення та зусилля зменшуються зі збільшенням відстані від споруди. Однак у динаміці ця процедура не може бути використана. Обмежена ділянка відбиває хвилі, що надходять від джерела вібрації, а вони повинні розповсюджуватись у нескінченність. Це відбиття впливає на деформації конструкції. Для аналізу взаємодії елементів у системі «наземна частина-фундамент-грунт» нескінченний ґрунт поділяють на обмежену ділянку, яка може бути нелінійною, і ділянку, яка тягнеться до нескінченності і поводить лінійно. Обмежена ділянка, яка включає споруду та обмежений ґрунт, може бути змодельована за допомогою методу скінченних елементів. Найбільш складною

частиною аналізу взаємодії споруди та ґрунту є моделювання необмеженої ділянки. У динамічній задачі хвилі, які рухаються до нескінченності, не повинні відбиватися від границь. Тому на границях слід застосовувати такі граничні умови, за яких поглинаються хвилі, які сюди надходять.

Проблему взаємодії складових системи «наземна частина-фундамент-ґрунт» можна розв'язати одним з двох основних методів – прямим методом, або методом підсистем.

Прямий метод - це найпростіший спосіб проаналізувати цю взаємодію. Щоб врахувати нескінченність з достатньою точністю, необмежена область обрізується досить далеко від структури і на ній забезпечуються приблизні граничні умови.

Метод підсистем - це більш точний метод у порівнянні з прямим методом, хоча обчислювальна область може бути суттєво меншою, ніж для прямого методу. У рамках дисертаційної роботи досліджується саме метод підсистем.

Відмічено, що у роботі наведено розроблені методики створення чисельних моделей систем «наземна частина-фундамент-ґрунт» при динамічних впливах, які враховують дисипативні властивості ґрунту.

У *першому розділі* наведено передумови динамічного розрахунку системи «наземна частина-фундамент-ґрунт». Відмічено, що розрахунки при розв'язанні динамічних задач завжди пов'язані зі складними та довготривалими обчисленнями і що ця проблема ще більше загострюється, коли необхідно дослідити напружено-деформований стан системи «наземна частина-фундамент-ґрунт», бо необхідно врахувати багато параметрів ґрунту. Підкреслено важливість задачі вибору розміру дискретизованої частини основи.

Виконано аналіз методів чисельного моделювання роботи споруд при дії динамічних навантажень. Відмічено основні види динамічних навантажень та методи дискретизації, а також методи складання рівнянь руху.

Розглянуті роботи відомих фахівців в області методів дослідження та математичного аналізу задач динаміки споруд.

Виконано порівняння методів чисельного аналізу споруд при дії динамічних навантажень за принципами дискретизації. Відмічено, що найбільш поширений метод дискретизації - метод скінченних елементів.

Показано основні етапи розрахунку методом скінченних елементів, та формування матричного рівняння руху у методі скінченних елементів. Зроблено висновок, що задача динамічного розрахунку системи «наземна частина-фундамент-грунт», для отримання точного НДС варто розраховувати з врахуванням фактору часу.

Розглянуто геометрію моделей, фізичні та механічні властивості пружних основ споруд Фукса-Вінклера та Пастернака. Відмічено недоліки цих моделей. Розглянуто фізично нелінійні моделі ґрунтових основ споруд. Наведено визначальні співвідношення теорії пластичної текучості (теорії текучості) та деформаційної теорії пластичності, а також критерії текучості. Відмічено, що у моделях ґрунтових основ найчастіше використовують поверхні текучості Боткіна, Кулона-Мора, Друккера-Прагера, Кулона-Фадєєва.

У *другому розділі* розглянуто методи моделювання основи споруди, пропонується методика моделювання опорних в'язей і основ з "жорсткою" поновлюючою силою у середовищі програмного комплексу ЛПРА-САПР, а також методика моделювання взаємодії елементів системи «наземна частина-фундамент-грунт».

Існує два загальних підходи для чисельного моделювання динамічної взаємодії елементів системи «наземна частина-фундамент-грунт» - це метод підсистем та прямий метод.

У методі підсистем необмежена область основи поділяється на обмежену частину основи разом з будівлею і на необмежену частину. Обмежену частину моделюють методом скінченних елементів, що дає можливість врахувати особливості ґрунтової основи, у тому числі нелінійність. Для необмеженої частини ґрунту необхідно змодельовати її нескінченність. Для методу підсистем необхідні аналітично виражені граничні умови. Пропонується методика поєднання методів

MCE та SBFEM, яка дає можливість уникнути проблем, що виникають при розв'язанні задач з необмеженими областями при використанні інших методів.

Викладено запропоновану у роботі чисельну процедуру формування рівнянь руху та, як частинний випадок, рівнянь рівноваги, у задачах, де є безграничні області. Цю процедуру упроваджено у програмному комплексі ЛІРА - САПР, що дало можливість формувати гібридні моделі MCE/SBFEM і розв'язувати практично будь-які фізично лінійні та нелінійні динамічні задачі у часі прямим методом, а також методом підсистем.

Запропоновано методику формування розрахункових схем, де є безграничні області.

Виконано тестування розробленої чисельної процедури на відомих класичних задачах механіки твердого деформівного тіла. Показано, що при використанні розроблених скінченних елементів у числових моделях конструкцій будівель за запропонованою методикою, результати розрахунків практично не відрізняються від теоретичних.

У третьому розділі виконано ряд чисельних експериментів з використанням декількох методів розрахунку на динамічні впливи. Розглянуто існуючі методики розрахунку на динамічні впливи та проведено порівняння з запропонованою методикою.

Створена розрахункова схема, та проведено динамічний розрахунок будівлі готельного комплексу на Новому молі Одеського морського порту методом нелінійного статичного розрахунку (pushover). Відмічені основні переваги та недоліки методу, та запропоновано подальші розрахунки виконувати прямим динамічним методом, та розробленою автором методикою.

Виконано динамічний розрахунок 27-поверхового монолітного будинку на вплив метрополітену неглибокого закладання. Чисельний експеримент виконувався у програмному комплексі ЛІРА-САПР. Для моделювання впливу метрополітену використовувалось синусоїдальне навантаження від рухомого складу метрополітену. Виконано розрахунок будівлі двома методами: методом скінченних елементів зі стандартними граничними умовами на границі

досліджуваної зони, а також з використанням скінченних елементів, що моделюють нескінченність, розроблених автором.

Розглянуто питання сейсмічного мікрорайонування на прикладі 13-ти поверхової будівлі, що побудована у м. Одеса. Проведено аналіз поведінки і реакції конструкцій будівлі на сейсмічні впливи з урахуванням відстані від епіцентру, просторової роботи конструкції, взаємодії з ґрунтовою основою і багато інших. Виконано порівняльний аналіз методики розрахунку, що пропонується, з існуючими методиками та доведено необхідність створення моделі ґрунтової основи з безперервним проходження сейсмічних хвиль.

Відмічено, що запропонована автором методика чисельних розрахунків є універсальною, що за її допомогою можна коректніше розраховувати споруди на динамічні впливи.

У *четвертому розділі* розглянуто чисельний експеримент 20-ти поверхового монолітного комплексу, у якому після 6-ти бального землетрусу з'явилися тріщини в овальній плиті перекриття. Розрахункову модель просторової схеми будівлі створено у програмному комплексі ЛПРА-САПР. Розрахункові навантаження на елементи конструкцій задано у відповідності до завдання на розрахунок. У розрахунковій схемі враховано фізичні нелінійні властивості матеріалів конструкції. Бетон та арматура змодельовані у відповідності до креслень. Розрахунок на динамічні впливи виконано за запропонованою методикою. На границі області моделі були задані трьох та чотирьох вузлові елементи методу підсистем.

Характер руйнувань, який отримано за розрахунком, добре узгоджується з дійсними руйнуваннями елементів споруди після землетрусу.

Розрахунки на динамічні впливи фізично нелінійних споруд на безграничній ґрунтовій основі за цією методикою враховують наскрізне проходження хвиль у безграничному ґрунті.

Розроблена методика розрахунку системи «наземна частина-фундамент-ґрунт» на динамічні впливи дає можливість аналізу напружено-деформованого

стану споруд будь-якої складності з урахуванням нелінійних властивостей матеріалів елементів системи.

Ключові слова: чисельне моделювання, фізична нелінійність, динамічні впливи, система «наземна частина-фундамент-грунт», метод скінченних елементів, метод підсистем.

SUMMARY

Pysarevskiy B. U. Numerical modeling of structures of multi-storey buildings under dynamic impact. – Qualifying scientific work on the rights of manuscripts.

The thesis for candidate degree of engineering science (PhD) in the specialty 192 – Construction and civil engineering – Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa, 2021.

The thesis investigation is devoted to the study of the influence of the dynamic interaction of the system "aboveground part-foundation-soil" on the stress-strain state of the structures of multi-storey buildings.

In the *introduction* it is noted that in the design of buildings and structures, to analyse the dynamic effects, one can use following methods: spectral method, direct dynamic method or nonlinear statistical calculation. These methods regulate the analysis process of the system "structure-substructure-soil foundation". It is necessary to take into account the features of nonlinear deformation of building structures and soils, inertial properties of the soil foundation, damping properties, etc.

Both static and dynamic loads can act on the system called “structure-substructure-soil foundation”. To analyse some static loads, the infinite soil body can be constrained. To do this, it is sufficient to discard the part of the soil body which is far enough from the building, so as displacements and effort decrease with increasing distance from the structure. However, in dynamics this procedure cannot be used. Constrained area reflects the waves, which come from the source of vibration, though these waves must propagate to infinity. This reflection affects on the deformation of the structure. To analyze the interaction between elements in the system "structure-substructure-soil foundation" the infinite soil body can be divided into two areas: a constrained area, which can be nonlinear, and an area that extends to infinity and behaves linearly. The constrained area, which includes the structure and the bounded soil foundation, can be modeled using the finite element method. The most difficult part of the analysis of the interaction between the structure and soil foundation is the modeling of an unlimited area. In dynamic problem, the waves moving to infinity should not be reflected from the boundaries.

Therefore, such boundary conditions should be applied at the borders, under which the waves coming here can be absorbed.

The problem of interaction between elements in the system "structure-substructure-soil foundation" can be solved by one of the two main methods: the direct method, or the method of subsystems.

The direct method is the easiest way to analyze this interaction. To take into account the infinity with sufficient accuracy, the unlimited area is truncated far enough from the structure and it provides approximate boundary conditions.

The method of subsystems is more accurate method than the direct method, although the computational area may be significantly smaller than for the direct method. As a part of the dissertation the method of subsystems is investigated.

It is noted that the paper presents the developed methods of creating of numerical models of the system "structure-substructure-soil foundation" under dynamic influences, which take into account the dissipative properties of the soil foundation.

The first section presents the prerequisites for the dynamic analysis of the system "structure-substructure-soil foundation". The main elements of the analytical model are highlighted. It is noted that the dynamic analytical process is always associated with complex and long-term calculations and that this problem is exacerbated when it is necessary to investigate the stress-strain situation of the system "structure-substructure-soil foundation", because it is necessary to take into account many parameters of the soil foundation. The importance of the selection problem of the dimension of the discretized part of the soil foundation is emphasized.

The analysis of methods of numerical modeling of work of structures under dynamic loadings is executed. It also noted the main types of dynamic loads and sampling methods, as well as motion equation formation methods.

The dissertation also considered with the works of the well-known specialists in the field of research methods and mathematical analysis of the problems of structures which are under dynamic impact.

The discretisation principle comparison of the methods of numerical modeling of structures under dynamic loads is introduced. It is noted that the most common method of discretisation is the finite element method.

The main stages of the analysis by the finite element method and formation of the matrix motion equation in the finite element method are shown. It is concluded that the problem of dynamic analysis of the system "structure-substructure-soil foundation", as a rule, is solved in time.

In the current thesis, it also considered the geometry of the models, physical and mechanical properties of the elastic soil foundation according to Winkler and Pasternak models. The disadvantages of these models are noted. Physically nonlinear models of soil foundation of structures are considered. The defining relations of the theory of yield plasticity (yield theory) and the deformation theory of plasticity, as well as plastic yield criteria are given. It is noted that in the models of soil foundations the yield surfaces of Botkin, Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Coulomb-Fadeev are the most often used.

The second section discusses the modeling methods of the soil foundation of the structure, offers a method of modeling the support connections and soil foundations with a "rigid" regenerative force in the software package "LIRA - SAPR", as well as a method of modeling the interaction between the elements of the system "structure-soil foundations".

There are two general approaches for numerical modeling of the dynamic interaction between the elements of the system "structure-soil foundations": a method of subsystems and a direct method.

In the method of subsystems, the unlimited area of the soil foundation supposed to be divided into two parts: a limited part of the soil foundation together with the building and an unlimited part. The limited part can be modeled by the finite element method, which makes it possible to take into account the features of the soil foundation, including nonlinearity. For an unlimited part of the soil foundation it is necessary to model its infinity. The method of subsystems requires analytically expressed boundary conditions. We offer a method of combining FEM (Finite element method) and SBFEM (Scaled

boundary finite element method), which avoids the problems that arise when solving problems with unlimited areas when using other methods.

The work offered the numerical procedure of formation of motion equations and, as a partial case, equilibrium equations, in problems where there are infinite areas. This procedure is implemented in the software package "LIRA - SAPR", which made it possible to create hybrid models of FEM/SBFEM and to solve almost any physically linear and nonlinear dynamic problems in time by the direct method, as well as the method of subsystems.

The technique of creation of analytical models where there are boundless areas is offered.

In the dissertation, it describes the results of the testing of the developed numerical procedure based on the known classical problems of solid body mechanics. It is shown that when using the developed finite elements in analytical models of building structures according to the proposed method, the results of calculations do not differ from the theoretical ones.

In *the third section*, several numerical experiments were performed using various methods of the dynamic effects analysis. The existing methods of analysis of dynamic influences are considered and a comparison with the proposed method is carried out.

The model is made, and the dynamic calculation of the building of the hotel complex on the New pier of the Odessa seaport by a method of nonlinear static calculation (pushover) is carried out. The main advantages and disadvantages of the method are noted, and it is proposed to perform further calculations by the direct dynamic method, and the method developed by the author.

As a part of the study it performed a dynamic calculation of a 27-storey monolithic building, which is under influence of the shallow subway. The numerical experiment was performed in the "LIRA-SAPR" software package. To simulate the impact of the subway, a sinusoidal load from the rolling part of the subway was used. The analysis procedure of the building is performed by two methods: the finite element method with standard boundary conditions at the boundary of the study area, as well as using finite elements modeling infinity, developed by the author.

The issue of seismic micro-zoning is considered on the example of a 13-storey building, which is built in Odessa. The analysis of behavior and reaction of constructions of the building to seismic influences taking into account distance from the epicenter, spatial work of a structure, interaction with soil foundation and many others is carried out. As a part of the current research, it proposed a comparative analysis of the proposed analytical method with existing methods, it also showed the need to create a model of the soil foundation with a continuous transmission of seismic waves.

It is noted that the method of numerical calculations proposed by the author is universal, and with it's help it is possible to provide the analysis of constructions under dynamic influences more correctly.

The fourth section considers a numerical experiment of a 20-storey monolithic complex, in which some cracks appeared in the elliptic slab after 6-magnitude earthquake acting. The analytical model of the three-dimensional configuration of the building was created in the software package "LIRA-SAPR". The calculated loads on the structural elements are set in accordance with the calculation task. The analytical model takes into account the physical nonlinear properties of structural materials. Concrete and reinforcement are modeled in accordance with the drawings. The calculation of dynamic effects was performed according to the proposed method. At the boundary of the model area, three and four node elements of the subsystem method were specified.

The nature of the damage, which is analysed, is well consistent with the actual destruction of structural elements after the earthquake.

The calculations on the dynamic effects of physically nonlinear structures on a boundless soil foundation based on the proposed method take into account the throughput of waves in boundless soil foundation.

The developed analysis method of the system "structure - boundless soil foundation" under dynamic influences allows to analyse the stress-strain state of structures of any complexity taking into account the nonlinear properties of materials of system elements.

Key words: numerical modeling, physical nonlinearity, dynamic influences, soil - structure system, finite element method, substructure method.

Список публікацій здобувача за темою дисертації

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації:

Статті у наукових фахових виданнях України:

1. Городецкий А. С., Пикуль А. В., Писаревский Б. Ю. Моделирование работы грунтовых массивов на динамическое воздействие в ПК Лира Сапр. *Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения*. Днепр, 2017. Вып. 100. С. 42-47.
2. Барабаш М. С., Пікуль А. В., Писаревський Б. Ю. Чисельно-аналітичний методологічний підхід до моделювання матеріального демпфування. *Наука та будівництво*. Київ, 2019. Вип. 21(3). С. 42-48.
3. Барабаш М. С., Костира Н. О., Башинський Я. В., Писаревський Б. Ю. Напружено-деформований стан конструкцій з урахуванням категорії технічного стану будівлі та зміни інтенсивності сейсмічного навантаження. *Проблеми розвитку міського середовища*. Київ, 2020. Вип. 1(24). С. 11-22.

Статті у наукових періодичних виданнях інших держав:

4. Barabash, M., Pisarevskyi B., Bashynskyi Y. Taking into Account Material Damping in Seismic Analysis of Structures. *Technical Journal*. 2020. Vol 14 (1). Pp. 55-59.

DOI: 10.31803/tg-20180523192812

5. Барабаш М. С., Костыра Н. А., Писаревский Б. Ю., Башинский А. В. Напряженно-деформированное состояние конструкций с учетом категории технического состояния здания и изменения интенсивности сейсмической нагрузки. *Строительство: новые технологии – новое оборудование*. Москва, 2020. Вып. 8. С. 28–33.

*Наукові праці, які додатково відображають наукові результати
дисертації:*

6. Городецкий А. С., Пикуль А. В., Писаревский Б. Ю. Моделирование работы грунтовых массивов на динамическое воздействие. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. Москва, 2017. Вып. 13. С. 34-41.

7. Barabash, M. S., Kostyra N. O., Pysarevskiy B. Y. Strength-strain state of the structures with consideration of the technical condition and changes in intensity of seismic loads. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* . 2019. Vol. 708. Pp. 1-12.

DOI: 10.1088/1757-899X/708/1/012044

8. Barabash M., Iegupov V., Pysarevskyi B. Simulation of the Seismic Resistance of Buildings with Account of Unlimited Soil Space. *EcoComfort Lecture Notes in Civil Engineering*. Lviv, 2020. Vol.100. Pp. 26-33.

DOI: 10.1007/978-3-030-57340-9_4

9. Городецкий А. С., Ромашкина М. А., Писаревский Б. Ю. Шестая степень свободы. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. Москва, 2020. Вып. 2. С. 39-49.

10. Barabash, M. S., Pysarevskiy, B.Y. Моделирование динамического воздействия метрополитена на наземное сооружение. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. Москва, 2021. Вып. 17. С. 14-24.

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

11. Білик А.С., Пікуль А.В., Писаревський Б.Ю. Моделювання напружено-деформованого стану зварних з'єднань під дією динамічних навантажень. *Сучасні методи і проблемно орієнтовані комплекси розрахунку конструкцій. Їх застосування у проектуванні і навчальному процесі: тези доп. 1-ї міжн. наук.-практ. конференції*. Київ, 2017. С. 27 – 30.

12. Барабаш М.С., Писаревский Б.Ю. Моделирование системы «сооружение-грунт» на динамическое воздействие при помощи специальных элементов в ПК ЛИРА-САПР. *Актуальні проблеми інженерної механіки: тези доповідей V Міжнар. конф.* Одеса, 2018. С. 180-181.

13. Барабаш М.С., Писаревский Б.Ю. Моделирование системы «сооружение-грунт» при сейсмических воздействиях в ПК ЛИРА-САПР. *Актуальні проблеми інженерної механіки: тези доп. VI Міжнар. наук.-практ. конф.* Одеса, 2019. С. 393 с.

14. Барабаш М.С., Гензерський Ю.В., Писаревський Б.Ю. Численное моделирование динамических воздействий в ПК ЛИРА-САПР *Сучасні методи і проблемно орієнтовані комплекси розрахунку конструкцій. Їх застосування у проектуванні і навчальному процесі: тези доп. 3-ї міжн. наук.-практ. конференції.* Київ, 2019. С. 6 – 9.

15. М.С. Барабаш, Н.О. Костира, Б.Ю. Писаревський. Напружено-деформований стан конструкцій з урахуванням категорії технічного стану будівлі та зміни інтенсивності сейсмічного навантаження. *Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті: тези доп. 8-ої міжнародно науково-технічної конференції.* Харків, 2019. С. 241.

ЗМІСТ

АНОТАЦІЯ.....	2
ЗМІСТ.....	16
ВСТУП.....	18
РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ СТАНУ ПИТАННЯ. ПОСТАНОВКА ЗАДАЧІ.....	24
1.1. Передумови динамічного розрахунку системи «наземна частина- фундамент-грунт».....	24
1.2. Чисельний аналіз споруди при динамічних впливах.....	28
1.3. Основні методи розрахунків на дію динамічних навантажень. Формування матричного рівняння руху у методі скінченних елементів.....	36
1.4. Геометрія, фізичні та механічні властивості основи споруди	42
Висновки за розділом 1 та постановка задач досліджень.....	52
РОЗДІЛ 2. ТЕОРЕТИЧНІ ПЕРЕДУМОВИ ВРАХУВАННЯ ВЗАЄМОДІЇ ЕЛЕМЕНТІВ СИСТЕМИ «НАЗЕМНА ЧАСТИНА-ФУНДАМЕНТ- ГРУНТ» ПРИ ДИНАМІЧНИХ ВПЛИВАХ.....	56
2.1. Методи моделювання основи споруди	56
2.2. Метод підсистем у моделях задач з необмеженими областями	64
2.3. Матричні рівняння методу SBFEM для розв’язання задач статички системи «наземна частина-фундамент-грунт».....	63
2.4. Метод SBFEM у розв’язанні динамічних задач методом підсистем.....	75
2.5. Методика формування розрахункових схем систем, де є безграничні області.....	79
2.6. Деформація півпростору ґрунтового масиву від дії зосередженої сили.	80
2.7. Верифікація граничних скінченних елементів у задачах на динамічні впливи.....	89
Висновки до розділу 2.....	92
РОЗДІЛ 3. МЕТОД ПІДСИСТЕМ ДЛЯ РОЗВ’ЯЗАННЯ ЗАДАЧ ДИНАМІКИ СКЛАДЕНИХ СИСТЕМ.....	94

3.1. Особливості розрахунків будівель на динамічні впливи методом скінченних елементів.....	94
3.2. Зв'язок методики з діючими нормативними документами.....	96
3.3. Оцінка НДС будівлі методом нелінійного статичного розрахунку.....	99
3.4. Аналіз взаємодії елементів системи «наземна частина-фундамент-грунт» від впливу метрополітену неглибокого закладання.....	105
3.5. Моделювання багатоповерхової будівлі із урахуванням сейсмічного мікрорайонування методом підсистем.....	108
Висновки до розділу 3.....	119
РОЗДІЛ 4. ОЦІНКА НДС КОНСТРУКЦІЙ БАГАТОПОВЕРХОВОЇ БУДІВЛІ ПІСЛЯ ДІЇ СЕЙСМІЧНОГО НАВАНТАЖЕННЯ.....	120
4.1. Результати обстеження 20-ти поверхового комплексу, що зазнав землетрусу.....	120
4.2. Фізично нелінійний розрахунок за запропонованою методикою.....	123
4.3. Результати дослідження.....	128
Висновки до розділу 4.....	132
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	134
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	136
ДОДАТКИ.....	150
ДОДАТОК А.....	151
ДОДАТОК Б.....	155

ВСТУП

Обґрунтування вибору теми дослідження.

При проектуванні будівель та споруд розрахунки на динамічні впливи можна виконати, використавши спектральний метод, прямий динамічний метод та нелінійний статистичний розрахунок. Цими методами регламентується розрахунок системи «наземна частина-фундамент-ґрунт». Необхідно враховувати особливості нелінійного деформування конструкцій будівлі та ґрунтів, інерційні властивості ґрунтової основи, демпфувальні властивості та ін.

При динамічних навантаженнях споруда взаємодіє з основою. У системі «наземна частина-фундамент-ґрунт» об'єм ґрунту більший за будівлю, тому необхідно враховувати динамічну взаємодію споруди та ґрунту.

На систему «наземна частина-фундамент-ґрунт» можуть діяти як статичні, так і динамічні навантаження. За статичних навантажень безграничний масив можна обмежити. Для цього достатньо відкинути частину масиву, яка далеко від будівлі, оскільки переміщення та зусилля зменшуються зі збільшенням відстані від споруди. Однак у динаміці ця процедура не може бути використана. Обмежена ділянка відбиває хвилі, що надходять від джерела вібрації, а вони повинні розповсюджуватись у нескінченність. Це відбиття впливає на деформації конструкції. Для аналізу взаємодії елементів у системі «наземна частина-фундамент-ґрунт» нескінченний ґрунт поділяють на обмежену ділянку, яка може бути нелінійною, і ділянку, яка тягнеться до нескінченності і поводить себе лінійно. Обмежена ділянка, що включає у себе споруду та обмежений ґрунт, може бути змодельована за допомогою методу скінченних елементів. Найбільш складною частиною аналізу взаємодії споруди та ґрунту є моделювання необмеженої ділянки. У динамічній задачі хвилі, які рухаються до нескінченності, не повинні відбиватися від границь. Тому на границях слід застосовувати граничні умови для поглинання хвиль, які сюди надходять.

Проблему взаємодії складових системи «наземна частина-фундамент-грунт» можна розв'язати одним з двох основних методів – прямим методом, або методом підсистем.

Прямий метод - це найпростіший спосіб проаналізувати цю взаємодію. Щоб врахувати нескінченність з достатньою точністю, необмежена область обрізується досить далеко від структури і на ній забезпечуються приблизні граничні умови.

Метод підсистем - це більш точний метод у порівнянні з прямим методом, і при цьому розрахункова модель може бути значно меншою, ніж для прямого методу.

У цьому методі у спектральному аналізі граничні умови виражаються як матриця динамічної жорсткості $[S^{\infty}(\omega)]$ на межі, а у прямому динамічному методі представляє граничні умови $[S^{\infty}(t)]$.

У даній роботі для розв'язання задач статички та динаміки у необмежених областях використовується один з видів методу підсистем - метод масштабування границі скінченних елементів (SBFEM). Метод SBFEM було запропоновано Джоном Вульфом [132] і використано для розв'язання лінійних систем.

При розв'язанні задач динаміки системи «наземна частина-фундамент-грунт» обчислювальна процедура методу SBFEM повинна давати можливість враховувати нелінійності деформування конструкцій будівлі та ґрунтової основи, інерційні та демпфувальні властивості основи та ін.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Тема дисертації і отримані результати відповідають актуальним напрямкам науково-технічної політики України відповідно до Постанови Кабінету Міністрів України №547 від 23.05.2011 «Про затвердження Порядку застосування будівельних норм, розроблених на основі національних технологічних традицій, та будівельних норм, гармонізованих з нормативними документами Європейського Союзу». Дисертаційна робота виконана на кафедрі комп'ютерних технологій будівництва та реконструкції аеропортів Національного авіаційного університету у рамках наукових досліджень кафедри за держбюджетною темою № 6/10.01.02

«Комп'ютерне моделювання процесів життєвого циклу об'єктів цивільного та транспортного будівництва» та № ДР 36/10.01.02 «Побудова теорії опору складених залізобетонних конструкцій на основі механіки руйнування залізобетону та її комп'ютерне моделювання».

Метою роботи є створення методики моделювання та чисельних розрахунків системи «наземна частина-фундамент-грунт» на динамічні впливи, із врахуванням безграничності основи та дисипативних властивостей ґрунту.

Для досягнення мети у роботі були поставлені наступні завдання:

1. Аналіз методів чисельного моделювання та розрахунку для розв'язання задач динаміки системи «наземна частина-фундамент-грунт».
2. Вибір і обґрунтування методу розрахунку багатопверхових будівель для дослідження їх поведінки при динамічних впливах.
3. Розробка алгоритму та реалізація чисельної процедури методу масштабування границі скінчених елементів (scaled boundary finite element method).
4. Створення методики складання розрахункових схем для визначення НДС конструкцій будівлі при динамічних впливах.
5. Розробка методики створення чисельних моделей систем «наземна частина-фундамент-грунт» при динамічних впливах, які враховують дисипативні властивості ґрунту.
6. Апробація запропонованих методик у розрахунках реальних об'єктів на динамічні впливи.

Об'єкт дослідження. Процес зміни напружено-деформованого стану конструкцій багатопверхових будівель на безграничній ґрунтовій основі, що знаходяться під дією динамічних впливів.

Предмет дослідження. Визначення реального напружено-деформованого стану конструкцій багатопверхових будівель при дії динамічних навантажень.

Методи досліджень. Дисертація базується на чисельному методі скінчених елементів, у роботі використані математичні методи визначення порівняльних характеристик для опрацювання результатів натурних обстежень та чисельного моделювання, визначення збіжності натурних обстежень і чисельних результатів.

Методологічною основою дисертації є методи нелінійної динаміки, а також праці вітчизняних та закордонних вчених в області наукових досліджень динамічних впливів на конструкції будівель та споруд.

Використовуються методи механіки твердого деформівного тіла, методи будівельної механіки, теорії пружності та пластичності. Також використовується чисельне моделювання роботи конструкції за допомогою методу скінченних елементів у програмному комплексі «ЛІРА-САПР».

Наукова новизна отриманих результатів:

1. Вперше запропонована нова чисельна процедура формування матриць жорсткості, демпфування, матриці мас, вектору відгуку прискорень і реалізована у методі скінченних елементів, яка враховує безперервне проходження хвилі у нескінченну область ґрунтового масиву при динамічних впливах.

2. Побудовано нова методика розв'язання задач прямим динамічним методом системи «наземна частина-фундамент-ґрунт» з урахуванням фізичної нелінійності, який враховує безперервне проходження хвилі у нескінченну область.

3. Вдосконалено метод визначення напружено-деформованого стану конструкцій при окремих та сумісних впливах статичних та динамічних навантажень з чисельною реалізацією методом скінченних елементів.

4. Вдосконалено спосіб чисельного розрахунку прямим динамічним методом для моделювання динамічних впливів на багатоповерхову будівлю.

5. Отримав подальший розвиток метод чисельного розрахунку багатоповерхових будівель з урахуванням скінченних елементів методу scaled boundary finite element method.

Практична цінність отриманих результатів:

— запропоновано методику для проектування конструкцій багатоповерхових будівель при дії динамічних навантажень;

— виконано низку чисельних експериментів, які дозволили визначити напружено-деформований стан конструкції при дії динамічного навантаження;

- розроблено алгоритми розрахунку конструкції, які можуть бути використані при проектуванні багатоповерхових будівель у сейсмічних районах будівництва;
- результати дослідження можна використовувати при удосконаленні нормативів у рамках забезпечення конструктивної безпеки будівель та споруд у випадку можливості виникнення динамічного навантаження;
- результати дисертаційної роботи можна використовуються у навчальному процесі навчальних дисциплін «Комп’ютерні технології проектування конструкцій будівель та споруд аеропортів» (ОПП «Промислове і цивільне будівництво», ОС «Магістр», спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія») та «Інтегровані технології проектування будівель» (ОПП «Промислове і цивільне будівництво», ОС «Магістр», спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»);
- результати досліджень використовуються у ТОВ «ЛПРА-САПР» при розробці та реалізації методики розрахунку систем «наземна частина-фундамент-грунт» на динамічні впливи, у державному підприємстві «Науково-дослідний інститут будівельного виробництва» при виконанні робіт з науково-технічного супроводу.

Особистий внесок здобувача. Більшість отриманих результатів дисертаційної роботи одержані автором самостійно. Окремі наукові результати отримано у співавторстві з науковим керівником і опубліковані у наукових статтях. Особистий вклад полягає у наступному:

- розробка чисельної процедури методу масштабування границі скінчених елементів [1, 6];
- дослідження факторів, що впливають на нелінійний розрахунок системи «наземна частина-фундамент-грунт» [2, 4];
- проведення досліджень з визначення напружено-деформованого стану конструкцій будівлі при динамічних впливах [3, 5, 7, 10];
- обробка, узагальнення та аналіз отриманих даних проведених чисельних експериментів [8, 10];

- розробка методики моделювання систем, де є безгранична основа [1, 6].

Апробація матеріалів дисертації. Результати та матеріали дисертаційної роботи доповідалися на конференціях: міжнародна науково-практична конференція «Сучасні методи і проблемно-орієнтовані комплекси розрахунку конструкцій і їх застосування в проектуванні і навчальному процесі», яка відбулася у Києві 25-26 жовтня 2017р; VI міжнародній конференції: «Актуальні проблеми інженерної механіки», яка відбулася у Одесі 22-25 травня 2018р; Міжнародна науково-практична конференція «Сучасні методи і проблемно-орієнтовані комплекси розрахунку конструкцій і їх застосування в проектуванні і навчальному процесі», яка відбулася у Києві 22-23 жовтня 2018р; VII міжнародній конференції: «Актуальні проблеми інженерної механіки», яка відбулася у Одесі 20-24 травня 2019р; III міжнародній науково-практичній конференція «Сучасні методи і проблемно орієнтовані комплекси розрахунку конструкцій. Їх застосування у проектуванні і навчальному процесі» Київ, 2019; 8-а Міжнародна науково-технічна конференція «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті», Харків, 20-22 листопада 2019 р.

Публікації. Основні положення дисертаційної роботи опубліковані у 15 наукових працях, у тому числі, 3 наукових статті у фахових виданнях України, 7 наукових статей в іноземних спеціалізованих фахових виданнях (із них 3 наукові роботи, що входять до наукометричних баз даних, у тому числі 2 Scopus та 1 у Web of Science), 5 наукових працях за матеріалами міжнародних науково-практичних конференцій.

Структура дисертації. Дисертація складається із анотації, вступу, чотирьох розділів, висновків, списку використаних джерел, додатків. Загальний обсяг дисертації складає 159 сторінок, із них 117 сторінок – основна частина тексту. У тексті міститься 67 графічних ілюстрацій, 10 таблиць, список використаних джерел обсягом 132 найменувань на 14 сторінках, додатки на 9 сторінках.

РОЗДІЛ 1

АНАЛІЗ СТАНУ ПИТАННЯ. ПОСТАНОВКА ЗАДАЧІ.

1.1. Передумови динамічного розрахунку системи «наземна частина-фундамент-грунт»

Основна мета розрахунку споруди на будь-які впливи – визначення напруженого та деформованого станів елементів споруди, тобто визначення деформацій та напружень у цих елементах. Проблеми розрахунку на статичні та динамічні впливи конструкцій і споруд, які працюють сумісно з ґрунтовою основою, розглянуто у роботі [18]. Відмічено, що за статичного навантаження граничні умови у вузлах скінченно-елементної моделі ґрунтового масиву можуть бути сформульовані у вигляді пружних або жорстких закріплень від переміщень. У випадку динамічних впливів, які виникають всередині або зовні ґрунтового масиву, граничні умови повинні забезпечувати гасіння або проходження хвиль [10]. Окрім великої розмірності задачі динамічного розрахунку системи «наземна частина-фундамент-грунт» розв'язок складний за інших причин. Одна з них – нелінійність задачі. У бібліотеці скінченних елементів розрахункового комплексу мають бути двовимірні та тривимірні скінченні елементи, які моделюють фізико-механічні властивості ґрунту, а процесором мають бути забезпечені ітераційні та прямі методи розв'язку нелінійних рівнянь з обов'язковим урахуванням розбіжності гілок завантаження та розвантаження у діаграмі " σ - ϵ ".

Розрахунку споруди передуює розробка розрахункової схеми, основними елементами в якій є:

- геометрична схема з інформацією про маси та жорсткісні характеристики елементів конструкції;
- інформація про навантаження та впливи;
- граничні умови;
- інформація про фізичні та механічні властивості основи споруди.

Розробка розрахункової схеми – найважливіший етап у розв’язанні задачі. Справа у тому, що вимоги до розрахункової схеми доволі суперечливі. З одного боку розрахункова схема повинна забезпечити необхідну точність результатів розрахунку, а з іншого боку – вона повинна бути максимально спрощеною, щоб були невеликими трудомісткість та вартість розрахунків і в той же час не були загублені важливі особливості роботи конструкції.

Маса любого елемента конструкції неперервна. Якщо необхідно дати відповідь, де знаходяться точки деформованого елемента, то параметрів, які визначають положення цієї точки, як і самих точок – нескінченна кількість. Тому системи з розподіленими масами називають системами з нескінченною кількістю ступенів вільності. Часто елемент споруди, наприклад, фундамент під станок, як і сам станок, мають вагу значно більшу, ніж вага конструктивного елемента, до якого прикріплено фундамент з устаткуванням. Якщо із-за масивності (жорсткості) цього комплексу його можна вважати абсолютно твердим тілом і, як наслідок, можна знехтувати його деформаціями і вважати, що маса зосереджена у точці, то інерцією поступального руху та інерцією повороту такої матеріальної точки нехтувати не можна. У загальному випадку ця матеріальна точка має шість ступенів вільності (три лінійних переміщення вздовж осей X , Y , Z та три кутових повороти навколо цих осей). У таких випадках масу елементів конструкції повністю або частково приводять до місця прикріплення устаткування.

Такі системи, де маси елементів зосереджено у скінченній кількості точок, називають дискретними системами зі скінченною кількістю ступенів вільності зосереджених мас.

Розрахункові схеми, з точки зору розподілу мас, можуть бути дискретними (тільки з зосередженими масами), континуальними, де у всіх елементів маси розподілені, або комбінованими, де є зосереджені маси, а частина елементів – з розподіленими масами.

Система рівнянь руху для конструкцій з нескінченною кількістю ступенів вільності – система диференціальних рівнянь у часткових похідних. Переміщення,

прискорення та сили інерції у таких конструкціях – функції незалежних перемінних координат точок та часу.

Для виконання розрахунку методом скінченних елементів систему з нескінченною кількістю ступенів вільності необхідно привести до системи зі скінченною кількістю ступенів вільності, тобто виконати дискретизацію системи.

Якщо перейдемо до дискретної схеми розподілу мас, то прийдемо до системи диференціальних рівнянь у звичайних похідних. Переміщення та прискорення у таких системах знаходять тільки для дискретних точок. Загальну кількість компонент переміщень, яку необхідно знайти, щоб визначити інерційні сили, називають числом динамічних ступенів вільності системи.

Число динамічних ступенів вільності механічної системи - одна з найважливіших характеристик дискретної розрахункової схеми у задачах динаміки.

Розрахункові схеми у чисельних розрахунках задач динаміки завжди дискретні. Кількість рівнянь руху, які необхідно скласти для розв'язання задачі динаміки, дорівнює числу динамічних ступенів вільності механічної системи.

Для розв'язання інженерних задач у числових моделях використовують спрощені дискретні розрахункові схеми. Їх складність залежить від співвідношення динамічних характеристик конструкції та впливу, характеру шуканих результатів. Наприклад, для розрахунку коливань будівлі при відносно низьких частотах динамічного впливу можна використовувати доволі просту схему з невеликою кількістю ступенів вільності. Але використання такої схеми для розрахунку коливань при високочастотному впливі призведе до втрати реакції споруди на високих частотах, яка найчастіше представляє максимальний інтерес. Недоцільно використовувати таку розрахункову схему також і для знаходження зусиль в елементах конструкції. Таким чином, одна і та сама конструкція при вирішенні різних задач може бути змодельована по-різному. Варто підкреслити, що іноді вибрана проста розрахункова схема може дати кращий результат, ніж складна. Вибір раціональної розрахункової схеми залежить від мети розрахунку і досвіду проектувальника.

У роботі [18] автор відмічає, що найпростішою розрахунковою схемою є схема, у якій виключаються із розгляду податливість конструкції та її опорних точок. Така схема представляє конструкцію як абсолютно тверде тіло на недеформованій основі. А якщо врахування податливості елементів системи є необхідним, тоді необхідне використання більш складної схеми у вигляді систем зі скінченною або нескінченною кількістю ступенів вільності.

Нижче наведено приклади конструкцій різної складності при сейсмічному впливі:

Абсолютно тверде тіло. Так у окремих випадках може бути представлено, наприклад, доволі жорстку монолітну будівлю на міцній скельній основі або жорстке устаткування.

Лінійний осцилятор. Так називається найпростіша пружна система з одним ступенем вільності («маса на пружині»). Вона має особливе значення у теорії сейсмостійкості, оскільки аналіз її коливань є основою для розрахунку більш складних динамічних систем.

Дискретна система з багатьма ступенями вільності, наприклад, будівля першого прикладу. При дослідженні горизонтального сейсмічного впливу вертикальними коливаннями у такій системі можна знехтувати. Тоді цю систему можна розглядати як систему з двома ступенями вільності. У загальному випадку, при повній відсутності симетрії така будівля має шість ступенів вільності (три лінійних переміщення вздовж осей X , Y , Z та три кутових повороти навколо цих осей).

Континуальна система. Вентиляційну трубу можна розглядати як консольний стержень. Плити перекриття або стіни будівлі можна розглядати як пластини.

Якщо при вивченні коливань механічної системи втрати енергії не враховуються, то система називається консервативною, а в іншому випадку – неконсервативною, або дисипативною.

Проблемам моделювання та розрахунку багатоповерхових будівель на дію динамічних навантажень присвячені праці К. В. Єгупова [38, 39], В. К. Єгупова [35,

36], Карпюка В.М. [116, 117], Немчинова Ю.І. [72, 73, 74], Мкртичева О.В. [65], Нікіфорової Т.Д.[75, 123], Назарова Ю.П. [69] та багатьох інших. Аналіз цих праць приводить до висновку, що надзвичайно важливий етап при проектуванні багатоповерхових будинків для сейсмічних районів - застосування чисельних методів розрахунків. Перевага чисельного розрахунку у тому, що можна враховувати багато параметрів впливу. Завдяки багатому різновиду параметрів можна виконувати достатньо точні розрахунки. Збільшуються можливості сучасних обчислювальних машин, але удосконалюються нормативні документи і збільшуються вимоги до проектів. Тому розрахунки при розв'язанні динамічних задач пов'язані зі складними та довготривалими обчисленнями.

Ця проблема ще більше загострюється, коли необхідно дослідити напружено-деформований стан системи «наземна частина-фундамент-грунт», бо необхідно врахувати багато параметрів ґрунту. Урахування ґрунтової основи суттєво впливає і на час розрахунку, і на надійність результатів.

У зв'язку з вищенаведеним, можна зробити висновок щодо важливості задачі вибору розміру дискретизованої частини основи. Розмір цієї частини необхідно вибрати таким чином, щоб подальше її збільшення не мало суттєвого впливу на результат розрахунку.

1.2. Чисельний аналіз споруди при динамічних впливах

1.2.1. Види динамічних навантажень та методи дискретизації

Проблемам чисельного моделювання роботи споруд при дії динамічних навантажень присвячені праці М. С. Барабаш [6, 7, 96, 97, 98, 99], О. С. Городецького [18, 19, 20, 108, 109], Ю. І. Немчинова [72, 73, 74], М.Г. Мар'єнкова [64], Банах [5] та інших. Аналіз цих робіт свідчить про те, що на сьогоднішній день існують два принципово різних підходи, які використовуються для розрахунку реакції системи при динамічних навантаженнях. Вибір методу розрахунку залежить від виду навантаження на споруду, від того, як воно визначене.

Види навантажень та впливів, які мають бути розглянуті у проекті, залежать від призначення споруди, технологічних процесів, умов зведення та експлуатації і обумовлюються нормативними документами.

Коли закон зміни навантаження у часі добре відомий, навантаження називають добре визначеним (детермінованим) навантаженням.

Коли закон зміни навантаження у часі відомий не повністю, а може бути визначений у ймовірнісному розумінні, то навантаження називають випадковим динамічним навантаженням, або недетермінованим навантаженням.

У залежності від визначення навантаження вибирається і метод розрахунку – детермінований чи недетермінований.

У даній роботі розглянуто методи аналізу напружено-деформованого стану у конструкціях споруд при дії довільних добре визначених (детермінованих) динамічних навантаженнях. У певному сенсі така задача може бути розглянута як розвиток стандартних методів розрахунку, які, як правило, відносяться до статичних навантажень, але можуть бути використані також і при розрахунку на динамічні впливи. Проте при аналізі пружних систем зручно окремо розглядати статичні та динамічні компоненти прикладеного навантаження для відокремленого визначення реакції від кожного виду навантаження, а згодом об'єднувати обидва компоненти реакції для оцінки загальної реакції. При такому підході статичний та динамічний методи розрахунку можна розглядати як принципово різні по своїй природі. У рамках такого підходу поняття “динамічний” можна визначити як той, що змінюється у часі. Тоді динамічне навантаження являє собою будь яке навантаження, величина якого, напрямок та місце прикладення змінюються у часі. Аналогічно реакція системи при динамічному навантаженні також змінюється у часі і є динамічною.

Методика, яка пропонується у роботі, придатна для розв'язання задач на добре визначені впливи:

- просте гармонічне навантаження;
- імпульсне навантаження;
- довготривале навантаження;

- навантаження від вібраційного устаткування у будівлі;
- навантаження на будівлю під час вибуху;
- сейсмічні навантаження.

Типи динамічних задач, які можуть бути розв'язані за запропонованою методикою:

- визначення напружено-деформованого стану при періодичному навантаженні у системі «наземна частина-фундамент-ґрунт»;
- модальний аналіз (визначення спектру частот та форм коливань);
- неперіодичні навантаження (вибух, удар);
- сейсмічні навантаження;
- динамічна стійкість споруди.

Періодичні навантаження – повторювальні навантаження, для яких існує один і той самий період часу повтору при великій кількості циклів. Найбільш просте циклічне навантаження – синусоїдальний вплив, який називається простою гармонікою. Такі навантаження є характерними для вібраційних машин з неврівноваженими масами. Розрахунки на синусоїдальний вплив добре досліджені. Інші види періодичних навантажень зазвичай більш складні, наприклад, гідродинамічний тиск від гвинтів корабля або інерційне навантаження від устаткування зі зворотно-поступовим рухом. Проте за допомогою розкладення Фур'є будь-яке періодичне навантаження може бути представлене у вигляді суми простих гармонічних складових. Тоді аналіз реакції при будь-якому періодичному навантаженні у принципі зводиться до одних і тих самих загальних методів.

Неперіодичні навантаження можуть бути короткочасними імпульсними, або довготривалими навантаженнями загального типу. Вибух – характерне джерело імпульсного навантаження. Для таких короткочасних навантажень можливо використовувати спеціальні методи спрощеного розрахунку. З іншого боку, будь-яке довготривале навантаження, як, наприклад, навантаження від землетрусу, може бути розглянуте лише за допомогою загального динамічного аналізу.

Методи чисельного аналізу споруд при дії динамічних навантажень за принципами дискретизації можна розділити на метод зосереджених мас, метод

узагальнених переміщень, та метод скінченних елементів. Назва методу залежить від того, який метод дискретизації використано при підготовці розрахункової схеми.

На прикладах нескладних систем розглянемо методи дискретизації.

Метод зосереджених мас. На рис 1.1 показано розрахункову схему вітрогенератора. Якщо необхідно визначити n перших частот, слід розбити схему на k частин (для $m = \text{const}$, та $EI = \text{const}$), $k > n$, щоб n перших частот було знайдено точніше. Підрахувати масу кожної частини і розділити цю масу між границями ділянки. Це найпростіший спосіб дискретизації. Ним користуються, якщо система не складна і кількість ступенів вільності невелика, у ручних розрахунках.

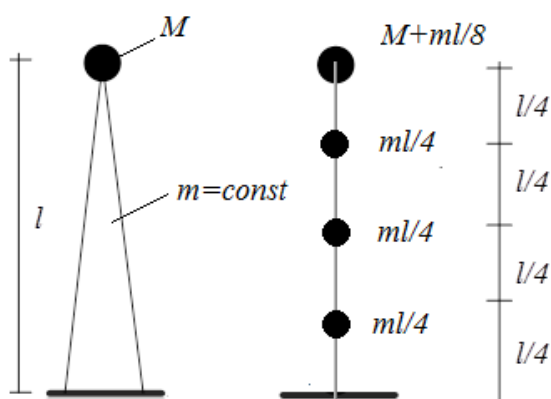


Рис. 1.1. Розрахункова схема вітрогенератора

Метод узагальнених переміщень. У тих випадках, коли маса споруди рівномірно розподілена, зручніше форму деформації споруди представити у вигляді суми простих форм переміщень.

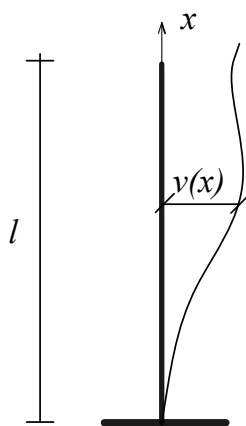


Рис. 1.2. Форма деформованої споруди

$$v(x) = \sum_{n=1}^{\infty} b_n \sin \frac{n\pi x}{L}, \quad (1.1)$$

де b, n, π, L – константи.

Цей метод швидше приводить до бажаного результату, ніж метод зосереджених мас, але збільшення ступенів вільності значно збільшує обсяг розрахунків, тому цим методом користуються тільки у ручних розрахунках.

Метод скінченних елементів. Цей метод дискретизації - найбільш поширений метод. Він використовується для вираження переміщень будь-якої споруди через скінченну кількість координатних функцій і об'єднує особливості як методу зосереджених мас, так і методу узагальнених координат. Цей метод дозволяє побудувати зручну модель системи та особливо ефективний у розрахунках за допомогою електронних обчислювальних машин.

Модель у вигляді сукупності скінченних елементів може бути використана для споруд будь-якого типу: для стержневих систем, які включають у собі поєднання одновимірних елементів (балок, колон, тощо), для систем типу плит та оболонок, які складаються з двовимірних елементів, а також для тривимірних тіл.

Перший етап дискретизації будь-якої споруди у методі скінченних елементів - поділення споруди на скінченну кількість елементів скінченних розмірів. Після процедури дискретизації скінченно-елементна схема споруди являє собою сукупність типових елементів. Типовий скінченний елемент e визначається вузловими точками (вузлами) $i, j, m \dots$ і має прямолінійні границі для плоских елементів та плоскі грані для об'ємних елементів. Поєднані між собою скінченні елементи у вузлових точках. Маса елементів та устаткування розподіляється між вузлами розрахункової схеми. Узагальнені переміщення (лінійні переміщення, кути поворотів) вузлових точок усієї системи $\{\Delta\}$ приймаються в якості узагальнених координат споруди.

Прогин конструкції у цілому виражається через узагальнені координати за допомогою відповідного набору функцій переміщень, які називають

інтерполяційними, оскільки вони визначають форму деформації елемента між наміченими вузлами.

Достоїнства такого підходу:

1. Будь-яка бажана кількість узагальнених координат може бути використана шляхом розділення споруди на відповідну кількість скінченних елементів.
2. Функції переміщень для однотипних скінченних елементів однакові, внаслідок чого процес розрахунку суттєво спрощується.
3. Рівняння, що використовуються при даному підході, мало пов'язані між собою, внаслідок чого розрахунковий процес спрощується ще більше, а час розрахунків суттєво скорочується.

Таким чином, можна зробити висновок, що метод скінченних елементів - це найбільш ефективний метод вираження переміщень будь-якої будівельної конструкції за допомогою дискретної системи координат.

1.2.2. Методи складання рівнянь руху

Вивід рівнянь руху динамічної системи, мабуть найважливіший, а іноді і найважчий етап аналізу. Найчастіше рівняння руху механічної системи отримують одним з трьох класичних методів:

- метод рівноваги з використанням принципу д'Аламбера;
- принцип можливих (віртуальних) переміщень;
- варіаційний принцип найменшої дії Гамільтона-Остроградського для консервативних систем.

Найпростіший з цих трьох методів - метод динамічної рівноваги усіх сил у системі, включаючи інерційні сили, які визначаються за принципом д'Аламбера. Однак для складних систем, особливо для тих, де є розподілені маси та пружні сили, він незручний.

Більш раціональний метод - принцип можливих (віртуальних) переміщень, за яким пружні сили, які виникають у системі, знаходяться безпосередньо за

переміщеннями, а рівняння руху отримуються з виражень роботи цих сил на можливих переміщеннях.

Для складних систем, як правило, використовується варіаційний принцип найменшої дії Гамільтона-Остроградського.

Розглянемо інтеграл

$$S = \int_{t_1}^{t_2} (K - U)dt + \int_{t_1}^{t_2} W_{n.c}dt, \quad (1.2)$$

де K - загальна кінетична енергія системи;

U - потенціальна енергія системи, яка включає як енергію деформації, так і потенціал будь-яких консервативних зовнішніх сил;

$W_{n.c}$ - робота, яка виконана неконсервативними силами, діючими на систему, включаючи згасання та інші довільні зовнішні навантаження;

t_1, t_2 – початок та кінець відліку часу відповідно.

Цей інтеграл називають “дією” за Гамільтоном-Остроградським.

Принцип найменшої дії формулюється таким чином:

Серед сукупності рухів, сумісних з в'язями, які переводять механічну систему із заданого начального положення у задане кінцеве положення за один і той же проміжок часу, дійсний рух реалізує екстремум дії, так що для цього руху $\delta S = 0$.

Умова $\delta S = 0$ є необхідною умовою екстремуму для функціонала S .

$$\delta S = \int_{t_1}^{t_2} \delta(K - U)dt + \int_{t_1}^{t_2} \delta W_{n.c}dt = 0. \quad (1.3)$$

де δ – варіація для означеного проміжку часу.

Виконавши операцію варіювання отримаємо рівняння руху метода Лагранжа або, як їх ще називають, рівняннями Лагранжа другого роду в узагальнених координатах.

Як необхідні умови екстремуму функціонала S рівняння Лагранжа були отримані Ейлером, тому вони звуться рівняннями Ейлера для функціонала.

Склавши рівняння Ейлера для досліджуваної системи отримаємо матричне диференціальне рівняння руху:

$$[K] \cdot \{\Delta\} + [C] \cdot \frac{\partial}{\partial t} \{\Delta\} + [M] \cdot \frac{\partial^2}{\partial t^2} \{\Delta\} + \{F\} = 0, \quad (1.4)$$

де $[K]$ - матриця жорсткості системи;

$[\Delta]$ - вектор узагальнених переміщень вузлів розрахункової системи;

$[C]$ - згідна (узгоджена) матриця демпфування;

$[M]$ - згідна (узгоджена) матриця мас;

$\{F\}$ - вектор узагальнених вузлових сил.

Таким чином, універсальний метод отримання рівняння руху – варіаційний принцип найменшої дії Гамільтона-Остроградського, за допомогою якого отримано матричне диференціальне рівняння (1.4). Рівняння (1.4), коли матриці рівняння є функції часу, придатне для розв'язання будь-якої динамічної задачі.

1.3. Основні методи розрахунків на дію динамічних навантажень. Формування матричного рівняння руху у методі скінченних елементів.

1.3.1. Основні чисельні методи динамічного розрахунку

Сучасні теорії сейсмостійкості споруд характеризуються, з одного боку, використанням методів теорії ймовірності та застосуванням ЕОМ, а з іншого боку - прагненням залучити до розрахункових моделей більш точні передумови.

Основи статички і динаміки будівельних конструкцій будівель і споруд розроблені у класичних працях Ньюмарка Н. [76], Тимошенко С.П. [88], Бірбраєра А.Н. [10], Клаф Р. [50], Бате К. [10], Зенкевич О. [42], Ю.І. Немчинова [74] та інших.

Методами дослідження та математичного аналізу задач динаміки споруд займалось багато видатних вчених - Тимошенко С.П. [88], Бірбраєр А.Н. [10], Клаф Р. [50], Андронов А.А. [3] та інші.

Питаннями динамічної взаємодії споруди з ґрунтом займалися Назаров А.Г. [68, 67], Баркан Д.Д. [8], Кац А.З. [46], Карапетян Б.К. [43, 44], Хаузнер Дж. [109], Немчинов Ю.І. [72], Мар'єнков М.Г. [64], Єгупов К.В. [39], Єгупов В.К. [35], Кулябко В.В. [115], Банах В.А. [5], Сур'янінов М.Г. [130], Крутий Ю.С. [59], та інші. Дослідження з врахування впливу висотності споруди і просторової роботи конструкції провели Барабаш М.С. [6], Корчинський М.Л. [56, 57, 58], Напетварідзе Ш.Г. [70], Нікіфорова Т.Д. [75], Синицин А.П. [83], Єгупов В.К. [36], Командріна Т.А. [54], Берая А.Г. [9] та ін.

Метод масштабування границі скінченних елементів був спочатку розроблений для динамічного аналізу необмежених областей. Пізніше цей метод був поширений на двовимірні [131] та тривимірні векторні хвилі [127]. Wolf and Song [132] застосували цю методику до дво- і тривимірної статички та динаміки.

Розвитку формування розрахункових моделей, розрахунку конструкцій будівель і споруд, дослідженню несучої здатності будівельних конструкцій при динамічних впливах присвячені роботи Карпюка В.М. [45, 116, 117], Клименка Е.В. [118, 119, 120], Сур'янінова М.Г. [86, 121, 129], Нікіфорової Т.Д. [75, 123, 124], Яковенка І.А. [111, 112, 113], Верюжського Ю.В. [15], Голишева А.Б. [22, 23], Єрмакова А.В. [41], Клованіча С.Ф. [52], Колчунова В.І. [53], Перельмутра А.В. [78] та інші.

У даний час розвитком різних областей теорії сейсмостійкості займаються: Айзенберг Я.М. [2], Дашевський М.А. [25], Дорофєєв В.С. [31], Дукарт А.В. [34], Кузнєцов С.В. [60], Курзанов А.М. [61, 62], Мкртичев О.В. [65], Мондрус В.Л. [66], Назаров Ю.П. [69], Тяпин А.Г. [89, 90, 91], Чернов Ю.Т. [93], та ін.

З останніх публікацій, присвячених моделюванню процесів у будівельних конструкціях, що відбуваються під впливом динамічних навантажень, а також моделюванню спільної роботи системи «споруда-фундамент-основа» слід відзначити роботи Барабаш М.С. [96], А.М. Білостоцького [100], В.С. Дорофєєва [32], К.В. Єгупова [38], О.С. Городецького [19], та інших.

Існує багато чисельних методів розв'язання системи диференціальних рівнянь руху (1.4). Для різних типів задач використовувалися і використовуються різні чисельні методи розрахунку, такі як метод скінченних елементів, метод граничних елементів, варіаційно-різницевий, метод скінченних різниць, метод коллокацій та інші. В основі багатьох з цих методів лежать рівняння варіаційних принципів. Мабуть найбільш зручний і універсальний метод для розрахунку складних систем - метод скінченних елементів у формі методу переміщень. Завдяки чіткій формалізації основних етапів розрахунку при розв'язанні задач у матричній формі він виявився найбільш зручним при створенні програм для реалізації на електронних обчислювальних машинах.

1.3.2 Формування матричних коефіцієнтів рівняння руху.

Формування матриці жорсткості системи $[K]$

Хай переміщення в області елемента e задаються вектор-стовпцем

$$\{f\}^e = [N] \cdot \{\Delta\}^e = [N_i, N_j, N_m, \dots] \cdot \begin{Bmatrix} \Delta_i \\ \Delta_j \\ \Delta_m \\ \vdots \end{Bmatrix}, \quad (1.5)$$

де компоненти $[N]$ – функції положення елемента, який розглядається.

Для тривимірного напруженого стану вектор-стовпець $\{f\}^e = \begin{Bmatrix} u(x,y,z) \\ v(x,y,z) \\ w(x,y,z) \end{Bmatrix}$,

містить компоненти переміщення u, v, w довільної точки в області елемента e

вздовж осей x, y, z відповідно, а вектор-стовпець $\{\Delta_i\} = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ w_i \end{Bmatrix}$, містить компоненти

переміщення вузла i .

Функції N_i, N_j, N_m вибирають таким чином, щоб після підстановки координат вузла отримувалися вузлові переміщення ;

компоненти вектора $\{\Delta\}^e$ – переміщення вузлових точок i, j, m - $\Delta_i, \Delta_j, \Delta_m$ відповідно .

Питання вибору функцій $[N]$ для різних типів елементів докладно розглянуто у роботі О. Зенкевича [42].

Узагальнену деформацію $\{\varepsilon\}$ в області елемента можна визначити, коли відомі переміщення $\{f\}^e$. Наприклад, для частинного випадку плоского напруженого стану залежності Коші для визначення деформацій мають вигляд:

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial t} \\ \frac{\partial w}{\partial z} \\ \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial w}{\partial z} \end{Bmatrix}, \quad (1.6)$$

За функцією переміщень (1.5), скориставшись залежностями Коші, визначають деформації в області елемента. Вектор-стовпець узагальнених деформацій легко привести до вигляду:

$$\{\varepsilon\} = [B] \cdot \{\Delta\}^e. \quad (1.7)$$

Узагальнені напруження $\{\sigma\}$ в області елемента визначаються за формулою:

$$\{\sigma\} = [D] \cdot \{\varepsilon\}. \quad (1.8)$$

де $[D]$ - матриця пружності, яка містить характеристики матеріалу.

За відомими матрицями $[B]$ та $[D]$ матриця жорсткості скінченного елемента $[k]^e$, яка є підматрицею матриці жорсткості споруди $[K]$, визначається за формулою:

$$[k]^e = \int_0^v [B]^T [D] [B] dv. \quad (1.9)$$

де v – область елемента.

Формування матриці узагальнених вузлових сил ансамблю $\{F\}$.

Вектор узагальнених вузлових сил ансамблю має вигляд:

$$\{F\} = \begin{Bmatrix} F_i \\ F_j \\ F_m \\ \vdots \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sum F_i^e \\ \sum F_j^e \\ \sum F_m^e \\ \vdots \end{Bmatrix}, \quad (1.10)$$

Кожен елемент цього вектора, наприклад, $\{F_i\}$ отримується підсумовуванням по усім скінченим елементам, які з'єднуються вузлом i $\{F_i\} = \{\sum F_i^e\}$. Цей вектор має стільки складових, скільки складових переміщень має вузол i . Кожна складова сила діє у напрямку відповідного переміщення.

Формування матриці демпфування $[C]$ та матриці мас $[M]$.

Матриця демпфування $[C]$ та матриця мас $[M]$ формуються за тим же принципом, як і матриця узагальнених вузлових сил ансамблю $\{F\}$.

Елементи матриці демпфування $[C]$ визначаються за формулою:

$$[c_{ij}]^e = \int_0^v N_i \mu N_j dv, \quad (1.11)$$

де N_i, N_j - функції форми;

μ – коефіцієнт демпфування;

v - об'єм елемента.

Елементи матриці мас $[M]$ визначаються за формулою:

$$[m_{ij}]^e = \int_0^v N_i \rho N_j dv, \quad (1.12)$$

де N_i, N_j - функції форми;

ρ – щільність матеріала елемента;

v - об'єм елемента.

Організація крокового процесу при пошуку основних невідомих.

З матричного рівняння руху (1.4) видно, що переміщення точок системи Δ залежать від часу t , тобто пошук $\{\Delta\}$ - кроковий процес.

Для розв'язання цього рівняння необхідні дві початкові умови. Найчастіше задають $\{\Delta\}_0$ та $\frac{\partial}{\partial t}\{\Delta\}_0$. Функції форми, які описують зміну конструкції у часі, вибирають за значеннями $\{\Delta\}$ та $\frac{\partial}{\partial t}\{\Delta\}$ у різні моменти часу. У випадку найпростішої інтерполяції враховуються лише значення $t = 0$ та $t = \Delta t$, а у середині інтервалу користуються кубічними поліномами Ерміта.

$$\{\Delta\} = [H_{00} \quad H_{10} \quad H_{01} \quad H_{11}] \cdot \left\{ \{\Delta\}_0 \quad \frac{\partial}{\partial t} \{\Delta\}_0 \quad \{\Delta\}_t \quad \frac{\partial}{\partial t} \{\Delta\}_t \right\}^T, \quad (1.13)$$

$$\text{де} \quad H_{00} = 1 - 3s^2 + 2s^3;$$

$$H_{10} = (s - 2s^2 + s^3) \cdot \Delta t;$$

$$H_{01} = 3s^2 - 2s^3;$$

$$H_{11} = (s^2 + s^3) \cdot \Delta t;$$

$$s = \frac{t}{\Delta t}.$$

Таким чином, для того, щоб скласти рівняння руху системи, яка знаходиться під дією динамічного навантаження, необхідно сформувати матричні коефіцієнти рівняння руху. За наявності всіх цих матриць можна розв'язати будь-яку динамічну задачу у часі.

Рівняння (1.4) придатне для розв'язання будь-якої задачі динаміки. Розглянемо задачу, де у розрахунку не потрібен кроковий процес.

Вимушені коливання споруди при гармонічному навантаженні

Нехай збуджуюча сила, яка діє на споруду, змінюється за гармонічним законом: $\{F(t)\} = \{F_0 \sin(\omega t)\}$, де вектор $\{F_0\}$ не залежить від часу.

За відсутності тертя у системі матриця демпфування $[C] = 0$. Тоді переміщення у системі змінюються за законом:

$\{\Delta(t)\} = \{\Delta_0 \sin(\omega t)\}$, де вектор амплітуд переміщень вузлових точок $\{\Delta_0\}$ не залежить від часу.

Після підстановки $\{F(t)\}$ та $\{\Delta(t)\}$ у рівняння (1.4) отримаємо матричне рівняння для визначення вектора амплітуд переміщень вузлових точок $\{\Delta_0\}$.

$$[K] \cdot \{\Delta_0\} - \omega^2 \cdot [M] \{\Delta_0\} = \{F_0\}, \quad (1.14)$$

$$\text{звідки, } \{\Delta_0\} = \left[[K] - \omega^2 \cdot [M] \right]^{-1} \cdot \{F_0\}.$$

За відомими переміщеннями вузлових точок системи знаходимо переміщення в області будь-якого скінченного елемента і аналізуємо напружено-деформований стан .

Власні коливання споруди . Модальний аналіз.

У цьому випадку $\{F_0\} = 0$ і матричне рівняння для визначення амплітуд коливань має вигляд:

$$\left[[K] - \omega^2 \cdot [M] \right] \cdot \{\Delta_0\} = 0. \quad (1.15)$$

Однорідне рівняння має ненульове рішення тільки у тому випадку, коли визначник матриці коефіцієнтів рівняння дорівнює нулеві. Прирівнявши нулеві визначник системи (1.15) отримаємо частотне рівняння споруди:

$$\det \left[[K] - \omega^2 \cdot [M] \right] = 0. \quad (1.16)$$

За розмірністю матриці $n \times n$ визначник має порядок n відносно ω^2 , тобто існує n дійсних коренів ω^2 , які визначають спектр кругових частот власних коливань споруди. Кожній знайденій частоті відповідає вектор $\{\Delta_0\}$. Ці n векторів, які називають модами, визначають форми власних коливань.

У тих випадках, коли присутнє тертя у системі, або коли навантаження змінюється за складним законом, задача нелінійна, процес розрахунку кроковий з використанням залежностей (1.13), тобто задача розв'язується у часі.

1.4. Геометрія, фізичні та механічні властивості основи споруди

1.4.1. Геометрія та пружні моделі основ споруд

У роботі розглянуто деякі проблеми чисельного аналізу напруженого та деформованого станів системи «наземна частина-фундамент-грунт».

В аналітичних методах розрахунку геометрія ґрунтової основи дуже проста – або півплощина, або півпростір. У скінченно-елементних моделях, які створюються у середовищі сучасних обчислювальних комплексів, обмеження на геометрію основи відсутні. Основні вимоги до моделі основи – розмір області та властивості основи.

Півпростором називають геометричне уявлення про нескінченно поширений об'єм, обмежений однією площиною, яка розділяє весь простір на дві частини. Розглянемо моделі півпростору, які найчастіше використовують.

Модель Фукса-Вінклера. Це модель основи, що лінійно деформується. Реакція цієї основи у довільній точці пропорційна переміщенню у цій точці, нормальна до поверхні основи і визначається за формулою:

$$q(x, y) = -k \cdot w(x, y), \quad (1.17)$$

де $q(x, y)$ – реакція ґрунтової основи;

$w(x, y)$ – переміщення у напрямку в'язі;

k – коефіцієнт постелі, що представляє собою величину реакції основи при одиничній деформації.

Недоліком моделі є значна залежність коефіцієнта постелі від величини і форми площі завантаження. Постіль працює тільки на розтягнення (стиск) і не сприймає зсув. Ще оди недолік - зовнішні навантаження розподіляються на ґрунт лише у межах площі підшви фундаменту.

Модель Пастернака. П. Л. Пастернак [77] ввів другий коефіцієнт - коефіцієнт постілі пружного зсуву. Однак і ця модель не дає можливість визначати деформації ґрунту за межами місця прикладання навантаження. Тому у моделях основи почали використовувати теорію пружності. Першими у цьому напрямку були роботи Г. Е. Проктора [80], Н. П. Пузиревського [81], Н. М. Герсєванова [22].

1.4.2. Фізична нелінійність та пластичні властивості ґрунтових основ споруд

Загальні зауваження.

Використання теорії пружності для моделювання основи споруд стало великим кроком уперед, але на сьогоднішній день такий підхід ніяк не може задовольнити.

Пружність, особливо лінійна, для матеріалів, які використовуються у конструкціях, явище рідкісне, а матеріал ґрунтових основ, у кращому випадку, нелінійно пружний. До такого випадку можна віднести скелясті основи. І моделі системи «наземна частина-фундамент-ґрунт» у цьому випадку необхідно будувати з використанням нелінійних фізичних законів деформування. Матеріал реальних ґрунтових основ – фізично нелінійний, різномодульний і пластичний. Тому в усіх інших випадках розрахунків системи «наземна частина-фундамент-ґрунт» необхідно враховувати пластичні властивості ґрунту.

Визначальні співвідношення теорії пластичності.

У тому випадку, коли розрахунок виконується з урахуванням пластичності, перед розрахунком два завдання:

- Визначити напружено-деформований стан за даних граничних умов та встановити зони пластичності основи.
- Визначити граничне навантаження, тобто максимально допустимі зусилля, які не приводять до руйнування.

Теорії пластичності можна умовно розбити на дві групи.

Перша група - теорії пластичної текучості (теорії текучості).

У теоріях пластичного руху деформація тіла уподібнюється руху в'язкої рідини. Вважається, що фізичний закон пластичності пов'язує напруження та приріст напружень із приростом деформацій або швидкостями деформацій.

Друга група - деформаційні теорії пластичності.

У деформаційних теоріях пластичності напруження та деформації пов'язані між собою скінченними співвідношеннями, на зразок зв'язку між напруженнями та деформаціями за законом Гука у пружній області.

У випадку складного напруженого стану пластичний стан матеріалу характеризується комбінацією напружень, яку називають поверхнею пластичності або текучості. Звичайно постулюється та підтверджується експериментально, що текучість матеріалу починається тоді, коли напруження $\{\sigma\}$ задовольняють критерію пластичності (текучості).

Рівняння пластичності (текучості) можна представити у вигляді:

$$f(\{\sigma\}, \mu) = 0, \quad (1.18)$$

де $\{\sigma\}$ – вектор компонентів тензора напружень;

μ – параметр зміцнення матеріалу.

Явище зміцнення матеріалу після площадки текучості мають тільки деякі метали. Для ґрунтів цей параметр дорівнює нулеві.

Рівняння (1.18) визначає, у загальному випадку у шестивимірному просторі напружень $\{\sigma\}$, поверхню текучості. $\{\sigma\}^T = (\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx})$.

За досягнення умов текучості у деформованому тілі виникають деформації ε_{ij} . Компоненти ε_{ij} тензора деформацій розглядають як суму пружної деформації ε_{ij}^e та пластичної деформації ε_{ij}^p .

$$\{\varepsilon\} = \{\varepsilon_e\} + \{\varepsilon_p\}. \quad (1.19)$$

Під пружними деформаціями розуміють величини, які отримуються з компонент тензора напружень за рівняннями теорії пружності (лінійної чи

нелінійної), а під пластичними – доповнення до величин ε_{ij} . Форма поверхні текучості не залежить від пружних деформацій.

Процес текучості характеризується швидкостями зміни пластичних деформацій (швидкостями текучості $\dot{\varepsilon}_{ij}^p$).

Принцип максимуму Мізеса та постулат Друккера.

Нехай задано розподіл швидкостей пластичних деформацій $\dot{\varepsilon}_{ij}^p$, якому відповідає поле напружень σ_{ij} . Потужність дисипації визначиться залежністю:

$$D = \sigma_{ij} \cdot \dot{\varepsilon}_{ij}^p \quad (1.20)$$

де $\dot{\varepsilon}_{ij}^p$ тензор швидкостей пластичної деформації.

Нарівні з функцією текучості дисипативна функція характеризує основні властивості моделі ідеально пластичного тіла.

Принцип максимуму Мізеса формулюється таким чином: для дійсного напруженого стану потужність дисипації не менше, ніж для будь-якого припустимого стану σ_{ij}^* . Цю умову записують таким чином:

$$(\sigma_{ij} - \sigma_{ij}^*) \cdot \dot{\varepsilon}_{ij}^p \geq 0., \quad (1.21)$$

В основу побудови теорії пластичності Друккер запропонував постулат, який формулюється таким чином: якщо за пластичного деформування виникають необоротні деформації, то вони не можуть виникнути самочинно, а на їх створення слід витратити певну енергію.

За постулатом Друккера

$$(\sigma - \sigma^*) \cdot \varepsilon^p \geq 0. \quad (1.22)$$

де σ та ε^P вектори дійсних напружень та швидкостей пластичних деформацій відповідно;

σ^* - вектор припустимих напружень.

Цю нерівність називають основною нерівністю теорії пластичності.

За сутністю своєю постулат Друккера - це узагальнення принципу максимуму Мізеса.

Для розв'язання задач з урахуванням пластичності, як і у пружній задачі, необхідні співвідношення між напруженнями та деформаціями $\dot{\varepsilon}^P$.

За загальноприйнятою гіпотезою Р. фон Мізеса між умовою пластичності та приростами деформацій (швидкостями текучості) існує залежність:

$$\{\dot{\varepsilon}^P\} = \lambda \cdot \frac{\partial f}{\partial \{\sigma\}}. \quad (1.23)$$

Цю залежність називають асоційованим законом текучості, тобто закон текучості асоційований з умовою текучості. Не важко довести, що цей закон випливає із постулата Друккера, а також те, що вектор ε^P спрямований за нормаллю до поверхні текучості.

У розрахунках задач пластичності конструкцій зручно мати справу не з напруженнями та деформаціями у кожній точці тіла, а з їх інтегральними характеристиками, - зусиллями (узагальненими напруженнями) та відповідними цим зусиллям узагальненими швидкостями деформацій.

Візьмемо, для прикладу, згин пластин. Для згину пластин узагальненими напруженнями є згинальні та крутні моменти, а відповідними швидкостями деформацій – швидкості зміни кривизн зігнутої поверхні та кривизни кручення серединної поверхні.

Позначимо узагальнені напруження через Q_i , відповідні узагальнені деформації q_i , а узагальнені швидкості деформацій $\dot{q}_i$. Якщо M_x , M_y , M_{xy} –

згинальні та крутний моменти, то $M_x - Q_1$, $M_y - Q_2$, $M_{xy} - Q_3$, а відповідні деформації – це кривизни зігнутої поверхні та кривизна кручення серединної поверхні відповідно: $\chi_x - q_1$, $\chi_y - q_2$, $\chi_{xy} - q_3$.

Умова текучості в узагальнених напруженнях має вигляд:

$$F(Q_1, Q_2, Q_3) = 0 \quad (1.24)$$

Як і рівняння (1.18), рівняння (1.24) $F = 0$ - поверхня текучості, вона завжди буде випуклою, а асоційований закон текучості для конструкції в узагальнених швидкостях деформації $\dot{q}_i$ визначиться залежністю:

$$\{\dot{q}_i\} = \lambda \frac{\partial F}{\partial \{Q\}}. \quad (1.25)$$

Реальне розв'язання задачі пошуку граничного стану - складна задача теорії пластичності, яка точно може бути розв'язана лише для окремих випадків.

Рівняння швидкості віртуальних робіт (принцип віртуальної потужності)

Рівняння швидкості віртуальних робіт має вигляд:

$$\int_V \sigma_{ij} \dot{\varepsilon}_{ij} dV + \sum_l \int_{S_l} q_i [\dot{u}_{ij}] dS_l + \int_V \gamma \ddot{u}_l \dot{u}_l dV = \int_S p_i \dot{u}_i dS + \int_V X_i \dot{u}_i dV, \quad (1.26)$$

де S_l - l -а поверхня розриву швидкостей переміщень;

$q_i = \sigma_{ij} n_j$ – компоненти напружень на поверхні S_l ;

n_j – компоненти одиничної нормалі до відповідної поверхні;

$[\dot{u}_i]$ – величини розриву швидкостей переміщень.

Екстремальні принципи динаміки жорсткопластичного тіла

Задаємося деяким полем швидкостей переміщень $\dot{u}_i^*$ та відповідними йому прискореннями $\ddot{u}_i^*$. При цьому можна підібрати таке поле напружень σ_{ij}^* , що будуть задовольнятися рівняння руху та граничні умови для поверхневого навантаження, рівного p_i^* на S_p .

Скориставшись принципами віртуальної потужності та максимуму Мізеса можемо отримати два функціонали :

$$\Phi_1 = \int_0^{t_k} \left\{ \int_V \sigma_{ij}^* \dot{\epsilon}_{ij}^* dV + \sum_l \int_{S_l} \sigma_{ij}^* n_j [\dot{u}_{ij}^*] dS_l - \int_V X_i \dot{u}_i^* dV - \int_S p_i^\circ \dot{u}_i^* dS \right\} dt - \frac{1}{2} \int_V \gamma \dot{u}_i^\circ(t_0) \dot{u}_i^\circ(t_0) dV \geq 0, \quad (1.27)$$

де $p_i^\circ = p_i$ на S_p .

$$\Phi_2 = \int_0^{t_k} \left\{ \int_V \sigma_{ij}^\circ \dot{\epsilon}_{ij}^* dV + \sum_l \int_{S_l} \sigma_{ij}^\circ n_j [\dot{u}_{ij}^*] dS_l - \int_V X_i \dot{u}_i^* dV - \int_S \dot{p}_i \dot{u}_i^* dS \right\} dt \leq 0. \quad (1.28)$$

Для дійсного розв'язку задачі функціонал Φ_1 мінімальний, а функціонал Φ_2 - максимальний.

Для розв'язку задачі за допомогою мінімізації функціонала Φ_1 необхідно:

- задатися припустимим полем швидкостей $\dot{u}_i^*, \dot{\epsilon}_{ij}^*$ і відповідним йому прискоренням $\ddot{u}_i^*$, яке відповідає рівнянню руху, коли використовується σ_{ij}° .
- визначити значення σ_{ij}^* , відповідні по асоційованому закону швидкостям деформацій $\dot{\epsilon}_{ij}^*$.

Вважається, що величини X_i та p_i задані.

Мінімізацією функціоналу, складеного у відповідності до визначених таким чином функцій $\dot{u}_i^*, \dot{\varepsilon}_{ij}^*, \ddot{u}_i^*, \sigma_{ij}^*, \sigma_{ij}^o$, знаходимо розв'язок задачі – $\sigma_{ij}(t), \dot{u}_i(t), \ddot{u}_i(t)$, який буде нижньою оцінкою шуканого рішення.

Аналогічно виконується процедура рішення з функціоналом Φ_2 , за допомогою якого буде знайдено верхню оцінку шуканого рішення.

Приклади розв'язку динамічних задач пластичності методами теорії текучості можна знайти у роботі [40].

Деформаційні теорії пластичності.

Екстремальні принципи динаміки жорстко-пластичного тіла дають можливість знайти рішення з будь-якою заданою точністю і визначити несну здатність конструкції. Але рівняння теорії пластичної текучості матеріалу доволі складні і їх важко інтегрувати. Чисельна процедура розрахунків для кожного типу конструкцій індивідуальна. Простішими є деформаційні теорії пластичності. У деформаційних теоріях, на відміну від теорій текучості, визначальні співвідношення безпосередньо поєднують між собою напруження та деформації. Проте конструкції із ідеально пластичних матеріалів у рамках деформаційних теорій розглядати не можна.

Співвідношення між напруженнями і деформаціями

Як було відмічено раніше, за безкінечно малого збільшення напружень зміну деформацій можна представити як суму пружної та пластичної частин.

$$\{\dot{\varepsilon}\} = \{\dot{\varepsilon}_e\} + \{\dot{\varepsilon}_p\}. \quad (1.29)$$

Приріст пружних деформацій пов'язаний з приростом напружень матрицею $[D]$. Тоді (1.19) можна записати у вигляді:

$$\{\dot{\varepsilon}\} = [D]^{-1} \cdot d\{\sigma\} + \lambda \frac{\partial f}{\partial \{\sigma\}} \cdot d\{\sigma\}. \quad (1.30)$$

За пластичної текучості напруження знаходяться на поверхні текучості $f(\{\sigma\}, \mu)$. Диференціюючи його, отримаємо:

$$\frac{\partial f}{\partial \{\sigma_x\}} d\{\sigma_x\} + \frac{\partial f}{\partial \{\sigma_y\}} d\{\sigma_y\} + \dots + \frac{\partial f}{\partial \mu} \cdot d\mu = 0. \quad (1.31)$$

$$\text{або } \left\{ \frac{\partial f}{\partial \{\sigma\}} d\{\sigma\} \right\}^T - A \cdot \lambda = 0, \text{ де } A = -\frac{\partial f}{\partial \mu} \cdot d\mu \cdot \frac{1}{\lambda}. \quad (1.32)$$

Співвідношення між напруженнями і деформаціями можна представити у вигляді:

$$d\{\sigma\} = [D]^* \cdot d\{\dot{\epsilon}\}. \quad (1.33)$$

де $[D]^*$ - пружно-пластична матриця.

Явний вигляд матриці $[D]^*$ для пружно-пластичної задачі можна знайти у роботі [42].

Оскільки у цій залежності закон пластичності сформульовано для збільшень, то ітераційний процес необхідно застосовувати для малих збільшень навантажень. У залежності від застосованого ітераційного процесу розрізняють деформаційні теорії – метод початкових деформацій, метод перемінної жорсткості, метод початкових напружень, теорія малих пружно-пластичних деформацій та інші. Докладну інформацію про методи деформаційної теорії можна знайти у роботі [12].

Алгоритм ітераційного процесу метода початкових напружень, найбільш часто вживаного у програмних комплексах, де реалізовано метод скінчених елементів, наведено у роботі [42].

Умови пластичності визначаються даними експериментів і, у залежності від типу матеріалів, формулюються критерії текучості.

У сучасних обчислювальних комплексах, наприклад, у ПК «ЛІРА-САПР», реалізована більшість відомих критеріїв текучості (міцності) – критерій найбільших нормальних напружень (критерій Галілея-Ренкіна), критерій найбільших лінійних відносних видовжень (критерій Сен-Венана - Маріотта), критерій найбільших дотичних напружень (критерій –Треска - Сен-Венана), критерій найбільшої інтенсивності дотичних напружень (критерій Максвелла-Губера-Мізеса-Генки), критерій для ідеально пластичного анізотропного тіла (критерій Д. Д. Івлєва) та інші.

У моделях ґрунтових основ найчастіше використовують поверхні текучості Боткіна, Кулона-Мора, Друккера-Прагера, Кулона-Фадєєва.

Висновки за розділом 1 та постановка задач досліджень

Існує багато різновидів динамічних навантажень, серед яких просте гармонічне, імпульсне, вібраційне, навантаження від устаткування, а також сейсмічне. У більшості моделей для розрахунків на динамічні впливи навантаження по своїй формі детерміновані, хоча деякі з них (ударні, сейсмічні) базуються на ймовірнісних передумовах. У рамках дисертаційної роботи найбільшу увагу приділено методам аналізу, моделювання та розрахунку конструкцій на дію саме сейсмічного навантаження, оскільки воно найбільш небезпечне та найскладніше.

Саме проблема розрахунку будівель та споруд на дію сейсмічних навантажень є невід'ємною частиною процесу проектування, яку намагаються вирішити та вдосконалити вже на протязі багатьох років у багатьох країнах світу. У процесі розвитку теорії сейсмостійкості було створено багато методик визначення інерційних сейсмічних сил, навантажень та реакцій, що виникають у споруді. Проте вивчення методів розрахунку на сейсмічне навантаження приводить до висновку, що необхідно їх удосконалити, необхідно враховувати нелінійні залежності між деформаціями та напруженнями у основі.

На підставі проведеного огляду зроблено наступні висновки.

1. Динамічні впливи на несучі конструкції істотно відрізняються, як один від одного, так і від інших типів техногенних впливів за основними параметрами: тривалість, зміна у часі, інтенсивність та частотні складові. Це викликає необхідність виконувати розрахунок на вплив динамічного навантаження на зміну статичних та кінематичних характеристик конструкції (переміщень, прискорень, та внутрішніх зусиль).

2. У результаті аналізу вітчизняних та зарубіжних наукових джерел з приводу означених досліджень, а також нормативних документів різних країн, визначено, що параметри динамічних впливів та параметри розрахункових моделей споруд (розподіл мас, жорсткостей, коефіцієнти втрати енергії, характеристики та поведінка ґрунтової основи) визначаються доволі наближено. Методи, які використовуються при динамічних розрахунках, також є дуже наближеними.

3. Встановлено і теоретично обґрунтовано, що при врахуванні дисипативних властивостей ґрунту та безграничності основи результати розрахунків більш точно відтворюють реальну роботу конструкцій.

4. При визначенні параметрів динамічних впливів у будівлях підвищеної поверховості, розташованих поблизу джерела динамічних коливань, необхідно проводити вимірювання власних коливань несучих конструкцій у різних контрольних точках конструкції, на різних поверхах, а також враховувати розподіл зон впливу та нелінійну роботу конструкцій.

5. Для зменшення ризику появи негативних наслідків у будівлях, розташованих у зонах сейсмічної активності, необхідно враховувати сейсморайонування.

6. Запропоновано нові методики моделювання скінченно-елементних розрахункових схем ґрунтових основ споруд, які дозволяють враховувати зміну жорсткісних характеристик при збільшенні навантаження.

7. Наведені диференціальні рівняння руху та основні залежності теорій пластичності нелінійні, а це свідчать про те, що єдиний шлях розрахунку системи «наземна частина-фундамент-ґрунт» на динамічні впливи – чисельний розрахунок

з використанням методу скінченних елементів та крокового процесора «Динаміка+».

8. Динамічні впливи на несучі конструкції істотно відрізняються, як один від одного, так і від інших типів техногенних впливів за основними параметрами: тривалість, зміна у часі, інтенсивність та частотні складові. Це викликає необхідність виконувати розрахунок на вплив динамічного навантаження на зміну статичних та кінематичних характеристик конструкції (переміщень, прискорень, та внутрішніх зусиль).

9. У результаті аналізу вітчизняних та зарубіжних наукових джерел з приводу означених досліджень, а також нормативних документів різних країн, визначено, що параметри динамічних впливів та параметри розрахункових моделей споруд (розподіл мас, жорсткостей, коефіцієнти втрати енергії, характеристики та поведінка ґрунтової основи) визначаються доволі наближено. Методи, які використовуються при динамічних розрахунках, також є дуже наближеними.

10. Встановлено і теоретично обґрунтовано, що при врахуванні дисипативних властивостей ґрунту та безграничності основи результати розрахунків більш точно відтворюють реальну роботу конструкцій.

11. При визначенні параметрів динамічних впливів у будівлях підвищеної поверховості, розташованих поблизу джерела динамічних коливань, необхідно проводити вимірювання власних коливань несучих конструкцій у різних контрольних точках конструкції, на різних поверхах, а також враховувати розподіл зон впливу та нелінійну роботу конструкцій.

12. Для зменшення ризику появи негативних наслідків у будівлях, розташованих у зонах сейсмічної активності, необхідно враховувати сейсморайонування.

13. Запропоновано нові методики моделювання скінченно-елементних розрахункових схем ґрунтових основ споруд, які дозволяють враховувати зміну жорсткісних характеристик при збільшенні навантаження.

14. Наведені диференціальні рівняння руху та основні залежності теорій пластичності нелінійні, а це свідчать про те, що єдиний шлях розрахунку системи

«наземна частина-фундамент-грунт» на динамічні впливи – чисельний розрахунок з використанням методу скінченних елементів та крокового процесора «Динаміка+».

На основі представленого у даному розділі матеріалу можна сформулювати задачі дослідження дисертаційної роботи наступним чином:

1. Узагальнити результати досліджень в області чисельних методів розрахунку будівель на динамічні впливи.

2. Створити чисельну процедуру формування рівнянь руху та, як частинний випадок, рівнянь рівноваги, у задачах, де є безграничні області.

3. Розробити нову методику створення чисельних моделей і розрахунків систем «наземна частина-фундамент-грунт» прямим динамічним методом та методом підсистем, яка дасть можливість враховувати особливості задачі:

- безграничність ґрунтової основи;
- фізичну нелінійність ґрунтів;
- безперервне проходження хвилі у нескінченну область.

4. Виконати перевірки нової методики формування чисельних моделей та обчислювальних процедур на задачах, де є безграничні області.

5. Розробити методику моделювання систем «наземна частина-фундамент-грунт» і розрахунку методом підсистем із урахуванням сейсмічного мікрорайонування.

6. Виконати, з використанням розроблених методик і програм, розрахунки напружено-деформованого стану реальних споруд на динамічні впливи.

РОЗДІЛ 2

ТЕОРЕТИЧНІ ПЕРЕДУМОВИ ВРАХУВАННЯ ВЗАЄМОДІЇ ЕЛЕМЕНТІВ СИСТЕМИ «НАЗЕМНА ЧАСТИНА-ФУНДАМЕНТ-ГРУНТ» ПРИ ДИНАМІЧНИХ ВПЛИВАХ

2.1. Методи моделювання основи споруди

Традиційно у розрахунках вважають, що між основою та спорудою немає розриву переміщень та деформацій, що основа працює сумісно зі спорудою по всій поверхні контакту і тоді, коли у основі виникають розтягуючі зусилля, споруда не відривається від основи. За статичних навантажень з таким припущенням у багатьох випадках можна погодитися, але за динамічних навантажень це зовсім не вірно і може привести до значних помилок.

Добре відомі «класичні» в'язі, які можуть бути накладені на елементи споруди: в'язі на лінійні та кутові переміщення вузлів розрахункової схеми, пружні або жорсткі, а також об'єднання переміщень.

За статичних навантажень вплив цих в'язей, які накладено на безграничну основу, не впливає суттєво на напружений стан споруди. Але у випадках, коли споруда знаходиться під дією динамічних впливів, класичні в'язі суттєво впливають на характер руху споруди. Тому питання про в'язі на систему у динамічних задачах дуже важливе.

Для боротьби з важкими наслідками коливань, які викликаються сейсмічними впливами, вибухами, технологічними процесами доволі ефективними можуть бути амортизатори, ковзні прошарки, наприклад з фторопласту, плаваючі фундаменти. Розглянемо методику моделювання цих пристроїв та засобів у розрахункових схемах споруд у задачах на динамічні впливи.

Залежно від матеріалу і конструктивного рішення поновлюючі сили у таких амортизаторах можуть бути лінійними, м'якими і жорсткими [88], [85]. Різним типам амортизаторів відповідають і різні типи математичних моделей. Пружинні та гумові амортизатори, які використовуються для зменшення впливів коливань на

споруду, це пристрої, у яких нелінійна залежність між величиною деформації та величиною поновлюючої сили. У пружинних амортизаторах із збільшенням деформації збільшується жорсткість, тобто це пристрої з «жорсткою» поновлюючою силою. У гумових амортизаторах на початковій стадії деформації поновлююча сила «м'яка», а із зростанням навантаження стає «жорсткою». На рис. 2.1 наведено діаграму деформування гуми.

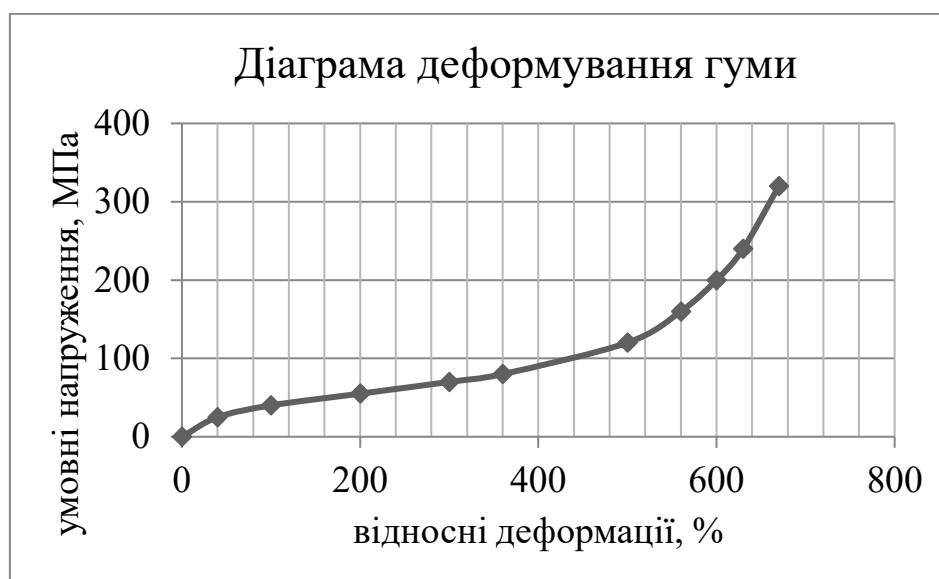


Рис. 2.1. Діаграма деформації гуми " σ - ε "

Проблема моделювання опор з "жорсткими" поновлюючими силами і "м'яко-жорсткими" поновлюючими силами актуальна.

У роботах [79] та [49] запропоновано методику моделювання опорних в'язей і основ з "жорсткою" поновлюючою силою у середовищі ПК ЛПРА-САПР. Ця методика дозволяє складати моделі і виконувати розрахунок у середовищі ПК ЛПРА-САПР багатьох нових задач, наприклад, статичний і динамічний розрахунок балок, плит та споруд на основі з "жорсткою" поновлюючою силою.

Розглянемо, як засобами ПК ЛПРА-САПР можна створити модель "жорсткої" пружини з довільним законом зміни жорсткості $\kappa(x)$. Хай графік $\kappa(x)$ має вигляд, показаний на рис 2.2.

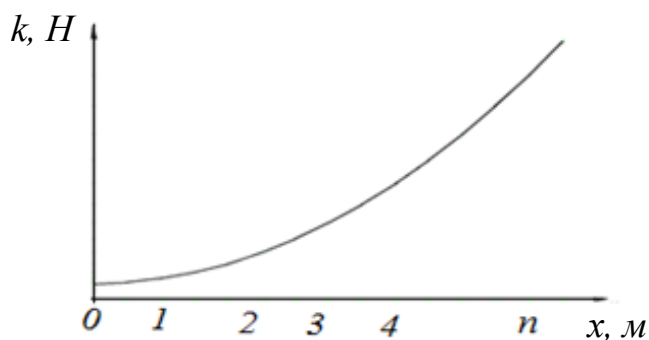


Рис. 2.2. Графік жорсткості "жорсткої" пружини

У бібліотеці скінченних елементів ПК ЛІРА-САПР є двохвузловий скінченний елемент (СЕ) однобічного пружного зв'язку між вузлами – КЭ-262 [49]. Дві властивості цього скінченного елемента - працювати лише на розтягування (стискування) і включатися у роботу після того, як буде вибрано заданий зазор, - дозволяють моделювати опори з жорсткою характеристикою будь-якого вигляду. Це можуть бути, наприклад, пружини конічні, у формі опуклого або увігнутого параболоїда та інші. Розіб'ємо інтервал можливої деформації пружини на n ділянок (не обов'язково рівномірно).

Обчислимо значення жорсткості на границях ділянок $\kappa(x_0)$, $\kappa(x_1)$, $\kappa(x_2)$, ..., $\kappa(x_n)$. Модельовану опору наберемо з n пружин (КЭ-262), вставлених між двома вузлами за принципом "одна у одній". Перша пружина - з жорсткістю $\kappa_1 = \kappa(x_0)$ та з нульовим зазором, друга пружина - з жорсткістю $\kappa_2 = \kappa(x_1) - \kappa(x_0)$ із зазором, рівним x_1 , третя пружина - з жорсткістю $\kappa_3 = \kappa(x_2) - \kappa(x_1)$ із зазором, рівним x_2 , і так далі. Отримана опора буде м'якшою, ніж опора із заданою жорсткістю $\kappa(x)$.

Можна зробити опору трохи жорсткішу. У цьому випадку перша пружина має бути з жорсткістю $\kappa_1 = \kappa(x_1)$ і з нульовим зазором, друга пружина - з жорсткістю $\kappa_2 = \kappa(x_2) - \kappa(x_1)$ із зазором, рівним x_1 , третя пружина - з жорсткістю $\kappa_3 = \kappa(x_3) - \kappa(x_2)$ із зазором, рівним x_2 , і так далі. Чим дрібніше будуть ділянки, тим менше відрізнятиметься змодельована опора від проектної.

Скінченно-елементну модель двосторонньої в'язі, змодельованої за допомогою КЭ-262, показано на рис. 2.3. Набори на ділянках 1-2 та 1-3 у такому випадку внаслідок симетрії мають бути однаковими за властивостями (усі елементи

працюють або тільки на стиск, або тільки на розтягнення). Якщо ж в'язь однобічна, то ділянка 1-3 у моделі відсутня. Вузол 1 належить споруді, а вузол 2 – основі, на яку спирається пружина.

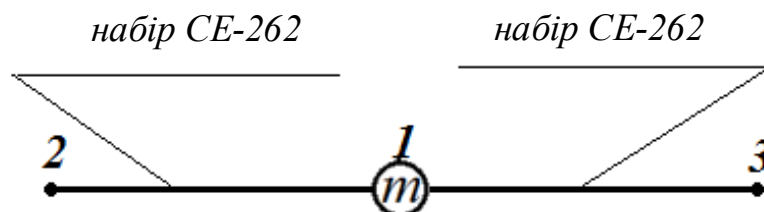


Рис. 2.3. Модель двосторонньої в'язі між спорудою та основою (1- вузол, що належить споруді, 2 та 3 – вузли, що належать основі)

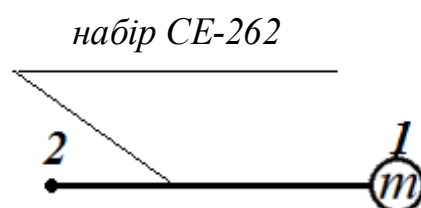


Рис. 2.4. Модель односторонньої в'язі між спорудою та основою (1- вузол, що належить споруді, 2– вузол, що належить основі)

Достоїнства і недоліки часто використовуваних моделей пружних основ добре висвітлені у роботі [18]. Найбільш проста, добре вивчена і реалізована у багатьох програмних комплексах, у тому числі і у ПК ЛПРА-САПР, лінійна модель пружної основи – модель Вінклера. Вона зручна для аналізу, легко програмується, але при розрахунку будівельних конструкцій на ґрунтових основах ця модель погано відображає дійсну роботу основи і споруди із-за своїх недоліків – основа не працює за межами споруди, не враховується властивість ґрунту працювати на зсув. Досконаліша модель Пастернака – у ній враховується опірність основи деформаціям зсуву. Найбільш досконала модель - ґрунтового півпростору Кулона-Фадєєва. У цій моделі враховуються багато фізико-механічних властивостей ґрунту, а також робота ґрунту за межами конструкції.

Недолік усіх цих моделей – не можна розраховувати конструкції на основі з жорсткими поновлюючими силами. У роботі [1] приведено результати експериментальних досліджень на стискування насипних зруйнованих гірських порід. На рис. 2.5 наведено взяті з роботи [1] діаграми «стискуюча сила–переміщення» (« $F - \Delta$ ») для піщанику -1), алевроліту -2), і аргіліту -3). Зв'язок між стискуючою силою і деформацією стискування породи має сильно виражений нелінійний характер. З цих діаграм видно, що зв'язок між навантаженням і переміщенням "жорсткий" і при розрахунку споруди на такій основі у стадії монтажу необхідно враховувати його "жорстку" характеристику. Для таких основ некоректно використовувати моделі Пастернака або Вінклера.

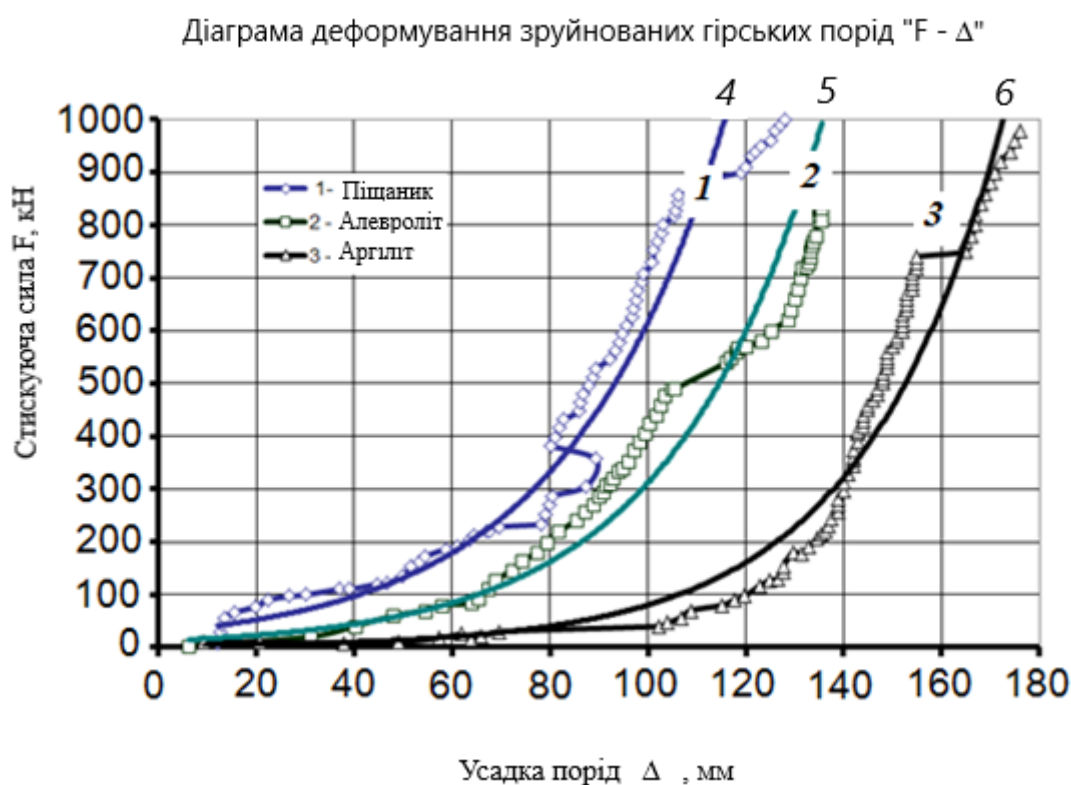


Рис. 2.5. Діаграми «стискуюча сила–переміщення» (« $F - \Delta$ »); діаграми деформування: піщанику -1), алевроліту -2), і аргіліту -3) (суцільні лінії 4, 5, 6 – графіки інтерполяційних поліномів для діаграм 1, 2, та 3 відповідно, які побудовано у пакеті EXCEL за результатами експериментів)

Розглянемо методику побудови моделі основи з жорсткою поновлюючою силою.

Методику побудови моделі основи з жорсткою поновлюючою силою прослідимо на прикладі насипної основи із зруйнованого піщанику. Діаграму деформації « $\sigma - \varepsilon$ » зруйнованого піщанику наведено на рис. 2.6.

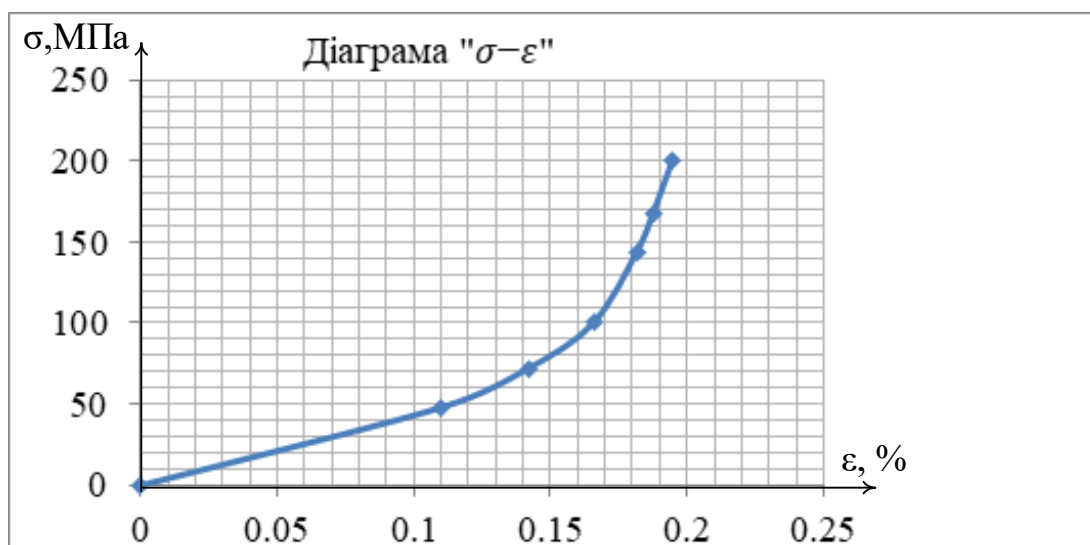


Рис. 2.6. Діаграма деформації $\sigma - \varepsilon$ зруйнованого піщанику

Таблиця 2.1

Визначення модуля деформації E та коефіцієнта постелі C

F , кГс	Δ , мм	σ , кГс/см ²	ε	$\Delta\sigma$, кГс/см ²	$\Delta\varepsilon$	E , кГс/см ²	C , кГс/см ³
0	0	0	0				
20000	55	48	0.11	48	0.11	436	10.4
30000	71	72	0.142	24	0.032	750	17.9
42000	83	100	0.166	36	0.024	1500	35.7
60000	91	144	0.182	44	0.016	2750	65.5
70000	94	168	0.188	24	0.006	4000	95.2
83000		200	0.195	32	0.007	4570	108.8

Приведені узяті з результатів експерименту (рис. 2.5.) значення стискуючої сили P і відповідні їм абсолютні деформації піщанику Δ . Первинна висота

стискуваної товщі в експерименті $H = 500\text{мм}$, площа поперечного перетину $A = 415.5\text{см}^2$. Отримані значення умовних напружень σ та відносних деформацій ε наведено у табл. 2.1.

Використовуючи діаграму « $\sigma - \varepsilon$ » можемо визначити дотичний модуль деформації

$$E = d\sigma / d\varepsilon \quad (2.1)$$

Знаючи модуль деформації можемо скористатися залежністю Пастернака і визначити коефіцієнт постелі.

$$C_1 = \frac{E}{h(1 - \nu^2)} \quad (2.2)$$

де E - дотичний модуль деформації;

h - товщина стиснутого шару;

ν - коефіцієнт Пуассона ґрунту.

Для побудови скінченно-елементної моделі пружної основи, в якій у процесі навантаження збільшується жорсткість, користуватимемося кусочно-лінійною діаграмою деформації. Для отримання такої діаграми слід розбити діаграму деформації на декілька ділянок і замінити прямолінійними криволінійні ділянки діаграми. На рис. 2.7 показано умовно фрагмент такої діаграми. Після цього слід побудувати діаграму « $\sigma - \varepsilon$ ».

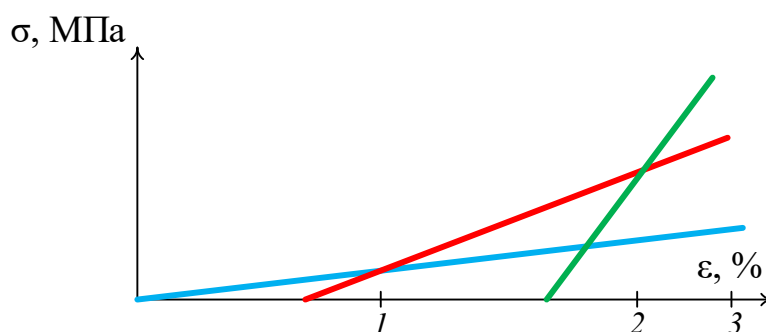


Рис. 2.7. Кусочно-лінійна діаграма « $\sigma - \varepsilon$ »

Розглянемо характер роботи такої основи. Реакція основи при ступені стискування від 0 до 1 така ж, як і у Вінклерової основи, на ділянці 1-2 як сума двох основ - простої Вінклерової першої ділянки і реакції доповнюючої основи, на третій ділянці - сума трьох: Вінклерової основи першої ділянки, Вінклерової основи другої ділянки, плюс доповнюючої основи для третьої ділянки. Для того, щоб побудувати модель такої складної основи, пропонується поступати таким же чином, як це було зроблено при моделюванні пружинного амортизатора.

Між основою і вузлом споруди вставити набір пружин «одна в одній» з різними зазорами. Якщо переміщення малі, то включається у роботу лише перша пружина, із зростанням деформації на основу включається друга і так далі. Реакція такої основи подібна до діаграми деформації « $F - \Delta$ ».

Для побудови такої моделі пропонується використовувати *КЭ-261* і *КЭ-262*. Якщо число ділянок на кусочно-лінійній діаграмі n , то необхідно поставити набір з n елементів. При трилінійній діаграмі у кожен вузол розрахункової схеми необхідно поставити три скінченні елементи *КЭ-261*, кожен з яких моделює пружину. Жорсткість кожної пружини визначається як добуток коефіцієнта постелі на вантажну площу, що доводиться на вузол і:

$$R_i = \Delta C_i \cdot A_i, \quad (2.3)$$

де ΔC_i – коефіцієнт постелі доповнюючої основи;

A_i - вантажна площа в'язі, яку поставлено;

R_i – коефіцієнт жорсткості пружини.

Для нашого випадку для першого елемента у наборі $\Delta C_1 = 10.4$, для другого елемента $\Delta C_2 = 17.9 - 10.4$, для третього елемента $\Delta C_3 = 35.7 - 17.9$ і так далі.

Значення C характерних точок діаграми « $C - \Delta$ » будуть величинами зазорів для *СЭ-261* і *СЭ-262*. У характеристиках жорсткості першого елемента зазор $\Delta_1 = 0$

мм, у другого елементу зазор $\Delta_2 = 55 \text{ мм}$, у третього елементу зазор $\Delta_3 = 71 \text{ мм}$, і так далі.

Розроблена методика побудови скінченно-елементних моделей для розрахунку споруд на нелінійно пружній основі із зростаючою у процесі навантаження жорсткістю, з “жорсткою” поновлюючою силою у середовищі ПК ЛІРА-САПР дозволяє вирішувати широкий клас динаміки та статички.

2.2. Метод підсистем у моделях задач з необмеженими областями

У розділі 1 було розглянуто складові частини розрахункової схеми у розрахунках споруди на динамічні впливи. Розрахункова схема – це інформація про обрану математичну модель задачі, після чого формується система диференціальних та алгебраїчних рівнянь, розв’язок якої дасть можливість дослідити напружено-деформований стан споруди при динамічних впливах.

Складність системи «наземна частина-фундамент-грунт» приводить до необхідності застосування чисельних методів розрахунків з використанням обчислювальної техніки. У сучасній комп’ютерної техніки суттєво збільшились швидкість обчислень, пам’ять, та збільшення комп’ютерних можливостей не рятує від необхідності виконання складних та довготривалих обчислень, бо нормативні документи вимагають урахування багатьох параметрів динамічних впливів. Спрощення розрахункової схеми за рахунок того, щоб окремо розглядати кожну з частин цієї системи у динамічних розрахунках неприпустиме, бо такий розрахунок приводить, як правило, до помилкових висновків. Єдиний шлях зменшення обсягів розрахунків – зменшення розмірів дискретизованої частини моделі, особливо моделі ґрунту. Але розмір дискретизованої частини ґрунту необхідно вибирати таким чином, щоб подальше збільшення дискретизованої частини не мало суттєвого впливу на результат розрахунку.

Існує два загальних підходи для чисельного моделювання динамічної взаємодії елементів системи «споруди – ґрунт» - це метод підсистем та прямий метод (рис. 2.8). У методі підсистем необмежена область основи поділяється на

обмежену частину основи разом з будівлею і на необмежену частину. Обмежену частину моделюють методом скінченних елементів, що дає можливість врахувати особливості ґрунтової основи, у тому числі нелінійність. Для необмеженої частини ґрунту необхідно змодельовати її нескінченність. Для методу підсистем необхідні аналітично виражені граничні умови.

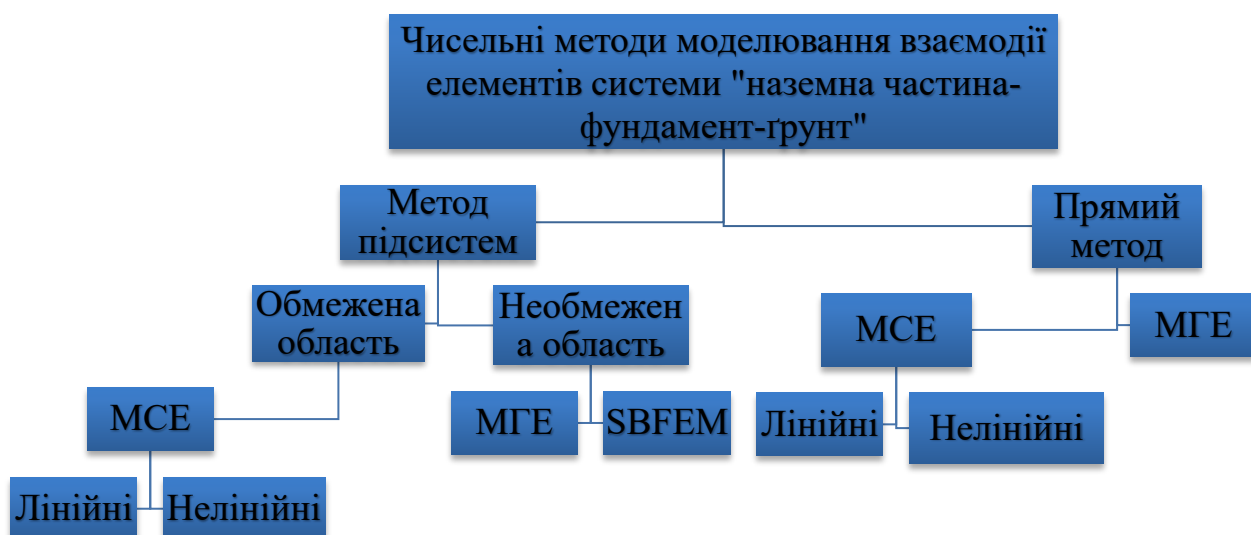


Рис. 2.8. Схема варіантів динамічного розрахунку системи «наземна частина-фундамент-ґрунт» у часовій задачі

Розрахунок необмеженої області методом скінченних елементів на динамічні впливи не розв'язує суттєву проблему - відбиття хвилі. Для застосування методу скінченних елементів в обмеженій області необхідно врахувати згасання хвилі, яка відбивається від границь. Відбиття від границь, на яких є в'язі на переміщення, можна зменшити за рахунок набору елементів у вигляді пружина - демпфер. Але такими прийомами повністю прибрати відбиття хвилі неможливо, а це призводить до умовно придатного розрахунку.

Кращі можливості для розв'язання цієї проблеми у методу граничних елементів (МГЕ). Деталі цього методу можна знайти у працях [101] або [106]. На відміну від МСЕ, тут дискретизують лише межі областей. Отже, число ступенів вільності буде менше, ніж у МСЕ. Однак МГЕ дає несиметричну матрицю

жорсткості з ненульовими елементами, що ускладнює розв'язок системи рівнянь. Цей факт заперечує перевагу меншої кількості ступенів вільності. МГЕ аналітично задовольняє розв'язку диференціального рівняння, тоді як МСЕ використовує ітераційне наближення. За допомогою МГЕ можна провести розрахунок споруди та необмеженого середовища. Але проблемами цих розрахунків є численні обмеження МГЕ, пов'язані з властивостями змодельованої області. У МГЕ має бути відоме так зване фундаментальне рішення [130]. Для нелінійних матеріалів фундаментальне рішення невідоме, тому МГЕ для розв'язання фізично нелінійних задач непридатний.

Для розв'язання задач динаміки можна використати метод скінченних різниць (МСР), в якому робиться перехід від системи диференціальних рівнянь до системи алгебраїчних рівнянь [104]. Але цей метод для довільних складних систем не придатний, бо потребує дуже багато підготовчої ручної праці.

Для складних систем використовують метод підсистем. У цьому методі складну систему поділяють на підобласті (підсистеми) і у кожній області тим чи іншим методом формулюють відповідні процеси.

МСЕ можна поєднати з методом граничних елементів, методом масштабування границі скінченного елемента (SBFEM) з нескінченними елементами завдяки легкому об'єднанню різних граничних умов. Такий підхід дає можливість поєднати достоїнства цих методів і усунути більшість недоліків.

Поєднання МГЕ / МСЕ використовується найчастіше для моделювання обмеженої та необмеженої області. Однак і у цьому випадку модель все ще містить суттєві недоліки МГЕ. Такими є або відсутність фундаментального рішення, наприклад, для анізотропних матеріалів, або фундаментальне рішення для області дуже складне. Крім того, рішення остаточної системи рівнянь важко знайти через несиметричну матрицю коефіцієнтів при невідомих у розв'язувальній системі рівнянь.

У цій роботі використовується поєднання двох методів - МСЕ / SBFEM. Метод SBFEM дає можливість розв'язати питання, які складні або не розв'язуються МГЕ. SBFEM був розроблений Wolf та Song [128], [128]. Покращений алгоритм

розрахунку MCE/SBFEM запропоновано у роботі [118]. У більшості методик поєднання MCE/SBFEM, які було запропоновано до цього часу, розглядалися лише лінійні задачі.

У роботах [102] та [125] вже були розроблені елементи методу, однак у жодній роботі не використовувались елементи для вирішення задач динаміки у часі разом з фізичною нелінійністю.

Основи методу SBFEM можна знайти у багатьох роботах, наприклад, [95], [128], [126] та [125].

Нижче пропонується методика поєднання методів MCE та SBFEM, яка дає можливість уникнути проблем, що виникають при розв'язанні задач з необмеженими областями при використанні інших методів.

2.3. Матричні рівняння методу SBFEM для розв'язання задач статички системи «наземна частина-фундамент-грунт»

Достоїнства та недоліки двох методів (MCE та МГЕ) вже було відмічено раніше. MCE дозволяє легко моделювати конструкції та окремі конструктивні елементи будь якої складності, але проблему представляє моделювання у середовищі MCE необмеженого ґрунту. Особливою проблемою у MCE є дослідження хвильових процесів у переміщеннях, деформаціях, напруженнях у ґрунтовому масиві нескінченних розмірів. У таких випадках метод скінченних елементів не може точно відображати дійсний характер розповсюдження хвиль. Відбувається відбиття хвиль на границі. Для вирішення цієї задачі були розроблені деякі інші методи, один з них - метод граничних елементів (МГЕ). Однак для МГЕ необхідне так зване фундаментальне рішення. Це рішення існує не для всіх областей. Крім того, матриці коефіцієнтів при невідомих у розв'язувальній системі рівнянь несиметричні та повністю заповнені.

SBFEM вирішує задачу розповсюдження хвилі у нескінченність, не потребує фундаментального рішення, а матриці симетричні. Матриці в MCE також симетричні. Отже, використання MCE з SBFEM поєднує достоїнства обох методів.

Метод масштабування границі скінченного елемента розроблено і для двовимірної, і для тривимірної задачі. У цьому методі межа досліджуваної області дискретизується елементами на основі стандартної інтерполяції методу скінченних елементів. Поля переміщень і напружень в областях довільної геометрії описуються за допомогою напіваналітичного рівняння, що дозволяє зручно і точно вирішувати проблеми сингулярності і проблеми у нескінченних областях. Його можна легко комбінувати зі стандартним методом скінченних елементів, оскільки використовуються ті ж функції форми, а результуючі матриці жорсткості і маси симетричні.

У SBFEM обмежена область визначається у декартових системах координат x та y для двовимірної задачі, коли розв'язується плоска задача пружності, та x , y і z для тривимірної, коли розв'язується просторова задача пружності.

Переміщення в області елемента у двовимірній задачі визначаються вектор-стовпцем $\{u(x,y)\} = [u_x(x,y), u_y(x,y)]^T$, а деформації $\{\varepsilon(x,y)\} = [\varepsilon_x(x,y), \varepsilon_y(x,y), \gamma_{xy}(x,y)]^T$ визначаються за переміщеннями за відомими залежностями Коши:

$$\{\varepsilon(x,y)\} = [L]\{u(x,y)\}, \quad (2.4)$$

де лінійний диференціальний оператор $[L]$ має вигляд:

$$[L] = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix}. \quad (2.5)$$

Система диференціальних рівнянь рівноваги має вигляд :

$$[L]\{\sigma(x,y)\} = 0. \quad (2.6)$$

Напруження $\{\sigma(x,y)\}$ визначаються за законом Гука, який у матричному вигляді має вигляд

$$\{\sigma(x,y)\} = [D]\{\varepsilon(x,y)\}, \quad (2.7)$$

де $[D]$ – матриця пружності.

У тривимірній задачі переміщення описуються вектор-стовпцем функцій $\{u(x,y,z)\} = [u_x(x,y,z), u_y(x,y,z), u_z(x,y,z)]^T$. Вектор-стовпець деформацій має вигляд $\{\varepsilon(x,y,z)\} = [\varepsilon_x(x,y,z), \varepsilon_y(x,y,z), \varepsilon_z(x,y,z), \gamma_{yz}(x,y,z), \gamma_{xz}(x,y,z), \gamma_{xy}(x,y,z)]^T$. Для тривимірної задачі у рівняннях (2.4), (2.6) та (2.7) диференціальний оператор $[L]$ має вигляд:

$$[L] = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & & & & & \\ & \frac{\partial}{\partial y} & & & & \\ & & \frac{\partial}{\partial z} & & & \\ & & \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{\partial y} & & \\ & \frac{\partial}{\partial z} & & \frac{\partial}{\partial x} & & \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} & & & & \end{bmatrix}. \quad (2.8)$$

У методі SBFEM для границі, або її частини, призначають центр масштабування - точка, з якої повинна бути видима уся границя області (Рис 2.9). Як і у методі граничних елементів, у методі SBFEM дискретизується лише границя області. На границі визначаються переміщення $\{u\}$ та вузлові сили $\{R\}$. Для двовимірної задачі границя S області V дискретизується лінійними елементами. Геометрія лінійного ізопараметричного елемента інтерполюється за допомогою функції форми $[N(\eta)]$, в якій використовують локальні координати η .

$$\begin{aligned} x(\eta) &= [N(\eta)]\{x\}, \\ y(\eta) &= [N(\eta)]\{y\}, \end{aligned} \quad (2.9)$$

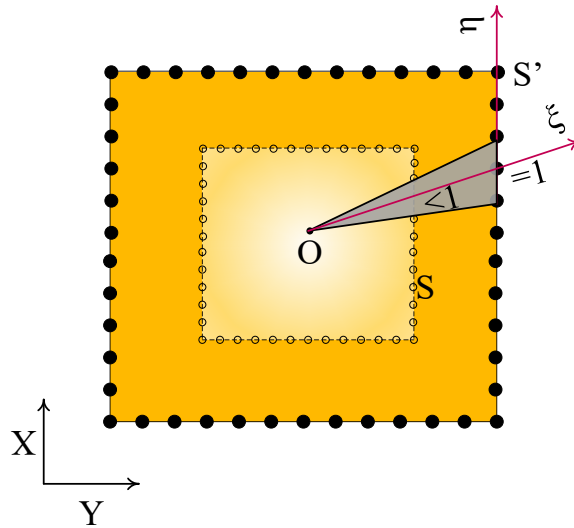


Рис. 2.9. Двовимірні задача методу. Центр масштабування O , радіальна координата ξ та дискретизація границі

Геометрія області описується масштабуванням границі за допомогою безрозмірної радіальної координати ξ , яка дорівнює нулю у точці O та одинці на межі області. Довільна точка області з координатами x, y у координатах ξ та η визначається залежностями

$$\begin{aligned} x(\xi, \eta) &= x_0 + \xi x(\eta) = x_0 + \xi [N(\eta)]x, \\ y(\xi, \eta) &= y_0 + \xi y(\eta) = y_0 + \xi [N(\eta)]y, \end{aligned} \quad (2.10)$$

ξ, η назвемо координатами масштабованої границі у двовимірній задачі, а перехід від x, y до ξ, η трансформацією масштабованої границі.

Матриця Якобі для двовимірної задачі має вигляд:

$$J(\eta) = \begin{bmatrix} x(\eta) & y(\eta) \\ x(\eta)_{,\eta} & y(\eta)_{,\eta} \end{bmatrix}, \quad (2.11)$$

Похідні від x та y визначаються як

$$\begin{aligned} x(\eta)_{,\eta} &= [N(\eta)]_{,\eta} x, \\ y(\eta)_{,\eta} &= [N(\eta)]_{,\eta} y, \end{aligned} \quad (2.12)$$

Диференціальний оператор (2.3) у координатах ξ, η має вигляд:

$$L = [b^1(\eta)] \frac{\partial}{\partial \xi} + \frac{1}{\xi} [b^2(\eta)] \frac{\partial}{\partial \eta}, \quad (2.13)$$

де $[b^1(\eta)], [b^2(\eta)]$ залежать тільки від геометрії границі.

$$\begin{aligned} [b^1(\eta)] &= \frac{1}{|J(\eta)|} \begin{bmatrix} y(\eta)_{,\eta} & 0 \\ 0 & -x(\eta)_{,\eta} \\ -x(\eta)_{,\eta} & y(\eta)_{,\eta} \end{bmatrix}, \\ [b^2(\eta)] &= \frac{1}{|J(\eta)|} \begin{bmatrix} -y(\eta)_{,\eta} & 0 \\ 0 & x(\eta)_{,\eta} \\ x(\eta)_{,\eta} & -y(\eta)_{,\eta} \end{bmatrix}, \end{aligned} \quad (2.14)$$

Для тривимірної задачі трансформація від x, y, z до ξ, η, ζ визначається залежностями:

$$\begin{aligned} x(\xi, \eta, \zeta) &= x_0 + \xi x(\eta, \zeta) = x_0 + \xi [N(\eta, \zeta)] x, \\ y(\xi, \eta, \zeta) &= y_0 + \xi y(\eta, \zeta) = y_0 + \xi [N(\eta, \zeta)] y, \\ z(\xi, \eta, \zeta) &= z_0 + \xi z(\eta, \zeta) = z_0 + \xi [N(\eta, \zeta)] z, \end{aligned} \quad (2.15)$$

Матриця Якобі для тривимірної задачі має вигляд :

$$J(\eta, \zeta) = \begin{bmatrix} x(\eta, \zeta) & y(\eta, \zeta) & z(\eta, \zeta) \\ x(\eta, \zeta)_{,\eta} & y(\eta, \zeta)_{,\eta} & z(\eta, \zeta)_{,\eta} \\ x(\eta, \zeta)_{,\zeta} & y(\eta, \zeta)_{,\zeta} & z(\eta, \zeta)_{,\zeta} \end{bmatrix}, \quad (2.16)$$

Диференціальний оператор (2.3) у координатах ζ, η, ζ

$$L = [b^1(\eta, \zeta)] \frac{\partial}{\partial \xi} + \frac{1}{\xi} \left([b^2(\eta, \zeta)] \frac{\partial}{\partial \eta} + [b^3(\eta, \zeta)] \frac{\partial}{\partial \zeta} \right), \quad (2.17)$$

де $[b^1(\eta, \zeta)], [b^2(\eta, \zeta)], [b^3(\eta, \zeta)]$ визначаються як

$$\begin{aligned} [b^1(\eta, \zeta)] &= \frac{1}{|J|} \begin{bmatrix} y_{,\eta} z_{,\zeta} - z_{,\eta} y_{,\zeta} & 0 & 0 \\ 0 & z_{,\eta} x_{,\zeta} - x_{,\eta} z_{,\zeta} & 0 \\ 0 & 0 & x_{,\eta} y_{,\zeta} - y_{,\eta} x_{,\zeta} \\ 0 & x_{,\eta} y_{,\zeta} - y_{,\eta} x_{,\zeta} & z_{,\eta} x_{,\zeta} - x_{,\eta} z_{,\zeta} \\ x_{,\eta} y_{,\zeta} - y_{,\eta} x_{,\zeta} & 0 & y_{,\eta} z_{,\zeta} - z_{,\eta} y_{,\zeta} \\ z_{,\eta} x_{,\zeta} - x_{,\eta} z_{,\zeta} & y_{,\eta} z_{,\zeta} - z_{,\eta} y_{,\zeta} & 0 \end{bmatrix}, \\ [b^2(\eta, \zeta)] &= \frac{1}{|J|} \begin{bmatrix} zy_{,\zeta} - yz_{,\zeta} & 0 & 0 \\ 0 & xz_{,\zeta} - zx_{,\zeta} & 0 \\ 0 & 0 & yx_{,\zeta} - xy_{,\zeta} \\ 0 & yx_{,\zeta} - xy_{,\zeta} & xz_{,\zeta} - zx_{,\zeta} \\ yx_{,\zeta} - xy_{,\zeta} & 0 & zy_{,\zeta} - yz_{,\zeta} \\ xz_{,\zeta} - zx_{,\zeta} & zy_{,\zeta} - yz_{,\zeta} & 0 \end{bmatrix}, \\ [b^3(\eta, \zeta)] &= \frac{1}{|J|} \begin{bmatrix} yz_{,\eta} - zy_{,\eta} & 0 & 0 \\ 0 & zx_{,\eta} - xz_{,\eta} & 0 \\ 0 & 0 & xy_{,\eta} - yx_{,\eta} \\ 0 & xy_{,\eta} - yx_{,\eta} & zx_{,\eta} - xz_{,\eta} \\ xy_{,\eta} - yx_{,\eta} & 0 & yz_{,\eta} - zy_{,\eta} \\ zx_{,\eta} - xz_{,\eta} & yz_{,\eta} - zy_{,\eta} & 0 \end{bmatrix}, \end{aligned} \quad (2.18)$$

$$\{\varepsilon(\xi, \eta)\} = [B^1(\eta)]\{u(\xi)\}_{,\xi} + \frac{1}{\xi}([B^2(\eta)]\{u(\xi)\}), \quad (2.21)$$

де

$$\begin{aligned} [B^1(\eta)] &= [b^1(\eta)][N^u(\eta)], \\ [B^2(\eta)] &= [b^2(\eta)][N^u(\eta)]_{,\eta}, \end{aligned} \quad (2.22)$$

Для тривимірних задач переміщення визначаються залежністю як

$$\{u(\xi, \eta, \zeta)\} = [N^u(\eta, \zeta)]\{u(\xi)\}, \quad (2.23)$$

Деформації мають вигляд:

$$\{\varepsilon(\xi, \eta, \zeta)\} = [B^1(\eta, \zeta)]\{u(\xi)\}_{,\xi} + \frac{1}{\xi}([B^2(\eta, \zeta)]\{u(\xi)\}), \quad (2.24)$$

де

$$\begin{aligned} [B^1(\eta, \zeta)] &= [b^1(\eta, \zeta)][N^u(\eta, \zeta)], \\ [B^2(\eta, \zeta)] &= [b^2(\eta, \zeta)][N^u(\eta, \zeta)]_{,\eta} + [b^3(\eta, \zeta)][N^u(\eta, \zeta)]_{,\zeta}. \end{aligned} \quad (2.25)$$

Диференціальний оператор $[L]$ перетворює рівняння рівноваги (2.6) та рівняння деформації (2.4). Рівняння (2.7) не залежить від геометричного перетворення. Ці три рівняння дають можливість записати рівняння переміщення для методу масштабування границь скінченних елементів для двовимірної та тривимірної задач у вигляді:

$$\begin{aligned} [E^0]\xi^2\{u(\xi)\}_{,\xi\xi} + ((s-1)[E^0] - [E^1] + [E^1]^T)\xi\{u(\xi)\}_{,\xi} + \\ + ((s-2)[E^1]^T - [E^2])\{u(\xi)\} = 0 \end{aligned} \quad (2.26)$$

де $s = 2$ або 3 , у залежності від розмірності задачі. Матриці коефіцієнтів $[E^0]$, $[E^1]$, $[E^2]$ обчислюються так само, як і у методі скінченних елементів, для двовимірної задачі:

$$\begin{aligned} [E^0] &= \int_{-1}^{+1} [B^1(\eta)]^T [D] [B^1(\eta)] |J(\eta)| d\eta, \\ [E^1] &= \int_{-1}^{+1} [B^2(\eta)]^T [D] [B^1(\eta)] |J(\eta)| d\eta, \\ [E^2] &= \int_{-1}^{+1} [B^2(\eta)]^T [D] [B^2(\eta)] |J(\eta)| d\eta \end{aligned} \quad (2.27)$$

для тривимірної задачі:

$$\begin{aligned} [E^0] &= \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} [B^1(\eta, \zeta)]^T [D] [B^1(\eta, \zeta)] |J(\eta, \zeta)| d\eta d\zeta, \\ [E^1] &= \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} [B^2(\eta, \zeta)]^T [D] [B^1(\eta, \zeta)] |J(\eta, \zeta)| d\eta d\zeta, \\ [E^2] &= \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} [B^2(\eta, \zeta)]^T [D] [B^2(\eta, \zeta)] |J(\eta, \zeta)| d\eta d\zeta, \end{aligned} \quad (2.28)$$

У рівняннях (2.27) та (2.28) $[D]$ - матриці деформації. Вони можуть бути застосовані для будь-якого анізотропного матеріалу. Оскільки інтегрування для елементів стандартне, використовуються процедури, аналогічні процедурам методу скінченних елементів.

2.4. Метод SBFEM у розв'язанні динамічних задач методом підсистем

Існує два загальних підходи у моделюванні системи «наземна частина-фундамент-грунт» - прямий метод та метод підсистем.

При динамічному впливі на систему «наземна частина-фундамент-грунт» хвилі, що поширюються у нескінченному середовищі, не повертаються назад, і значна частина енергії забирається із системи ґрунтом.

При розв'язанні задач за першим (прямим) підходом обмежена частина ґрунту моделюється разом із спорудою стандартними скінченними елементами. Споруда може бути будь-якої складності. На рис. 2.11., для простоти зображення, взято балку-стінку. Ґрунтовий масив може багатошаровим з суттєво різними властивостями шарів.

При прямому методі хвилі, які виникають при динамічному впливі, відбиваються від штучно наведених рубежів, змушуючи енергію повертатися у систему. Щоб позбавитися цього явища або зменшити його негативний вплив, необхідно створити такі граничні умови (пристрої), які здатні або поглинати, або передавати вхідні хвилі. Один із заходів, якій використовується при створенні розрахункової моделі, – збільшується область, яку займає ґрунтова основа, щоб віддалити границю від споруди. Але цей прийом не ефективний, а у випадку тривимірних задач до того ж значно збільшується час розрахунків, бо кількість ступенів вільності вузлів ґрунтових елементів часто значно перевищує кількість ступенів вільності самої споруди.

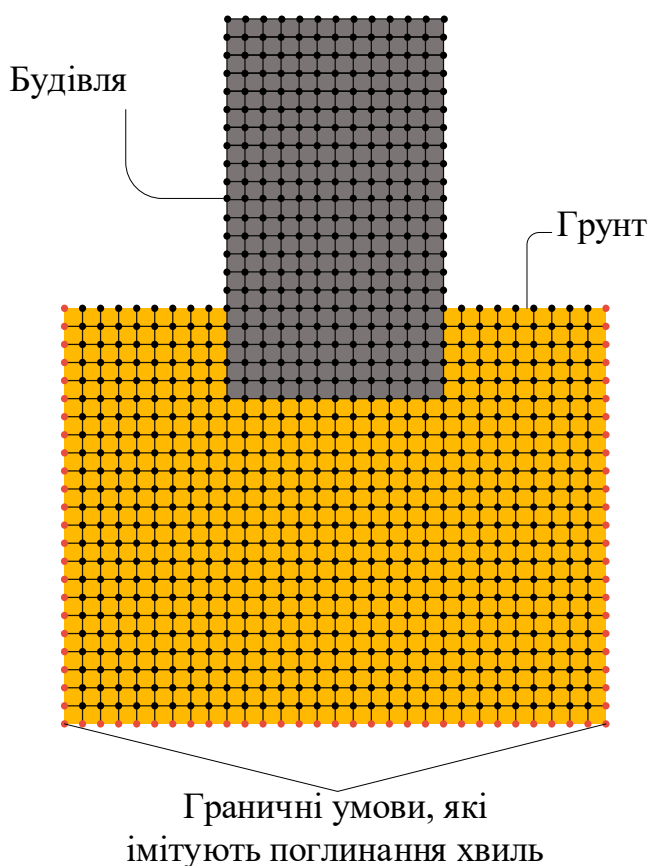


Рис. 2.11. Прямий метод

У другому підході обмежені та необмежені частини моделюються як дві підструктури, розділені узагальненою лінією взаємодії.

Обмежена підструктура складається із будівлі та частини суміжної з будівлею ґрунту з додатковими граничними умовами. Ця частина може мати фізичні, конструктивні та геометричні нелінійності і у моделі споруди, і у моделі ґрунту. Один із прикладів фізичної нелінійності - конструктивні елементи споруди виготовлені із залізобетону. У цьому випадку нелінійні діаграми роботи і бетону ($\sigma_c - \varepsilon_c$), і арматури ($\sigma_s - \varepsilon_s$). Приклад конструктивної нелінійності - односторонні в'язі між елементами споруди і основою.

Необмежена підсистема складається з решти частини ґрунту, що тягнеться до нескінченності (рис. 2.12).

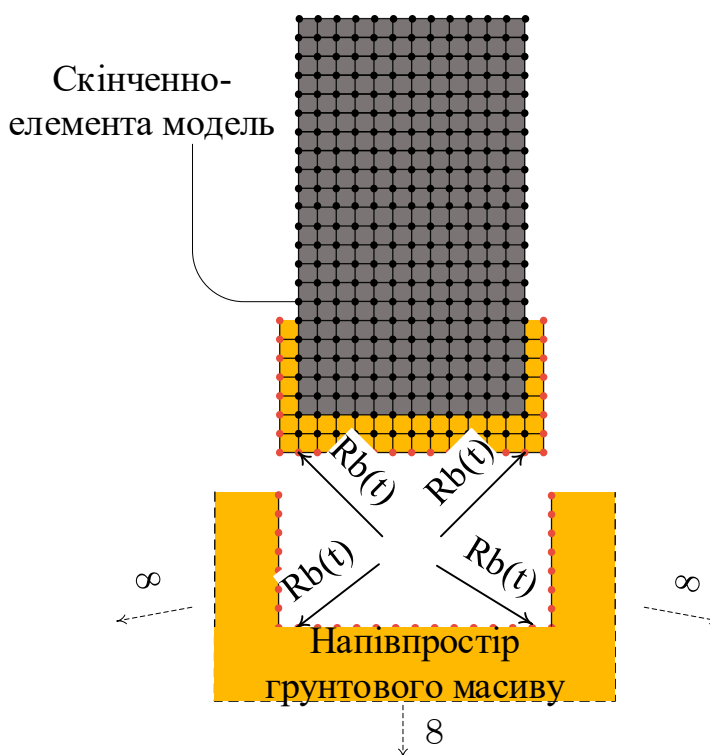


Рис. 2.12. Метод підсистем

Поєднання двох підсистем відбувається за допомогою вектору взаємодії $r_b(t)$, що діє у обидва напрями, - на будівлю та на ґрунтовий масив. Вектор взаємодії у прямій динамічній задачі представлено у вигляді вектора згортки:

$$r_b(t) = \int_0^t M_b^\infty(t) \ddot{u}(t-\tau) d\tau, \quad (2.29)$$

де $M_b^\infty(t)$ - матриця відгуку прискорення. Індекс b позначає вузли, що лежать на лінії взаємодії, які належать як структурі, так і ґрунту. Рівняння руху у задачі часу можна записати як

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sb} \\ M_{bs} & M_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s(t) \\ \ddot{u}_b(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sb} \\ C_{bs} & C_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_s(t) \\ \dot{u}_b(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s(t) \\ u_b(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} p_s(t) \\ p_b(t) \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} 0 \\ r_b(t) \end{Bmatrix}, \quad (2.30)$$

де матриці K , C і M - матриці жорсткості, демпфування та мас структури відповідно, $u(t)$, $\dot{u}(t)$ та $\ddot{u}(t)$ - вектори переміщень, швидкостей та прискорень, $p(t)$ - вектор сил, які діють безпосередньо на структуру. Індекс s позначає вузли, які належать лише структурі. Для розв'язання цього рівняння потрібно знати вектор сил взаємодії ґрунту та структури $r_b(t)$. Іншими словами, потрібно визначити матриця відгуку прискорення $M_b^\infty(t)$.

Рівняння SBFEM у часі має вигляд

$$\begin{aligned} & \int_0^t [m^\infty(t-\tau)] [m^\infty(\tau)] d\tau + t \int_0^t [m^\infty(t-\tau)] d\tau + [e^1] \int_0^t \int_0^\tau [m^\infty(\tau)] d\tau dt + \\ & + [e^1]^T \int_0^t \int_0^\tau [m^\infty(\tau)] d\tau dt - \frac{t^3}{6} [e^2] H(t) - t [m^0] H(t) = 0, \end{aligned} \quad (2.31)$$

де $H(t)$ – функція Хевисайда та

$$[m^\infty(t)] = ([U]^{-1})^T [M^\infty(t)] ([U]^{-1}). \quad (2.32)$$

Верхньотрикутна матриця $[U]$ визначається з розкладення матриці коефіцієнтів $[E^0]$ як

$$[E^0] = [U]^T [U], \quad (2.33)$$

$$[e^1] = ([U]^{-1})^T [E^1] [U]^{-1} - \frac{s+1}{2} [I], \quad (2.34)$$

$$[e^2] = ([U]^{-1})^T ([E^2] - [E^1] [E^0]^{-1} [E^1]^T) [U]^{-1}, \quad (2.35)$$

$$[m^0] = ([U]^{-1})^T [M^0] [U]^{-1}. \quad (2.36)$$

Для розв'язання рівняння використовується метод дискретизації.

Матриця відгуку прискорення $M^\infty(t)$ визначається як

$$[M^\infty(t)] = [U]^T [m^0] [U], \quad (2.37)$$

За наведеними у пунктах 2.3 та 2.4 матричними залежностями та рівняннями створено чисельну процедуру формування рівнянь руху та, як частинний випадок, рівнянь рівноваги, у задачах, де є безграничні області. Цю процедуру упроваджено в програмний комплекс ЛПА-САПР, завдяки чому комплекс дає можливість формувати гібридні моделі MCE/SBFEM і розв'язувати практично будь-які фізично лінійні та нелінійні динамічні задачі у часі методом підсистем.

2.5. Методика формування розрахункових схем систем, де є безграничні області

При проведенні досліджень була розроблена методика формування розрахункових схем, де є безграничні області.

- За стандартними правилами формується скінченно-елементна розрахункова схема обмеженої частини моделі (обмежена підсистема).

На обмежену підсистему не накладаються ніякі обмеження. І у моделі споруди, і у моделі основи можуть бути фізично лінійні та нелінійні елементи. В обмеженій підсистемі можуть бути і додаткові в'язі.

- Формується скінченно-елементна схема необмеженої частини моделі. Для цього по лінії розмежування між обмеженою та необмеженою частинами встановлюють скінченні елементи, якими моделюється безмежність. У залежності від типу системи це можуть бути двох вузові, трьох вузові або чотирьох вузові елементи. У програмному комплексі ЛІРА САПР це елементи СЕ - 67, СЕ - 68 та СЕ – 69 відповідно.

- Моделюється навантаження на систему. Навантаження може бути прикладене тільки на обмеженій підсистемі. Навантаження може бути і статичним і динамічним.

Подальша робота – розрахунок та аналіз результатів розрахунку виконуються за стандартним алгоритмом визначення НДС будівельних конструкцій будівель та споруд.

2.6. Деформація півпростору ґрунтового масиву від дії зосередженої сили

Для верифікації нової методики моделювання задач, де є нескінченні області, розглянуто багато прикладів. Деякі результати цих розрахунків наведено нижче.

Дія сили на півплощину (задача Фламана-Буссінеска).

Аналітичний розв'язок задачі про дію зосередженої сили на півплощину та на півпростір отримали Буссінеск та Фламан. Основні результати, цього розв'язку наведено нижче.

Формули для визначення переміщень та напружень у півплощині наведено у роботі [87].

Теоретичне значення радіального напруження N_r визначається за формулою:

$$N_r = -\frac{2P}{\pi} \cdot \frac{\cos \theta}{r}, \quad (2.38)$$

де r – відстань від сили до точки;

θ – кут між лінією дії сили та радіусом r .

Нижче у табл. 2.2 наведено значення відносних радіальних напружень

$$\bar{N}_r = \frac{N_r \cdot \pi}{2P} = \frac{\cos \theta}{r}, \quad (2.39)$$

які отримано методом скінченних елементів у програмному комплексі ЛІРА-САПР та теоретичні значення для $\theta = 0$. Розрахункову схему, для якої отримано деякі чисельні результати, показано на рис. (2.13)

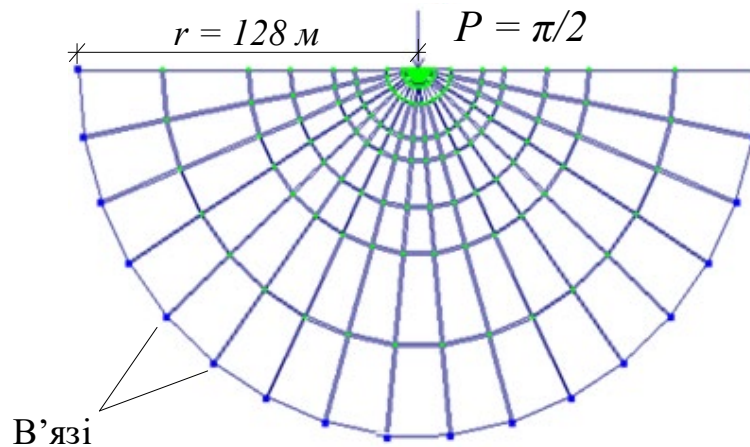


Рис. 2.13. Скінченно-елементна розрахункова схема для визначення напружень

Для розрахунків було взято: зосереджена сила $P = \pi/2$ кН; модуль пружності матеріалу основи $E = 2 \times 10^7$ кПа; коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,2$, товщина $H = 1$ м. Відстань від точки, де прикладена сила, до границі $r = 128$ м.

Таблиця 2.2

Відносні значення радіальних напружень у центрі ваги скінченних елементів, які розташовані вздовж осі симетрії ($\theta = 0$)

$r, м$	Відносні радіальні напруження $\bar{N}_r, м^{-1}$	
	<i>МСЕ (ЛІРА САПР)</i>	<i>Теоретичні значення</i>
0,08297	12,017	12,053
0,19362	5,259	5,165
0,38723	2,649	2,582
0,77446	1,320	1,291
1,26126	0,799	0,793
1,75440	0,571	0,570
2,52523	0,398	0,396
3,50878	0,285	0,285
5,04505	0,199	0,198
9,27352	0,109	0,108
18,5870	0,0546	0,0538
28,0700	0,0357	0,0356
40,3604	0,0250	0,0248
56,1404	0,0180	0,0178
80,7208	0,0128	0,0124
112,280	0,0095	0,0089

Як видно з наведених результатів, значення напружень, які отримано МСЕ, практично співпадають з визначеними теоретично. У найбільш напруженому місті похибка менше 0,3%, а у найбільш віддаленому від зосередженої сили похибка складає 6,7%.

Компоненти переміщення довільної точки в області півплощини u (у напрямку осі x) та w (у напрямку осі z) визначаються за формулами:

$$w = -\frac{2P}{\pi E} \cos \theta \ln r - \frac{(1-\nu)}{\pi E} \theta \sin \theta. \quad (2.40)$$

$$u = \frac{2\nu P}{\pi E} \sin \theta + \frac{2P}{\pi E} \ln r \sin \theta - \frac{(1-\nu)}{\pi E} \theta \cos \theta + \frac{(1-\nu)P}{\pi E} \sin \theta - \frac{2P}{\pi E} \ln d \sin \theta. \quad (2.41)$$

Для частинних випадків переміщення вздовж осі z точок, які розташовані на осі симетрії, та на поверхні визначаються за формулами:

Формула для визначення вертикальних переміщень у точках під силою ($\theta = 0, r = z$):

$$w = \frac{2P}{\pi E} \cdot \ln \frac{d}{z} \quad (2.42)$$

Формула для визначення вертикальних переміщень у вузлах на поверхні півплощини ($\theta = \pi/2\theta = \frac{\pi}{2}$) має вигляд:

$$w = \frac{2P}{\pi E} \cdot \ln \frac{d}{z} - P \cdot \frac{(1-\nu^2)}{\pi E} \cdot \frac{1}{r} \quad (2.43)$$

У табл. 2.3 наведено значення переміщень у вузлах під силою схеми, яку показано на рис. 2.14. Результати отримано методом скінчених елементів за допомогою ПК «ЛІРА-САПР» та за формулою (2.39). У якості d прийнято діаметр кола границі, де поставлено в'язі. $d = 128\text{ м}$.

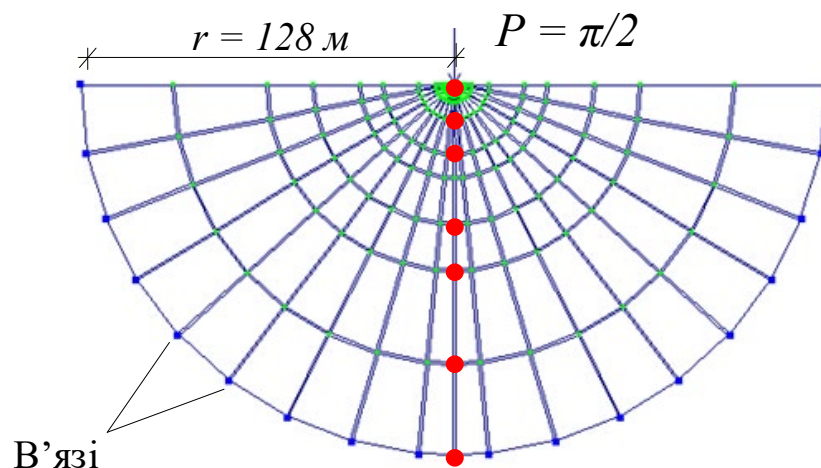


Рис. 2.14. Скінченно-елементна модель, на якій отримані значення переміщень

Таблиця 2.3

**Переміщення у вузлах під силою, які знайдено за допомогою ПК Ліра САПР
та теоретично**

<i>r, м</i>	<i>W, мм</i>	
	<i>МСЕ (Ліра САПР)</i>	<i>Теоретичні значення за формулою Буссінеска. d = 128м.</i>
0.000	-0.0004115	∞
0.125	-0.0003373	0.0003466
0.250	-0.0003047	0.0003119
0.500	-0.0002718	0.0002772
1.000	-0.0002390	0.0002426
1.500	-0.0002190	0.0002223
2.000	-0.0002048	0.0002079
3.000	-0.0001849	0.0001877
4.000	-0.0001707	0.0001733
6.000	-0.0001508	0.0001530
12.00	-0.0001181	0.0001184
24.00	-0.00008504	0.0000870
32.00	-0.00007051	0.0000693
48.00	-0.00005018	0.00004904
64.00	-0.00003551	0.00003467
96.00	-0.00001494	0.00001438
128.0	0.00000	0.0000

Як видно з результатів розрахунків, за вибраних розмірів моделі теоретичні результати та отримані методом скінчених елементів для всіх вузлів, виключаючи особливу точку ($x = 0, z = 0$), дуже близькі.

Розглянемо результати розрахунку цієї ж задачі методом SBFEM. Розрахункову схему показано на рис. 2.15. Скінченно-елементна модель відрізняється від моделі попередньої задачі наявністю на границі двовузлових скінчених елементів для моделювання безграничного ґрунтового масиву. Границя з підсистемою там, де у моделі МСЕ накладено в'язі на переміщення. Навантаження на модель та характеристики жорсткості такі самі.

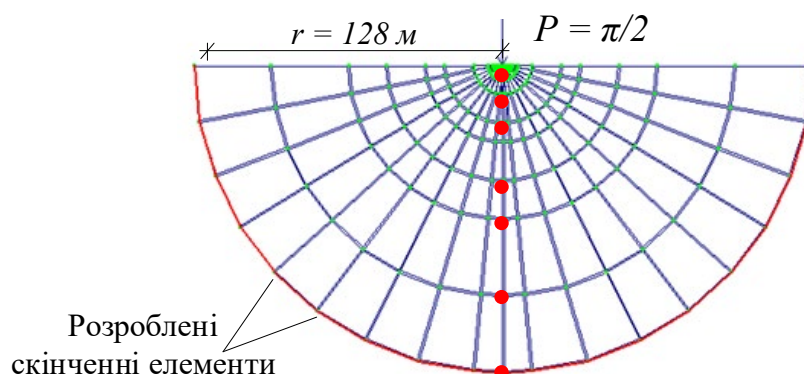


Рис. 2.15. Скінченно-елементна модель для розрахунку методом SBFEM.

Радіус зовнішнього кола $r = 128,0 \text{ м}$

Таблиця 2.4

**Переміщення у вузлах під силою, які знайдено за допомогою ПК Ліра
САПР методами SBFEM, МСЕ та теоретично**

$r, \text{ м}$	$w, \text{ мм}$			Похибка SBFEM, %	Похибка МСЕ, %
	SBFEM (ЛІРА- САПР)	МСЕ (ЛІРА- САПР)	Теоретичні значення $d = 5000 \text{ м.}$		
0.000	0.0005824	0.0004115	∞	∞	∞
0.125	0.0005081	0.0003373	0.0005298	4.096	36.334
1.000	0.0004098	0.0002390	0.0004259	3.780	43.884
2.000	0.0003756	0.0002048	0.0003912	3.988	47.648
3.000	0.0003558	0.0001849	0.0003709	4.071	50.148
6.000	0.0003219	0.0001508	0.0003363	4.282	55.159
12.00	0.0002894	0.0001181	0.0003016	4.045	60.842
24.00	0.0002567	0.0000850	0.0002669	3.822	68.153
48.00	0.0002225	0.0000501	0.0002323	4.219	78.433
96.00	0.0001882	0.0000149	0.0001976	4.757	92.460
128.0	0.0001739	0.0000000	0.0001833	5.128	100.000

У табл. 2.4 наведено значення переміщень w вузлів, які отримано автором методом SBFEM, а також , для порівняння, методом скінченних елементів і за формулою Буссінеска, де параметр відстані до границі $d = 5000\text{м}$.

Розглянемо, як впливає розмір моделі на результати розрахунків.

На рис. 2.16 показано 18 скінченно-елементних моделей, які утворено з моделей, зображених на рис. 2.14 та 2.15. Кожна наступна модель утворювалась із попередньої відкиданням вузлів та елементів зовнішнього кола. Радіуси зовнішнього кола кожної зі схем наведено у табл. 2.5.

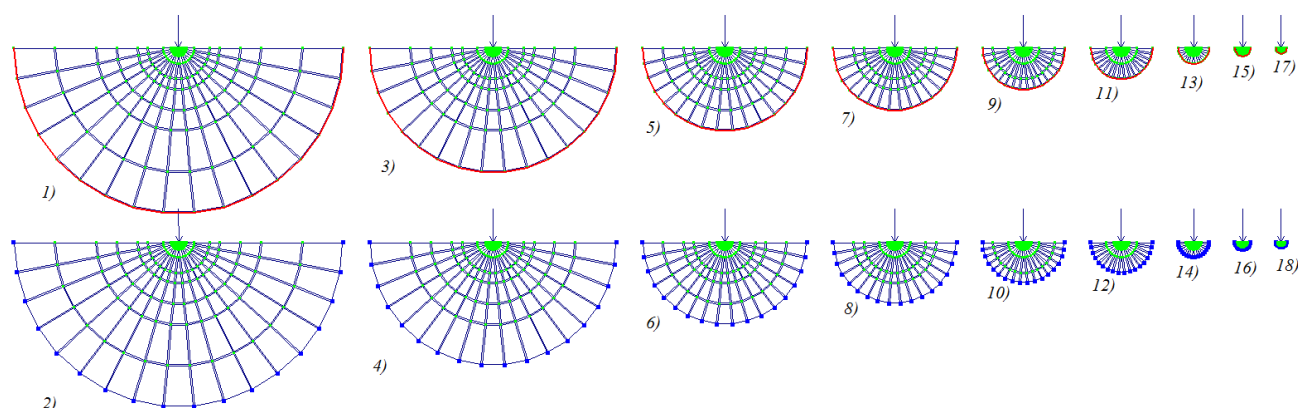


Рис. 2.16. Розрахункові схеми для визначення впливу розмірів моделей на результати розрахунків

Таблиця 2.5

Порівняння значень переміщень, знайдених на різних схемах

Номери схем	Радіус зовнішнього кола, м	Переміщення, м		Похибка, %
		Метод SBFEM	Метод MCE	
1; 2	128	0.0005081	0.0003373	33.61
3; 4	96	0.0004934	0.0003226	34.61
5; 6	64	0.0004737	0.0003029	36.06
7; 8	48	0.0004596	0.0002886	37.21
9; 10	32	0.0004398	0.0002687	38.90
11; 12	24	0.0004256	0.0002541	40.30
13; 14	12	0.0003930	0.0002216	43.61
15; 16	6	0.0003604	0.0001895	47.42
17; 18	4	0.0003407	0.0001697	50.19

У табл. 2.5 порівнюються знайдені методами SBFEM та MCE значення вертикального переміщення w для кожної із 18-ти схем для вузла, віддаленого від точки прикладення сили вздовж вертикалі на $0.125m$.

Отримані результати розрахунків свідчать про те, що навіть за статичного навантаження похибка у знайдених значеннях переміщень на обмежених моделях дуже велика. Слід звернути увагу на те, що на найменшій за розмірами моделі, з радіусом зовнішнього кола вузлів $4 m$, розрахунком методом SBFEM отримано кращий результат, ніж отриманий методом MCE на найбільшій моделі, з радіусом зовнішнього кола вузлів $128 m$.

У табл. 2.6 наведено результати розрахунків задачі про дію зосередженої сили на півпростір на моделях, обмежених прямокутником. Отримані результати порівнюються з результатами розрахунків для схем, які показано на рис. 2.17. Радіус зовнішнього кола вузлів схем, які показано на рис. 2.18, та висота прямокутної області схем рис. 2.17 однакові і дорівнюють $6 m$.

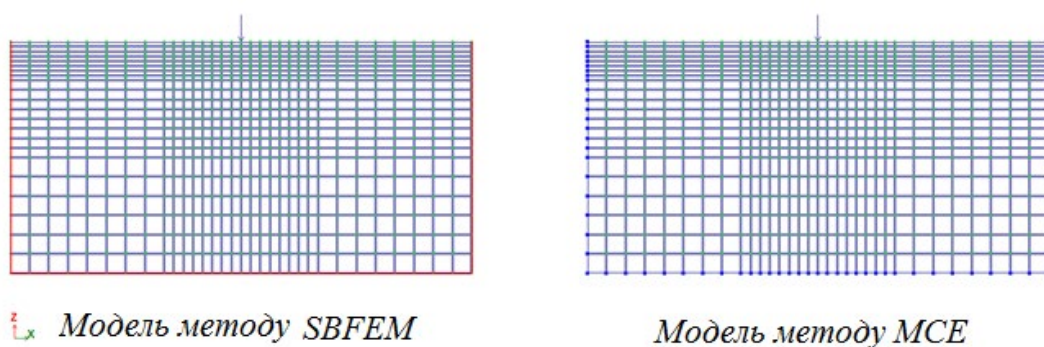


Рис. 2.17 Розрахункові моделі з прямокутними скінченними елементами

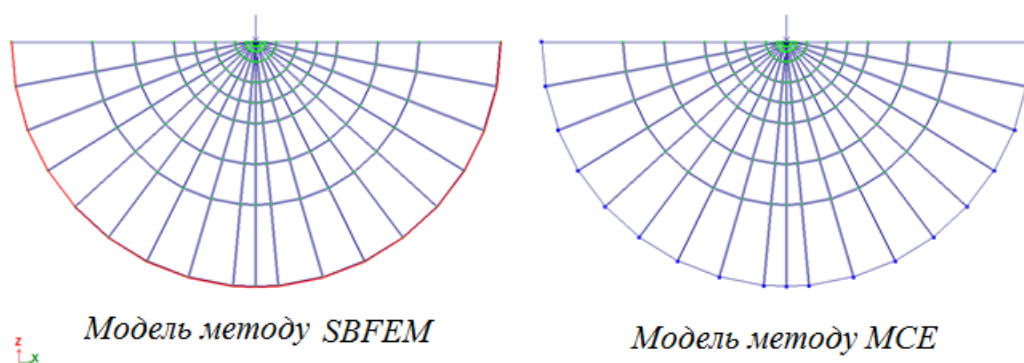


Рис. 2.18. Розрахункові моделі, які взято для порівняльного аналізу

Таблиця 2.6

Переміщення вузлів під силою вздовж вертикалі

<i>Відстань від поверхні до вузла , м</i>	<i>Півкруг, SBFEM, м</i>	<i>Прямокутник, SBEFM, м</i>
0	-0.000435135	-0.000431574
0.125	-0.000360865	-0.000384032
0.25	-0.000328224	-0.000353539
0.5	-0.000295351	-0.000318684
1.0	-0.000262477	-0.000283749
1.5	-0.000242498	-0.000263423
2.0	-0.000228182	-0.000248999
3.0	-0.000228182	-0.000228631
4.0	-0.00019388	-0.000214048
6.0	-0.000173941	-0.00019155
	<i>Півкруг, MCE</i>	<i>Прямокутник, MCE</i>
0	-0.000264254	-0.000245073
0.125	-0.000189866	-0.000197380
0.25	-0.000157111	-0.000166745
0.5	-0.000124026	-0.000131626
1.0	-9.07884e-005	-9.62206e-005
1.5	-7.04902e-005	-7.54579e-005
2.0	-5.58938e-005	-6.05959e-005
3.0	-3.54639e-005	-3.92626e-005
4.0	-2.07124e-005	-2.3577e-005
6.0	0.00000	0.00000

Аналіз отриманих результатів свідчить про те, що значення переміщень практично не залежать від того, яка за формою область скінченно-елементної схеми – прямокутник чи півколо. І у випадку, коли розрахункова схема прямокутник, і у випадку, коли розрахункова схема півколо, результати залежать лише від того, обмежена чи необмежена область ґрунтового масиву. Як і у попередніх розглянутих прикладах, обмеження області ґрунтового масиву приводить до значної похибки результатів.

2.7. Верифікація граничних скінченних елементів у задачах на динамічні впливи

У першій задачі (рис. 2.19а) розглянуто обмежений ґрунтовий масив, на границі якого введено розроблені граничні скінченні елементи, за допомогою яких моделюється необмеженість ґрунтового масиву за межами елементів. У другій задачі (рис. 2.19б) розглянуто досить великий ґрунтовий масив, розміри якого взято такими, щоб забезпечити відсутність впливу граничних умов на проходження хвилі (умовно можна вважати його нескінченним півпростором). Розрахунок виконано за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР у процесорі «Динаміка у часі», який дозволяє моделювати процес динамічного впливу у часі. В обох задачах розрахунок проводився на однаковий динамічний вплив $P(t) = P_0 \sin(\omega t) = 1.975 \sin(20t)$ - вимушене гармонічне коливання, час дії - 1 секунда.

На рис. 2.20 та рис. 2.21 показано графіки переміщень у часі вузла А.

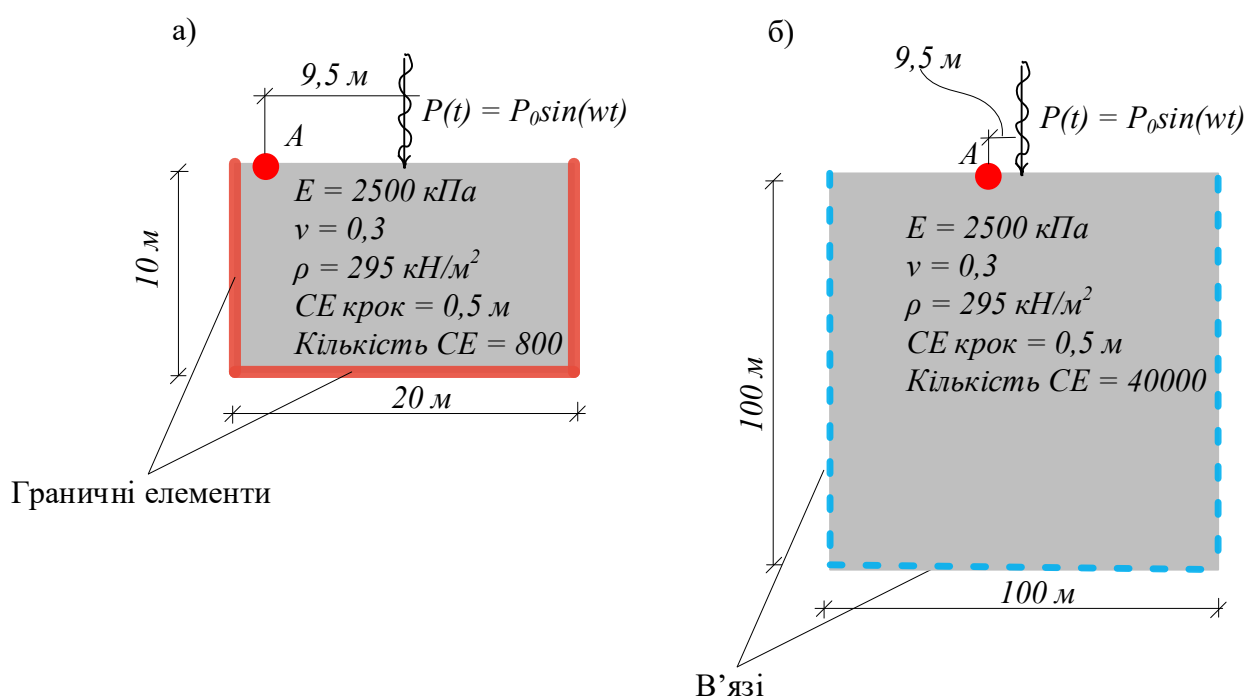
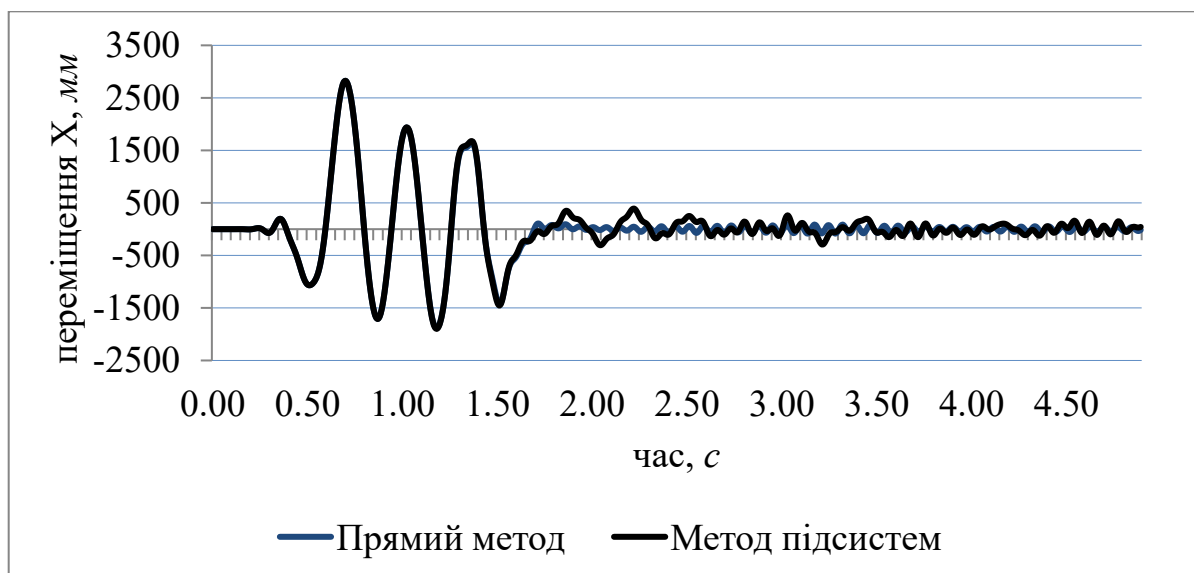
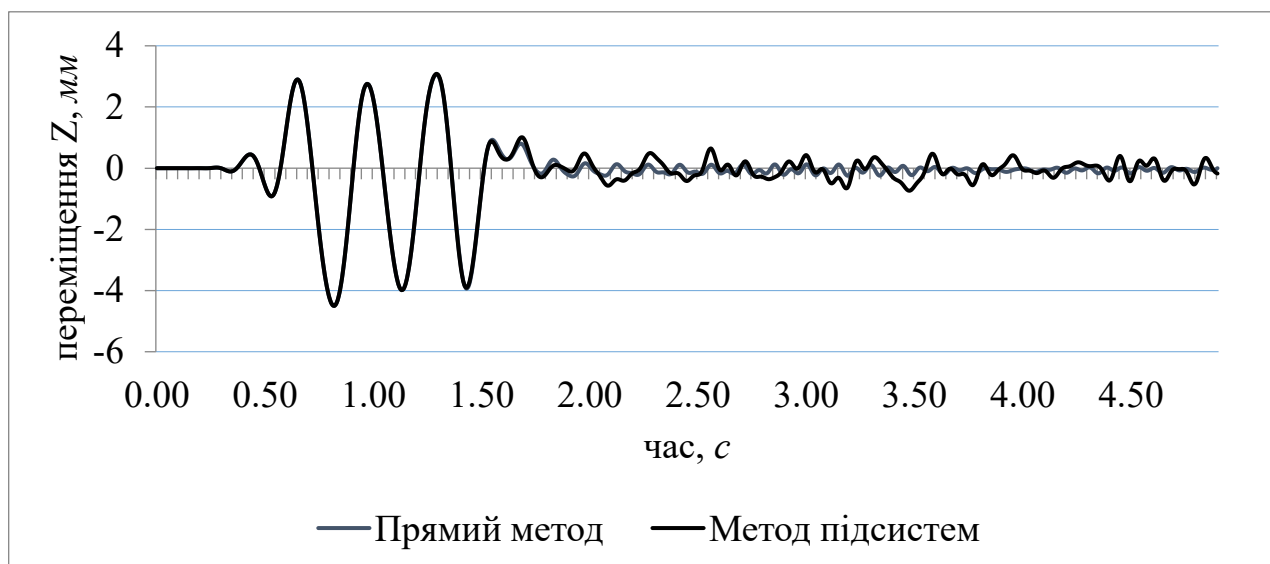


Рис. 2.19. Верифікація розробленого граничного елемента: (а) метод підсистем;
(б) прямий метод

Рис. 2.20. Графік переміщень $X(t)$ у вузлі АРис. 2.21. Графік переміщень $Z(t)$ у вузлі А

З графіків видно, що переміщення вузла А у період впливу збуджуючого навантаження практично збігаються.

Також порівняємо графіки переміщень вузлів, які лежать на осі X на глибині 1 метр у момент часу $t=0,75$ секунди, а також на глибині 8 метрів у момент часу $t=1,5$ секунди. Графіки починаються щодо осі симетрії.

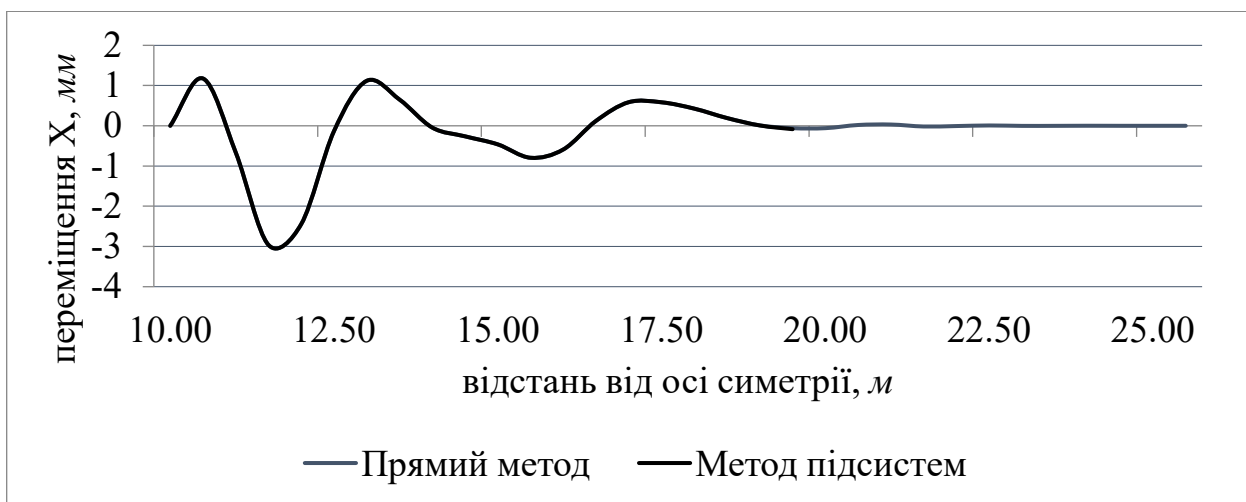


Рис. 2.22. Графік переміщень $X(t)$ на глибині 1 метр у момент часу $t=0,75c$

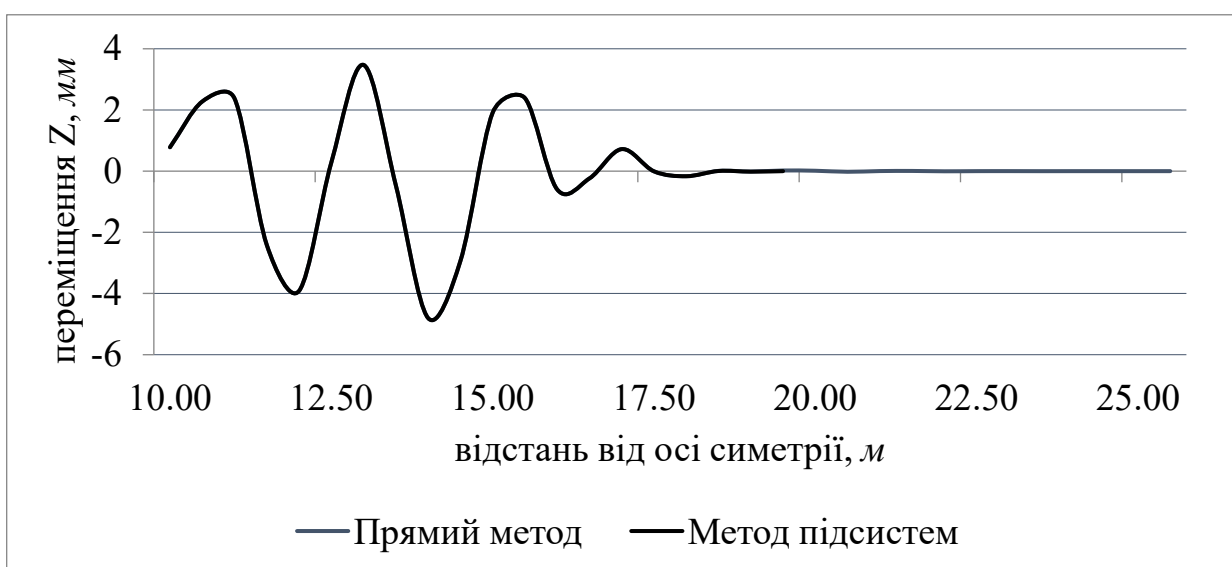


Рис. 2.23. Графік переміщень $Z(t)$ на глибині 1 метр у момент часу $t=0,75c$

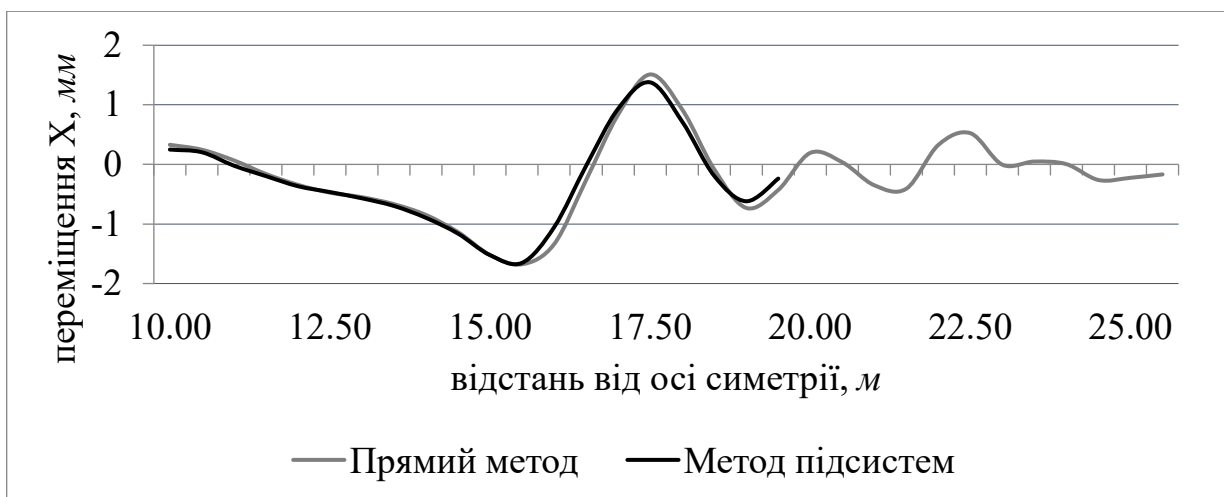


Рис. 2.24. Графік переміщень $X(t)$ на глибині 8 метрів у момент часу $t=1,5c$



Рис. 2.25. Графік переміщень $Z(t)$ на глибині 8 метрів у момент часу $t=1,5c$

Порівнюючи графіки переміщень бачимо, що вони практично збігаються. Різниця у результатах склала 3 - 8%. Особливо гарний збіг спостерігається у найбільш навантажених зонах — прилеглих до місця прикладання динамічного впливу зонах (рис. 2.22, 2.23, 2.24, 2.25) у перші моменти дії динамічного впливу - 1,5 секунди.

Отримані результати дозволяють стверджувати, що розроблені граничні скінченні елементи дозволяють моделювати півпростір ґрунтового масиву на основі розрахункових схем обмеженої розмірності.

Висновки до розділу 2

1. Розглянуто методи моделювання основи споруди та запропоновано методику моделювання опорних в'язей з «жорсткою» поновлюючою силою.
2. Розроблено методику побудови скінченно-елементних моделей для розрахунку споруд на нелінійно-пружній основі із зростаючою у процесі навантаження жорсткістю, з «жорсткою» поновлюючою силою.
3. Виконано класифікацію та проаналізовано основні методи розв'язання нелінійних динамічних задач деформування і руйнування несучих конструкцій. На

основі аналізу зроблено висновок стосовно необхідності використання методу масштабування границі скінченного елемента для вирішення задачі розповсюдження хвилі у нескінченність.

4. Вдосконалено чисельну методику, яка реалізує моделювання нелінійної деформації будівельних конструкцій з урахуванням взаємодії структури ґрунту з наземною частиною будівлі.

5. Створено чисельну процедуру формування рівнянь руху та, як частинний випадок, рівнянь рівноваги, у задачах, де є безграничні області. Цю процедуру впроваджено у програмному комплексі ЛІРА-САПР, що дало можливість формувати гібридні моделі MCE/SBFEM і розв'язувати практично будь-які фізично лінійні та нелінійні динамічні задачі у часі прямим методом, а також методом підсистем.

6. Розглянуто особливості моделювання нескінченної області ґрунтового півпростору та особливості методу підсистем.

7. Запропоновано методику формування розрахункових схем систем, де є безграничні області.

8. Виконано тестування розробленої чисельної процедури на відомих класичних задачах механіки твердого деформівного тіла. Показано, що при використанні розроблених скінченних елементів у числових моделях конструкцій будівель за запропонованою методикою, результати розрахунків практично не відрізняються від теоретичних.

9. Розроблені граничні скінченні елементи дозволяють моделювати півпростір ґрунтового масиву на основі розрахункових схем обмеженої розмірності.

РОЗДІЛ 3

МЕТОД ПІДСИСТЕМ ДЛЯ РОЗВ'ЯЗАННЯ ЗАДАЧ ДИНАМІКИ СКЛАДЕНИХ СИСТЕМ

3.1. Особливості розрахунків будівель на динамічні впливи методом скінченних елементів

Автором запропоновано методики побудови розрахункових схем і розроблені чисельні процедури для розв'язання задач динаміки систем «наземна частина-фундамент-грунт», які реалізовано у програмному комплексі ЛІРА-САПР [21]. Ці методики дають можливість створювати комп'ютерні моделі і проводити чисельні експерименти, коли досліджується НДС систем «наземна частина-фундамент-грунт» при динамічних впливах. Автором виконано ряд чисельних експериментів з використанням декількох методів розрахунку на динамічні впливи, а саме метод спектрального аналізу, метод розрахунку з урахуванням нелінійностей різних типів (фізичної, конструктивної або геометричної), а також метод необмеженого півпростору для моделювання ґрунтової основи. Технологія спектрального методу базується на застосуванні реальних динамічних характеристик елементів системи "споруда – ґрунтова основа".

У діючих нормативних документах закладено, що динамічні прискорення фундаментів (і всієї споруди) та основи співпадають. Однак дані, які отримано під час вимірювань свідчать, що прискорення фундаментів можуть у кілька разів відрізнятися від прискорень ґрунтів основи [74, 51]. Цю обставину можна пояснити тим, що не вся енергія динамічного збудження від ґрунту основи передається на фундамент. Передається лише деяка частина збудження. Витрачена частина залежить від особливостей в'язей між фундаментом і основою. «Втрата» (витік) частини цієї енергії може відбуватися з наступних причин:

- через демпфуючий ефект (природного або штучного походження) в'язей між фундаментом і основою (у тому числі через віброізоляції);

- через «прослизання» горизонтальної динамічної хвилі під фундаментом (при подоланні сил тертя і специфіки односторонніх в'язей між фундаментом і основою);

- через розкид жорсткостей і величин мас у моделях будівлі, бо стереобатна (нижня) і стилобатна (верхня) частини, як правило, суттєво різні за жорсткістю та масою.

У розрахунках на динамічні впливи застосовуються різні методики чисельного моделювання, в яких враховуються перераховані вище ефекти [63, 24].

Розробка нових методів розрахунку споруд на сейсмічні впливи за сейсмограмами урахуванням нелінійних властивостей матеріалів дає можливість робити більш точні прогнози реакції споруди на землетрус, виконувати багатоваріантні чисельні експерименти і проектувати сейсмостійкі будівлі та споруди.

Метод, який базується на спектральній теорії, не ставить завдання дослідження динамічної реакції у часі [73, 92]. Замість цього визначається ймовірне максимальне значення динамічної реакції у залежності від основних динамічних характеристик конструкції і навантаження. Динамічне навантаження за кожною формою у більшості випадків визначається за допомогою спектральної кривої динамічності, побудованої у результаті статистичної обробки великої кількості даних. Розрахункове динамічне навантаження визначається за допомогою складання динамічних навантажень за кожною формою коливань з використанням різних статистичних теорій [4]. Застосування тієї чи іншої теорії обумовлюється ступенем статистичної незалежності відповідних форм коливань.

Для тих видів конструкцій, робота яких добре досліджена і типів впливів, для яких накопичено великий статистичний матеріал, такий підхід цілком виправданий [4, 13].

Для нових конструктивних рішень, для відповідальних споруд і висотних будівель, нормами сейсмостійкого будівництва прописаний розрахунок землетрусів за акселерограмами [4, 26]. У цьому методі розрахунку виконується вибір максимальних значень зусиль усіх кроків у часі для кожного розрахункового

перерізу і будується відповідна епюра. З огляду на те, що максимальні значення зусиль за кожною формою досягаються у різні моменти часу, отримана епюра внутрішніх зусиль не відповідатиме умовам рівноваги. Єдиної методики і рекомендацій для проведення детермінованого аналізу на даний час не існує.

Протягом останнього десятиліття, завдяки появі потужних комп'ютерів, успішно розвиваються методи чисельного аналізу будівельних конструкцій, які базуються на методі скінченних елементів (МСЕ) [18]. Сучасний рівень розвитку МСЕ і можливості програмних комплексів на його основі дозволяють розраховувати досить складні конструкції. Проте можливості цих комплексів у розрахунках у непружній постановці досить обмежені. Тому існує необхідність розробки спеціалізованих алгоритмів розрахунку, які враховують специфічні особливості деяких класів конструкцій - врахування пластичних деформацій, ефектів демпфування при коливаннях, роботу елементів сейсмозахисту, врахування сил тертя та інше. Для деяких типів конструкцій і видів впливів розроблені методики, які дозволяють врахувати різні специфічні фактори. При цьому вибір тієї чи іншої методики проведення динамічного аналізу та інтерпретація отриманих результатів значною мірою залежать і від досвіду та інтуїції дослідника.

3.2. Зв'язок методики з діючими нормативними документами

Розрахунок на динамічні впливи системи «наземна частина-фундамент-грунт» регламентується вітчизняними [26] та закордонними [84, 94, 105, 106] нормативними документами.

Використовують наступні чисельні методи розрахунку будівель та споруд на динамічні впливи:

- спектральний метод;
- прямий динамічний метод;
- нелінійний статичний розрахунок (pushover).

Спектральний метод дозволяє достатньо легко та швидко розрахувати споруду на динамічні впливи, але не дає можливості враховувати фізичну нелінійність. Нелінійність дозволяє враховувати прямий динамічний метод, але він є складнішим і потребує більше вхідних даних. Необхідно враховувати особливості нелінійного деформування конструкцій будівлі та ґрунтів, інерційні властивості ґрунтової основи, демпфувальні властивості та інше.

У роботі для чисельного експерименту було розроблено тривимірну комп'ютерну модель 16-ти поверхової будівлі у середовищі ПК ЛІРА САПР. Товщина монолітного перекриття 180 мм, товщина вертикальних несучих конструкцій 150 мм. Фундамент - суцільна монолітна залізобетонна плита товщиною 800мм. Клас бетону С20/25. У моделі споруди використані фізично та геометрично лінійні стержневі та плоскі скінченні елементи (СЕ 10, СЕ 42, та СЕ 44). Для моделювання основи будівлі використані об'ємні скінченні елементи (СЕ 32, СЕ 34, та СЕ 36). Загальний вигляд розрахункової моделі показано на рис. 3.1. Розрахунок зроблено з використанням чисельних методів розрахунку, які пропонуються нормативними документами, а також за запропонованою методикою.

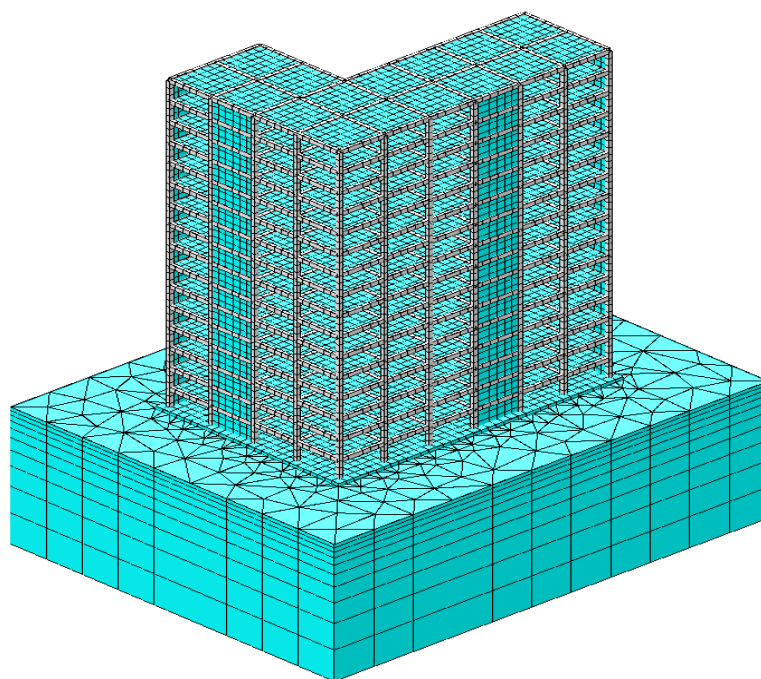


Рис. 3.1. Загальний вигляд розрахункової схеми

Для моделювання навантаження у задачах нелінійного статичного розрахунку, прямого динамічного методу та запропонованої методики використовується акселерограма (рис 3.2) 6-ти бального землетрусу

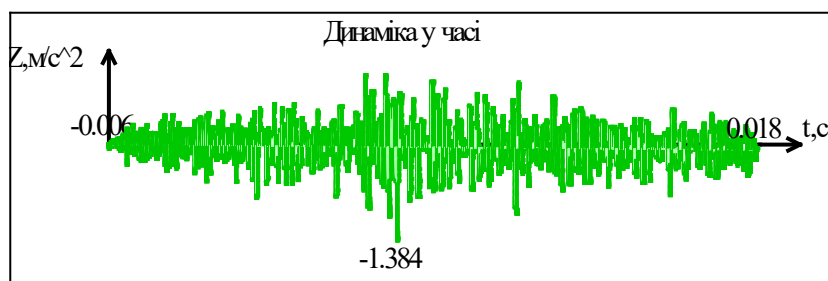


Рис. 3.2. Прикладена сейсмічна акселерограма

У табл. 3.1 порівнюються значення горизонтального переміщення верхнього поверху, а також поздовжнє зусилля у колоні першого поверху, які отримані у результаті динамічного розрахунку.

Таблиця 3.1

Результати динамічного розрахунку будівлі

	Спектральний метод	Прямий динамічний метод	Нелінійний статичний розрахунок	Запропонована методика
Горизонтальне переміщення верхнього поверху, мм	174,1	236.75	252,9	204.45
Поздовжнє зусилля в колоні першого поверху, кН	-6177.89	-9084.96	-9563.73	-7488.35

Можна побачити, що результати, які отримано прямим динамічним методом, нелінійним статичним розрахунком та за запропонованою методикою, добре узгоджуються. Виключення – результати, які отримано спектральним методом, де немає можливості враховувати фізичну нелінійність. Результати, які отримано за запропонованою методикою краще узгоджуються з результатами, які отримано прямим динамічним методом.

Нижче розглянуто більш детально нелінійний статичний розрахунок. Для цього зроблено наступний чисельний експеримент.

3.3 Оцінка НДС будівлі методом нелінійного статичного розрахунку

Будівля готельного комплексу споруджена в 1999 – 2001 рр. на Новому молі Одеського морського порту, що був насипаний в 1968 р. Будівля готелю безпосередньо примикає до Морського вокзалу. Готель прийнято в експлуатацію в 2001 р. З 2010 р. по теперішній час будівлю було виведено з експлуатації. Проводилися мінімально необхідні роботи з консервації будівлі і підтримання її життєдіяльності.

Будівля готельного комплексу складається з двох окремих частин, які розділені між собою деформаційними швами:

- двоповерхової стилобатної частини, по покриттю якої здійснюється переміщення людей і автомобілів;
- висотної центральної частини, загальну висоту якої складають 19 поверхів ($h=76,5\text{м}$).

Технічне обстеження будівлі виконано відповідно до [30, 71] на основі :

- інженерно-геологічних вишукувань;
- визначення конструктивного, об'ємно-планувального рішення будівлі та розмірів її елементів;
- візуального та інструментального обстеження несучих і огорожувальних конструкцій;
- фотофіксації дефектів та пошкоджень конструкцій;
- встановлення відсотків фізичного зношення та визначення категорії технічного стану несучих конструкцій та будівлі у цілому.

Просторова жорсткість будівлі забезпечується монолітним залізобетонним несучим каркасом, який складається з вертикальних несучих елементів – колон, пілонів, стін-діафрагм та горизонтальних дисків міжповерхових перекриттів.

За результатами комплексного обстеження будівлі готелю виконано оцінку міцності, стійкості і фізичного зносу будівлі у цілому та окремих її конструктивних елементів. Виявлені дефекти і пошкодження, які виникли при проектуванні, спорудженні та експлуатації будівлі. Визначено відсоток фізичного зношення конструкцій та категорія технічного стану конструктивних елементів і будівлі у цілому. Неруйнівними методами визначена міцність бетону та фактичне армування несучих залізобетонних конструкцій. Технічне обстеження показало, що фізичне зношення залізобетонних конструкцій складає 15%, а несуча здатність, стійкість і жорсткість несучих конструктивних елементів будівлі достатні для сприйняття експлуатаційних навантажень. Несучий каркас будівлі знаходиться у задовільному технічному стані (2 категорія) і придатний до подальшої експлуатації.

Територія розміщення готелю відноситься до сейсмічного району будівництва. Перевірочний розрахунок виконувався на постійне, тимчасове, снігове вертикальне навантаження, на горизонтальну дію статичного вітру та на сейсмічне навантаження. Відповідно до таблиці 5 [29] коефіцієнт відповідальності будівлі дорівнює 1,2.

Через ґрунтові умови на майданчику – водонасичені ґрунти з високими показниками текучості, при проектуванні будівля була розрахована на 7 балів. Клас наслідків (відповідальності) будівлі згідно [29, 33].

Відповідно до [30] розрахункова сейсмічність для будівель підвищеного рівня відповідальності у м. Одесі за картою ЗСР-2004 С дорівнює 8 балів. Враховуючи ґрунтові умови майданчику забудови (III категорія ґрунтів), будівля готелю підвищеної поверховості повинна сприймати сейсмічний вплив у 9 балів. Сейсмічне навантаження входить до аварійних сполучень та враховується при розрахунку конструкцій за першим граничним станом.

На підставі проектної документації розроблено тривимірну комп'ютерну модель будівлі, де прийнято: вісь Z спрямована вздовж вертикалі, а дві взаємно перпендикулярні осі X , Y розташовані у горизонтальній площині. Загальний вигляд розрахункової схеми наведено на рис. 3.3.

Розрахункова схема будівлі складається з основної схеми, до якої входять елементи каркасу (пілони, стіни діафрагм жорсткості, стіни технічних поверхів), та плит перекриттів, балки та покриття. Фундамент – плитний, товщиною 500 мм по ґрунтовій основі під двоповерховою частиною, відділений деформаційним швом, суцільний плитний пальовий ростверк товщиною 700 мм під чотириповерховою та 1200 мм під висотною частинами. Кількість паль складає 450 штук, з розрахунковою несучою здатністю 225 т. Несуча здатність палі визначена методом статичного випробування.

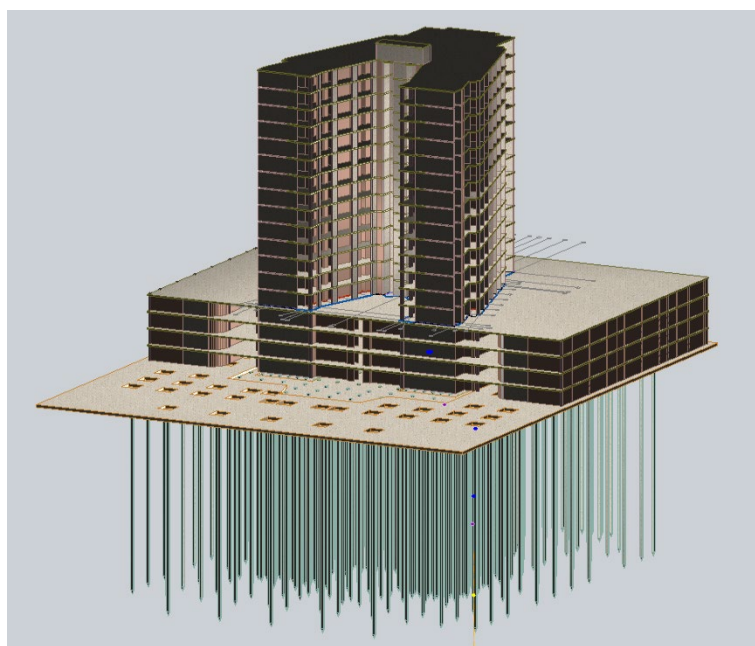


Рис. 3.3. Загальний вигляд розрахункової схеми будівлі у ПК ЛІРА-САПР (препроцесор САПФІР)

На виконання вимог до сейсмічного розрахунку необхідно врахувати всі форми коливань, які вносять значний внесок у сумарну реакцію будівлі, за умови, що сума ефективних модальних мас форм коливань, що враховуються, складає 90% від загальної маси будівлі, або не менше 85% при коливаннях будівлі у горизонтальному напрямку [30].

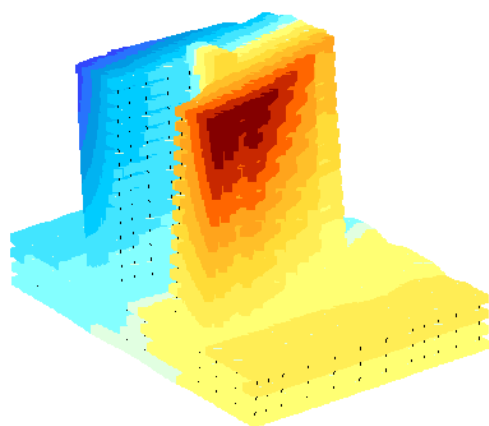
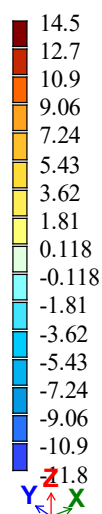
Оскільки для оцінки сейсмостійкості будівель, які експлуатуються, а також для оцінки поведінки конструкцій при сейсмічній дії за межами пружності нормативними документами рекомендується виконувати нелінійний статичний

розрахунок з урахуванням фактичного технічного стану будівлі (урахуванням тріщин, дефектів, пошкоджень), виконаємо нелінійний статичний розрахунок методом PUSHOVER у програмному комплексі ЛІРА-САПР.

Від заданих граничних перекосів поверхів відбувається нарощування сейсмічного навантаження. При досягненні заданих граничних перекосів поверхів нарощування інерційних сил припиняється.

Нелінійний статичний розрахунок - перший етап визначення спектра несучої здатності багатомасової розрахункової моделі. Спектр несучої здатності - це відношення зсуву основи будівлі при сейсмічному навантаженні до горизонтальної реакції (переміщення) будівлі. У результаті нелінійного статичного розрахунку отримано значення переміщень кожного рівня на кожному кроці навантаження (рис. 3.4).

Нелінійне завантаження 1
Мозаїка переміщень по X(G)
Одиниця виміру - мм



Нелінійне завантаження 1
Мозаїка переміщень по Y(G)
Одиниця виміру - мм

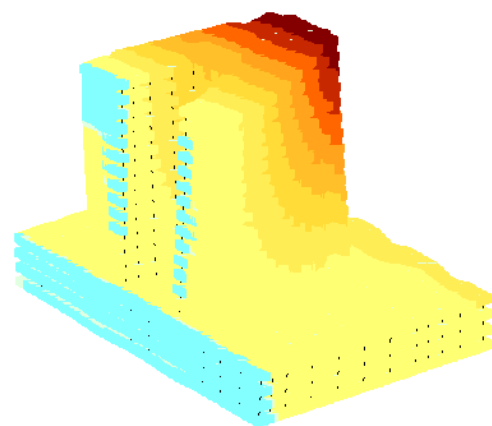
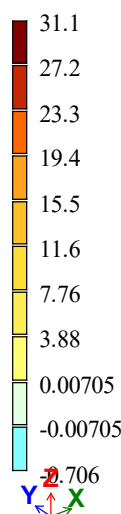


Рис. 3.4. Значення переміщень у будівлі вздовж осей X та Y від сейсмічного навантаження

Для отриманих переміщень визначаються перекоси на різних поверхах багатомасової розрахункової моделі. На рис. 3.5. наведені результати певних перекосів для кожного поверху розрахункової моделі.

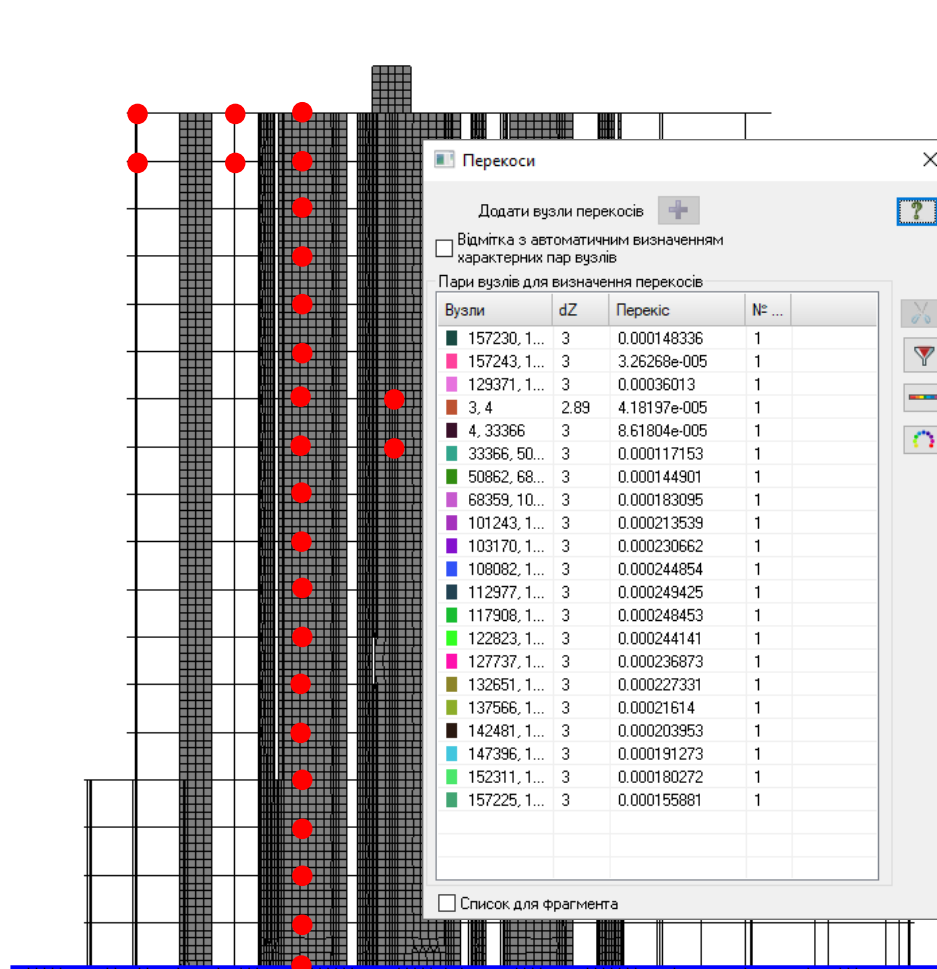


Рис. 3.5. Значення перекося поверхів у зазначених вузлах

Розрахунковий коефіцієнт інерційних сил (коефіцієнт редукції) являє собою зниження сейсмічної реакції за рахунок прояву нелінійних властивостей. Залежить він від пружної реакції і відповідного їй переміщення при коливаннях будівлі при землетрусах. На рис. 3.6. представлено графіки спектру несучої здатності і спектра прискорень будівлі.

За результатами модального аналізу враховано: при горизонтальному сейсмічному навантаженні вздовж осі X 140 форм коливань; при цьому сума модальних мас складає 88,3%; при горизонтальному сейсмічному навантаженні вздовж осі Y 210 форм, сума модальних мас складає 82,8%; при вертикальному навантаженні 19 форм з 91,7% суми модальних мас.

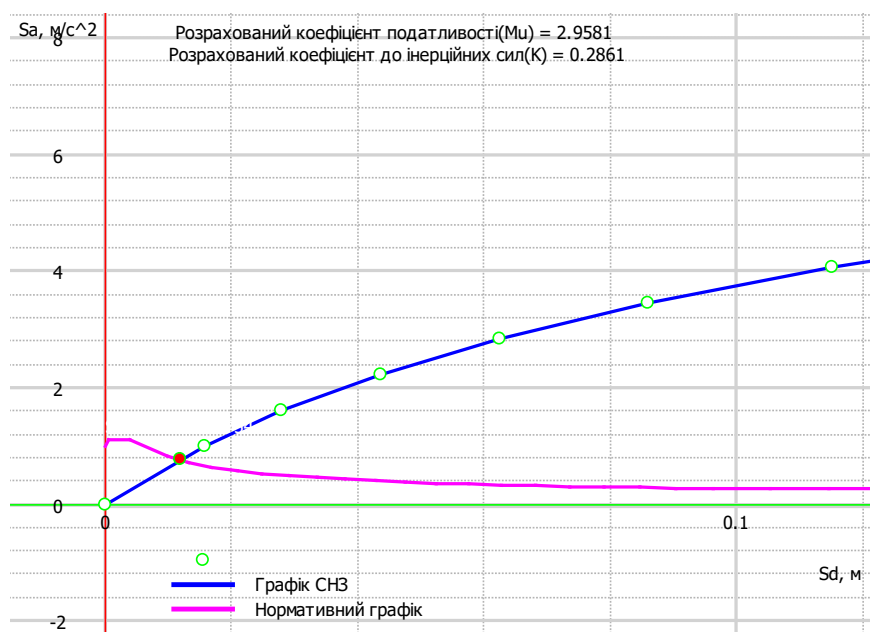


Рис. 3.6. Графік спектру несучої здатності і нормативний графік спектра прискорень будівлі

В результаті розрахунку нелінійним статичним методом (Pushover analysis), інженер-дослідник оцінює реальні запаси міцності конструкції в результаті врахування пластичних та інших непружних властивостей конструкцій будівель і споруд (Рис. 3.6.). Отриманий коефіцієнт податливості можна використовувати при розрахунку спектральним методом. За допомогою накладання редукованого нормативного спектру реакцій і спектра несучої здатності визначається точка їх перетину з координатами S_d , S_a . Ця точка називається точкою стану. Для цієї точки визначається НДС всієї розрахункової моделі і оцінюються можливості роботи конструкції за межею пружності при сейсмічних впливах.

Для обраної будівлі максимальний перекид (0,03 м) між вузлами 129371 і 134286 був досягнутий при коефіцієнті до інерційних сил 0,28614. На підставі цих даних в точці стану були обчислені спектральні переміщення S_d (0,012 м) і спектральні прискорення S_a (0,754 м/с²).

Важливо відмітити, що метод PUSHOVER має обмеження застосування.

За нормативними документами [26] нелінійний статичний розрахунок застосовний для:

- будівель простої геометричної форми з симетричним та регулярним розміщенням мас та жорсткостей, з найменшим розміром у плані до 30 м включно;
- будівель, що оснащені системою сейсмоізоляції та іншими системами регулювання сейсмічної реакції;
- будівель, що експлуатуються в сейсмічних районах, при дослідженні їх сейсмостійкості, проектуванні їх реконструкції та посилення.

Нелінійний статичний метод розрахунку споруд на сейсмічні впливи ефективний для будівель і споруд зі сталевим та залізобетонним каркасом (у тому числі, в'язевим) простої форми, з регулярним розподілом несучих елементів у плані та по вертикалі.

Застосування аналізу на граничну міцність рекомендовано для систем з односпрямованими інерційними силами. Загальні обмеження відповідають умовам застосування методу поперечної сили (аналіз тільки на горизонтальне навантаження), перші форми коливання поступальні, конструкція будівлі є рівномірною за висотою (діафрагми та в'язі, що сприймають горизонтальне навантаження, продовжуються знизу до верху будівлі); маси і жорсткості повинні бути постійними або зменшуватися поступово і плавно вгору, у каркасних будівлях не повинно бути жодних різких змін жорсткості окремих поверхів; зміни жорсткостей [105].

Тому для подальших чисельних експериментів використовуємо прямий динамічний метод та запропоновану методику.

3.4. Аналіз взаємодії елементів системи «наземна частина-фундамент-грунт» від впливу метрополітену неглибокого закладання

У програмному комплексі ЛПРА-САПР було проведено чисельний експеримент. Розглянуто 27 поверховий залізобетонний будинок, розташований поблизу червоної лінії Київського метрополітену.

Вихідні данні:

- товщина перекриття 200 мм;

- товщина вертикальних несучих конструкцій 300 мм;
- фундамент - залізобетонна плита на пальовому полі;
- клас бетону C30/35.

У моделі споруди та основи будівлі використані фізично лінійні стержневі та плоскі скінченні елементи (*CE 10*, *CE 42*, та *CE 44*). Загальний вигляд розрахункової схеми моделі показано на рисунку 3.7.

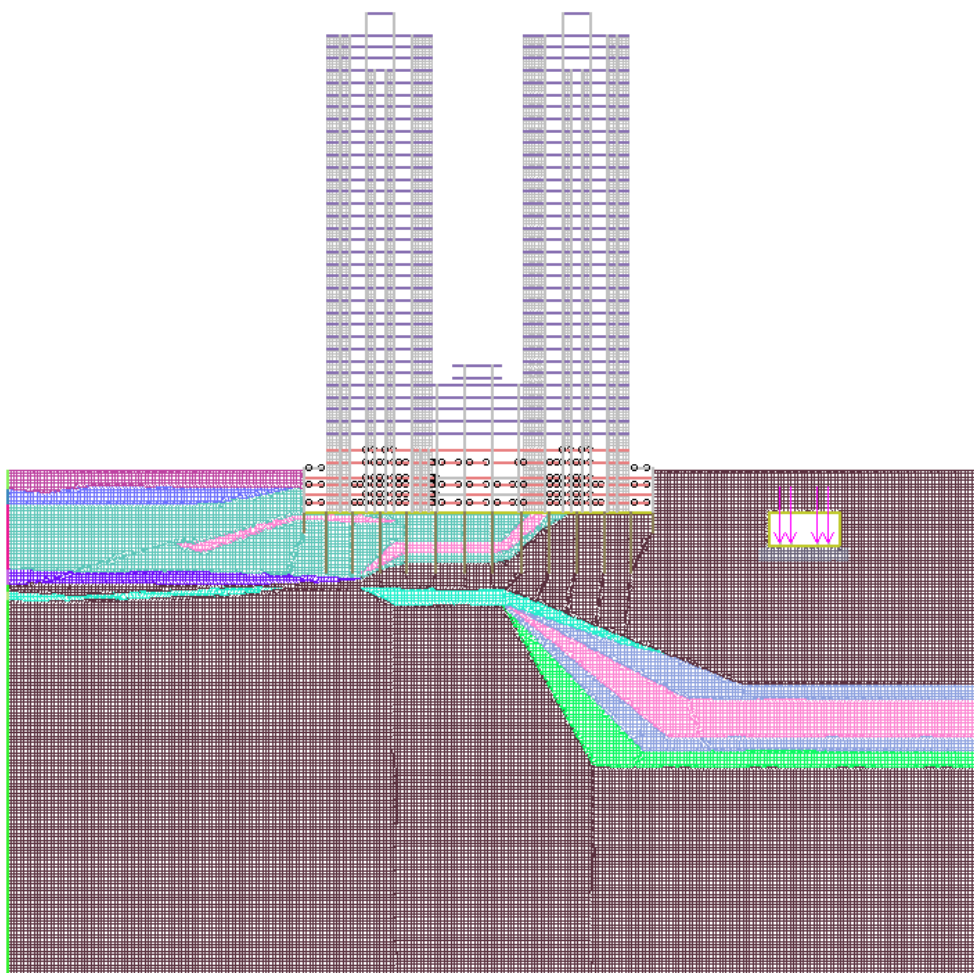


Рис. 3.7. Загальний вигляд розрахункової схеми

Для моделювання впливу метрополітену використовувалась віброприскорення рухомого складу метрополітену, які задані у вигляді акселерограми (рис. 3.8).

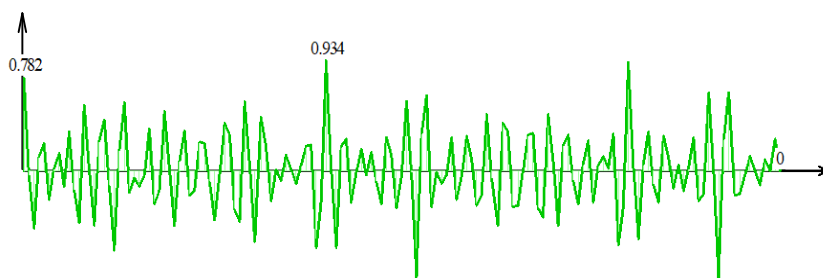


Рис. 3.8. Задана акселерограма на колії метрополітену

Виконано розрахунок будівлі двома методами: методом скінченних елементів зі стандартними граничними умовами на границі досліджуваної зони (модель 1), а також з використанням скінченних елементів (СЕ 67), що моделюють нескінченність, розробленими автором (модель 2). Розрахунок виконувався методом прямого динамічного інтегрування рівнянь руху.

На рисунках 3.9-3.10 показано деякі результати розрахунків - зусилля у колоні першого поверху будівлі від динамічного впливу метрополітену.

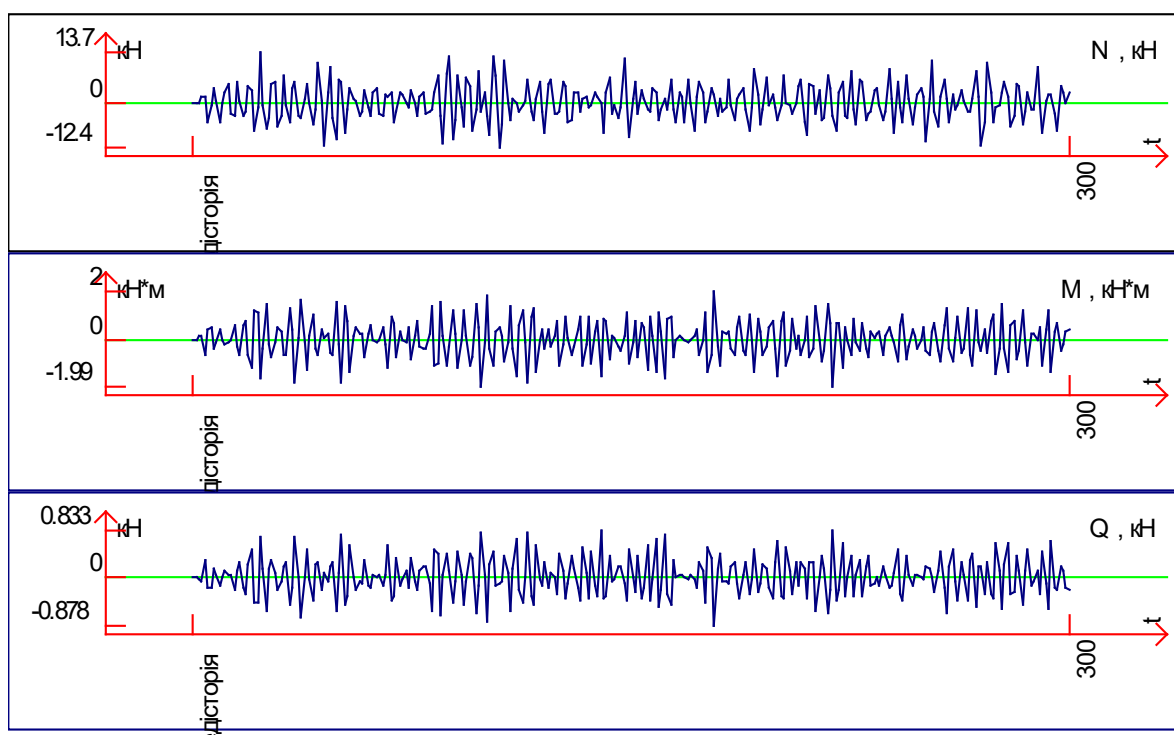


Рис. 3.9. Зміна графіка зусилля у колоні першого поверху зусиль від дії динамічного навантаження у моделі 1

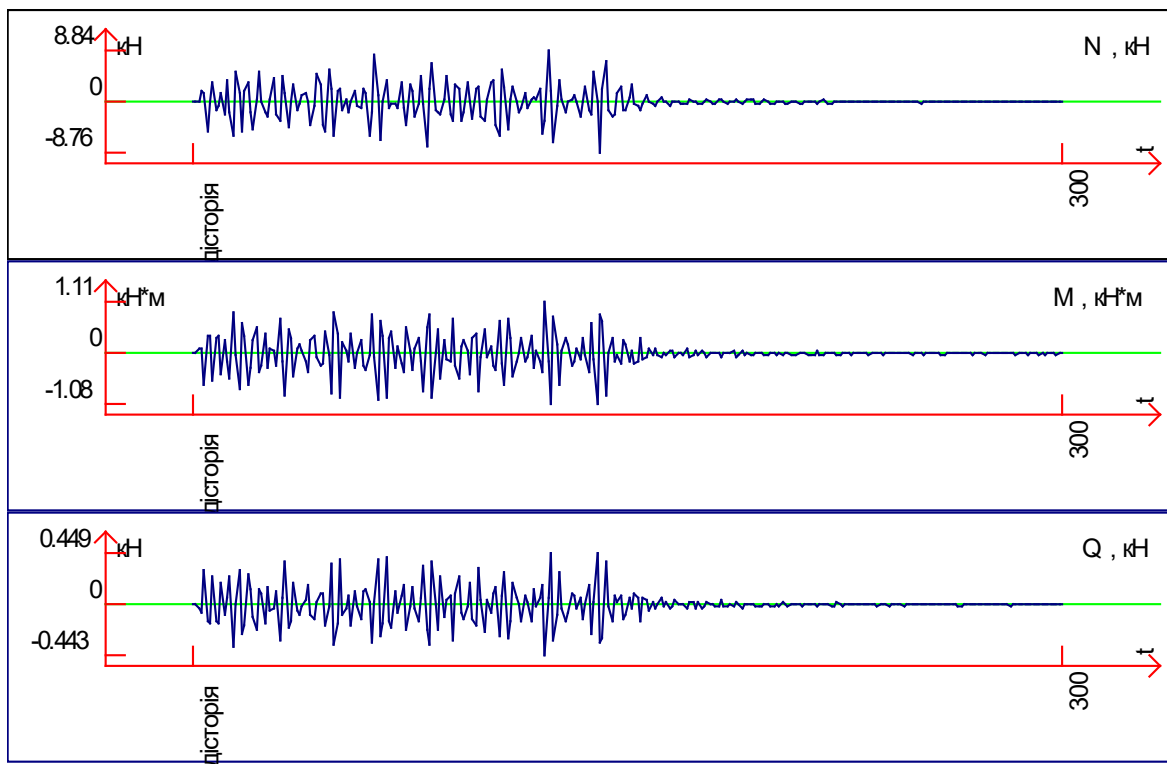


Рис. 3.10. Зміна графіка зусиль зусилля у колоні першого поверху від дії динамічного навантаження у моделі 2

З отриманих результатів видно, наскільки сильно впливають умови на границях моделі на значення зусиль. Стандартна скінченно-елементна модель з жорсткими граничними умовами завищує значення зусиль на 30-40% у порівнянні з результатами, які отримані методом підсистем. У моделі 1 згинальний момент збільшується у моменти часу, коли хвиля відбивається від границі і повертається у конструкцію. У моделі 2 враховується безперервне проходження хвилі у безкінечність.

3.5. Моделювання багатоповерхової будівлі із урахуванням сейсмічного мікрорайонування методом підсистем

Сейсмічні райони з прогнозованою інтенсивністю землетрусів 7, 8 і 9 балів займають до 20% території України. У цих районах розташовано багато промислових і культурних центрів, часто ведуться великі обсяги будівництва.

Рациональне проектування сейсмостійких конструкцій, підвищення їх надійності та конструкційної безпеки має важливе значення. Аналіз сейсмостійкості будівель, які були зведені в сейсмічних районах України показав, що фактичні сейсмічні навантаження на будівлю значно перевищують розрахункові навантаження, які було визначено за нормативними документами.

У Державних будівельних нормах [26] передбачено, що для «будівель і споруд з принципово новими конструктивними рішеннями, які не пройшли експериментальної перевірки, об'єктів класу наслідків СС2 і СС3 згідно ДБН В.1.2-14; будівель вище 16 поверхів і споруд заввишки 50 м і більше, а також споруд з прольотами понад 30 м ... »необхідний прямий динамічний розрахунок із застосуванням розрахункових акселерограм.

Розглянемо деякі питання проблеми моделювання багатоповерхової будівлі на сейсмічні впливи на прикладі будівлі, що розташована на будівельному майданчику у межах вулиць Маршрутна, Сибірська, Героїв Крут (Терешкової), Комарова у м. Одесі (далі скорочено - майданчик).

Встановлено, що на цьому майданчику з ймовірністю один раз у 500 років може статися землетрус з інтенсивністю 7 балів за шкалою MSK – 64. Залежно від положення сейсмічної зони щодо майданчика, його сейсмічного режиму, величини енергії, яка звільняється в осередку вогнища землетрусу, механізму землетрусу, а також від спектральних особливостей впливу середовища на шляху поширення сейсмічних хвиль від вогнища до майданчика змінюються величина пікових прискорень тривалість коливань, форма обвідної і спектральний склад розрахункової акселерограми.

На рис. 3.11 представлені розрахункові акселерограми. Вони являють собою часові функції, які моделюють компоненти вектора прискорень у сейсмічних рухах поверхні ґрунту на майданчику.

Землетрус на майданчику можуть викликати як сильний підкоровий землетрус з сейсмоактивної зони Вранча (Румунія), так і вогнища землетрусів, відповідної розсіяної (доменної) сейсмічності у районі м. Одеси [26, 41]. За відсутності для міста Одеси та Одеської області результатів робіт з виявлення та

засвідчення сучасної активності розломних зон, при визначенні сейсмічних впливів від місцевих землетрусів доводиться приймати консервативне припущення, згідно з яким вогнище слабого місцевого землетрусу може перебувати у жорстких слабо деформованих породах безпосередньо під будівельним майданчиком.

Можливість виникнення більш сильних місцевих подій на більшій відстані і більшій глибині буде врахована при генерації розрахункових акселерограм шляхом моделювання акселерограми землетрусів зони Вранча. Передбачається, що величина розрахункового землетрусу при цьому залишиться незмінною і буде рівною $IP3 = 7$ балів за шкалою MSK64.

Найбільш повну інформацію про величину і характер коливань ґрунту на досліджуваній ділянці при майбутніх (потенційно можливих) максимальних землетрусах можуть дати записи сильних землетрусів з небезпечних для майданчика сейсмогенних зон, зареєстровані безпосередньо на ній. Але, оскільки великі землетруси відбуваються рідко, отримати їх записи за час, відведений для геолого-геофізичних досліджень будівельних майданчиків, як правило, не вдається. Тому для моделювання розрахункових сейсмічних коливань ґрунту на будівельному майданчику будувалися синтезовані розрахункові акселерограми.

Використовувався напівемпіричний підхід, який базується на використанні теоретичних амплітудних спектрів розрахункових акселерограм і емпіричних фазових спектрів [48]. Спектральна щільність результуючого впливу розраховувалася за регіональними (для зони Вранча) і середньосвітовими (для місцевих вогнищевих зон) залежностями між положенням характерних точок амплітудного спектра прискорень, магнітудою розрахункового землетрусу і відстанню до епіцентру.

Вплив ґрунтових умов на майданчику враховувався шляхом використання узагальнених теоретичних частотних характеристик моделей геологічного середовища під майданчиком та огинаючих частотних характеристик, розрахованих для поздовжніх і поперечних хвиль у діапазоні кутів падіння сейсмічних хвиль у межах 70-90 градусів.

Середня частота повторюваності землетрусів з $6.4 < M < 8.0$ для зони Вранча не перевищує декількох подій у століття [103]. З огляду на унікальність землетрусів зони Вранча, при побудові розрахункових акселерограм максимально використовувалася інформація про особливості випромінювання сейсмічної енергії з осередків і закономірності поширення сейсмічних коливань, що міститься у реальних записах землетрусів з цієї зони.

На рис. 3.11 представлені побудовані запропонованим у [14] способом амплітудні спектри розрахункової акселерограми, що моделюють 7-ми бальний землетрус із зони Вранча на будівельному майданчику в межах вулиць: Маршрутна, Сибірська, Героїв Крут (Терешкової), Комарова у м. Одеса.

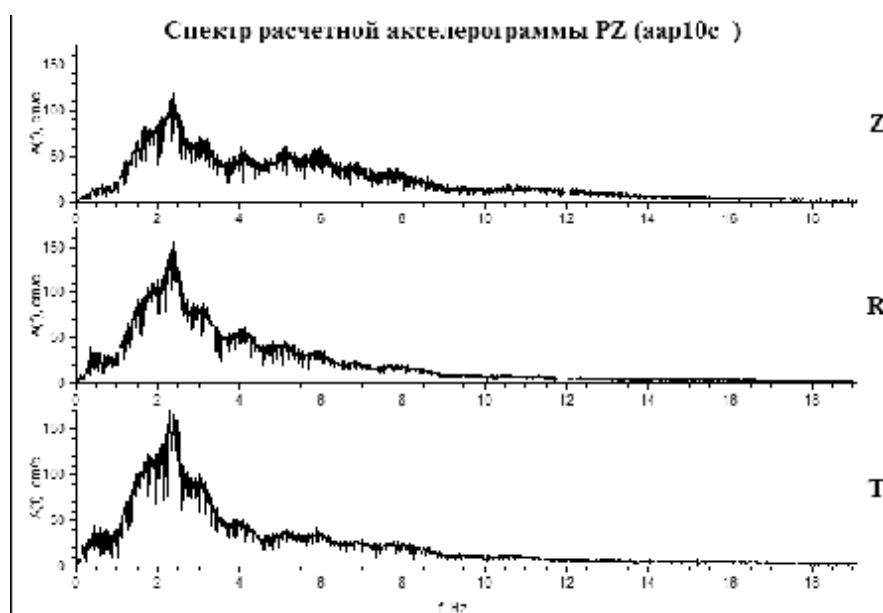


Рис. 3.11. Амплітудні спектри розрахункової акселерограми, що моделює 7-ми бальний землетрус із зони Вранча на будівельному майданчику в межах вулиць: Маршрутна, Сибірська, Героїв Крут (Терешкової), Комарова у м. Одеса.

Складові коливань: R - горизонтальна радіальна, T - горизонтальна тангенціальна, Z - вертикальна

Для формування фазового спектра розрахункової акселерограми використовувалися спектри, розраховані за відповідними складовими записів землетрусів із зони Вранча, зареєстрованими на сейсмічній станції «Степанівка» поблизу м. Одеси. Приклад такого запису представлено на рис. 3.12.

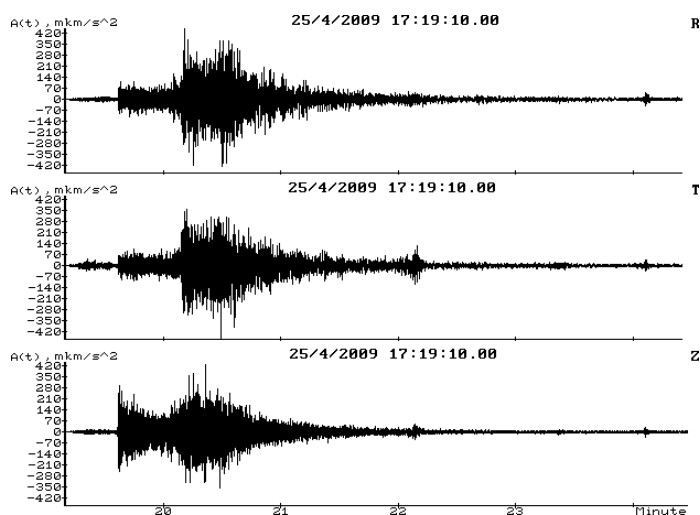


Рис. 3.12. Акселерограми коливань ґрунту розраховані за записом на сейсмічній станції «Одеса-місто» підкорового землетрусу 25.04.2009 р із зони Вранча (Румунія)

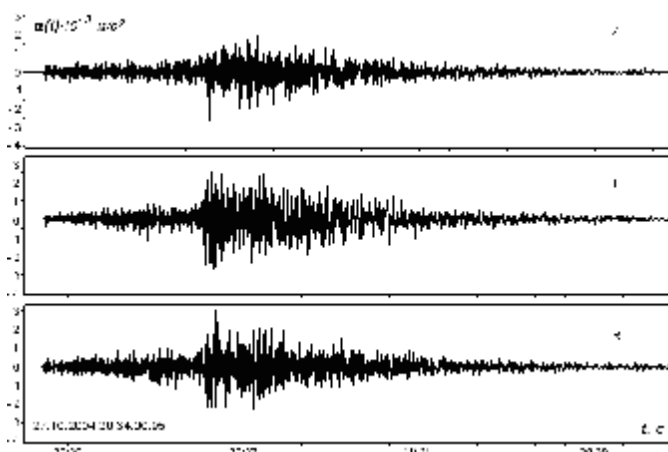


Рис. 3.13. Приклад акселерограми коливань ґрунту під сейсмічною станцією «КиївIRIS» під час землетрусу 27.10.2004 р із зони Вранча. Акселерограма розрахована за записом зареєстрованої широкосмуговою цифровою апаратурою з урахуванням її ЧХ

На рис. 3.13 показано акселерограму землетрусу 27 жовтня 2004 року із зони Вранча, отримана із запису зареєстрованої широкосмуговою апаратурою на сейсмічній станції "Київ-IRIS". Це запис найсильнішої сейсмічної події на скельній основі, яку вдалося зареєструвати сучасною цифровою широкосмуговою апаратурою на території України. Перед використанням для генерації

розрахункових акселерограм, запис перераховувався для будівельного майданчика у межах вулиць: Маршрутна, Сибірська, Героїв Крут (Терешкової), Комарова у м. Одеса. Враховувалися відмінності у відстані до епіцентру, кутах, азимутах виходу сейсмічної радіації і частотних характеристик середовища під майданчиком і станцією для реєстрації.

Розрахункові акселерограми, що моделюють землетрус у зоні Вранча, на будівельному майданчику синтезувалися за допомогою регуляризованого алгоритму зворотного перетворення Фур'є [47]. На рис. 3.14 наведено приклад графіка трикомпонентної розрахункової акселерограми, що моделює з 50%-ою забезпеченістю землетрус із зони Вранча з інтенсивністю 7 балів для вільної поверхні ґрунту будівельного майданчика у межах вулиць: Маршрутна, Сибірська, Героїв Крут (Терешкової), Комарова в м Одеса.

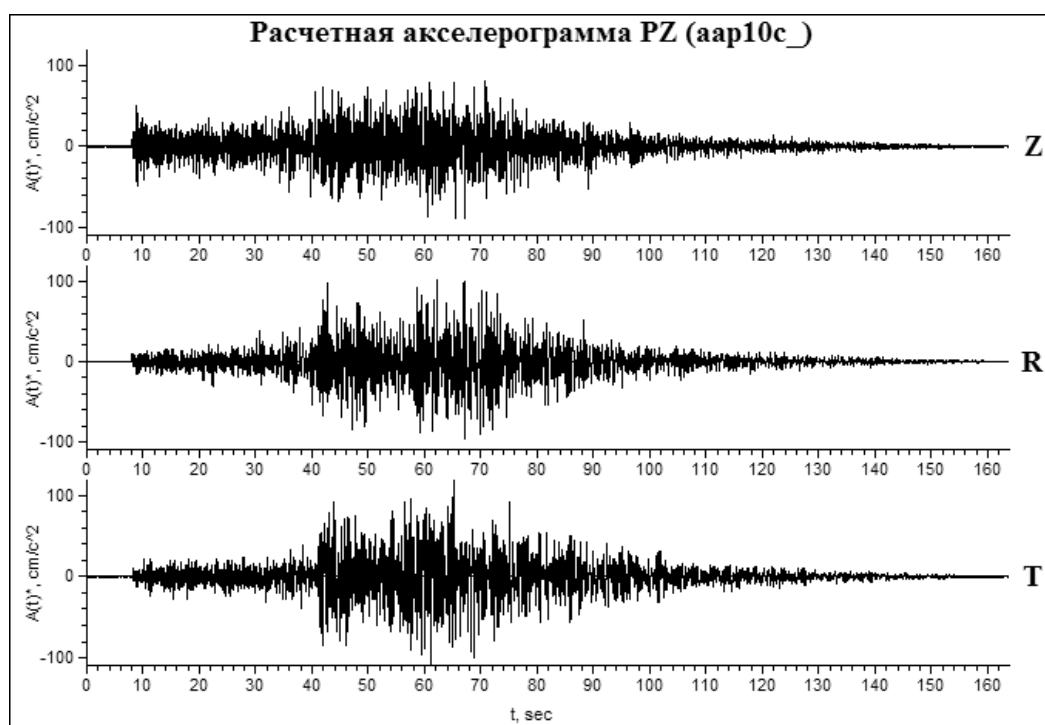


Рис. 3.14. Графік трикомпонентної розрахункової акселерограми, що моделює з 50%-ою забезпеченістю 7-ми бальний розрахунковий землетрус із зони Вранча для вільної поверхні ґрунту будівельного майданчика у межах вулиць: Маршрутна, Сибірська, Героїв Крут (Терешкової), Комарова в м Одеса

Чисельний експеримент проводився у ПК ЛІРА-САПР (рис. 3.15). Для цього чисельного експерименту були визначені такі задачі:

1. Аналіз поведінки і реакції конструкцій будівлі на сейсмічні впливи з урахуванням відстані від епіцентру, просторової роботи конструкції, взаємодії з ґрунтовою основою і багато інших.

2. Порівняльний аналіз методу розрахунку, який пропонується, з існуючими методами та визначення необхідності створення моделі ґрунтової основи з безперервним проходженням сейсмічних хвиль.

На підставі вихідних даних, наведених у роботі [37], було розроблено тривимірну комп'ютерну модель 13-поверхової будівлі середовищі ПК ЛІРА САПР. Товщина монолітного перекриття 200 мм, товщина вертикальних несучих конструкцій 200 та 300 мм. Фундамент - суцільна монолітна залізобетонна плита товщиною 1200мм на пальовому полі розмірами 350х350 мм. Клас бетону С20/25. У моделі споруди використані фізично та геометрично лінійні стержневі та плоскі скінченні елементи (*CE 10*, *CE 42*, та *CE 44*). Для моделювання основи будівлі використані об'ємні скінченні елементи (*CE 32*, *CE 34*, та *CE 36*). Загальний вигляд розрахункової моделі показано на рис. 3.15. Розрахунок зроблено з використанням отриманих трикомпонентних розрахункових акселерограми методом спектрального аналізу і виконано прямий динамічний аналіз [6]. Деякі результати розрахунків наведено на рис. 3.16-3.23.

Загружение 1

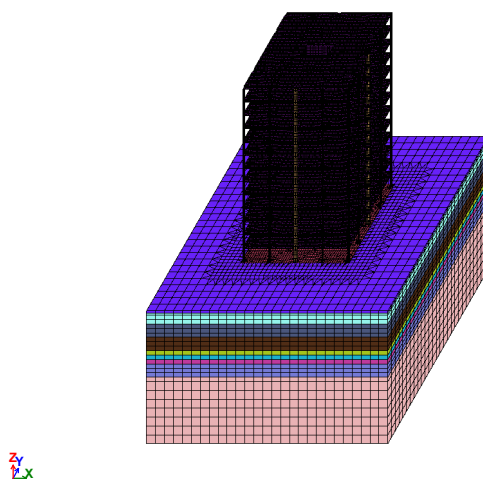


Рис. 3.15 Загальний вигляд розрахункової схеми

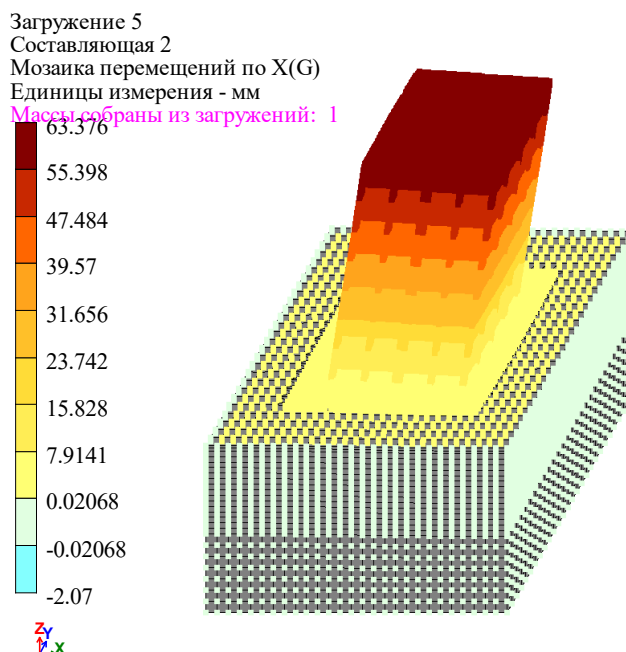


Рис. 3.16. Переміщення вздовж осі X при спектральному аналізі

Порівняння значень переміщень уздовж осі X, які отримано спектральним (рис. 3.16), та максимальних переміщень, які отримані у прямому динамічному методі (рис. 3.17), показує, що результати розрахунків суттєво відрізняються.

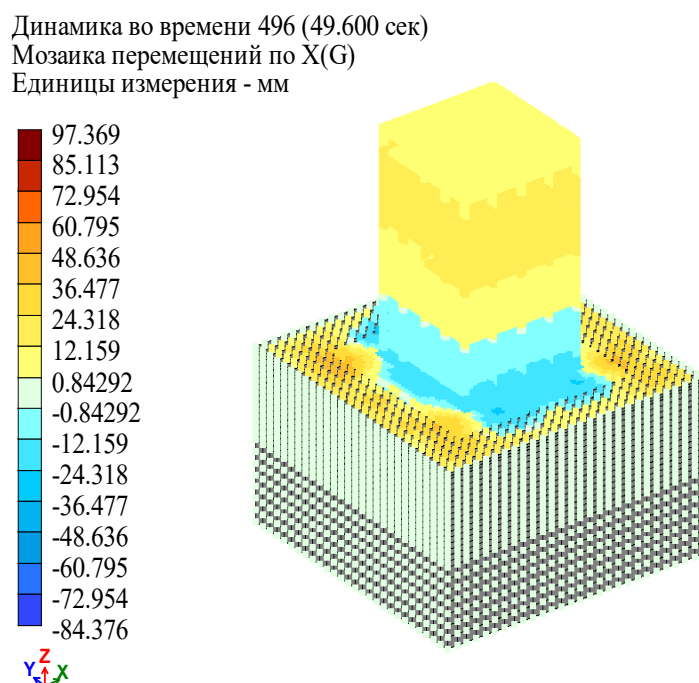


Рисунок 3.17. Мозаїка переміщень вздовж осі X за прямим динамічним методом

Слід зауважити, що максимальні переміщення у системі, які визначаються за розрахунком прямим динамічним методом, відбуваються вже після закінчення дії навантаження. Навантаження діє 41 секунду, а максимальні переміщення виникають на 49,6 секунді. Так відбувається тому, що доходячи до границі скінченно-елементної моделі сейсмічна хвиля відбивається від неї і повертається до конструкції. Це чітко видно на графіку переміщень вузла (126511) останнього поверху (рис 3.19) і на графіку кінетичної енергії системи (рис 3.20). Після закінчення дії навантаження енергія не тільки не зменшується, а має тенденцію до збільшення.

Завантаження 1

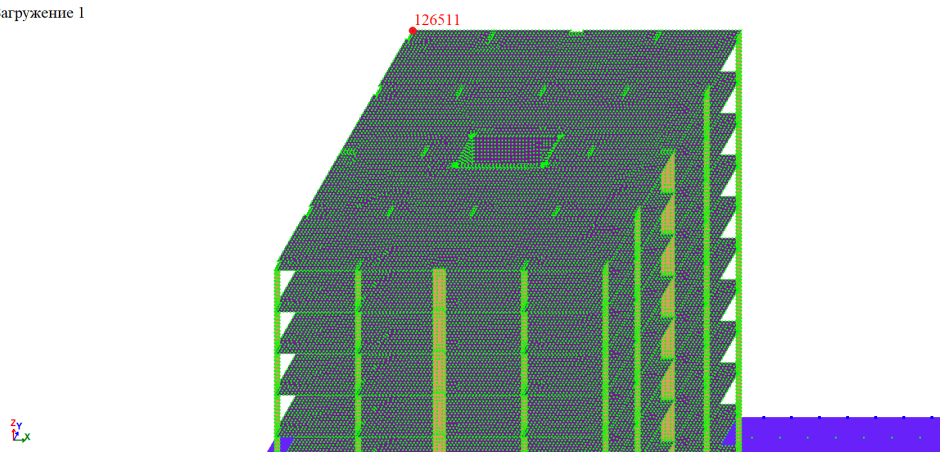


Рис. 3.18. Положення вузла 126511 на схемі

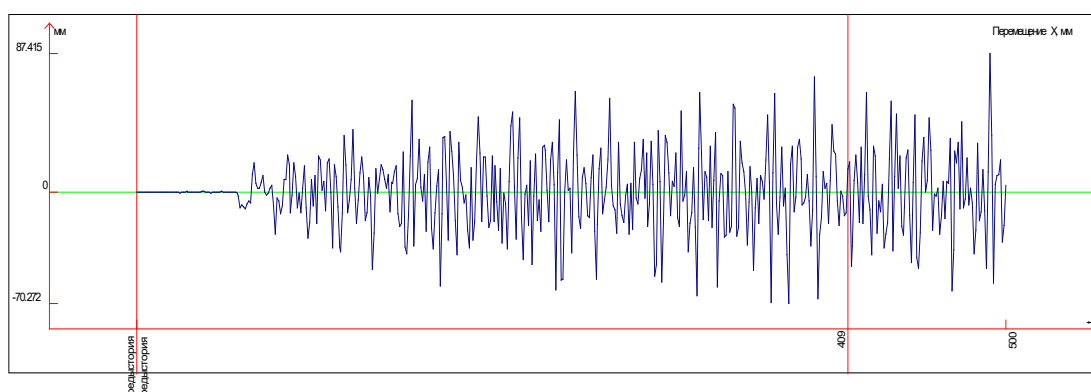


Рис. 3.19 Переміщення у часі вузла 126511 уздовж осі X(за прямим динамічним методом)

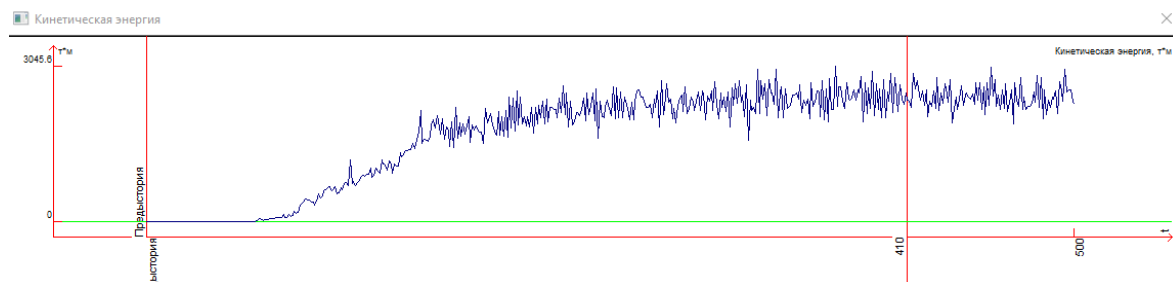


Рис. 3.20. Кінетична енергія системи (за прямим динамічним методом)

Отримані результати свідчать про те, що розрахунок прямим динамічним методом дає некоректні результати. По завершенню впливу навантаження кінетична енергія, замість згасання, збільшується.

Розглянемо результати розрахунків за запропонованою методикою. Для цього додано до схеми розроблені 3-х та 4-х вузлові скінченні елементи (*CE 67*, *CE 68*) на границі ґрунтового масиву. Переміщення співпадають з характером прикладеної акселерограми (рис. 3.21, рис. 3.22). Крім того, кінетична енергія системи після завершення дії динамічного навантаження згасає (рис. 3.23), що є природним.

Динамика во времени 158 (15.800 сек)
Мозаика перемещений по X(G)
Единицы измерения - мм

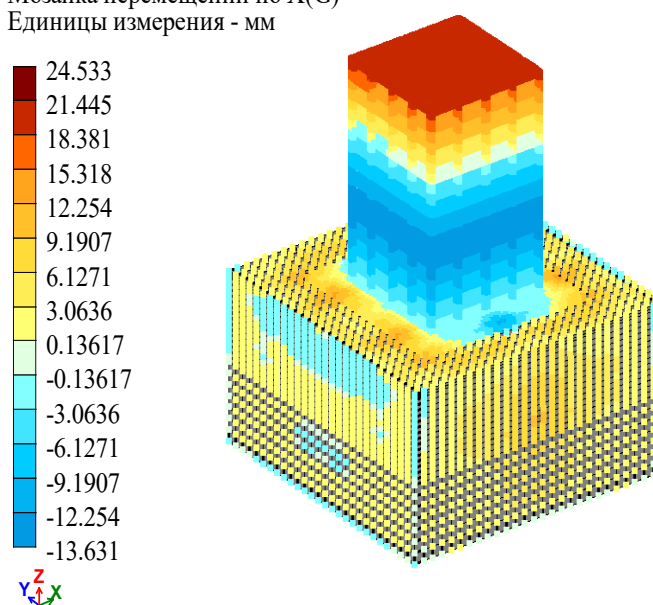


Рис. 3.21. Мозаїка переміщень у системі вздовж осі X (за методом підсистем)

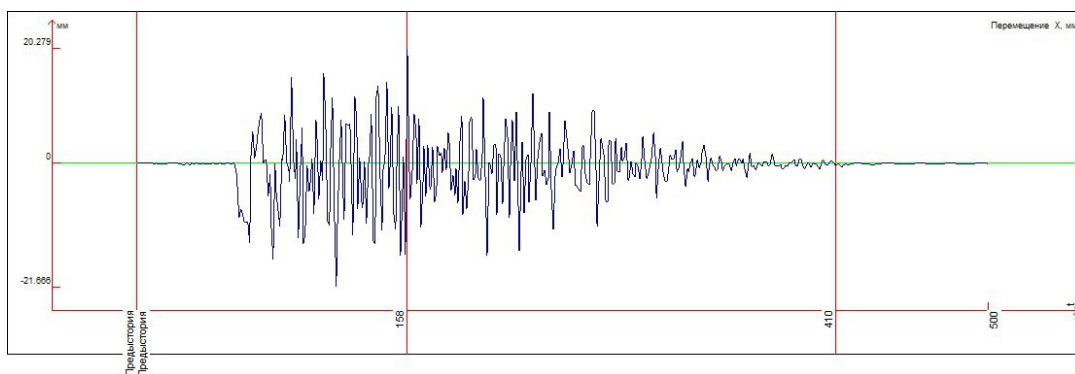


Рис. 3.22. Переміщення у часі вузла № 126511 вздовж осі X (за методом підсистем)

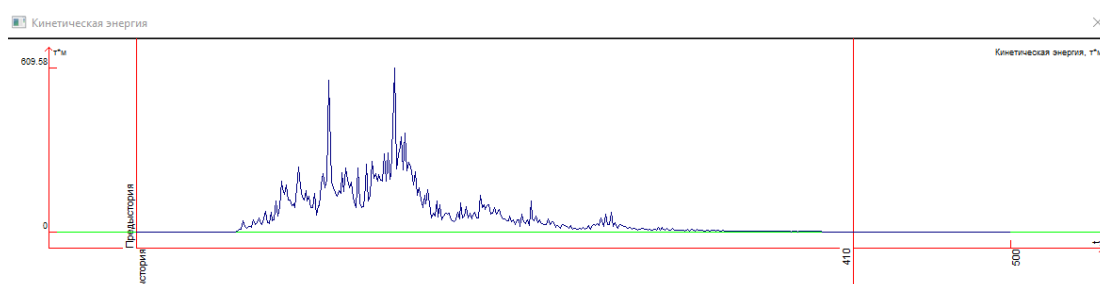


Рис. 3.23. Кінетична енергія системи (за методом підсистем)

Результати чисельного експерименту свідчать про те, що застосування розроблених СЕ дає можливість створювати моделі, які максимально точно відтворюють реальні умови роботи конструкцій будівлі за динамічних впливів.

Запропонована методика дозволяє коректніше моделювати поведінку конструктивної системи будівлі або споруди, дозволяє змодельовати згасання коливань, усуває недоліки спектрального та прямого динамічного аналізу. Ця методика дозволяє розв'язувати фізично нелінійні задачі з ґрунтовим масивом без необхідності значно збільшувати розмірність задачі, а відповідно і час розрахунку.

У сукупності з методикою сейсмічного мікрорайонування запропонована методика дає можливість створювати коректні моделі будівель і споруд за сейсмічних впливів і оцінювати їх сейсмостійкість.

Ця методика рекомендується для використання при проектуванні, бо вона дає можливість враховувати всі вищезазначені фактори.

Висновки до розділу 3

1. Зроблено огляд та порівняння існуючих розрахункових моделей у вітчизняних та закордонних нормативних документах. Результати розрахунків прямим динамічним методом, методом нелінійного статичного розрахунку та запропонованою автором методикою не відрізняються більше ніж на 20%.

2. Виконання розрахунків за запропонованою автором методикою надають можливість скоротити обсяг та витрати на експериментальні дослідження, прискорити процес попереднього аналізу (у порівнянні з експериментальними дослідженнями), загострити увагу на проблемних місцях (грунти і основи будівель) і зробити попередній висновок про можливість будівництва на обраній будівельній площадці.

3. Запропонована автором методика чисельних розрахунків є універсальною, за допомогою якої можна досліджувати будівлі із різним типом конструкцій, що значно підвищує надійність проектного рішення будівлі, яка знаходиться під дією сейсмічних навантажень.

4. Проведений аналіз показує, що коректна оцінка і врахування динамічних впливів вібрацій позбавляє від різних небажаних ситуацій і може дати значний економічний ефект при освоєнні міських територій у сейсмічних районах України.

РОЗДІЛ 4

ОЦІНКА НДС КОНСТРУКЦІЙ БАГАТОПОВЕРХОВОЇ БУДІВЛІ ПІСЛЯ ДІЇ СЕЙСМІЧНОГО НАВАНТАЖЕННЯ

4.1. Результати обстеження 20-ти поверхового комплексу, що зазнав землетрусу

Початковий проект "Сімейно-оздоровчого комплексу на 8-й станції Великого Фонтану" було розроблено ТОВ «Архпроект-МДМ» у 2004 році. Будівництво монолітного каркасу 20-ти поверхового комплексу (рис. 4.1, рис 4.2) відбувалося в 2006-2008 роках. Після тривалої перерви у виконанні робіт, пов'язаної з відсутністю фінансування, будівництво було відновлено у 2014 році. За результатами обстежень, які було проведено у червні-серпні 2014 року, було встановлено, що частина конструкцій має бетон, який не відповідає проектному класу за міцністю на стиск. Тому було рекомендовано виконати перевірочний розрахунок каркасу будівлі, в якому пропонувалось прийняти клас бетону С16/20 для усіх несучих конструкцій каркасу.



Рис. 4.1. Візуалізація сімейно-оздоровчого комплексу

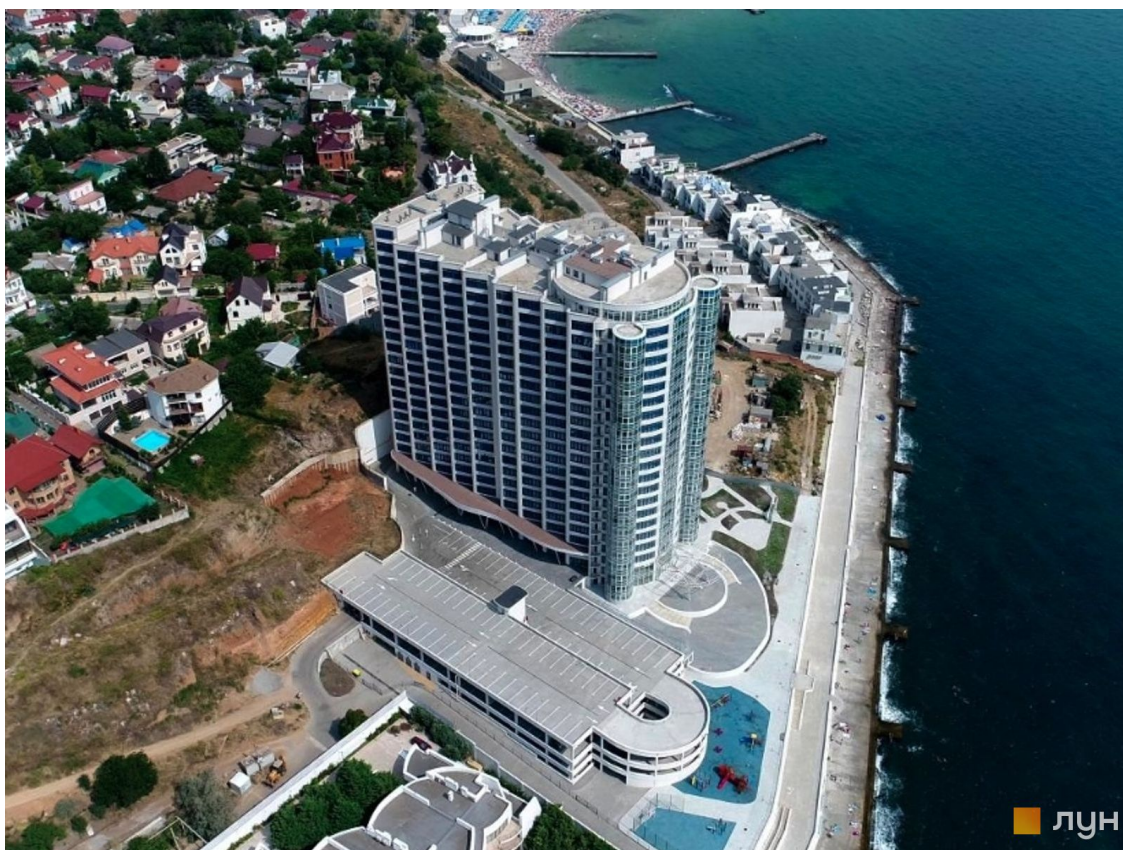


Рис. 4.2. Вигляд будівлі на сьогоднішній день





Рис. 4.3. Фотофіксація тріщин плити на позначці +69.300

У листопаді 2014р. станціями спостереження за сейсмічною активністю у м. Одеса зафіксовано 6-ти бальний землетрус за шкалою MSK-64, після якого з'явилися тріщини в овальній плиті перекриття на позначці +69.300. На сьогодні плита вкрита сіткою тріщин у прольотних зонах і має значні прогини (більше 5 см)

(рис. 4.3). Це свідчить про те, що матеріал плити працював за межею пружності і перевірочний розрахунок необхідно виконувати у фізично нелінійній постановці.

4.2 Фізично нелінійний розрахунок за запропонованою методикою

Розрахункову модель просторової схеми будівлі створено у програмному комплексі ЛІРА-САПР (рис 4.4). Розрахункові навантаження на елементи конструкцій задано у відповідності до завдання на розрахунок.

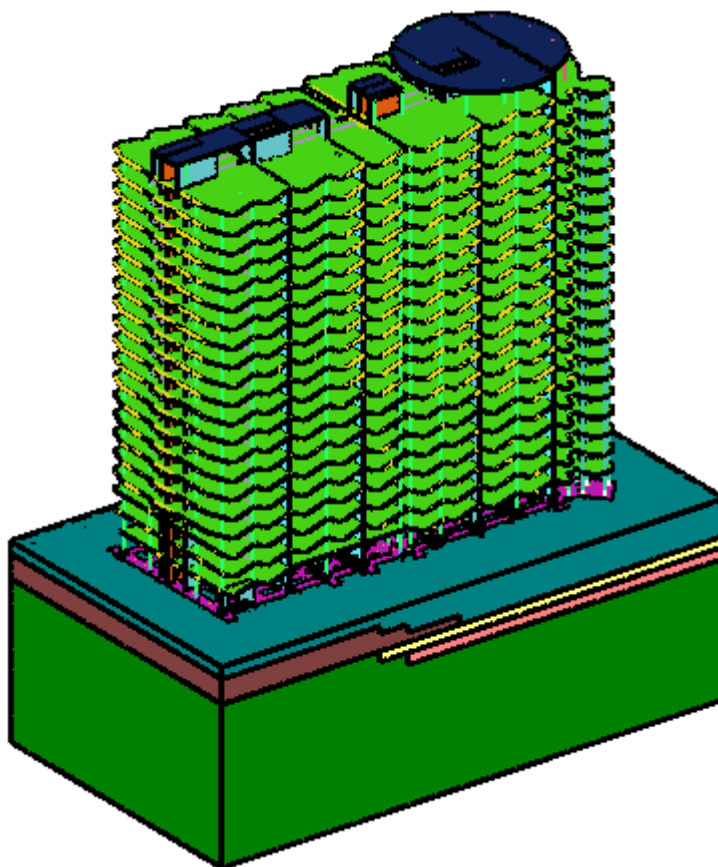


Рис. 4.4. Загальний вигляд розрахункової схеми

Фундаменти Секції-1 та Секції-2 комплексу – пальове поле з ростверком товщиною 1.0 м. За проектом розрахункова несуча здатність однієї палі - 320тс; максимальна несуча здатність палі при сейсмічному навантаженні - 385тс. За проектом палі буронабивні, діаметром 110см, та 120см. Абсолютна відмітка верхівки паль – 24,75м. Пальове поле будівлі у розрахунковій схемі побудовано у

повній відповідності до проекту. 3-D вигляд пальового фундаменту показано на рис. 4.5.

Таблиця 4.1

Матеріали споруди

1.	Бетон класу:	
	фундаментна плита	не нижче ніж „С20/25”(за результатами обстежень)
	плити перекриття (покриття), стіни,	- не нижче „ С20/25”
2.	Арматура класів:	-А400, А240

Таблиця 4.2

Конструктивні розміри елементів споруди

1.	Товщина фундаментних ростверків	- 0.9м;
2.	Палі : діаметр120см,	$P_{розр.}=320\text{тс}$ $P_{\text{мах сейсм.}}=385\text{тс}$
3.	Товщина плит перекриття підвальних поверхів	- 0.25м;
4.	Товщина плит перекриття типових поверхів і покриття	- 0.23 м , 0.20м;
5.	Товщина стін, діафрагм поверхів	- 0.3, 0.25м
6.	Висота підземного поверху	3,4 м
	Висота 1-2-го поверхів	3,3, 3.3 м
	Висота типового поверху	3,3 м
	Висота поверху надбудови	3.8

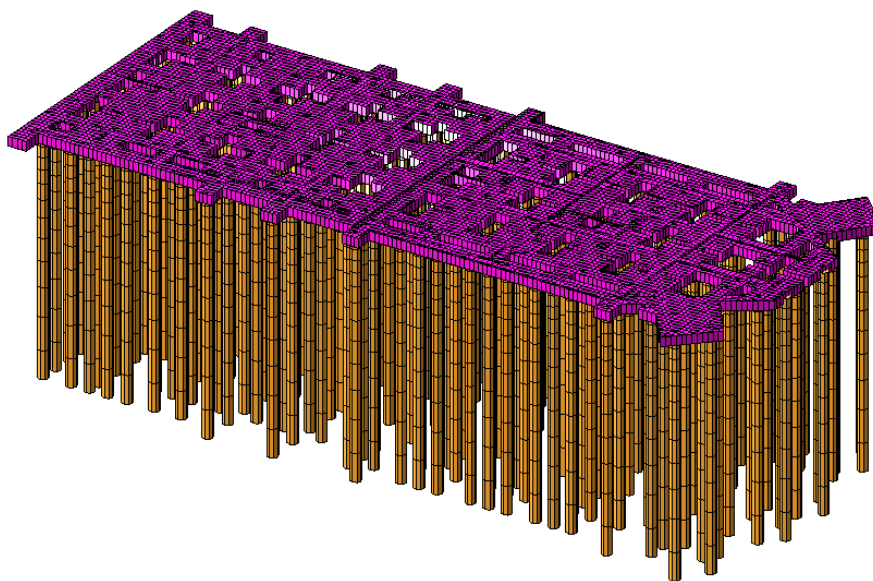


Рис. 4.5. 3-D вигляд фундаменту будівлі

Основні розрахункові вертикальні навантаження:

1. Власна вага несучих конструкцій збирається та враховується під час розрахунку автоматично виходячи із об'ємної ваги залізобетону - $2.50 \times 1.1 = 2.75$ тс/м³. Модуль Юнга - 3.0×10^6 тс/м².

2. Розрахункове навантаження на фундаментну плиту на відмітці -3,0м : (постійне навантаження 400 кг/м^2 + довготривале навантаження 200 кг/м^2 + короткочасне навантаження 200 кг/м^2) - 0.800 тс/м^2 .

3. Розрахункове навантаження на плиту над підвалом: (постійне 200 кг/м^2 + довготривале навантаження 200 кг/м^2 + короткочасне навантаження на перекриття 300 кг/м^2) - 0.800 тс/м^2 .

4. Розрахункове навантаження від конструкцій полу, перегородок та корисного навантаження на плити типового перекриття - вага конструкцій полу 200 кг/м^2 + довготривале навантаження 100 кг/м^2 .

Додаткове: штамп у ванних кімнатах $= 150 \text{ кг/м}^2$ + короткочасне навантаження на перекриття 200 кг/м^2 , додаткове в ліфтових холах, коридорах 100 кг/м^2 - 70 кг/м^2 .

5. Навантаження від вентиляційних блоків - 350 кг/п. м .

6. Розрахункове навантаження від зовнішніх стін на плити 1-2-го поверхів - $0,7 \text{ тс/п. м}$.

7. Розрахункове навантаження від зовнішніх стін на плити типових поверхів - $0,72 \text{ тс/п. м}$

8. Розрахункове навантаження від балконів на плити типових поверхів - $0,45 \text{ тс/п. м}$

9. Розрахункове навантаження у зоні балконів на плити перекриття – $0,3 \text{ тс/п. м}$

10. Розрахункове навантаження на плиту покриття:

(снігове $0.05 \times 1.4 \times 2 = 0.14$ + конструкція покрівлі - 0.45), корисне 0.2 - 0.75 тс/м^2

Додаткове штампове навантаження на плиту покриття (котельне обладнання) - 0.8 тс/м^2

Склад основних характеристик горизонтальних навантажень (вітер) згідно [28] наведено у табл. 4.3.

Таблиця 4.3

Інформація про вітрове навантаження

Вітровий район	3
Тиск (W_0)	0.05 тс/м ²
Тип місцевості	«IV»
Коефіцієнт географічної висоти „ C_{ah} ”	1.0
Коефіцієнт динамічності „ C_d ”	1.2
Аеродинамічний коефіцієнт	- 1.4
Коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням „ Y_{fc} ”	0.21
Коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням	1.14
Коефіцієнт надійності за граничним значенням	5.4

У розрахунковій схемі враховано фізичні нелінійні властивості матеріалів конструкції.

Бетон та арматура змодельовані у відповідності до креслень (рис 4.6). Характеристики нелінійних властивостей бетону та арматури показано на рис 4.7.

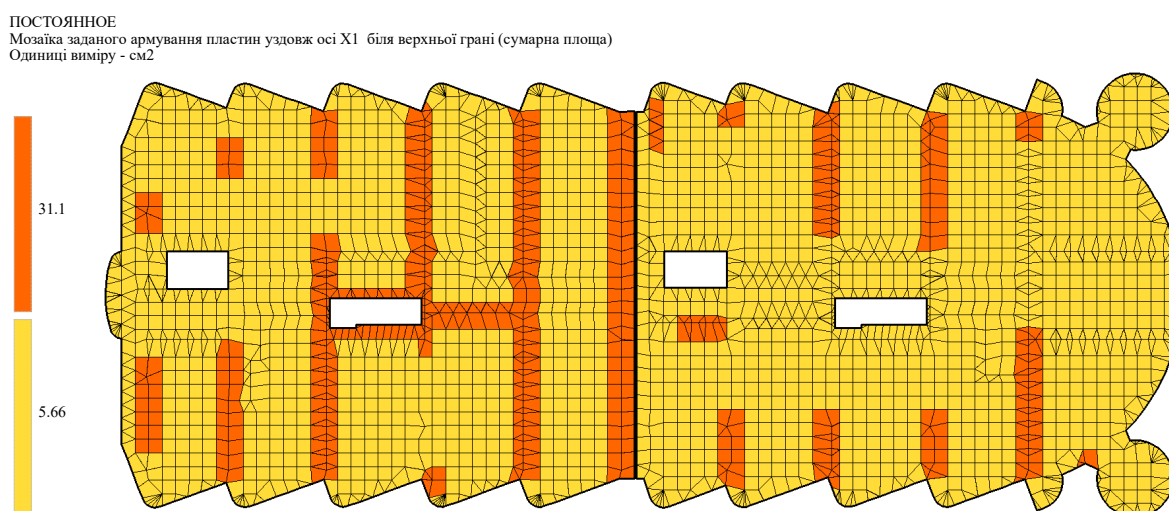


Рис. 4.6. Схема армування монолітної плити перекриття

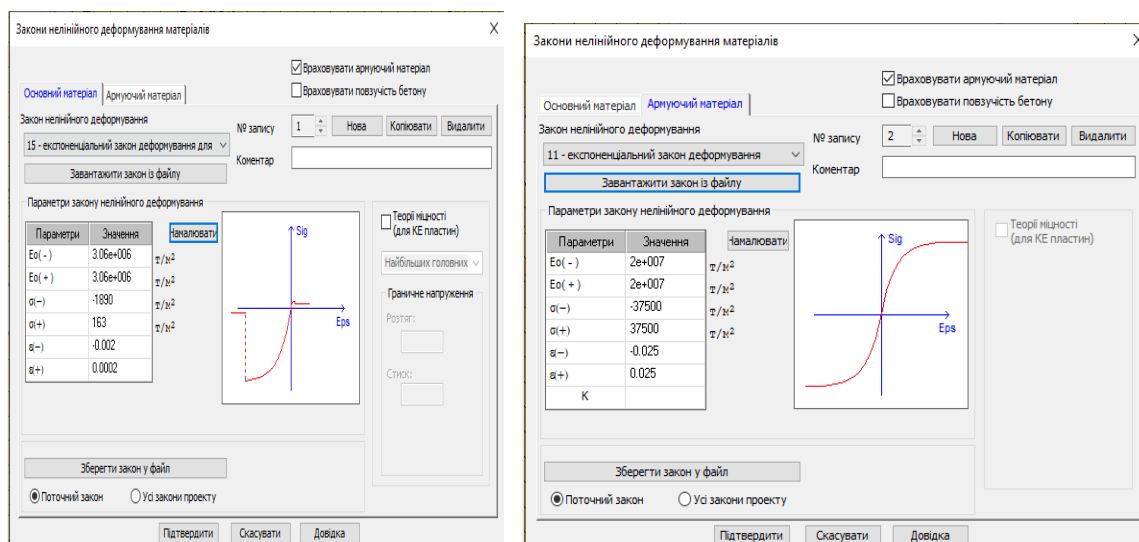


Рис. 4.7. Нелінійні властивості матеріалів та арматури

Розрахунок на динамічні впливи виконано методом підсистем. На границі області моделі були задані трьох та чотирьох вузлові елементи, які розроблені у роботі (СЕ 68, СЕ 69). Кольорами позначені відповідні шари ґрунтового масиву (рис. 4.8).

ПОСТОЯННОЕ

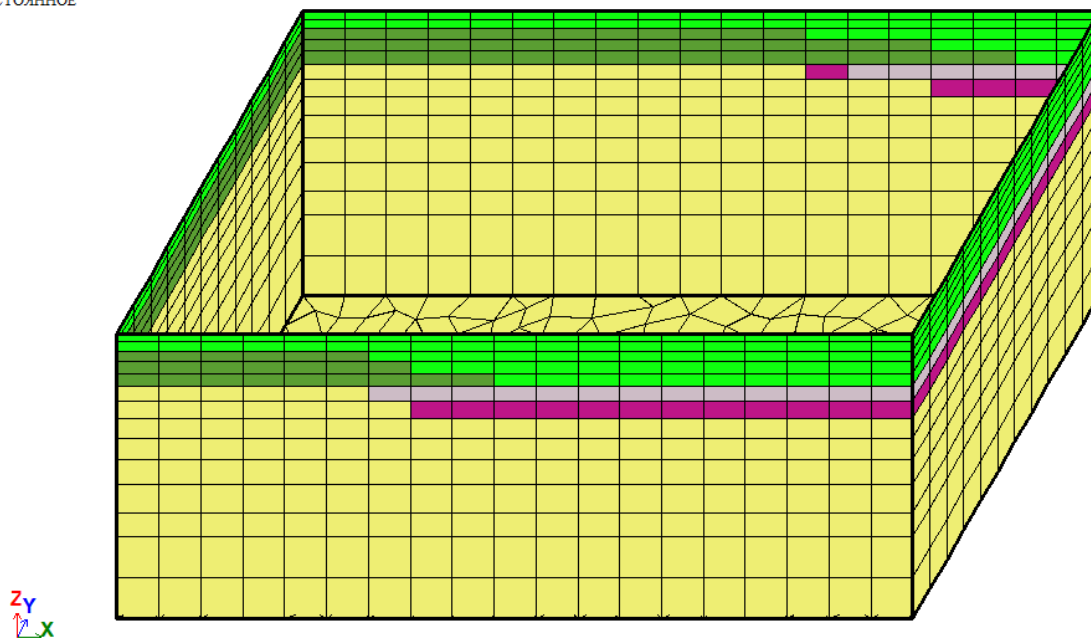


Рис. 4.8. Елементи СЕ 68 та СЕ 69 на границі області моделі при використанні методу підсистем

У розрахунковій схемі змодельовано сейсмічне навантаження на споруду. На рис 4.9 наведено акселерограму, яка моделює 6-ти бальний сейсмічний вплив.

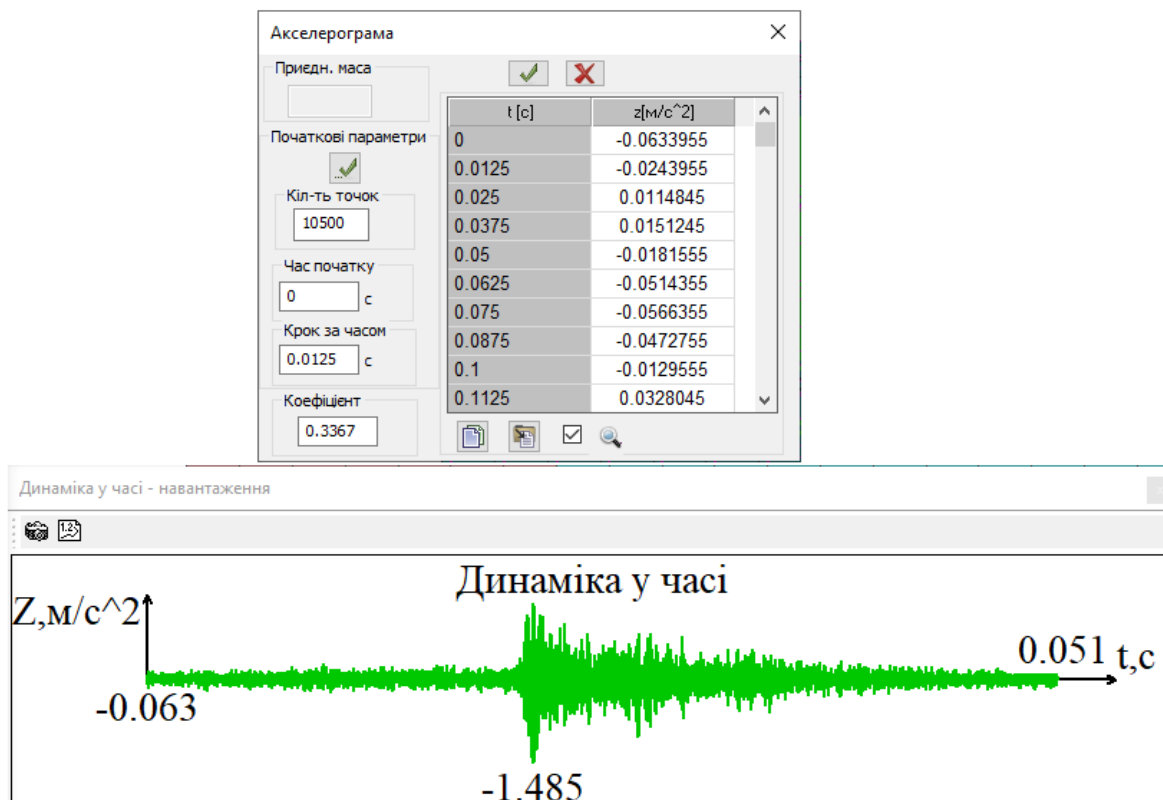


Рис. 4.9. Акселерограма, що моделює 6-ти бальний землетрус

4.3 Результати дослідження

На рис. 4.10 – 4.15 наведено деякі результати розрахунку досліджуваної споруди.

На рис. 4.10 показано мозаїку огинаючої максимальних значень переміщень вздовж осі Z.

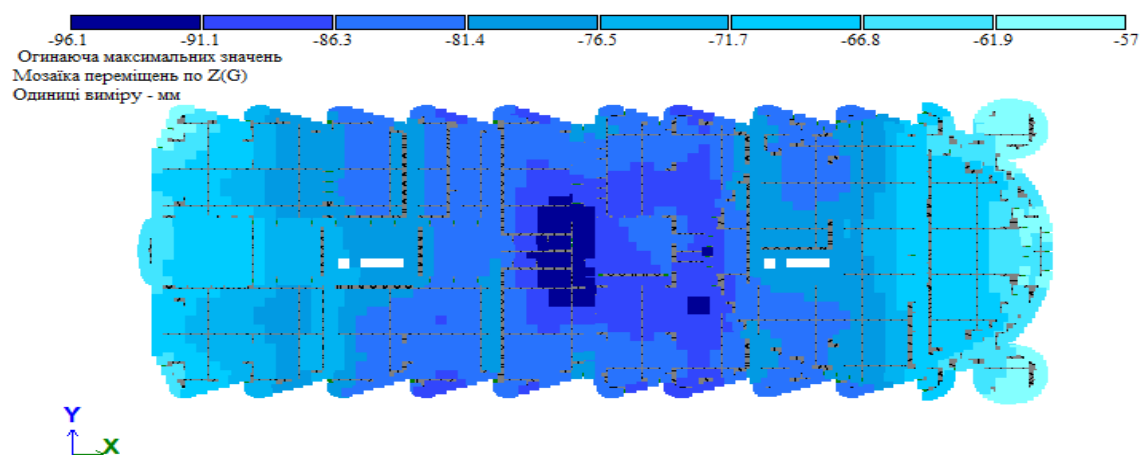


Рис. 4.10. Огинаюча максимальних значень переміщень вздовж осі Z

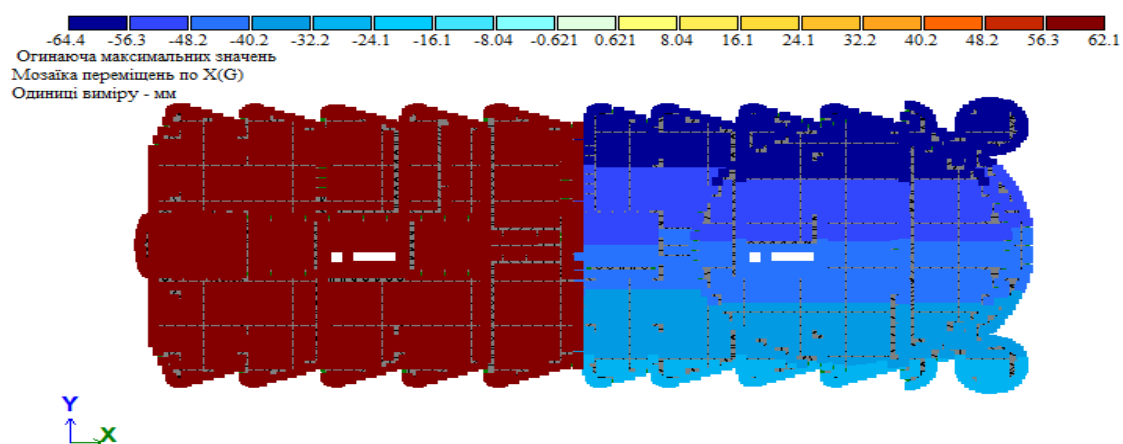


Рис. 4.11. Огинаюча максимальних значень переміщень вздовж осі X

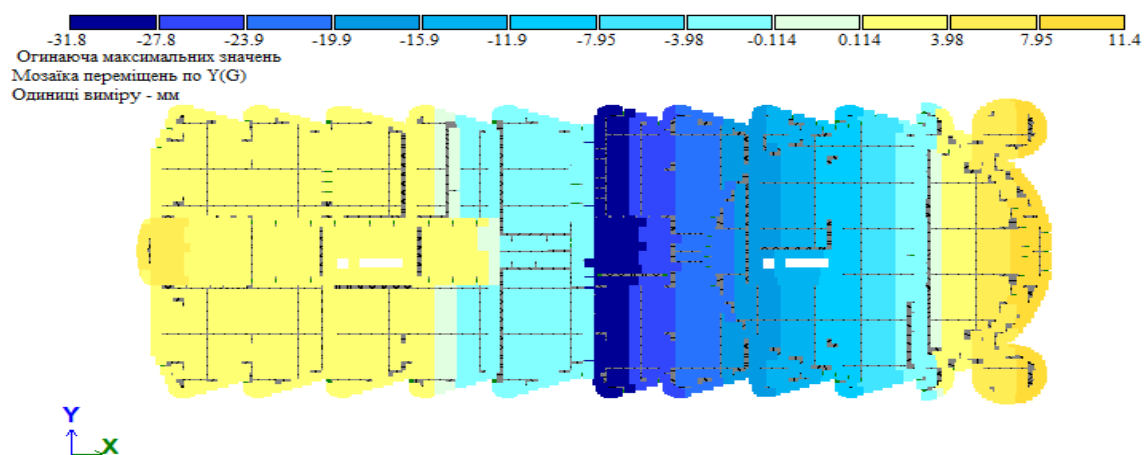


Рис. 4.12. Огинаюча максимальних значень переміщень вздовж осі Y

На рис. 4.11 показано мозаїку огинаючої максимальних значень переміщень вздовж осі X , а на рис. 4.12 - мозаїку огинаючої максимальних значень переміщень вздовж осі Y .

На рисунку 4.13 показано ширину розкриття тріщин у нижньому шарі плити перекриття, а на рисунках 4.14 та 4.15 – у верхньому шарі.

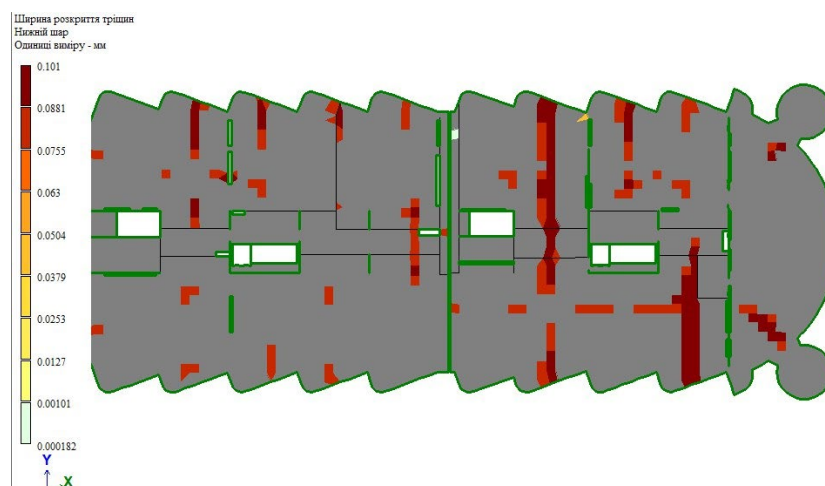


Рис. 4.13. Ширина розкриття тріщин у нижньому шарі плити перекриття

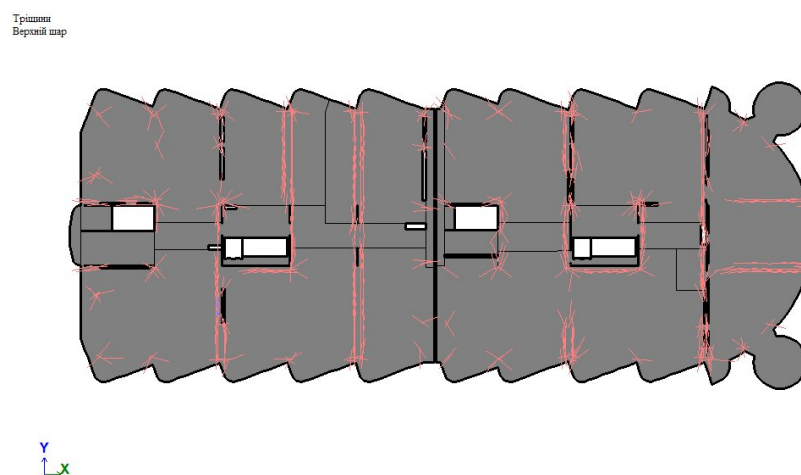


Рис. 4.14. Напрямок тріщин у верхньому шарі плити перекриття

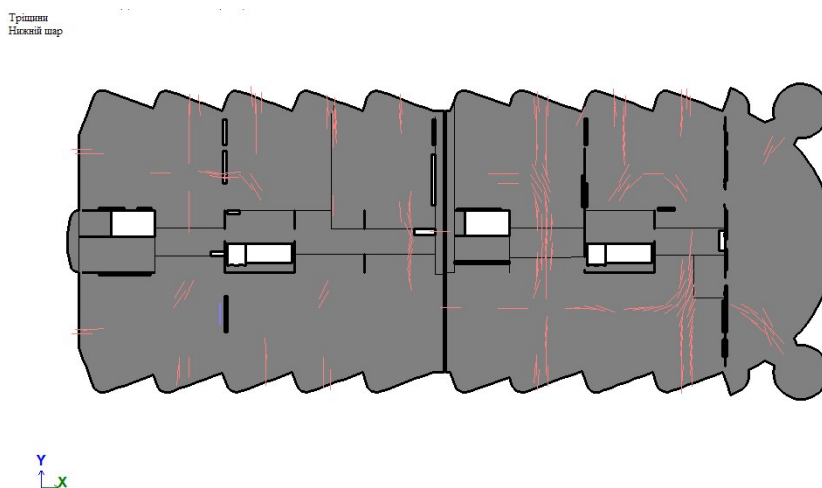


Рис. 4.15. Напрямок тріщин у верхньому шарі плити перекриття

Порівняємо результати розрахунків тієї ж самої будівлі на динамічні навантаження зі стандартними граничними умовами (рис 4.16, 4.17).

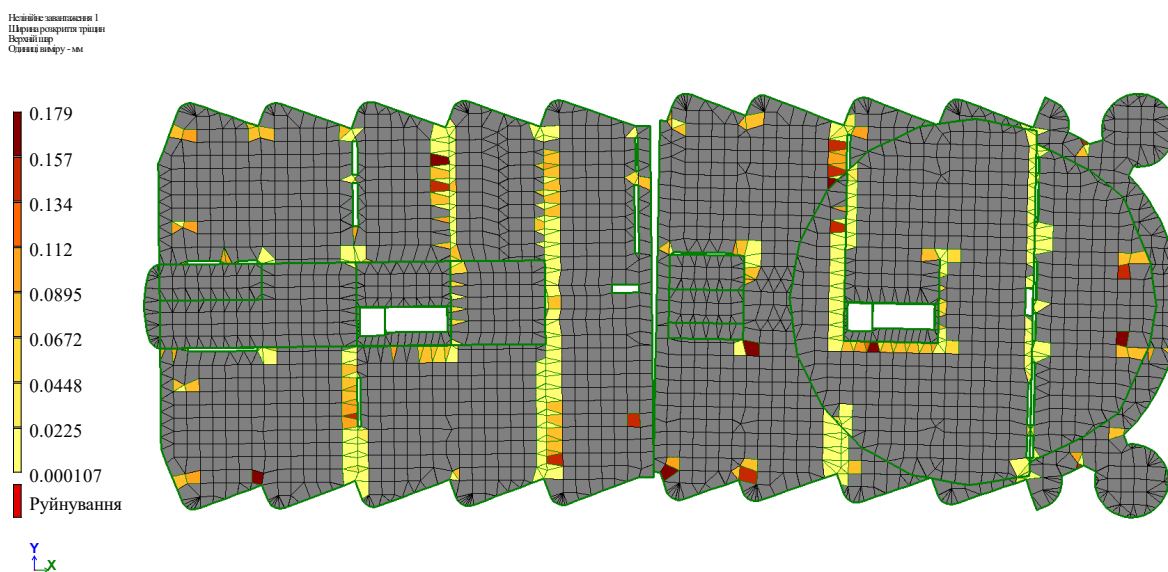


Рис. 4.16. Ширини розкриття тріщин та зруйновані елементи у плиті перекриття від динамічного навантаження за запропонованою методикою

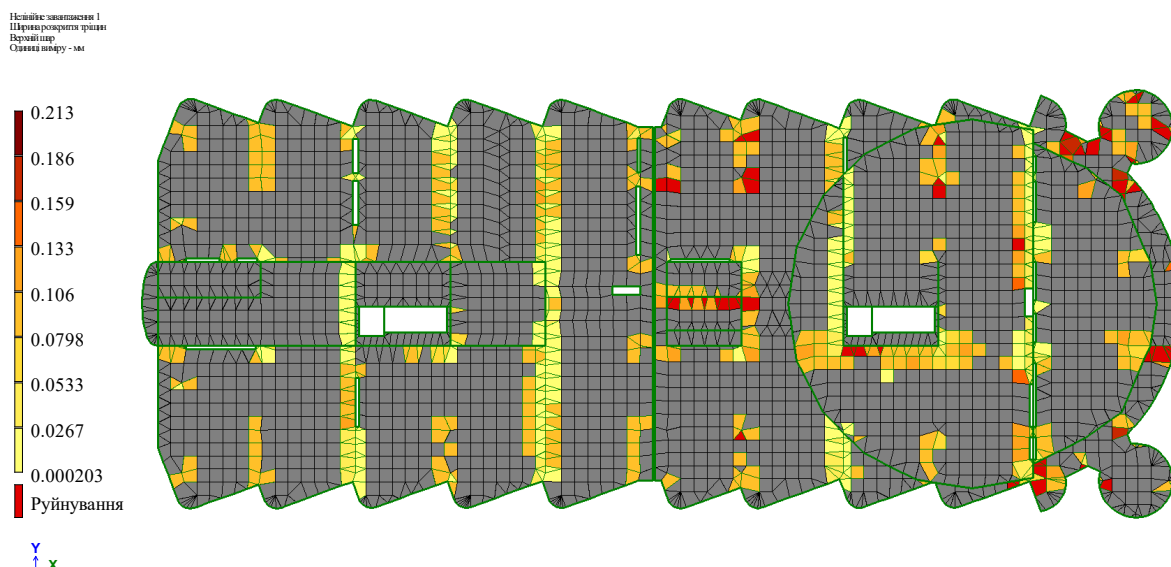


Рис. 4.17. Ширина розкриття тріщин та зруйновані елементи у плиті перекриття від динамічного навантаження за стандартною методикою

Можемо побачити більше зруйнованих елементів. Різниця у результатах складала близько 20%, що пов'язано зі збільшеним динамічним впливом за рахунок відбиття хвилі у стандартному методі моделювання.

Висновки до розділу 4

1. Розроблена методика розрахунку системи «наземна частина-фундамент-грунт» на динамічні впливи дає можливість аналізу напружено – деформованого стану споруд будь-якої складності з урахуванням нелінійних властивостей матеріалів елементів системи.
2. Розрахунки на динамічні впливи фізично нелінійних споруд на безграничній ґрунтовій основі за цією методикою враховують наскрізне проходження хвиль у безграничному ґрунті.
3. Запропонований у даній роботі підхід використано для аналізу напружено-деформованого стану багатоповерхової монолітної 20-ти поверхової будівлі, яка зазнала сейсмічного впливу. Характер руйнувань, який отримано за

розрахунком, добре узгоджується з дійсними руйнуваннями елементів споруди після землетрусу.

4. Запропонована методика розрахунку універсальна. За її допомогою можна досліджувати будівлю будь-якого типу, що знаходиться під дією зовнішніх впливів техногенного характеру.

5. Запропонована методика дає можливість враховувати нелінійність у задачах динаміки споруд без збільшення розрахункової схеми, що значно скорочує час розрахунків не зменшуючи при цьому точність розрахунків.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

Основні теоретичні та практичні результати дисертаційної роботи можна сформулювати таким чином:

1. В ході аналітичного огляду існуючих досліджень та нормативних документів відмічено деякі недоліки існуючих підходів та методик, які використовуються для чисельних розрахунків систем «наземна частина-фундамент-грунт» на динамічні впливи. Наведені диференціальні рівняння руху та основні залежності теорій пластичності свідчать про те, що найбільш достовірний спосіб розрахунку системи «наземна частина-фундамент-грунт» на динамічні впливи – чисельний розрахунок з використанням методу скінченних елементів у поєднанні з методом SBFEM.

2. Створено чисельну процедуру формування рівнянь руху та, як частинний випадок, рівнянь рівноваги, у задачах, де є безграничні області. Для моделювання безграничності ґрунтової основи розроблено програми формування усіх необхідних матриць для трьох спеціальних граничних скінченних елементів - двохвузлового для плоских задач, а також трьох та чотирьох вузлових - для просторових задач. Ці елементи упроваджено у програмному комплексі ЛІРА-САПР, що дало можливість формувати гібридні моделі MCE/SBFEM і розв'язувати практично будь-які фізично лінійні та нелінійні динамічні та статичні задачі.

3. Розроблено нову методику створення чисельних моделей і розрахунків систем «наземна частина-фундамент-грунт» прямим динамічним методом та методом підсистем, яка дає можливість враховувати особливості задачі:

- безграничність ґрунтової основи;
- фізичну нелінійність елементів системи;
- безперервне проходження хвилі у нескінченну область.

4. Розроблені методики моделювання та чисельні процедури формування рівнянь руху та рівнянь рівноваги у задачах, де є безграничні області, перевірено на багатьох верифікаційних тестах.

Результати чисельних розрахунків добре узгоджуються з теоретичними.

5. За запропонованою у роботі методикою з використанням розроблених чисельних процедур виконано чисельний експеримент – аналіз напружено-деформованого стану багатоповерхової монолітної 20-ти поверхової будівлі, яка зазнала сейсмічного впливу. Характер руйнувань, який отримано за розрахунком, добре узгоджується з характером дійсних руйнувань елементів споруди, що виникли внаслідок землетрусу.

6. Виконання розрахунків за запропонованою методикою надають можливість скоротити обсяг та витрати на експериментальні дослідження, прискорити процес попереднього аналізу (у порівнянні з експериментальними дослідженнями), загострити увагу на проблемних місцях споруди та основи будівлі і зробити попередній висновок про можливість будівництва на обраній будівельній площадці.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Аверин Г.А., Кирьязов П.Н., Доценко О.Г. Механические характеристики пород кровли. *Уголь Украины*. 2010. С. 38-40.
2. Айзенберг Я.М., Смирнов В.И., Акбиев Р.Т. Методические рекомендации по проектированию сейсмоизоляции с применением резинометаллических опор. Москва. 2008. 46 с.
3. Андронов А. А., Витт А. А., Хайкин С. Э. Теория колебаний. Москва. 1981. 918 с.
4. Баженов В.А., Сахаров А.С., Мельниченко Г.И., Чорный С.М. Метод конечных элементов в задачах строительной механики. Учебно-методическое пособие для студентов строительных специальностей вузов. Киев. 1994. 368 с.
5. Банах В. А. Розвиток статико-динамічних розрахункових моделей будівель і споруд у складних інженерно-геологічних умовах: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня докт. техн. наук: 05.23.01. Дніпропетровськ, 2013. 38 с.
6. Барабаш М. С. Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла объектов строительства: монография. Киев. Изд-во «Сталь». 2014. 301 с.
7. Барабаш М.С. Численное моделирование процессов жизненного цикла зданий и сооружений. *Наука та будівництво*. 2015. Вып № 4. С. 24-28.
8. Баркан Д.Д. Динамика оснований и фундаментов. Стройвоенмориздат. 1948.
9. Берая А.Г. Вопросы расчета жилых крупнопанельных зданий на сейсмические воздействия. *Сейсмостойкость сооружений*. Изд. "Мецинереба". Тбилиси. 1965.
10. Бате К, Вилсон Е. Численные методы анализа и метод конечных элементов. Москва. Стройиздат. 1982. 477 с.
11. Бирбраер А. М. Расчет конструкций на сейсмостойкость. Москва. Наука. 1998. 255 с.

12. Божидарник В.В., Сулим Г. Е. Елементи теорії пластичності на міцності. Львів. Світ. 1999. 945 с.
13. Болотин В.В. Случайные колебания упругих систем. Москва. Наука. 1979. 331 с.
14. Борисенко Л.С., Пустовитенко Б.Г., Вольфман Ю.М., Дублянський В.Н., Новик Н.Н. Некоторые методические аспекты сейсмического районирования областей новейшего горообразования и сопредельных территорий (на примере Крыма). *Сейсмичность и сейсмическое районирование Северной Евразии*. 1995. Вып. № 2-3. С.27-45.
15. Вержужский Ю. В., Колчунов В. И. Методы механики железобетона. Киев. Кн. изд-во НАУ. 2005. 653 с.
16. Герсеванов Н. М., Мачерет Я. А. К вопросу о бесконечно длинной балке на упругой почве, нагруженной силой. *Гидротехническое строительство*. 1935. Вып №10.
17. Городецкий А. С., Шмуклер В. С., Бондарев А. В. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций. Киев–Харьков. 2003. 889 с.
18. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. Киев. Факт. 2007. 394 с.
19. Городецкий А.С. Некоторые проблемы расчета конструкций совместно с грунтовым массивом на динамические воздействия. *Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений*. 2017. Вып № 4. С. 55-56.
20. Городецкий А. С., Барабаш М. С. Учет нелинейной работы железобетонных конструкций в практических расчетах. *Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения*. Днепр, 2014. Вып № 77. С. 54–59.
21. Городецкий Д.А., Барабаш М.С., Водопьянов Р.Ю. Программный комплекс ЛИРА-САПР 2015. Учебное пособие. Под ред. Академика РААСН А.С. Городецкого. Москва, 2015. 376 с.

22. Голышев А. Б., Колчунов В.И. Сопротивление железобетона. Киев. Основа. 2009. 432 с.

23. Голышев А. Б., Колчунов В. И., Яковенко И. А. Сопротивление железобетонных конструкций, зданий и сооружений, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях: монография. Киев. Талком. 2015. 371 с.

24. Гуслиста Г. Е., Савицький М. В. Урахування різних видів нелінійностей при комп'ютерному моделюванні заглиблених споруд. Теоретичні основи будівництва. 2007. Вип № 15. С. 225 – 230.

25. Дашевский М.А. Инженерный метод нелинейного расчета резинометаллических виброизоляторов для зданий. *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2006. Вып № 6. С. 37-41.

26. ДБН А.2.1-1-2014. Вишукування, проектування і територіальна діяльність. Інженерні вишукування для будівництва [Чинний від 2014-01-08]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2014. 126с.

27. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України [Чинний від 2014-10-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2014. 110 с.

28. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування [Чинний від 2007-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України. 2006. 68 с.

29. ДБН В.1.2-14-2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкції та основ. Система забезпечення надійності та безпеки об'єктів будівництва [Чинний від 2019-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України. 2018. 30с.

30. ДБН В.2.1-10:2009 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення [Чинний від 2009-07-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України. 2009. 161с.

31. Дорофеєв В. С., Єгунов К. В., Єгунов В. К. Анализ уязвимости многоэтажных зданий при сейсмических воздействиях. *Актуальные научные исследования в современном мире*. 2018. Вып №10. С. 19-24.

32. Дорофеев В.С., Сорока Н.Н., Егунов К.В., Егунов В.К. Комплексная модель «сооружение – свайный фундамент» для оценки сейсмостойкости многоэтажных зданий. *Будівельні конструкції*. 2016. Вып. № 83. С.44-53.

33. ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013. Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва [Чинний від 2014-01-07]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2013. 41с.

34. Дукарт А.В., Олейник А.И. Способ моделирования искусственных акселерограмм землетрясений с помощью поличастотного линейного фильтра. *Известия высших учебных заведений. Строительство*. 2009. Вып № 10. С. 95-104.

35. Егунов В. К. Методи оцінки сейсмостійкості будівель та споруд: дис. канд. техн. наук: 05.23.01. Одеський національний морський університет. Одеса. 2018. 202 с.

36. Егунов В.К. Расчет зданий на прочность, устойчивость и колебания. Киев. 1965.

37. Егунов К.В. Определение сейсмической опасности площадки строительства комплекса жилых домов с объектами обслуживания и подземным паркингом в пределах улиц: Маршрутная, Сибирская, Терешковой, Комарова в г. Одесса - по данным сейсмического районирования и генерирования расчетных акселерограмм. Одесса. ООО «Научно-практический центр динамических исследований», институт геофизики им. С.И. Субботина НАНУ. 2017.

38. Егунов К. В., Егунов В. К. Развитие пространственных моделей сооруженей и сейсмических воздействий. *Проблеми теорії і практики сейсмостійкого будівництва*: збірка тез, міжнародної науково-технічної конференції, присвяченої 90-річчю з дня народження професора В. К. Єгунова. Одеса, 2016 р.

39. Егунов К. В. Проблемы проектирования на сейсмостойкость протяженных и несимметричных сооружений. *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2000. Вып № 1. С.23-29.

40. Ерхов М.И. Теория идеально пластических тел и конструкций. Москва. Наука. 1978. 352 с.

41. Ермакова А. В. Компьютерная реализация нелинейного расчета конструкций по предельным состояниям методом дополнительных конечных элементов. *Строительная механика и расчет сооружений*. 2006. Вып №4. С. 58–63.
42. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике. Москва. Мир. 1975. 541 с.
43. Карапетян Б.К. Колебание сооружений, возведенных в Армении. Ереван. Айастан. 1967.
44. Карапетян Б.К. Метод определения приведенных сейсмических ускорений. Ереван. 1955.
45. Карпюк В.М., Сьоміна Ю.А., Костюк А.І., Майстренко О.Ф. Особливості напружено-деформованого стану і розрахунку зілізобетонних конструкцій за дії циклічного навантаження високих рівнів (монографія). Одеса: ОДАБА. 2018. 233 с.
46. Кац А.З. Динамическое давление на грунт жесткого сооружения, вызываемое действием последовательности нестационарности сейсмических волн различной продолжительности. *Труды института физики Земли АН СССР*. Вып № 33. 1963.
47. Кендзера О., Пронишин Р., Вербицкий С., Вербицкий Ю. Розвиток методів прогнозування кількісних характеристик сейсмічних впливів для території України. Кінцевий звіт по темі № д.р. UA01004860P. Львів: ШГФ НАН України. 1997. 129 с.
48. Кендзера А.В., Стародуб Г.Р., Скляр А.М., Роман А.А. О некоторых аспектах сейсмического районирования слабоактивных территорий. *Изучение сейсмических колебаний грунтов и сооружений*. Москва. Изд-во МГК при Презид. АН СССР. 1989. С.76-82.
49. Кирьязов П.Н., Писаревский Б.Ю. Моделирование систем с жесткой восстанавливающей силой. *Проблеми розвитку міського середовища*. Київ, 2014. Вип № 2. С. 320 -334.

50. Клаф Р., Пензиен Дж. Динамика сооружений. Москва. Стройиздат, 1979. 320 с.
51. Клепиков С. Н. Расчет сооружений на деформируемом основании. Киев. 1996.
52. Клованич С. Ф., Мироненко И. Н. Метод конечных элементов в механике железобетона : монография. Одесса, 2007. 110с.
53. Колчунов В. И., Яковенко И. А., Ключева Н. В. Компьютерная реализация метода физических моделей сопротивления железобетона. *Перспективы развития программных комплексов для расчета несущих систем зданий и сооружений*: сб. научн. трудов Междун. научн. семинара 19–20 сентября 2013 г. Курск, 2013. С. 37–51.
54. Командрина Т.А. О расчете зданий на сейсмические воздействия с учетом пространственной работы. Известия АН Арм. ССР. 1964.
55. Корнеев В.Г. Сопоставление метода конечных элементов с вариационно-разностными методами решения задач теории упругости. "Изв.ВНИИгидротехники". 1967.
56. Корчинский И.Л., Поляков С.В., Быховский В.А., Дюзинкевич С.Ю., Павлык В.С. Основы проектирования зданий в сейсмических районах. Москва. Госстройиздат. 1961.
57. Корчинский И.Л. Приближенная оценка сейсмических колебаний сооружений большой протяженностью в плане. *Исследование по сейсмостойкости зданий и сооружений*. Москва. Госстройиздат. 1961.
58. Корчинский И.Л. Расчет сооружений на сейсмическое воздействие. *Научное сообщение ЦНИИПС*. Вып. № 14. Госстройиздат. 1954.
59. Крутій Ю.С., Сур'янінов М.Г. Аналітичний розв'язок задачі про вільні коливання прямокутної пластини, що лежить на змінній пружній основі. *Міжнародний збірник «Наукові нотатки»*. Луцьк, 2016. Вип № 53. С. 84-92.
60. Кузнецов С.В., Нафасов А.Э. Горизонтальные сейсмические барьеры для защиты от сейсмических волн. Вестник МГСУ. Москва, 2010. Вып. № 4. С. 131-134.

61. Курзанов А.М. Расчет подземных сооружений на сейсмическую нагрузку. *Промышленное и гражданское строительство*. 2010. Вып № 3. С. 33-34.
62. Курзанов А.М. Современное состояние нормирования расчета сооружений на сейсмическую нагрузку. *Промышленное и гражданское строительство*. 2009. Вып № 7. С. 52-53.
63. Маринченко, Е.В. Оценка состояния элементов зданий и сооружений при тестовых динамических воздействиях. Текст.: дис. канд. техн. наук: 05.23.17. Ростов-на-Дону, 2006. С.117-130.
64. Мар'єнков М. Г., Богдан Д. В., Сахаров В. О. Оцінка напружено-деформованого стану конструкцій будівлі при дії сейсмічних навантажень. *Опір матеріалів і теорія споруд*. 2015. Вип № 96. С. 3-22.
65. Мкртычев О.В. Безопасность зданий и сооружений при сейсмических и аварийных воздействиях. Москва, 2010. 152 с.
66. Мондрус В.Л., Хуэн Л.Т.Т. Определение сейсмической нагрузки на сейсмоизолированное здание, вызванной движением грунта при землетрясениях. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2010. Вып. № 6. С. 168-172.
67. Назаров А.Г. О взаимодействии между фундаментами сооружения и основания при землетрясении. *Труды Тбилисского геофизического института*. Т. IV. 1939.
68. Назаров А.Г. Метод инженерного анализа сейсмических сил. Изд. АН Арм. ССР. Ереван. 1959.
69. Назаров Ю.П. Аналитические основы расчета сооружений на сейсмические воздействия. Москва. Наука. 2010. 468 с.
70. Напетваридзе Ш.Г. Влияние протяженности сооружения на величину сейсмической силы. *Труды института строит. механики и сейсмостойкости АН Груз. ССР*. Т. IX. 1963.
71. Немчинов Ю.І. Проектування сейсмостійких конструкцій відповідно до Єврокоду 8. Частина 1: Практичний посібник. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України. 2015. 142с.

72. Немчинов Ю. И., Марьенков Н. Г., Хавкин А. К., Бабик К.Н. Проектирование зданий с заданным уровнем обеспечения сейсмостойкости (с учётом рекомендаций Еврокода 8, международных стандартов и требований ДБН). Киев: ГП ГНИИСК, 2012. 53 с.

73. Немчинов Ю.И. Метод расчета свободных колебаний динамической системы «сооружение-фундамент-основание». *Строительные конструкции*. Киев, 2008. 480 с.

74. Немчинов Ю. И. Сейсмостойкость зданий и сооружений: в 2-х частях. Киев. 2008. 480 с.

75. Нікіфорова Т.Д., Аділ Джаббар Аббас, Савицький М.В., Кожанов Ю.О. Підвищення сейсмостійкості існуючої будівлі при реконструкції. *Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения*. Вип. №100. Дніпро, 2017. С.13-24.

76. Ньюмарк Н. Розенблюэт Э., Основы сейсмостойкого строительства. Москва. Стройиздат. 1980. 344 с.

77. Пастернак П.Л. Основы нового метода расчета фундаментов на упругом основании при помощи двух коэффициентов постели. Москва. Госстройиздат. 1954.

78. Перельмутер А.В., Сливкер В. И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. Киев. Сталь. 2002. 600 с.

79. Писаревский Б. Расчет балок и плит на упругом основании с увеличивающейся в процессе нагружения жесткостью. *Проблеми розвитку міського середовища*. Вип. 2. 2014. С. 298-307.

80. Проктор Г. Э. Об изгибе балок, лежащих на сплошном упругом основании без гипотезы Винклера-Циммермана. 1922.

81. Пузыревский Н. Н. Расчёты фундаментов. 1923. 185 с.

82. Розин Л.А. Метод конечных элементов в применении к упругим системам. Монография. Москва. Стройиздат. 1977. 128 с.

83. Синицын А.П. Влияние бегущей сейсмической волны на массивные сооружения. *Труды Института физики Земли АН СССР*. Вып № 17. 1961.
84. СП 14.13330.2014. СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, ОАО «НИЦ «Строительство». Москва: ОАО «ЦПП», 2014. 126 с. (Будівельні норми Росії).
85. Стокер Дж. Нелинейные колебания в механических и электрических системах. Москва. Издательство иностранной литературы. 1952. 264 с.
86. Сурьянинов Н. Г., Маковкина Т. В. Экспериментальные исследования свободных колебаний железобетонных и фибробетонных балок. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. 2019. Вип. № 74. С. 75-81.
87. Тимошенко С.П., Гудьер Дж. Теория упругости. Москва. Наука. 1975.
88. Тимошенко С.П., Янг Д.Х., Уивер У. Колебания в инженерном деле Москва. Машиностроение. 1985. 472 с.
89. Тяпин А.Г. Влияние податливости фундамента на сейсмическую реакцию сооружения. Часть I: волновое решение для однопролетного сооружения. *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2010. Вып №4. С. 37-42.
90. Тяпин А.Г. Влияние податливости фундамента на сейсмическую реакцию сооружения. Часть II: волновое решение для двухпролетного сооружения. *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2010. Вып №5. С. 18-24.
91. Тяпин А.Г. Пример сейсмического расчета системы «сооружение-основание» для двухпролетного сооружения. *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2012. Вып №1. С. 16-25.
92. Фиалко С.Ю. Некоторые особенности анализа частот и форм собственных колебаний при расчете сооружений на сейсмические воздействия. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. 2002. Вип № 8. С. 193–201.

93. Чернов Ю.Т., Петров И.А. Определение эквивалентных статических сил при расчете систем с выключающимися связями. *Вестник МГСУ*. 2012. Вып № 4. С. 98-101.
94. ATC-40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Volume 1 and 2. Applied Technology Council. Report No. SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, CA. – November 1996. (Оцінка та підвищення сейсмостійкості бетонних будівель. Частина 1 та 2. Технічна рада Комісії з сейсмічної безпеки штату Каліфорнія, США).
95. Bazyar, M.H. Dynamic Soil-Structure Interaction Analysis Using the Scaled Boundary Finite-Element Method. The Univ. of New South Wales. Sydney. 2007.
96. Barabash, M., Pisarevskyi B., Bashynskyi Y. Taking into Account Material Damping in Seismic Analysis of Structures. *Technical Journal*. 2020. Vol. 14. P. 55-59.
97. Barabash, M. S., Kostyra N. O., Pysarevskiy B. Y. Strength-strain state of the structures with consideration of the technical condition and changes in intensity of seismic loads. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2019. Vol. 708. Pp. 1-12.
98. Barabash M., Iegupov V., Pysarevskyi B. Simulation of the Seismic Resistance of Buildings with Account of Unlimited Soil Space. *EcoComfort Lecture Notes in Civil Engineering*. Lviv, 2020. Vol.100. Pp. 26-33.
99. Barabash M. S., Pysarevskiy B.Y. 2021. Моделирование динамического воздействия метрополитена на наземное сооружение. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. Москва, 2021. Вып. 17. С. 14-24.
100. Belostosky A.M., Akimov P.A., Afanasyev, I.N. Advanced numerical simulation of wind effects on high-rise buildings, structures and complexes. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2019. Vol. 698. Pp. 22 - 65.
101. Beskos DE. Boundary element methods in dynamical analysis. *Appl. Mech. Rev.* 1987. Vol. 40. Pp. 1–23.
102. Bransch M. Elasto-plastic analysis with a coupled FEM/SBFEM approach. 2011.

103. Constantinescu L., Enescu D. Cutremurele din Vrancea in cadru stiintific si tehnologic. Bucuresti: Editura Academici Republicii Socialiste Romania. 1985. 230 p.
104. Daniel J. Duffy. Finite Difference Methods in Financial Engineering: A Partial Differential Equation Approach. John Wiley & Sons Ltd. 2006. 440 p.
105. EN 1998-1:2004. Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European committee on standardization. Brussels, 2004. 215 p. (EN 1998-1:2004. Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 1: Загальні правила, сейсмічні дії і правила для будівель. Європейський комітет із стандартизації. Брюссель, 2004. 215 с.).
106. FEMA 356. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. American Society of Civil Engineers (ASCE), Washington, D.C. November 2000. (Престандарт та зауваження щодо відновлення сейсмостійкості будівель. Американське Товариство Цивільних Інженерів, США).
107. Gaul L., Kogl M., Wagner M. Boundary element methods for engineers and scientists. Berlin – Heidelberg – New York. Springer-Verlag. 2003. 488p.
108. Gorodetsky A.S., Pikul A.V., Pysarevskiy B.Y. 2017. Моделирование работы грунтовых массивов на динамическое воздействие. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. Москва, 2017. Вып. 13. С. 34-41.
109. Gorodetsky A., Genzersky Y. Різні підходи до розрахунку конструкцій на динамічні впливи. *Наука та будівництво*. 2019. Вип. № 21. С. 35-41.
110. Housner G.W. Interaction of Building and Ground during of Earthquake. *Bull. of the Seis. Soc. of America*. 1957. Vol. 47.
111. Iakovenko I. The Development of Transformation Elements between the Fracture Mechanics Dependences and the Equations of the Reinforced Concrete Theory. *International Journal of Engineering & Technology*. 2018. Vol 7. Pp. 58-64.
112. Iakovenko I., Kolchunov V., Lymar I. Rigidity of reinforced concrete structures in the presence of different cracks. *MATEC Web of Conferences*. 6th International Scientific Conference «Reliability and Durability of Railway Transport Engineering Structures and Buildings». Kharkiv, 2017. Vol. 0216. 12 p.

113. Iakovenko I., Kolchunov Vl. The development of fracture mechanics hypotheses applicable to the calculation of reinforced concrete structures for the second group of limit states. *Journal of Applied Engineering Science*. 2017. Vol. 15. Pp. 366–375.
114. John P. Wolf. The Scaled Boundary Finite Element Method. John Wiley and Sons. 2003. 364 p.
115. Kulyabko V. V. Nonlinear structural dynamics in XXI century: specified models, vibro-comfort buildings, nonlinear dampening devices. *Proceedings of the 3rd International Conference on Nonlinear Dynamic*. Kharkov, 2010. Pp. 121-124.
116. Karpiuk I.A., Karpiuk V.M., Karpiuk F.R.. Calculation of lateral soil pressure at the hydraulic construction and its sustainability on the stone bed. *Materials Science Forumthis*. 2020. Vol 1006. Pp. 149–157.
117. Karpiuk V., Kostiuk A., Maistrenko O., Somina Yu. Influence of intermittent cyclic loading on reinforced concrete resistance model. *Electronic journal of the faculty of civil engineering*. Osijek, 2017. Vol 15. Pp. 59-74.
118. Klymenko Y., Antoniuk N., Kos Z. Несуча здатність стиснутих залізобетонних елементів, пошкоджених при експлуатації. *Наука та будівництво*. 2018. Вип 16. С. 18-24.
119. Klymenko I., Karpiuk V., Ahaieva, O. Розрахунок надійності прогінних залізобетонних елементів за міцністю нормальних перерізів. *Наука та будівництво*. 2018. Вип. 15. С. 50-57.
120. Klymenko Ievgenii, Orešković Matija, Aniskin Aleksej. Analysis of Damaged Concrete Columns of Circular Cross-Section. *Technical gazette*. 2018.Vol. 25. Pp. 337-343.
121. Krutii Yu., Suriyaninov M., Vandynskyi V. Analytic formulas for the natural frequencies of hinged structures with taking into account the dead weight. *MATEC Web of Transbud-2018*. 2018. Vol. 230.
122. Lehmann L. An effective finite element approach for soil-structure analysis in the time domain *Struct. Eng. Mech.* 21. 2005. Pp. 437-450.

123. Nikiforova Tetiana, Adil Jabbar Abbas. Influence of the seismicity of the construction site on structural parameters of the buildings. Innovative lifecycle technologies of housing, industrial and transportation objects. Monograph. 2018. Pp 11-20.

124. Nikiforova Tetiana, Shekhorkina Svitlana, Kesariisky Alexander, Makhinko Mykola, Savytskyi Oleksandr. Experimental Investigation and FEM Modeling of Glued Timber Connections with Slotted-In Steel Plates. *Slovak Journal of Civil Engineering*. 2019. Vol. 27. Pp 18-23.

125. Radmanovi B., Katz C. A high performance scaled boundary finite element method. *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.* 2010.

126. Song Ch. A matrix function solution for the scaled boundary finite-element equation in statics. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 2004. Vol. 193 (23-26). P. 2325-2356.

127. Song Ch., Wolf J.P. Consistent Infinitesimal Finite-Element Cell Method: Three Dimensional Vector Wave Equation. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. 1996. Vol 39. Pp. 2189-2208.

128. Song Ch., Wolf J.P. The scaled boundary finite-element method—alias consistent infinitesimal finite-element cell method—for elastodynamics. *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 1997. Vol. 147. Pp. 329–355.

129. Surianinov M.G., Shyliaiev O.S. Calculation of plate-beam systems by method of boundary elements. *International Journal of Engineering & Technology*. 2018. Vol. 7. Pp. 238-241.

130. Surianinov M., Fomin V., Bekirova M., Fomina I. Nonlinear Dynamic Analysis of a Reinforced Concrete Frame by the Boundary Element Method. *Materials Science Forum 6th International Conference “Actual Problems of Engineering Mechanics”*. 2019. Vol. 968. Pp. 383-395.

131. Wolf, J.P., Song, Ch. Consistent Infinitesimal Finite-Element Cell Method: In- Plane Motion. *Computational Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 1995. Vol. 123. Pp. 355-370.

132. Wolf, J.P., Song, Ch. Finite-Element Modelling of Unbounded Media. John Wiley & Sons. Chichester. 1996.

ДОДАТКИ

Список публікацій здобувача за темою дисертації

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації:

Статті у наукових фахових виданнях України:

1. Городецкий А. С., Пикуль А. В., Писаревский Б. Ю. Моделирование работы грунтовых массивов на динамическое воздействие в ПК Лира Сапр. *Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения*. Днепр, 2017. Вып. 100. С. 42-47.
2. Барабаш М. С., Пікуль А. В., Писаревський Б. Ю. Чисельно-аналітичний методологічний підхід до моделювання матеріального демпфування. *Наука та будівництво*. Київ, 2019. Вип. 21(3). С. 42-48.
3. Барабаш М. С., Костира Н. О., Башинський Я. В., Писаревський Б. Ю. Напружено-деформований стан конструкцій з урахуванням категорії технічного стану будівлі та зміни інтенсивності сейсмічного навантаження. *Проблеми розвитку міського середовища*. Київ, 2020. Вип. 1(24). С. 11-22.

Статті у наукових періодичних виданнях інших держав:

4. Barabash, M., Pisarevskyi B., Bashynskyi Y. Taking into Account Material Damping in Seismic Analysis of Structures. *Technical Journal*. 2020. Vol 14 (1). Pp. 55-59.

DOI: 10.31803/tg-20180523192812

5. Барабаш М. С., Костыра Н. А., Писаревский Б. Ю., Башинский А. В. Напряженно-деформированное состояние конструкций с учетом категории технического состояния здания и изменения интенсивности сейсмической

нагрузки. *Строительство: новые технологии – новое оборудование*. Москва, 2020. Вып. 8. С. 28–33.

Наукові праці, які додатково відображають наукові результати дисертації:

6. Городецкий А. С., Пикуль А. В., Писаревский Б. Ю. Моделирование работы грунтовых массивов на динамическое воздействие. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. Москва, 2017. Вып. 13. С. 34-41.

7. Barabash, M. S., Kostyra N. O., Pysarevskiy B. Y. Strength-strain state of the structures with consideration of the technical condition and changes in intensity of seismic loads. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* . 2019. Vol. 708. Pp. 1-12.

DOI: 10.1088/1757-899X/708/1/012044

8. Barabash M., Iegupov V., Pysarevskiy B. Simulation of the Seismic Resistance of Buildings with Account of Unlimited Soil Space. *EcoComfort Lecture Notes in Civil Engineering*. Lviv, 2020. Vol.100. Pp. 26-33.

DOI: 10.1007/978-3-030-57340-9_4

9. Городецкий А. С., Ромашкина М. А., Писаревский Б. Ю. Шестая степень свободы. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. Москва, 2020. Вып. 2. С. 39-49.

10. Barabash, M. S., Pysarevskiy, B.Y. Моделирование динамического воздействия метрополитена на наземное сооружение. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. Москва, 2021. Вып. 17. С. 14-24.

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

11. Білик А.С., Пікуль А.В., Писаревський Б.Ю. Моделювання напружено-деформованого стану зварних з'єднань під дією динамічних навантажень. *Сучасні методи і проблемно орієнтовані комплекси розрахунку конструкцій. Їх*

застосування у проектуванні і навчальному процесі: тези доп. 1-ї міжн. наук.-практ. конференції. Київ, 2017. С. 27 – 30.

12. Барабаш М.С., Писаревский Б.Ю. Моделирование системы «сооружение-грунт» на динамическое воздействие при помощи специальных элементов в ПК ЛИРА-САПР. *Актуальні проблеми інженерної механіки: тези доповідей V Міжнар. конф.* Одеса, 2018. С. 180-181.

13. Барабаш М.С., Писаревский Б.Ю. Моделирование системы «сооружение-грунт» при сейсмических воздействиях в ПК ЛИРА-САПР. *Актуальні проблеми інженерної механіки: тези доп. VI Міжнар. наук.-практ. конф.* Одеса, 2019. С. 393 с.

14. Барабаш М.С., Гензерський Ю.В., Писаревський Б.Ю. Численное моделирование динамических воздействий в ПК ЛИРА-САПР *Сучасні методи і проблемно орієнтовані комплекси розрахунку конструкцій. Їх застосування у проектуванні і навчальному процесі: тези доп. 3-ї міжн. наук.-практ. конференції.* Київ, 2019. С. 6 – 9.

15. М.С. Барабаш, Н.О. Костира, Б.Ю. Писаревський. Напружено-деформований стан конструкцій з урахуванням категорії технічного стану будівлі та зміни інтенсивності сейсмічного навантаження. *Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті: тези доп. 8-ої міжнародно науково-технічної конференції.* Харків, 2019. С. 241.

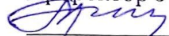
Продовження додатку А**Відомості про результати апробації дисертації**

- Міжнародна науково-практична конференція «Сучасні методи і проблемно-орієнтовані комплекси розрахунку конструкцій і їх застосування в проектуванні і навчальному процесі» (Київ, 25-26 жовтня 2017р., – заочна участь);
- VI міжнародній конференції: «Актуальні проблеми інженерної механіки» (Одеса 22-25 травня 2018р., – очна участь);
- Міжнародна науково-практична конференція «Сучасні методи і проблемно-орієнтовані комплекси розрахунку конструкцій і їх застосування в проектуванні і навчальному процесі» (Київ, 22-23 жовтня 2018р., – заочна участь);
- VII міжнародній конференції: «Актуальні проблеми інженерної механіки» (Одеса, 20-24 травня 2019р., – очна участь);
- III міжнародній науково-практичній конференція «Сучасні методи і проблемно орієнтовані комплекси розрахунку конструкцій. Їх застосування у проектуванні і навчальному процесі» (Київ, 24-25 вересня 2019 р., – очна участь);
- 8-а Міжнародна науково-технічна конференція «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті» (Харків, 20-22 листопада 2019 р– очна участь);

Додаток Б**ДОВІДКИ ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ**

ЗАТВЕРДЖУЮ

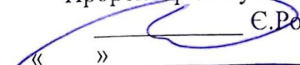
Проректор з навчальної роботи

 А.Полухін

«___» _____ 2021 р.

ПОГОДЖЕНО

Проректор з наукової роботи

 Є.Романенко

«___» _____ 2021 р.

АКТ ВПРОВАДЖЕННЯ

результатів науково-дослідної роботи

в навчальний процес Національного авіаційного університету

Ми, що нижче підписалися, відповідальна за наукову та інноваційну діяльність Факультету архітектури, будівництва та дизайну НАУ Агєєва Г. М., завідувач кафедри комп'ютерних технологій будівництва та реконструкції аеропортів Лапенко О. І. склали цей акт про те, що результати наукових досліджень за темою дисертаційної роботи здобувача НАУ Писаревського Богдана Юрійовича «Чисельне моделювання конструкцій багатоповерхових будівель при динамічних впливах» використовуються в навчальному процесі Національного авіаційного університету Факультету архітектури, будівництва та дизайну на кафедрі комп'ютерних технологій будівництва та реконструкції аеропортів.

Найменування впровадженого результату	Форма впровадження і досягнутий практичний ефект
Навчальні програми з навчальних дисциплін: «Комп'ютерні технології проектування конструкцій будівель та споруд аеропортів» (ОПП «Промислове і цивільне будівництво», ОС «Магістр», спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»); «Інтегровані технології проектування будівель» (ОПП «Промислове і цивільне будівництво», ОС «Магістр», спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»)	Результати дисертаційної роботи впроваджені у конспекти лекцій, використані при формуванні завдань для практичних та лабораторних занять, кваліфікаційних робіт, а також у вигляді курсових проектів. Упровадження зазначених результатів дозволило розширити можливості та підвищити наукову достовірність моделювання динамічної взаємодії системи «наземна частина – фундамент – ґрунт», проведення аналізу сумісної роботи споруди з ґрунтовою основою.

Відповідальна за наукову та інноваційну діяльність ФАБД НАУ,
кандидат технічних наук, с. н. с., доцент



Г. М. Агєєва

Завідувач кафедри
комп'ютерних технологій будівництва
та реконструкції аеропортів
доктор технічних наук, професор



О. І. Лапенко



ЛІРА САПР

Товариство з обмеженою відповідальністю «ЛІРА САПР»
 Україна, 04053, м. Київ, Киянівський провулок, 7-а
 Т./ф. +38(044) 590-58-86,
 e-mail: info@liraland.com.ua
<http://www.liraland.ua>

Дата _____ № _____

На № _____ от _____

ДОВІДКА

про впровадження наукових результатів кандидатської дисертації
 аспіранта кафедри комп'ютерних технологій будівництва НАУ
 Писаревського Богдана Юрійовича за темою:

**«Чисельне моделювання конструкцій багатоповерхових будівель при
 динамічних впливах»**

(спеціальність «05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди»)

Результати науково-дослідної роботи Писаревського Б.Ю. було використано при розробці та реалізації методики розрахунку задач на динамічні впливи. Методика полягає у вдосконаленні підходу, що враховує безперервне проходження динамічної хвилі у нескінченну область ґрунту. Методика враховує сумісну роботу системи «наземна частина-основа-ґрунт» та фізично-нелінійну роботу будівельних конструкцій та ґрунту. Спеціальні скінченні елементи, що розроблені Писаревським Б.Ю. застосовано при реалізації нової підсистеми для вирішення задач розрахунку на динамічні впливи. Ця підсистема увійшла в програмний комплекс ЛІРА-САПР версій 2018-2020.

Заступник директора
 ТОВ «ЛІРА-САПР»



О.С. Городецький

Мінрегіон України
Державне підприємство
«Науково-дослідний
інститут будівельного
виробництва» (ДП «НДІБВ»)

Україна, 03680, Київ, МСП,
Лобановського проспект, 51
Тел.: (044)248-88-89 Факс.: (044)248-88-84
E-mail: ndibv.kiev@ukr.net



Minregion of Ukraine
THE STATE
«Research institute of
building production»
(NDIBV)

51, Lobanovskogo prospekt,
MSP, Kyiv - 180, 03680, Ukraine
Tel.: (044)248-88-89 Fax.: (044) 248-88-84
E-mail: ndibv.kiev@ukr.net

р/р № 26007010563258 у ПАТ "Укрсоцбанк", МФО 300023,

код ЄДРПОУ 38283024, № св-ва ПДВ 200066862, ІПН 382830226581

“02” 02.2024 № 71/01-08

АКТ ВПРОВАДЖЕННЯ

результатів науково-дослідної роботи

інженера Писаревського Богдана

ДП НДІБВ в 2014-2017 роках виконувались роботи з науково-технічного супроводу об'єкта будівництва: «Сімейно-оздоровчого комплексу на 8-й станції Великого фонтану у м. Одеса (узбережжя чорного моря) 1-й пусковий комплекс: завершення будівництва 20-ти поверхового комплексу з прибудованим гаражем відкритого типу сімейно-оздоровчого комплексу на 8-й станції Великого Фонтану у м. Одеса». Етап 2.2 «Перевірочні розрахунки монолітного каркасу двох окремих секцій 20 поверхового корпусу по нормативам, діючим в 2007 році» (Договір №222-14 від 17.12.2014р., карта НТР: 0118U100108).

В рамках підготовки до здачі незавершеного будівництва Сімейно-оздоровчого комплексу на 8-й станції Великого фонтану у м. Одеса інститутом НДІБВ були виконані роботи по визначенню технічного стану будівлі та просторові розрахунки сейсмостійкості каркасу.

Писаревський Богдан Юрійович в рамках даних робіт в якості аспіранта НАУ приймав участь в чисельному моделюванні просторової роботи будівлі на

динамічні впливи в часі з врахуванням реальних демфуючих властивостей ґрунтової основи та фізично-нелінійних властивостей залізобетону з тріщинами.

При моделюванні сейсмічних впливів по трьохкомпонентних акселерограмах враховані уточнюючі фактори проходження динамічної хвилі з врахуванням дисипації трьох-мірної ґрунтової основи та безперешкодного проходження динамічних хвиль, що дозволило реально оцінити напружено-деформований стан будівлі та порівняти з даними спостережень.

Оцінка реального стану будівлі після землетрусу який мав місце в акваторії Чорного моря дозволила виконати необхідне за розрахунками підсилення окремих елементів каркасу та завершити незавершене будівництво. По результатах проведених робіт підготовлено публікацію: Максименко В.П., Барабаш М.С., Б.Ю. Писаревський Б.Ю. Методика оцінки напружено-деформованого стану конструкцій будівлі на основі методу Підсистем //Науково техн. журнал «Будівельне виробництво», №71, 2021р.

Зам Директора НДІБВ, д.т.н.

Зав. Лабораторією висотного та експериментального будівництва, к.т.н.



П.Є.Григоровський

В.П.Максименко