МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

Великий Денис Ігорович

УДК 627.8:624.1

ДИСЕРТАЦІЯ

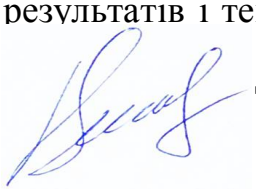
СТІЙКІСТЬ ҐРУНТОВИХ СПОРУД З УРАХУВАННЯМ ПРОСТОРОВОГО ЕФЕКТУ

Спеціальність 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди»

19 – Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук

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



Д.І. Великий

Науковий керівник: Слободянюк Володимир Прокопійович, кандидат технічних наук, доцент

Одеса - 2020

АНОТАЦІЯ

Великий Д. І. Стійкість ґрунтових споруд з урахуванням просторового ефекту. – Кваліфікаційна наукова робота на правах рукопису. Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди». – Одеська державна академія будівництва та архітектури, Одеса, 2020.

Проблеми стійкості ґрунтових споруд і розвиток зсувних процесів, в тому числі Чорноморського узбережжя, проявляють істотну небезпеку для населення та існуючих будівель і споруд. Освоєння зсувних і зсувонебезпечних схилів вимагає пильного і детального вивчення, результати якого повинні стати основою реалізації заходів щодо інженерного захисту територій, враховуватися при проєктуванні і будівництві нових об’єктів. При розрахунках стійкості схилів та укосів ґрунтових споруд відзначається відмінність в розрахункових значеннях коефіцієнтів запасу стійкості в двовимірній і тривимірній постановках задач. Аналіз проведених досліджень вказує на необхідність врахування впливу топографічних умов укосів та схилів при їх розрахунку за двовимірними схемами в межах призначених створів.

Визначення коефіцієнта запасу стійкості може здійснюватися як аналітичними, так і графоаналітичними методами. У більшості випадків розрахунок стійкості схилів і укосів і визначення коефіцієнта запасу стійкості проводиться для двовимірних перетинів, побудованих по лініях, що збігаються з найбільш імовірним напрямком зсуву зсувного тіла.

Початок розвитку напрямку з математичного моделювання стійкості ґрунтових укосів був покладений Кулоном у 1773 р., коли ним було сформульовано умову міцності фундаменту, виходячи з граничної рівноваги призми обвалення. Перший спосіб розрахунку стійкості укосів, заснований на принципі Кулона, був запропонований у 1820 р. Однак через майже два століття оцінка стійкості укосів, як і раніше, залишається складним

завданням в геотехніці. На даний час існує більше 100 методів розрахунків стійкості укосів ґрунтових споруд.

Достовірність будь-яких отриманих результатів залежить від вибору методу розрахунку. Прийняті обмеження в різних методах оцінюються на початку проєктування стійких укосів і визначають вибір надійних методів розрахунку, які найбільш вірогідно моделюють поведінку ґрунтових укосів. При цьому вибір методу аналізу стійкості укосу є трудомістким завданням. Часто необхідно докласти чимало зусиль для збору вихідних даних і результатів спостережень за поведінкою укосів, щоб виявити причини і механізм ушкоджень, які визначають метод розрахунку стійкості укосів в конкретних умовах.

Найбільш поширені методи, які застосовуються в розрахунках стійкості укосів у двовимірній постановці завдання, є самими використовуваними через їхню простоту, проте ці методи засновані на прийнятті деяких припущень, описаних вище. На основі аналізу ряду робіт по двовимірному і тривимірному моделюванню ґрунтових укосів показано, що оцінка стійкості укосів та зсувних схилів є складним, відповідальним і маловивченим завданням.

Виконання розрахунків ґрунтових укосів в тривимірній постановці завдання дає результати, наближені до реальності, на відміну від результатів, отриманих загальноприйнятими і поширеними інженерними методами за двовимірними схемами. Це пояснюється тим, що тривимірна постановка завдання враховує комбінації інженерно-геологічних умов всього укосу або схилу. Тривимірне моделювання ґрунтових укосів також дозволяє враховувати фактори, що оказують істотний вплив на стійкість, які не можна врахувати при двомірному моделюванні (особливості топографії, наявність підрізування укосів або схилів, ярів, точкових будівельних конструкцій тощо).

Однією з важливих переваг просторової оцінки стійкості укосів є те, що такий розрахунок дозволяє прогнозувати розвиток зсувного процесу не тільки по глибині досліджуваного розрізу ґрунтового масиву, але і в плані.

З огляду на значні трудовитрати і використовувані ресурси для створення розрахункової моделі з урахуванням форм рельєфу в тривимірній постановці, можна зробити однозначний висновок про неможливість використання «ручного» розрахунку внаслідок його громіздкості. Значна вартість спеціалізованого програмного забезпечення і відсутність при цьому недорогих розрахункових модулів вітчизняного виробництва також не сприяє значному поширенню в практиці геотехнічних розрахунків стійкості укосів за тривимірними схемами. Однак, перевагою перед традиційними методами граничної рівноваги є універсальний підхід стосовно різних критеріїв міцності порід і дотримання принципів теоретичної механіки, що дозволяє з високою точністю моделювати різноманітні геомеханічні процеси в масиві.

Напрямок подальших досліджень передбачає створення методу розрахунку, заснованої на інженерних методах розрахунку, яка зможе враховувати вплив форм рельєфу без використання громіздкого і дорогого програмного забезпечення і значних розрахункових ресурсів. Для цього на наступному етапі необхідно виконати деяку класифікацію (уніфікацію) форм рельєфу, для яких в подальшому буде виконане коригування розрахункового інженерного методу розрахунку стійкості ґрунтового укосу. Коригування існуючого методу передбачає введення в розрахункову формулу визначення коефіцієнта запасу стійкості поправочного коефіцієнта у вигляді функції, значення якого відповідає параметру, вибраному стосовно геоморфологічної ситуації досліджуваної форми рельєфу.

Удосконалення методів проєктування, як ґрунтових споруд, так і їх основ, тягне за собою розробку більш нових і уточнених математичних моделей ґрунтів, які дозволяють виконувати достовірні розрахунки складних об'єктів і отримувати економічний ефект. Геотехнічне проєктування, в

складних геологічних умовах, останнім часом складно уявити без чисельного моделювання. Застосовувані в програмних модулях різні моделі ґрунтів дозволяють: вирішувати завдання, як в двомірній, так і в тривимірній постановках; визначати взаємний вплив основи і споруди; враховувати неоднорідність інженерно-геологічних умов. Разом з тим, чисельне моделювання – це інструмент, який вимагає ретельної настройки. Успішне і коректне моделювання залежить від правильного вибору математичної моделі ґрунту і її параметрів. При визначенні параметрів сучасних моделей виникає безліч труднощів.

Геотехнічне моделювання є дуже важливим на всіх етапах сучасного будівництва, а також при проведенні моніторингу під час експлуатації ґрунтових споруд. Багато сучасні будівельні об'єкти зводяться на фундаментах глибокого закладення, займають велику площу і передають на свої ґрунтові основи значні навантаження, залучаючи до цього дуже великі об’єми ґрунтів. У всіх частинах системи «основа - фундамент - надземна частина споруди» формує складний напружено-деформований стан, що є просторово-неоднорідним і змінюється в часі в процесі будівництва і експлуатації. Його кількісна оцінка на всіх етапах є складним завданням і залежить від ряду факторів, у тому числі від фізико-механічних властивостей ґрунтів основи в умовах природного залягання, вихідного напружено-деформованого стану масиву і мінливості модулів деформації по глибині.

В якості ілюстративних моделей для розрахунків стійкості було прийнято рішення розглядати споруду у вигляді однорідного ґрунтового насипу. Висоти цих споруд прийняті 8, 10, 12, 14 і 16 м. Що стосується південної території України, а саме Одеси і Одеської області, топографічні і геологічні умови не дозволяють зводити насипи більшої висоти, оскільки це є економічно недоцільним. При розрахунках стійкості в тривимірній постановці враховувалися кут нахилу укосів, що примикають до насипу в поздовжньому напрямку, ширина споруди в основі і протяжність насипу. Також в якості вихідних даних були задані фізико-механічні характеристики

ґрунтів тіла і основи насипу. Характеристики міцності (питоме зчеплення та кут внутрішнього тертя) вибиралися, виходячи з умови забезпечення стійкості укосу насипу, і застосовувалися такими, щоб коефіцієнт запасу стійкості був більше, але близький до одиниці. Зазначений критерій був прийнятий за умови наочності отриманих результатів розрахунків.

Розрахунки стійкості ґрунтового насипу за двовимірною і тривимірною схемами виконувалися з використанням ліцензійної програми Midas GTS NX за підтримки співробітників ТОВ «ГІДРОТЕХПРОЕКТ», м. Харків.

В результаті розрахунків стійкості однорідних ґрунтових насипів за двовимірними і тривимірними схемами були отримані значення коефіцієнтів запасу стійкості «$К_С$». Аналізуючи отримані результати, було відзначено, що значення «$К_С$» для тривимірних і двовимірних схем відрізняються в залежності від зміни довжини основи створу і від кутів нахилу сусідніх укосів до насипу в поздовжньому напрямку, і при певних умовах їх відмінність може становити більше ніж 50%.

Для розробки методу розрахунку стійкості ґрунтових укосів за двовимірними схемами інженерними методами, з урахуванням їх топографічних особливостей, було прийнято рішення про виявлення змінного коефіцієнта, який міг би дозволити враховувати просторову роботу споруди в залежності від її геометричних характеристик.

Запропонований метод передбачає, що при визначенні коефіцієнта запасу стійкості «$К_С$», отриманого для двовимірної задачі, необхідно його уточнювати залежно від геометричних характеристик споруди, що розраховується (висота, кут нахилу сусідніх ґрунтових укосів до насипу в поздовжньому напрямку, відносини протяжності насипу до ширини споруди в основі), шляхом множення на поправочний коефіцієнт «$К_П$», отриманий в даній роботі дослідним шляхом.

Ключові слова: ґрунтова споруда, коефіцієнт запасу стійкості, штучний насип, зсувний схил, ґрунтовий укіс, стійкість, форми рельєфу, метод розрахунку, тривимірна схема, двовимірна схема.

ABSTRACT

Velikiy D.I. Stability of soil structures taking into account the spatial effect. – Qualifying scientific work on the rights of the manuscript. The dissertation on competition of a scientific degree of the candidate of technical sciences on a specialty 05.23.01 «Building constructions, buildings and constructions». – Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa, 2020.

Problems of stability of soil structures and the development of landslides, including the Black Sea coast, pose a significant danger to the population and existing buildings and structures. The development of landslides and landslides requires careful and detailed study, the results of which should be the basis for the implementation of measures for engineering protection of territories, taken into account in the design and construction of new facilities. When calculating the stability of slopes, there is a difference in the calculated values of the coefficients of stability in two-dimensional and three-dimensional problem statements. Analysis of the research indicates the need to take into account the influence of topographic conditions of the entire slope when calculating it in two-dimensional schemes within the designated areas.

Determination of the coefficient of stability can be carried out by both analytical and graph-analytical methods. In most cases, the calculation of the stability of slopes and slopes and the determination of the coefficient of stability is performed for two-dimensional sections constructed on lines that coincide with the most probable direction of shear of the shear body.

The beginning of the development of the direction of mathematical modeling of the stability of slopes was laid by Coulomb in 1773, when he formulated the condition of the strength of the foundation, based on the limit equilibrium of the collapse prism. The first method of calculating the stability of slopes, based on the Coulomb principle, was proposed in 1820. However, after almost two centuries, the assessment of the stability of slopes is still a difficult task

in geotechnics. Currently, there are more than 100 methods for calculating the stability of slopes.

The reliability of any results obtained depends on the choice of calculation method. Accepted limitations in different methods are evaluated at the beginning of the design of stable slopes and determine the choice of reliable calculation methods that most likely model the behavior of soil slopes. The choice of the method of slope stability analysis is a time-consuming task. It is often necessary to make considerable efforts to collect the initial data and results of observations of slope behavior to identify the causes and mechanism of damage that determine the method of calculating the stability of the slope in specific conditions.

The most common methods used in calculating the stability of slopes in a two-dimensional problem statement are the most used because of their simplicity, but these methods are based on the acceptance of some assumptions described above. Based on the analysis of a number of works on two-dimensional and three-dimensional modeling of soil slopes, it is shown that the assessment of the stability of landslides is a complex, responsible and poorly studied task.

Performing calculations of soil slopes in the three-dimensional formulation of the problem gives results close to reality, in contrast to the results obtained by conventional and common engineering methods for two-dimensional schemes. This is due to the fact that the three-dimensional formulation of the problem takes into account the combination of engineering and geological conditions of the entire slope. Three-dimensional modeling of soil slopes also allows taking into account factors that have a significant impact on stability, which cannot be taken into account in two-dimensional modeling (features of topography, the presence of trimming slopes, ravines, point structures, etc.).

One of the important advantages of the spatial assessment of the stability of the slope is that such a calculation allows predicting the development of the landslide process not only by the depth of the investigated section of the soil, but also in terms.

Given the significant labor costs and resources used to create a calculation model based on landforms in three-dimensional formulation, we can draw a clear conclusion about the impossibility of using "manual" calculation due to its cumbersomeness. The significant cost of specialized software and the lack of inexpensive calculation modules of domestic production also does not contribute to the widespread use in practice of geotechnical calculations of the stability of slopes on three-dimensional schemes. However, the advantage over traditional methods of boundary equilibrium is a universal approach to the various criteria of rock strength and adherence to the principles of theoretical mechanics, which allows high-precision modeling of various geomechanical processes in the array.

The direction of further research involves the creation of a calculation methodology based on engineering calculation methods, which can take into account the influence of landforms without the use of cumbersome and expensive software and significant calculation resources. To do this, at the next stage it is necessary to perform some classification (unification) of landforms, for which in the future will be adjusted the calculated engineering method for calculating the stability of the soil slope. Adjustment of the existing method involves the introduction into the calculation formula for determining the coefficient of stability of the correction factor in the form of a function whose value corresponds to the parameter selected for the geomorphological situation of the studied landform.

Improving the design methods of both soil structures and their foundations, entails the development of newer and more refined mathematical models of soils, which allow to perform reliable calculations of complex objects and obtain economic effect. Geotechnical design, in complex geological conditions, has recently been difficult to imagine without numerical modeling. The various models of soils used in software modules allow: to solve problems, both in two-dimensional, and in three-dimensional statements; determine the mutual influence of the foundation and structure; take into account the heterogeneity of engineering and geological conditions. However, numerical simulation is a tool that requires careful adjustment. Successful and correct modeling depends on the correct choice

of the mathematical model of the soil and its parameters. There are many difficulties in determining the parameters of modern models.

Geotechnical modeling is very important at all stages of modern construction, as well as during monitoring during the operation of ground structures. Many modern construction sites are built on deep foundations, occupy a large area and transfer significant loads to their soil foundations, attracting very large volumes of soil. In all parts of the system «base - foundation - aboveground part of the structure» forms a complex stress-strain state, which is spatially inhomogeneous and changes over time during construction and operation. Its quantitative assessment at all stages is a difficult task and depends on a number of factors, including the physical and mechanical properties of the base soils under natural conditions, the initial stress-strain state of the array and the variability of strain modules in depth.

Later, construction sites need to improve the old and develop new models (mathematical mapping) of mechanical behavior of soils and methods of numerical modeling, necessary for calculations in geotechnical design. Modern mechanical models used in software systems allow to solve these problems in three-dimensional formulation, to determine the mutual influence of buildings, structures and their foundations, to take into account the heterogeneity of engineering and geological conditions and processes occurring over time. However, the reliability of the numerical results obtained in numerical modeling strongly depends on the correct choice of soil model and determination of its parameters.

As illustrative models for stability calculations, it was decided to consider a homogeneous soil embankment. The heights of the buildings are 8, 10, 12, 14 and 16 m. As for the southern territory of Ukraine, namely Odessa and Odessa region, topographic and geological conditions do not allow the construction of embankments of greater height, as it is economically impractical. When calculating the stability in the three-dimensional setting took into account the angle of the adjacent slopes to the embankment in the longitudinal direction, the width of the structure at the base and the length of the embankment. Also, the physical and

mechanical characteristics of the soil of the body and the base of the embankment were set as initial data. The strength characteristics were selected based on the condition of ensuring the stability of the slope of the embankment, and were used so that the coefficient of stability was greater, but close to unity. This criterion was adopted subject to the clarity of the results of calculations.

Calculations of soil embankment stability according to two-dimensional and three-dimensional schemes were performed using the licensed program Midas GTS NX with the support of employees of LLC "HYDROTECHPROJECT", Kharkiv.

As a result of calculations of stability of homogeneous soil embankments on two-dimensional and three-dimensional schemes values of coefficients of stability «K_S» were received. Analyzing the results, it was noted that the values of «K_S» for three-dimensional and two-dimensional schemes differ depending on the change in the length of the alignment and the angles of the adjacent slopes to the embankment in the longitudinal direction, and under certain conditions their difference may be more than 50%.

To develop a method for calculating the stability of soil slopes on two-dimensional schemes by engineering methods, taking into account their topographic features, it was decided to identify a variable that could take into account the spatial work of the structure depending on its geometric characteristics.

The proposed method assumes that when determining the coefficient of stability «K_S» obtained for a two-dimensional problem, it is necessary to specify it depending on the geometric characteristics of the calculated structure (height, angle of adjacent slopes to the embankment in the longitudinal direction, the ratio of embankment length to structure width, by multiplying by the conversion factor «K_P», obtained in this work experimentally.

Key words: soil structure, stability factor, artificial embankment, landslide slope, soil slope, stability, relief forms, calculation method, three-dimensional scheme, two-dimensional scheme.

Список публікацій здобувача за темою дисертації

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації:

Статті у наукових фахових виданнях України

1. Великий Д. И. Влияние пространственной модели откосов грунтовых плотин на результаты расчетов их устойчивости / Д. И. Великий, В. Г. Бааджи, А. Г. Гайсюк, А. А. Матвиенко // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2018, № 71, С.149-153 (індексуються наукометричною базою Index Copernicus).

2. Великий Д. И. Устойчивость откосов грунтовых плотин с учетом их пространственной работы / Д. И. Великий // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2016, № 64, С.160-164 (індексуються наукометричною базою Index Copernicus).

3. Осадчий В. С. Определение зоны центров окружностей кривых скольжения для однородных грунтовых плотин с учетом сейсмических воздействий / В. С. Осадчий, К. И. Анисимов, Д. И. Великий // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2016, № 63, С.230-234 (індексуються наукометричною базою Index Copernicus).

4. Дмитриев С. В. Экспериментальные исследования влияния периодических изменений температуры фильтрующейся воды на пьезометрические напоры / С. В. Дмитриев, Д. И. Великий, А. С. Бондаренко // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2015, № 60, С.79-85.

5. Великий Д. И. Влияние различных факторов на значения коэффициента устойчивости и положение центров опасных кривых скольжения при расчетах откосов грунтовых плотин / Д. И. Великий, С. В. Дмитриев // Вісник Одеського національного морського університету, 2015, №2(44), С.90-96.

6. Бондаренко А. В. Сравнительный анализ расчета устойчивости однородных грунтовых плотин для плоской и объемной задач / А. В. Бондаренко, Д. И. Великий, К. В. Егупов, В. П. Слободянюк // Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник. – Київ, 2012, № 76, С.320-325.

Стаття у науковому періодичному виданні іншої держави

7. Anisimow K. Krzywa depresji w gruntowych zaporach wodnych przy uwzględnieniu sezonowych zmian temperatury / K. Anisimow, S. Dmitrijew, V. Osadczy, D. Velyky // Inzynieria Morska i Geotechnika. – Drukarnia MISIURO Zbignev MisioroPL, 2016. – NR 4. – P. 230-233.

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

8. Анисимов К. И. Вопросы реконструкции дамбы Хаджибейского лимана / К. И. Анисимов, В. Г. Бааджи, Д. И. Великий, А. С. Салтыкова, П. Б. Айсман, В. Д. Шуминский // Збірник тез міжнародної науково-технічної конференції «Гідротехнічне і транспортне будівництво». – Одеса, 2019, – С.3-7.

9. Великий Д. И. Устойчивость откосов грунтовых плотин с учетом их пространственной работы / Д. И. Великий // Збірка тез доповідей міжнародної науково-технічної конференції, присвяченої 90-річчю з дня народження професора В. К. Єгупова: «Проблеми теорії та практики сейсмостійкого будівництва». – Одеса, 2016, – С.21.

ЗМІСТ

ВСТУП ……... 16

РОЗДІЛ 1. СТАН ПИТАННЯ МЕТОДІВ РОЗРАХУНКУ УКОСІВ ҐРУНТОВИХ СПОРУД ……... 21

1.1 Інженерні методи розрахунку стійкості ґрунтових укосів за двовимірними схемами …..…… 21

1.2 Інженерні методи розрахунку стійкості ґрунтових укосів за тривимірними схемами …… 32

1.3 Метод редукції (метод зниження міцності) ……... 39

1.4 Вплив геометричної форми ґрунтового укосу на значення коефіцієнта запасу стійкості ……..... 41

1.5 Вплив протяжності укосу на значення коефіцієнта запасу стійкості . 46

Висновки за першим розділом ……..……... 50

РОЗДІЛ 2. ВПЛИВ ФОРМИ ҐРУНТОВИХ УКОСІВ НА ЗНАЧЕННЯ КОЕФІЦІЄНТА ЗАПАСУ СТІЙКОСТІ ……..……. 51

2.1 Вибір факторів, що впливають на значення коефіцієнта запасу стійкості ……..……..…….. 51

2.2 Моделювання ґрунту порушеної структури ……... 53

2.3 Дослідження методів прогнозування зсувних процесів на ґрунтових спорудах ……..... 56

2.4 Врахування будівельних конструкцій при розрахунках стійкості ґрунтових споруд …… 64

2.5 Вплив форми укосу на величину коефіцієнта запасу стійкості на прикладі реальних споруд ……..…….. 68

Висновки за другим розділом ……. 88

РОЗДІЛ 3. РОЗРАХУНКИ СТІЙКОСТІ ОДНОРІДНИХ ҐРУНТОВИХ СПОРУД ……...…… 90

3.1 Опис програмного комплексу Midas GTS NX …… 90

3.2 Обґрунтування вибору моделі ґрунту ……. 91

3.3 Модель ґрунту Мора-Кулона (Mohr-Coulomb) в Midas GTS NX …. 99

3.4 Типи скінчених елементів в Midas GTS NX ……..... 104
3.5 Вибір вихідних даних ……... 105
3.6 Розрахунки стійкості ґрунтового насипу за двовимірною схемою .. 108
3.7 Розрахунки стійкості ґрунтового насипу за тривимірною схемою .. 110
3.8 Аналіз результатів розрахунку стійкості однорідних ґрунтових насипів …… 115
Висновки за третім розділом ……..……..... 120
РОЗДІЛ 4. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-СТАТИСТИЧНА МОДЕЛЬ ВРАХУВАННЯ ПРОСТОРОВИХ ЕФЕКТІВ ……..... 122
4.1 Планування експерименту …… 122
4.2 Аналіз результатів експерименту …… 125
4.3 Аналіз та інтерпретація рівняння регресії ……... 131
Висновки за четвертим розділом ……. 138
РОЗДІЛ 5. МЕТОД ВРАХУВАННЯ ПРОСТОРОВОГО ЕФЕКТУ ПРИ СТАТИЧНИХ РОЗРАХУНКАХ СТІЙКОСТІ УКОСІВ ҐРУНТОВИХ СПОРУД ……..... 139
5.1 Розробка методу врахування просторового ефекту ……..…… 139
5.2 Застосування розробленого методу ……..… 144
Висновки за п’ятим розділом ……... 147
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ …… 148
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ …… 150
ДОДАТОК А – Список публікацій здобувача за темою дисертації та відомості про апробацію результатів дисертації …… 164
ДОДАТОК Б – Акт впровадження результатів дисертаційної роботи ... 167

ВСТУП

Обґрунтування вибору теми дослідження. Завдання забезпечення стійкості ґрунтових споруд виникає при проєктуванні споруд гідротехнічного, промислового, цивільного, транспортного та інших призначень. До ґрунтових споруд відносяться усі види насипів і підсипок територій, виконані з природних і штучних (техногенних) ґрунтів і виконують функції інженерних споруд і спеціальних, планомірно організованих (за проєктом) відвалів і сховищ. Прикладами ґрунтових споруд є насипи автомобільних і залізних доріг, аеродроми, греблі і дамби з ґрунтових матеріалів, підсипання сельбищних і промислових територій, штучні (насипні і намивні) основи будівель і споруд. Також до ґрунтових споруд відносяться природні схили, при розміщенні на них протизсувних конструкцій, будівель або споруд, розташованих як на брівці, так і на самому схилі, при виконанні терасування (планування) схилу, пристрої берегозахисту, штучні пляжі і мисові форми.

Внаслідок освоєння територій, які раніше вважалися небезпечними і не призначеними для будівництва, все частіше доводиться зводити будівлі і споруди на ґрунтових укосах і нестійких схилах. При цьому потрібно вирішувати питання не тільки забезпечення їхньої стійкості, а й захисту навколишнього середовища.

У зв’язку з цим питання досягнення економічно обґрунтованого використання території під проєктування і будівництво на нестійких схилах в даний час набуває актуального характеру. Для проєктних і будівельно-монтажних організацій, які зводять спеціальні будівлі та споруди на зсувонебезпечних територіях, питання достовірної оцінки ступеня стійкості схилу є особливо важливим. Однак чітких рекомендацій про те, якими методами слід оцінювати величину ступеня стійкості укосу, на якому планується вестися будівництво, а також які способи застосовувати для визначення тиску на протизсувну споруду, в даний час в нормативній літературі не відзначається. Розкидані по великій кількості літературних

джерел методи розрахунку нерідко вельми суперечливі і важко їх застосувати для практичних обчислень.

Проблеми стійкості ґрунтових укосів і розвиток зсувних процесів, в тому числі Чорноморського узбережжя, являє істотну небезпеку для населення та існуючих будівель і споруд. Освоєння зсувних і зсувонебезпечних схилів вимагає пильного і детального вивчення, результати якого повинні стати основою реалізації заходів щодо інженерного захисту територій, враховуватися при проєктуванні і будівництві нових об'єктів.

При розрахунках стійкості ґрунтових укосів відзначається відмінність в розрахункових значеннях коефіцієнтів стійкості в двовимірній і тривимірній постановках. Аналіз проведених досліджень вказує на необхідність врахування впливу топографічних умов всього укосу при його розрахунку за двовимірними схемами в межах призначених створів.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Тема дисертації відповідає актуальним напрямкам науково-технічної політики України, відповідно до розпорядження КМУ від 19 вересня 2018 р № 702-р (діюче) «Про виділення коштів на здійснення протизсувних заходів, пов'язаних із запобіганням виникненню надзвичайної ситуації в Одеській області»; наказу Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України від 24 лютого 2014 р № 309/25086 (діючий) «Про забезпечення проведення протизсувних заходів, інженерного захисту, протиаварійних та ремонтно-реставраційних робіт на території Києво-Печерської Лаври». Роботу виконано згідно з планом держбюджетних НДР на теми: «Розробка рекомендацій щодо моніторингу ґрунтових гребель» (0117U003396) та «Удосконалення розрахунків гідротехнічних споруд» (0110U003403).

Мета роботи. Розробка методу врахування просторового ефекту при статичних розрахунках стійкості укосів ґрунтових споруд.

Задачі досліджень. Для реалізації поставленої мети необхідно вирішити наступні задачі:

– проаналізувати вплив геометричних форм ґрунтових укосів на значення коефіцієнта запасу стійкості;

– виконати розрахунки стійкості укосів однорідних ґрунтових споруд з урахуванням їх просторової роботи;

– створити експериментально-статистичну модель врахування просторових ефектів при двомірних розрахунках стійкості ґрунтових укосів;

– розробити рекомендації щодо використання запропонованого методу врахування просторового ефекту при статичних розрахунках стійкості укосів ґрунтових споруд.

Об'єкт досліджень. Стійкість укосів штучних ґрунтових споруд та природних схилів.

Предмет досліджень. Методи розрахунку стійкості укосів ґрунтових споруд. Фактори впливу просторового ефекту при розрахунках двомірних задач.

Методи досліджень. Аналітичні та чисельні методи досліджень поведінки ґрунтових укосів у двовимірній постановці завдання, з урахуванням їхніх просторових особливостей. Використані методи оптимального планування експериментів із застосуванням багатофакторного математичного моделювання просторових факторів, які впливають на стійкість ґрунтових споруд.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в наступному:

– виявлено та враховано вплив просторових факторів на ступінь стійкості ґрунтових споруд при їх двомірному моделюванні;

– вперше розроблено та застосовано метод розрахунку стійкості укосів ґрунтових споруд, що дозволяє враховувати просторову роботу схилу на основі результатів розрахунку двомірних задач;

– запропоновано математичну модель врахування впливу просторових ефектів при двомірних розрахунках стійкості ґрунтових укосів.

Практична значимість отриманих результатів:

– визначено фактори (які раніше не враховувались), що впливають на результати розрахунку стійкості однорідних ґрунтових споруд за двовимірними схемами інженерними методами;

– розроблено метод розрахунку стійкості укосів ґрунтових споруд у двовимірній постановці завдання, що враховує їхні просторові особливості та в значній мірі може зменшити трудові ресурси, необхідні для створення і розрахунку тривимірних моделей;

– розроблений метод було використано для виконання робочого проєкту інженерного захисту схилу на території Грецького (Місячного) парку в межах кордонів вулиць: Військового спуску, Приморського бульвару, вул. Приморської, Потьомкінських сходів м. Одеси;

– розроблений метод було використано у виконанні утримуючих споруд в районі нового будівництва адміністративної будівлі, допоміжних споруд та інфраструктури для відпочинку, рекреаційно-оздоровчого призначення за адресою: м Одеса, 13 ст. В. Фонтану (район пляжу «Курортний»);

– результати досліджень використані в розділі 9 та додатку Н проєкту ДБН В.2.4-20:2014 «Греблі з ґрунтових матеріалів. Основні положення»;

– результати досліджень використані в розділах 9 та 11 ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення».

Особистий внесок здобувача полягає у формулюванні мети і постановці завдань досліджень, проведенні досліджень поведінки ґрунтових укосів у двовимірній постановці завдання, з урахуванням їхніх просторових особливостей; обробці та узагальнені отриманих результатів; розробці методу розрахунку стійкості ґрунтових укосів, що дозволяє враховувати просторову роботу ґрунтової споруди на основі результатів розрахунку двомірних задач; впровадженні розроблених матеріалів у практику проєктування.

У роботах, опублікованих спільно зі співавторами, внесок здобувача лежить в постановці завдань, їхньому науковому обґрунтуванні та особистій участі у вирішенні цих завдань.

Апробація результатів дисертації.

Основні положення дисертаційної роботи доповідалися і обговорювалися на наступних конференціях: Міжнародний форум «Міжрегіональні проблеми екологічної безпеки» (м. Одеса, 2006 р.); Міжнародна науково-технічна конференція, присвячена 90-річчю від дня народження професора В. К. Єгупова: «Проблеми теорії та практики сейсмостійкого будівництва» (м. Одеса, 2016 р.); Міжнародна науково-технічна конференція «Гідротехнічне і транспортне будівництво», присвячена 65-річчю факультету Гідротехнічного і транспортного будівництва (м. Одеса, 2016 р.); 73-я науково-технічна конференція професорсько-викладацького складу Одеської державної академії будівництва та архітектури (м. Одеса, 2017 р.); Міжнародна науково-технічна конференція «Гідротехнічне і транспортне будівництво» (м. Одеса, 2018 р.); Міжнародна науково-технічна конференція «Гідротехнічне і транспортне будівництво» (м. Одеса, 2019 р.).

Публікації. Основні положення дисертації опубліковані в 9 наукових працях, з яких 6 статей у фахових виданнях України (три індексуються наукометричною базою Index Copernicus), 1 стаття у закордонному науковому періодичному виданні, 2 тези доповіді на міжнародних науково-технічних конференціях.

Структура і обсяг дисертації. Дисертація складається зі вступу, 5 розділів, висновків, списку використаних джерел, двох додатків. Загальний обсяг роботи становить 171 сторінку, з яких: 125 сторінок основного тексту; 75 рисунків; 23 таблиці; список використаних джерел зі 141 найменування на 14 сторінках та двох додатків на 8 сторінках.

РОЗДІЛ 1. СТАН ПИТАННЯ МЕТОДІВ РОЗРАХУНКУ УКОСІВ ҐРУНТОВИХ СПОРУД

1.1. Інженерні методи розрахунку стійкості ґрунтових укосів за двовимірними схемами

Одним з основних завдань, сформульованих для природних схилів і укосів штучних насипів, є забезпечення їхньої стійкості. Тому при вирішенні цих завдань і з огляду на їхні можливості були розроблені розрахункові методи і фізичне моделювання.

Визначення коефіцієнта запасу стійкості може здійснюватися як аналітичними, так і графоаналітичними методами. У більшості випадків розрахунок стійкості схилів і укосів і визначення коефіцієнта запасу стійкості проводиться для двовимірних перетинів, побудованих по лініях, що збігаються з найбільш імовірним напрямком руху зсувного тіла.

Коефіцієнт запасу стійкості характеризує величину ступеня стабільного стану схилу або укосу стосовно певної розрахункової схеми або по відношенню до певного впливу, який може вивести укіс або схил з рівноваги. Тому коефіцієнт запасу стійкості в основному може використовуватися для зіставлення результатів, одержуваних для одного і того ж укосу. Найбільш важливим показником надійності укосів ґрунтових споруд є величина запасу стійкості, що безпосередньо визначається, або зворотна їй за знаком величина дефіциту стійкості.

Початок розвитку напрямку з математичного моделювання стійкості укосів був покладений Кулоном у 1773 р., коли ним було сформульовано умову міцності фундаменту, виходячи з граничної рівноваги призми обвалення. Перший спосіб розрахунку стійкості ґрунтових укосів, заснований на принципі Кулона, був запропонований у 1820 р. Однак через майже два століття оцінка стійкості укосів, як і раніше, залишається складним завданням в геотехніці [1].

В даний час існує більше між 100 методів розрахунків стійкості укосів ґрунтових споруд. Вибір тих чи інших методів у першу чергу визначається типом зсувного процесу і механізмом можливого руху зсувних мас [2]. Використовувані в методах ті чи інші додаткові припущення і допущення визначають область їхнього застосування.

Приклади найбільш відомих методів розрахунків стійкості укосів ґрунтових споруд за двовимірними схемами розглянемо нижче.

Метод круглоциліндричної поверхні ковзання широко описаний в технічній літературі [3–6], однак не завжди однаково трактується у різних авторів.

Цей метод досить поширений в будівельній практиці і застосовується за допомогою найрізноманітніших прийомів. Тому існує велика кількість назв розглянутого методу і його різновидів: шведський метод відсіків, метод В. Фелленіуса, шведський метод круглоциліндричних поверхонь ковзання, метод Терцагі [7, 8], метод Терцагі-Крея, метод Петтерсона, метод вертикальних елементів, метод Іванова-Тейлора, метод Свена Гультена, метод вагового тиску тощо. [9–11].

Метод круглоциліндричної поверхні ковзання доцільно застосовувати, коли укіс складений однорідними ґрунтами. Метод передбачає, що сповзання ґрунту може статися лише в результаті обертання зсувного масиву навколо центру «О» (рис. 1.1).

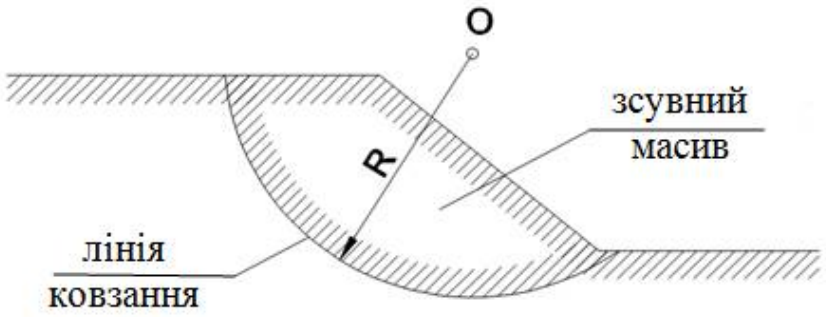


Рис. 1.1 Принципова схема методу круглоциліндричних поверхонь ковзання

Отже, лінія ковзання в даному випадку буде представлена дугою деякої окружності з радіусом «R», окресленої з центру «О». Зсувний масив розглядається при цьому як деякий твердий блок, який усіма своїми точками бере участь в одному загальному русі.

На практиці розглянутий метод часто ускладнюється невизначеністю в положенні центру обертання «О». Його координати, а також радіус «R» визначаються так, щоб відобразити в розрахунку найбільш невигідне положення прийнятої поверхні ковзання, при якому значення коефіцієнта запасу стійкості «$К_С$» виходить мінімальним з можливих для даного укосу (схилу). Дуже часто положення центру «О» встановлюють підбором шляхом проведення декількох розрахунків для відшукання найбільш небезпечного для даного випадку положення окружності обрушення [12, 13]. Такий хід розрахунку пов’язаний зі значною трудомісткістю [14–16].

Є й інші причини, за якими метод круглоциліндричної поверхні ковзання складно використовувати при проэктуванні протизсувних утримуючих конструкцій глибокого закладення. Наприклад, це пов’язано з тим, що зсувний прояв найчастіше розвивається в тих природних схилах, товща яких складена пластами різних порід (нерідко зі слабкими прошарками). Для таких же випадків неоднорідних ґрунтів розрахунок методом круглоциліндричної поверхні ковзання не цілком придатний [17, 18].

Метод Ю. І. Соловйова. У 1962 р. Ю. І. Соловйов запропонував при розрахунку стійкості укосів, в такому ж гіпотетичному ґрунті, який приймали Герсеванов і Терцагі, скористатися принципом можливих переміщень [19–21]. Поверхня ковзання при цьому повинна розглядатися, як поверхня контакту між клином обвалення і підстильним ґрунтом, по якій на клин діють односторонні сили зв’язку і зовнішні дотичні сили зчеплення і тертя. Коефіцієнт запасу стійкості укосу, за Ю. І. Соловйовим, визначається відношенням утримуючих робіт і зсувних сил на переміщенні, яке для всіх відсіків має однакову горизонтальну складову. Це означає, що при ковзанні

всього клина він зберігає суцільність і в ньому відсутні розриви, але можуть відбуватися дотичні зміщення по вертикальних площинах, за якими, відповідно до прийнятого припущення про властивості гіпотетичного ґрунту, опір зрушенню відсутній. Можливі переміщення, які допускаються зв'язками системи, будуть відбуватися уздовж поверхні ковзання.

Важлива умова застосування принципу можливих переміщень полягає в тому, що при розгляді всього клина обвалення, не було потрібно враховувати роботу внутрішніх сил на відносних переміщеннях окремих його елементів. Але в разі гіпотетичного ґрунту Герсеванова [22–24] і за умови, що відсіки є жорсткими, а їхні віртуальні переміщення не порушують наявних кінематичних зв'язків, зазначена умова виконується. При цьому очевидно, що або поверхня ковзання повинна бути круглоциліндричною, або п'яти відсіків повинні мати форму, що дозволяє їм ковзати по поверхні зсуву, не нахиляючись і не деформуючись (наприклад, у вигляді дуг, що стикаються з поверхнею зсуву в одній точці).

Іноді проэктувальники цим методом визначають зсувний тиск, представляючи його як різницю між знаменником і чисельником в написаних формулах коефіцієнта запасу стійкості. Однак таке визначення зсувного тиску не можна вважати правильним, оскільки чисельник і знаменник виразу коефіцієнта запасу стійкості в даному випадку є не сили, а роботи.

Метод Р. Р. Чугаєва. Р. Р. Чугаєв [25–27] цей метод називається ще методом плоских поверхонь зсуву, бо він застосовний лише у випадках, коли лінія ковзання складається з окремих прямолінійних ділянок (рис. 1.2).

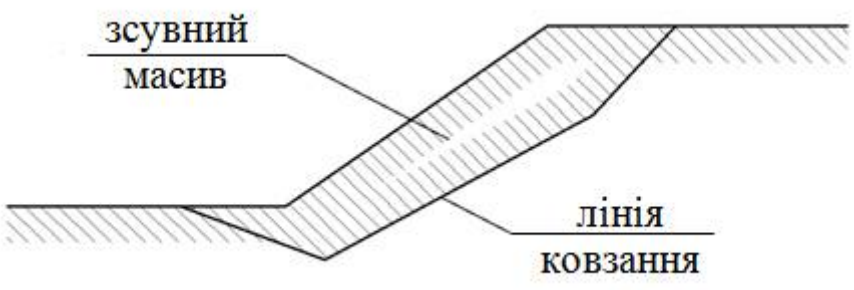


Рис. 1.2 Загальний вигляд лінії ковзання для методу Р. Р. Чугаєва

Метод Р. Р. Чугаєва має важливе теоретичне значення. Однак в практичному сенсі він більш застосовний для штучних укосів гідротехнічних споруд. Для розрахунку стійкості природних зсувних схилів його використання менш виправдано з наступних причин. Метод виходить з того, що в момент розрахунку стійкості укосу міцнісні характеристики ґрунту, що його складають, більш критичних – тих, які виникнуть в цьому ж ґрунті при досягненні ним стану граничної рівноваги. Тобто розраховується укіс, коефіцієнт запасу стійкості якого, як правило, більше одиниці. Проэктування ж утримуючих конструкцій і протизсувних заходів ведеться зазвичай для зміцнення нестійких або небезпечних у зсувному відношенні схилів, у яких зазвичай коефіцієнт запасу стійкості менше або близький до одиниці, а значення визначених натурних шляхом в даний момент міцнісних характеристик близькі до критичних. Отже, застосовувати метод Р. Р. Чугаєва для розрахунку коефіцієнта запасу стійкості нестійких або малостійких ґрунтових укосів без додаткових перетворень дещо невірно.

Дещо втрачає метод Р. Р. Чугаєва і в тому відношенні, що рівняння граничної рівноваги вирішується методом підбору. Крім того, методи врахування дії гідродинамічної і сейсмічної сил, цілком прийнятні для випадків розрахунку гідротехнічних споруд (для яких вони і розроблені Р. Р. Чугаєвим), для розрахунку звичайних природних схилів невиправдано складні.

Метод горизонтальних сил. Інші назви цього способу розрахунку, які вживаються [28–31]: метод Маслова-Берера, шанхайський метод, метод горизонтальних сил Маслова. Він застосовується у випадках, коли укіс складений з різнорідних ґрунтів і зсув відбувається за відомою поверхнею ковзання. Передбачається, що ця поверхня ковзання (положення і обрис) вже встановлена хоча б на частині її простягання будь-яким з дослідних або теоретичних способів. На невідомій частині лінії ковзання встановлюється методом підбору (рис. 1.3).

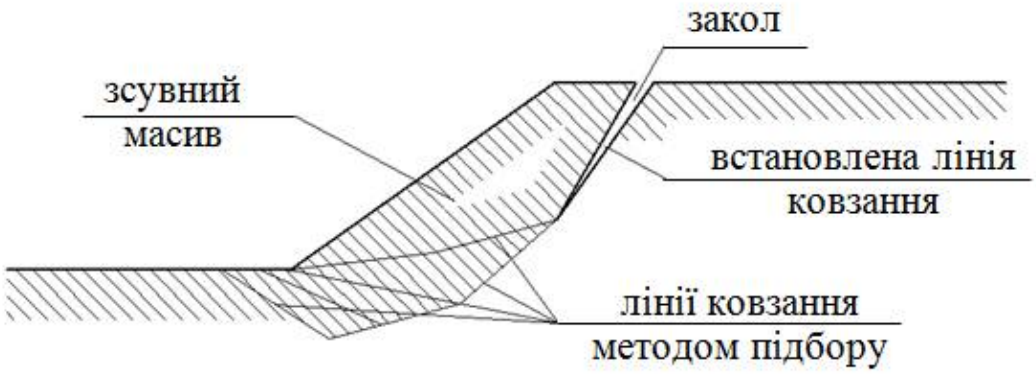


Рис. 1.3 Визначення лінії ковзання за методом горизонтальних сил

В умовах двовимірної задачі ця криволінійна поверхня ковзання з деяким наближенням може бути замінена в площині креслення тією чи іншою сукупністю прямих ліній – ліній ковзання. Відповідно до цього весь масив ґрунту можна розбити на окремі відсіки. Практично поступають навпаки: масив ґрунту поділяють на окремі відсіки з таких міркувань, щоб кожен розрахунковий відсік складався, по можливості, з більш-менш однорідного ґрунту (для простоти обчислень). Кожну лінію ковзання в окремому відсіку приймають за пряму лінію.

Метод горизонтальних сил вельми ефективний, оскільки дає можливість визначення величини результуючих зсувних та затримуючих сил для випадку різнорідної зсувної товщі ґрунтів і довільного обрису лінії ковзання. Причому метод цей вигідно використовувати, коли контури лінії ковзання визначені недостатньо чітко. Наприклад, коли поверхня ковзання частково збігається з будь-якою ослабленою поверхнею, яка не виходить на поверхню землі або виходить далеко від брівки укосу.

Метод дотичних сил. Назви методу, що вживаються, і його різновиди [29, 30, 33, 34]: звичайний метод, метод Г. М. Шахунянца, метод притулених відсіків, метод Петерсона, метод алгебраїчного підсумовування, метод плоских поверхонь зсуву, метод алгебраїчного додавання сил, метод притуленого укосу тощо.

Метод найбільш часто застосовується, коли лінія ковзання, будь-яким з наявних методів, чітко визначена на всій довжині [30, 35–37]. Наприклад, коли укоси яру сповзають по корінних порах, і покрівля останніх приймається за поверхню ковзання. В такому випадку зручно враховувати фактично зсувні сили, спрямовані по дотичній до лінії ковзання. При цьому поверхню ковзання представляють такою, що складається з ряду плоских ділянок, тобто у вигляді ламаної лінії (рис. 1.4).

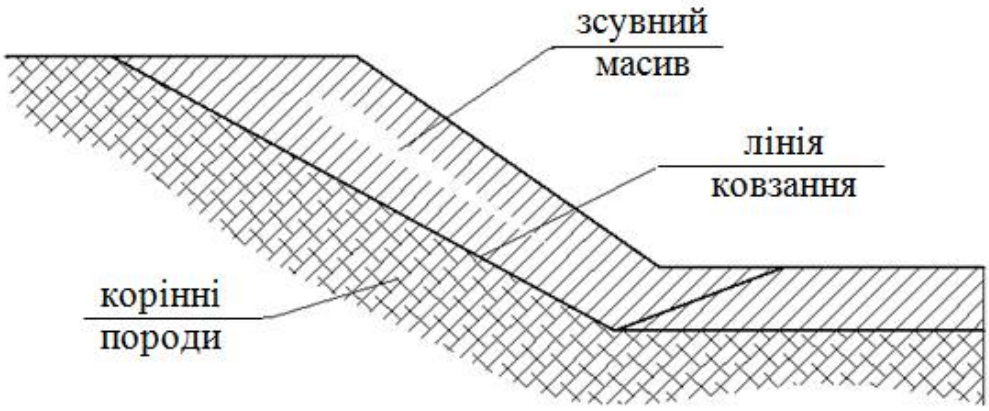


Рис. 1.4 До методів дотичних сил і Г. М. Шахунянца

Аналітичний метод Г. М. Шахунянца. Даний метод [37–39], як і попередній, найзручніше застосовувати, коли конфігурація лінії ковзання на всій довжині вже встановлена (рис. 1.4). Метод Г. М. Шахунянца в цілому аналогічний методу дотичних сил, проте в даному випадку більш суворо дотримані закони будівельної механіки. Як і раніше, зсувній блок для розрахунків подумки ділиться на ряд відсіків. Зазвичай відсіки приймають такими, щоб без практичної втрати точності можна було в їхніх межах приймати поверхню за площину і щоб стан ґрунту, обрис укосу, дія зовнішніх сил тощо, були практично однорідними.

Графоаналітичний метод багатокутників сил Г. М. Шахунянца. Якщо поверхня можливого зсуву відома, наприклад, зумовлена геологічною структурою укосу, встановлена при виконанні інженерних вишукувань або прийнята за допомогою різних теоретичних методів, то розрахунок стійкості масиву нерідко доцільно вести способом багатокутників сил [38, 40, 41].

В основі розрахунку зберігається гіпотеза затверділого тіла. Ця гіпотеза порушується, якщо поверхня зсуву не площина і не поверхня круглого циліндра (за якими вищерозміщений масив дійсно може зміщуватися як одне ціле), так як при будь-якому іншому контурі поверхні при зміщенні в масиві виникають місцеві напруження. Але ці місцеві напруження можуть при русі масиву створювати лише чисто місцевий ефект у вигляді окремих тріщин розриву або місцевих ущільнень ґрунту. Так як розрахунок ведеться для визначення умов стійкості масиву, то представляється можливим зберегти як робочу гіпотезу припущення про затверділе тіло. Дане припущення лежить в звичайних рамках тих припущень, які прийняті практично в звичайних розрахунках будівельної механіки. У великій кількості випадків будівельних розрахунків деталь розглядається як одне ціле і розраховується на загальні напруження. Якщо потрібно, то додатково враховується вплив місцевих напружень.

Графостатичний метод Л. Л. Перковського. Даний метод, на думку його автора [34, 42, 43], задовольняє двом вимогам, яким не відповідає більшість інших методів розрахунку:

– враховується взаємодія між відсіками;

– задовольняються основні три рівняння статики: $\Sigma x = 0$; $\Sigma y = 0$; $\Sigma M = 0$ (а не лише один і не в повній мірі, як це має місце, наприклад, в методі круглоциліндричної поверхні ковзання).

Суть методу полягає в тому, що для з’ясування стану стійкості ґрунтового укосу будується багатокутник сил.

Побудова силового багатокутника в графостатичному методі базується на положенні, що сили взаємодії між розрахунковими відсіками спрямовані паралельно поверхні ковзання. Крім того, тут коефіцієнт запасу стійкості визначається безпосередньо з багатокутника сил шляхом проеціювання усіх діючих на масив сил на деяку умовну лінію – лінію загального напрямку зсуву і обчислення відносин між сумами утримуючих і зсувних проекцій сил.

Внаслідок того, що графостатичний метод враховує взаємодію між відсіками, коефіцієнт запасу стійкості стає більше, ніж в разі визначення його, наприклад, за звичайним методом.

Недоліками розглянутого методу можна відзначити умовність вибору лінії загального напрямку зсуву, на яку проектуються всі сили (і від якої залежать величини проекцій і співвідношень між ними), а також складність одержуваного багатокутника сил при великій кількості відсіків.

Метод Янбу (the Janbu method) відноситься до групи методів відсіків, заснованих на аналізі граничної рівноваги. Цей метод заснований на рівновазі сил [44, 45]. По суті, при використанні методу відсіків обвальне тіло розбивається на частини (блоки, фрагменти тощо) вертикальними площинами з таким розрахунком, щоб кожний виділений блок спирався на одну плоску поверхню ковзання, за допомогою яких апроксимують встановлену або передбачувану лінію ковзання (рис. 1.5).

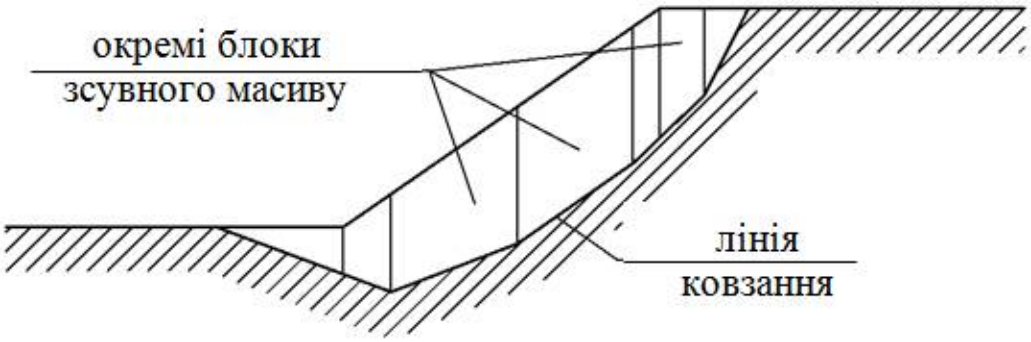


Рис. 1.5 До розрахунку стійкості методом Янбу

При розбитті зсуву на блоки необхідно також стежити за тим, щоб кожний блок по можливості був однорідним за складом і властивостями порід, що його складають. Кожна частина зсуву являє собою абсолютно тверде тіло і, отже, може розглядатися в якості матеріальної точки. При зміщенні зсуву його частини взаємодіють між собою (діють один на одного), і щодо характеру цієї взаємодії можуть бути висловлені різні припущення, що також зумовлює відмінність існуючих методів розрахунку стійкості зсувів. Спрощений метод Янбу (the simplified Janbu method) передбачає, що в

момент початку зсуву сили тертя і зчеплення діють тільки уздовж поверхні ковзання і повністю уздовж вертикальних поверхонь, які ділять обвальне тіло на частини, тому сили взаємодії між сусідніми блоками будуть спрямовані суворо горизонтально. У спрощеному методі Янбу використовуються два диференціальних рівняння рівноваги проекцій сил на вертикальну і горизонтальну осі. Умова рівноваги моментів не дотримується. У вдосконаленому методі Янбу виконуються всі умови рівноваги для тіла обвалення в цілому.

Метод Бішопа (the Bishop method) відноситься до групи методів відсіків, заснованих на аналізі граничної рівноваги. Даний метод заснований на рівновазі моментів [46, 47].

На укосах, сформованих в однорідних масивах гірських порід, утворюються зсуви, лінія ковзання яких може бути апроксимована круглим циліндром. Зсувний масив розбивається вертикальними площинами на окремі стовпчики, кожен з яких вважається абсолютно твердим тілом і спирається на дугу, яку апроксимують прямою лінією. Ці методи, по суті, аналогічні методам, які використовують уявлення про те, що обвальне тіло спирається на систему прямих ліній ковзання (рис. 1.6).

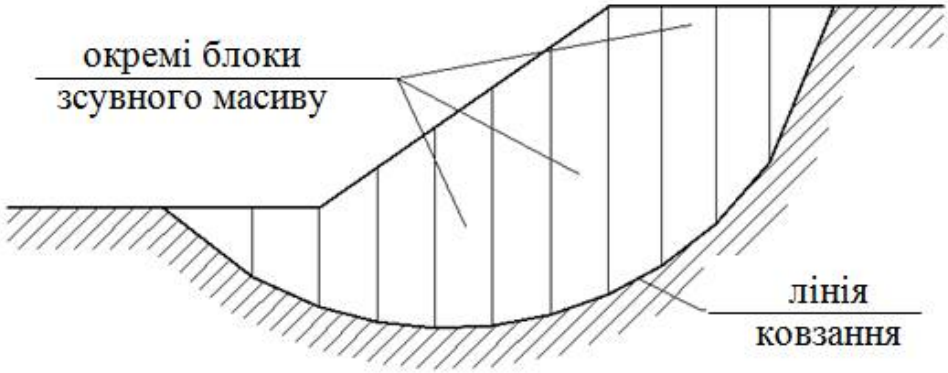


Рис. 1.6 До розрахунку стійкості методом Бішопа

Для оцінювання стійкості укосу методом Бішопа використовується рівняння моментів. Коефіцієнт запасу стійкості визначається як відношення моменту утримуючих сил до моменту зсувних сил щодо центру обертання.

Утримуючі сили тертя і зчеплення завжди діють уздовж поверхні ковзання і, отже, мають плече, рівне радіусу.

Спрощений метод Бішопа, так само як і спрощений метод Янбу, передбачає, що сума дотичних сил між блоками дорівнює нулю. У спрощеному методі Бішопа використовуються одне рівняння рівноваги проекцій сил на вертикальну вісь і одне рівняння рівноваги моменту.

Метод Моргенштерна-Прайса є загальним методом ділянок, розробленим на основі граничної рівноваги [48–50]. Він вимагає забезпечення рівноваги сил і моментів, що діють на окремі блоки. Блоки створюються шляхом поділу ділянки ґрунту над лінією ковзання площинами по аналогії з рис. 1.6.

Для розрахунку граничної рівноваги сил і моментів на окремих блоках за методом Моргенштерна-Прайса використовуються такі припущення: лінії розділу між блоками завжди вертикальні; дія ваги блоку проходить через центр сегмента лінії ковзання; кут нахилу сили, що діє між блоками, різний на кожному блоці (рис. 1.7).

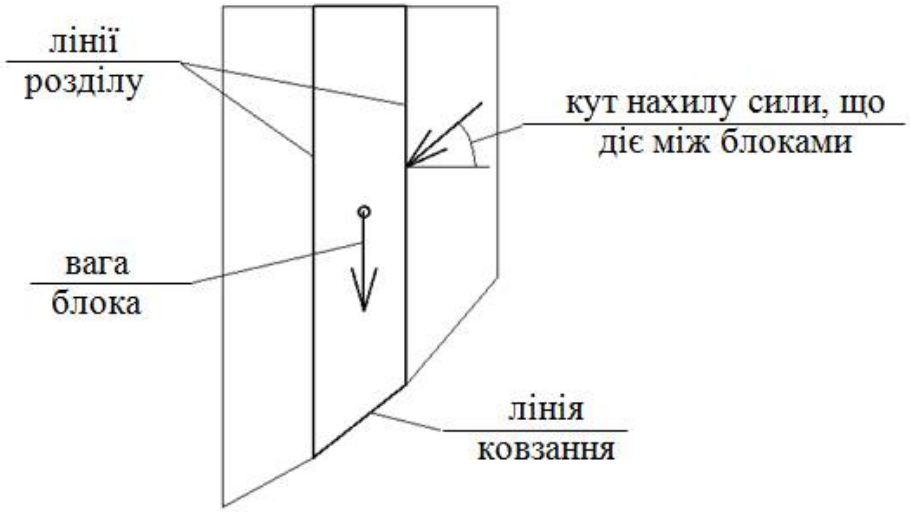


Рис. 1.7 До розрахунку стійкості методом Моргенштерна-Прайса

Вибір кутів нахилу представлений за допомогою функції напівсинуса (рис. 1.8). Вибір форми функції має незначний вплив на кінцеві результати, але правильно зроблений вибір може підвищити конвергентність методу. Функціональне значення функції напівсинуса «f (x)» на граничній точці «x»,

помножене на частку використовуваної функції, дає значення кута нахилу сили, що діє між блоками.

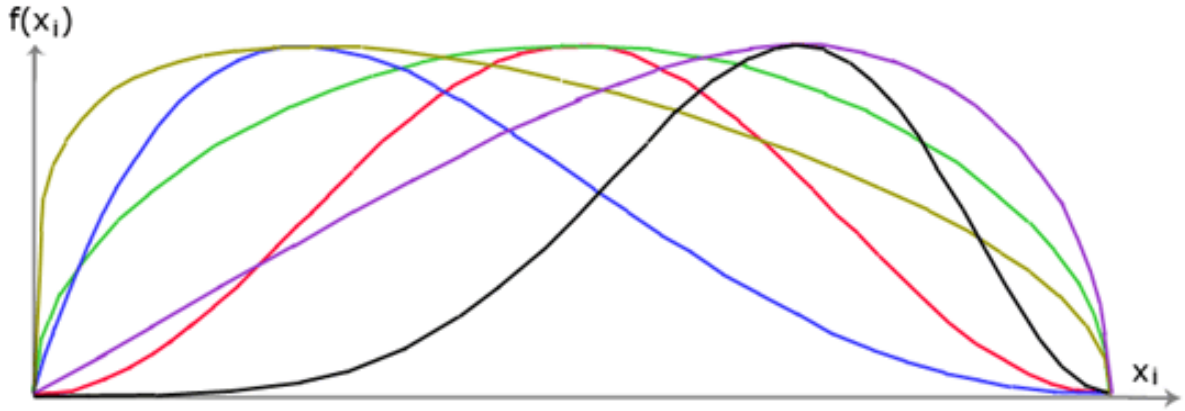


Рис. 1.8 Функція напівсинуса

При заданій функції f(x) значення частки використовуваної функції і коефіцієнта запасу стійкості визначаються з рівнянь рівноваги горизонтальних проекцій сил і моментів, що діють на все тіло обвалення. Метод Моргенштерна-Прайса є точним в тому сенсі, що задовольняє усім трьом умовам рівноваги: в горизонтальному і вертикальному напрямку, а також умові рівноваги моментів [51].

1.2. Інженерні методи розрахунку стійкості ґрунтових укосів за тривимірними схемами

Важливим напрямком, що активно розвивається, в розрахунках стійкості ґрунтових укосів є тривимірний аналіз [52, 53]. В даний час тривимірне моделювання міцно увійшло в практику інженерних розрахунків, в тому числі в числове моделювання напружено-деформованого стану масивів ґрунтів. До теперішнього моменту розроблено велику кількість методів тривимірних розрахунків стійкості на основі концепції граничної рівноваги і механіки суцільного середовища.

Перший досвід створення тривимірних методів розрахунку стійкості ґрунтових укосів відноситься до кінця 60-х років минулого століття, але тільки в останні роки ці методи стали активно використовуватися в

інженерній практиці. Багато виробників спеціалізованого програмного забезпечення SoilVisionSystems (Канада), MIDAS GTS NX (Південна Корея), TAGAsoft (США), Rocscience (Канада), PLAXIS (Ірландія) тощо. вже мають програмні модулі з тривимірного моделювання стійкості укосів.

Моделювання стійкості ґрунтових укосів в тривимірному варіанті, безперечно, більш правильне і перспективне в порівнянні з двовимірними моделями, а переваги, пов'язані з просторовим аналізом, очевидні [54], а саме:

– в тривимірній постановці поверхня ковзання моделюється (за умови однорідності властивостей ґрунтів) у вигляді сегмента еліпсоїдальної поверхні. Круглоциліндрична поверхня ковзання при розрахунку в двовимірному варіанті не є її аналогом і з точки зору механіки не може вважатися плоскою і, як наслідок, не може коректно, без істотних припущень, вирішуватися в двовимірній постановці;

– для коректного застосування двовимірного варіанта розрахунку стійкості укосів необхідно врахувати велику кількість умов, які необхідно оцінювати при вирішенні завдання, наприклад, такі як однорідність геологічної будови, топографічна однорідність укосу в напрямку його простягання тощо. Але в практиці існує безліч випадків, коли саме ці фактори будуть впливати на стійкість (тектонічний розлом, що перетинає укіс або схил під кутом, або зрізання частини ґрунтового укосу при будівництві доріг і трубопроводів). Все це можна врахувати тільки при побудові тривимірної моделі;

– важливою перевагою тривимірної оцінки стійкості ґрунтових укосів є той факт, що такий розрахунок дозволяє прогнозувати розвиток зсувного процесу не тільки по глибині проникнення (в масиві), але і в плані. При цьому може вирішуватися завдання із знаходження найменш стійкої області на зсувному або зсувонебезпечному схилі, рішення якої реалізоване в MIDAS GTS NX [55]. Це дозволяє більш об'єктивно оцінювати ризики, пов'язані з

просторовою активізацією зсувного процесу, приймати більш обґрунтовані конструктивні рішення з протизсувного захисту;

– двовимірне моделювання стійкості укосів практично вичерпало свої можливості в плані подальшого розвитку. Основні ідеї та підходи до оцінки стійкості укосів в двовимірній постановці остаточно оформилися до середини 60-х рр. минулого століття і істотних наукових проривів у розвитку методології моделювання ґрунтових укосів (в двовимірній постановці) за останній час не відзначалося. Спостерігається лише окрема деталізація тих чи інших особливостей у використанні раніше розроблених методів.

Схематизація зсувних схилів двовимірною моделлю представляє в багатьох випадках значне і не завжди обґрунтоване спрощення реальної ситуації, однак, варто відзначити, що:

– ще в 1987 році S. Cavounidis [56] показав, що коефіцієнт запасу стійкості ґрунтових укосів при проведенні тривимірного аналізу вище, в порівнянні з його двовимірним аналогом. Таким чином, рішення задачі в двовимірній постановці більш консервативно і має великий запас міцності по відношенню до тривимірного аналізу;

– методи тривимірного моделювання стійкості ґрунтових укосів, як і двовимірні, вимагають додаткових припущень для досягнення статичної визначеності задачі.

Використовувані в тривимірних методах ті чи інші додаткові допущення визначають галузь їхнього застосування.

Розглянемо приклади найбільш відомих методів розрахунку стійкості укосів за тривимірними схемами.

Метод Анагності (Anagnosti). Анагності в 1969 році [57] розробив метод розрахунку коефіцієнта запасу стійкості потенційно зсувних мас різних форм на базі тривимірної моделі. Метод є розширенням двовимірного методу Моргенштерна-Прайса [49, 58] шляхом встановлення рівнянь рівноваги для ряду тонких вертикальних пластин (рис. 1.9). Основне припущення стосується розподілу зсувних сил між пластинами, яке

задовольняє всім умовам рівноваги. Порівняння отриманих результатів з деякими розрахунками в двовимірній постановці показало, що фактичний коефіцієнт запасу стійкості збільшується більш ніж на 50%. Подальщі дослідження показали, що розрахункові коефіцієнти запасу стійкості в значній мірі залежать від припущень, що стосуються зсувних сил між пластинами. Анагності показав, що для тривимірних розрахунків, щоб задовольняти всім шести рівнянням рівноваги, потрібно в чотири рази більше статичних припущень, ніж для двовимірних розрахунків.

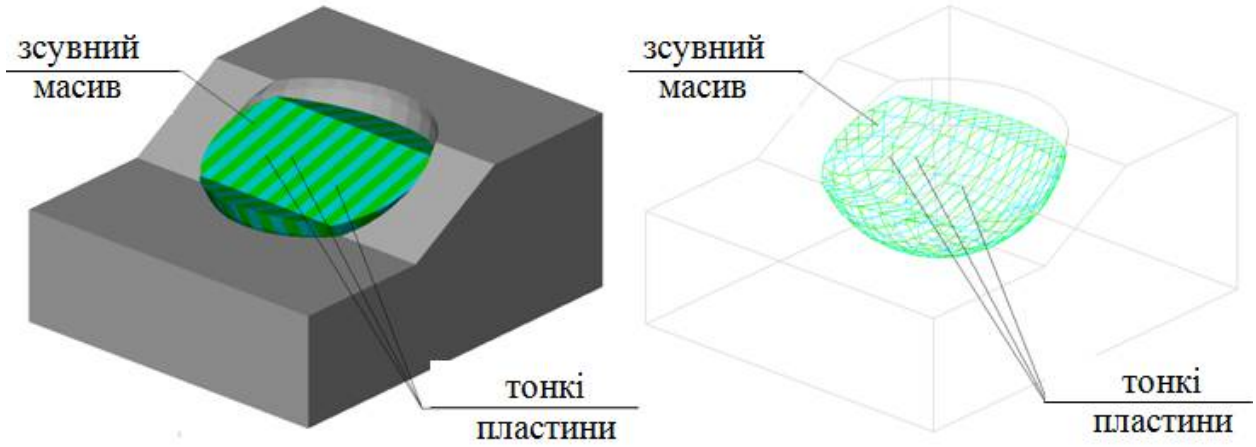


Рис. 1.9 До розрахунку стійкості методом Анагності

Метод Ховланда (Hovland). Метод, який розробив Ховланд [59], є розширенням в третій вимір припущень двовимірного методу Фелленіуса. Замість пластин в цьому методі були використані колони (рис. 1.10). У методі Ховланда всі зсувні сили між пластинами, що діють з боків колони, ігноруються. Нормальні і зсувні сили, що діють на фундамент кожної колони, складаються як компоненти ваги колони. Ще одне припущення полягає в тому, що існує рух тільки в одному напрямку, і рівновага системи розраховується на цей напрямок. Значення коефіцієнта запасу стійкості визначається як відношення загальної суми утримуючих сил уздовж поверхні зсуву до суми зсувних сил.

Ховланд встановив, що кожне співвідношення зчеплення і кута внутрішнього тертя порід може мати свою власну критичну поверхню зсуву і

геометрію. Дослідження також показали, що співставлення коефіцієнтів запасу стійкості в двовимірному і тривимірному випадку вельми чутливе до міцносних показників порід, а також до форми поверхні ковзання і відносно нечутливі до ширини зсувної поверхні. Так само отримані ним результати показали, що тривимірні коефіцієнти запасу стійкості, як правило, набагато вище, ніж двовимірні, хоча в деяких ситуаціях, в незв'язних ґрунтах тривимірний коефіцієнт запасу стійкості може бути нижче двовимірного.

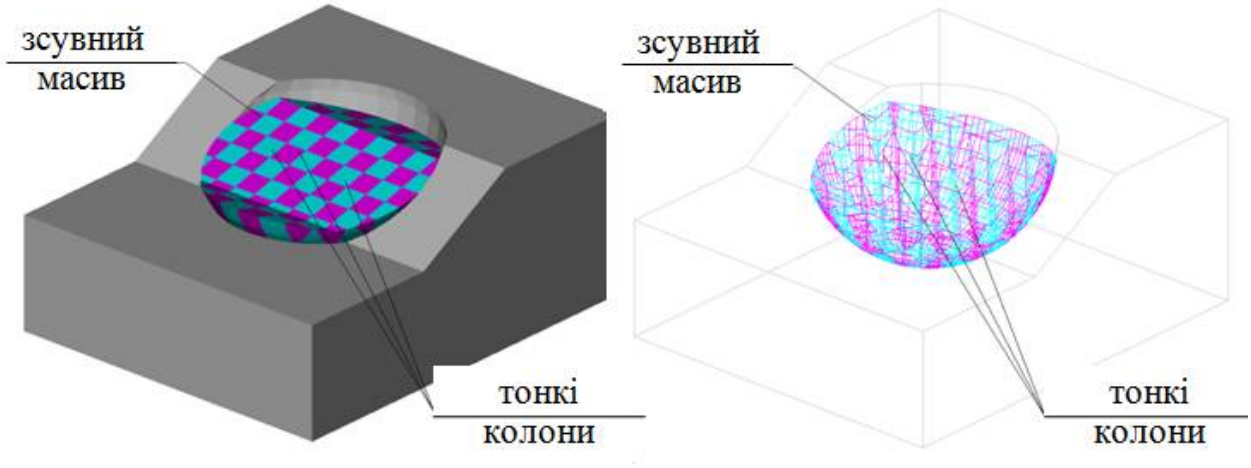


Рис. 1.10 До розрахунку стійкості методом Ховланда

Метод Чена (Chen) і модифікований метод Chen and Chameau. Chen R. H. і Chameau [60] здійснили комплексне дослідження впливу тривимірних ефектів на стійкість ґрунтових укосів для широкого спектра зміни властивостей ґрунтів. З цією метою вони запропонували два методи для розрахунку стійкості укосів у тривимірній постановці, в залежності від характеру зміщення зсувного тіла, заснованих на розширенні методу Спенсора [61].

При вивченні стійкості блокових зсувів зміщення в тривимірній постановці Р. Чен [62] зробив такі висновки:

– коефіцієнт запасу стійкості, отриманий в тривимірній задачі, завжди більше значення, отриманого за двовимірною схемою;

– тривимірний ефект більш значний для ґрунтових укосів, складених зв'язаними ґрунтами;

– крутопадаючий слабкий шар в товщі ґрунтів завжди дає менше відношення «$К_С$» для тривимірної задачі до «$К_С$» за двовимірною схемою, ніж пологий;

– в слабких ґрунтах тривимірний ефект виражений сильніше;

– при розвитку зсувів типу «клин» відношення «$К_С$», отриманого для тривимірної задачі, до «$К_С$», отриманого для двовимірної задачі, зазвичай менше 1;

– зменшення нахилу бічних поверхонь зсувного блоку є причиною більш високого коефіцієнта запасу стійкості (рис. 1.11).

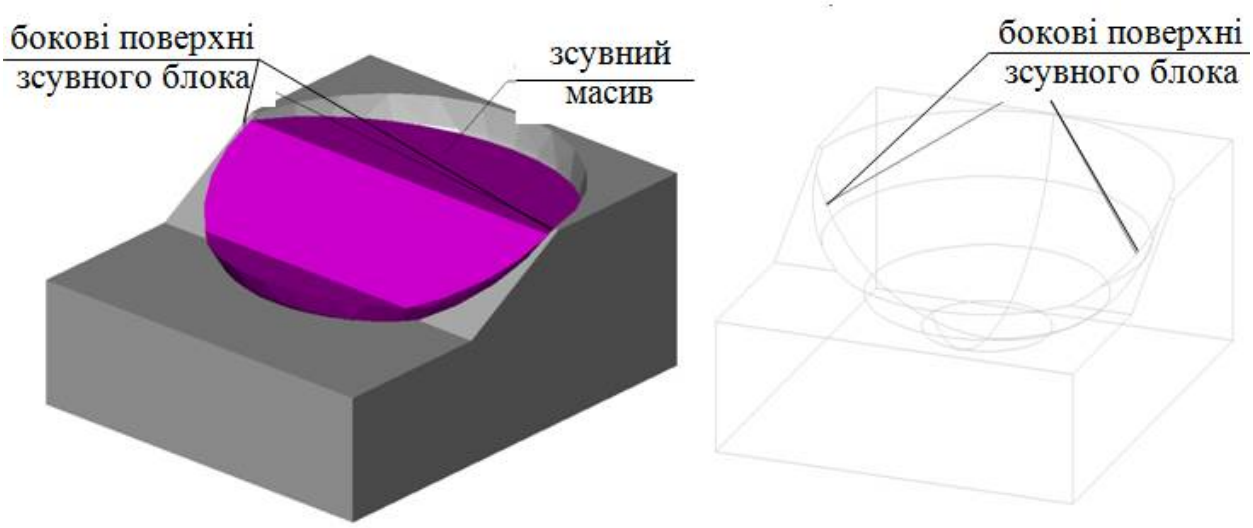


Рис. 1.11 До розрахунку стійкості методом Chen and Chameau

На основі розрахунку зсувів обертання R. H. Chen [62–64] дійшов висновків, що:

– тривимірні ефекти більш значимі при менших довжинах зсувного тіла;

– для пологих укосів тривимірні ефекти найбільш значущі для ґрунтів з великим зчепленням і низьким кутом тертя;

– для ґрунтів з низьким зчепленням і високим кутом тертя тривимірний коефіцієнт стійкості може бути менше, ніж в двовимірному випадку.

Метод Хунга (Hungr). Hungr в 1987 році [65] запропонував тривимірний метод, який є безпосереднім розвитком двовимірного методу Бішопа [46, 66], при цьому були зроблені такі припущення:

– вертикальними зсувними силами, що діють на всі боки кожного стовпця, в рівняннях рівноваги можна знехтувати;

– рівняння рівноваги вертикальних сил для кожної колони і рівняння рівноваги сумарних моментів для всіх колон є достатніми умовами для того, щоб зробити задачу статично визначеною.

Хунг в 1989 році [67] виконав порівняння двох і тривимірних методів розрахунку стійкості ґрунтових укосів. Перший метод був заснований на розвитку методу Бішопа, другий – на розвитку спрощеного методу Янбу. Аналіз результатів дозволив зробити висновок, що метод, заснований на спрощеному методі Бішопа, дає більш точні оцінки тривимірного коефіцієнта запасу стійкості для обертових і симетричних поверхонь ковзання, як і його двовимірний еквівалент.

Дункан Дж. М. (Duncan J. M.) [68], підбиваючи підсумки вивчення тривимірної стійкості укосів методами граничної рівноваги, зробив наступний висновок: коефіцієнт запасу стійкості при тривимірному моделюванні зазвичай більше, ніж коефіцієнт запасу стійкості для двовимірних розрахунків. У тих випадках, коли виходить зворотне, наприклад, під час розрахунків, виконаних Ховландом [59], а так само Chen і Chameau [60], очевидно, були допущені помилки в прийнятих припущеннях для використовуваних методів. Наприклад, розрахунки Ховланда, які ґрунтуються на розширенні методу Фелленіуса, є неточними, оскільки він передбачає нульові нормальні сили на вертикальних площинах розрахункових сегментів.

Тривимірне моделювання, засноване на методах граничної рівноваги, має ряд істотних обмежень [69]:

– тривимірні методи аналізу чисельно менш стійкі в порівнянні з двомірними розрахунками;

– необхідно пам’ятати, що в загальному випадку рішення задачі про стійкість ґрунтових укосів методами граничної рівноваги статично не визначене. Зокрема, при використанні методів відсіків задача є статично визначеною для кожного окремого відсіку, проте відносно сил, що діють на їхніх кордонах, виникає необхідність прийняття тих чи інших припущень. В даний час загальновизнаним підходом для вирішення питання про величину і напрямок сил, що діють на кордонах відсіків, є використання залежності, запропонованої Моргенштерном і Прайсом [48, 70].

1.3. Метод редукції (метод зниження міцності)

Розрахунки стійкості укосів з використанням методу скінчених елементів є детальним наближеним рішенням, що задовольняє всі умови рівноваги сил, умови спільності, рівняння стану та граничні умови в кожній точці укосу.

Даний метод чисельного аналізу дозволяє моделювати близьку до реальної форму обвалення з огляду на реальні умови роботи споруди. При цьому досить точно може бути оцінений механізм обвалення і мінімальний коефіцієнт запасу стійкості укосу. Зокрема, процес обвалення моделюється автоматично, без необхідності попереднього завдання можливої поверхні обвалення [71].

Метод редукції (метод розрахунку стійкості укосу, заснований на методі скінчених елементів) полягає в поступовому зниженні зсувної міцності і виконанні розрахунку напружено-деформованого стану до тих пір, поки рішення не перестане сходитися. Така ситуація відповідає обваленню укосу, а максимальний коефіцієнт зниження зсувної міцності вважається мінімальним коефіцієнтом запасу стійкості укосу. Даний метод розрахунку є досить витратним, так як вимагає багаторазового виконання нелінійного розрахунку, але при цьому він дозволяє отримати більш точні результати за прийнятний час при використанні сучасних обчислювальних ресурсів. Крім того, метод редукції дозволяє розглянути процес деформування укосу від

його початкового стану до моменту обвалення без необхідності вказівки можливих положень поверхні обвалення.

При моделюванні обвалення укосу, коефіцієнт безпеки обчислюється в довільній точці, в якій коло Мора стикається з поверхнею руйнування, як показано на рис. 1.12. Напружений стан в даній точці може бути визначений як стан руйнування, і коли така точка руйнування поширюється, відбувається обвалення укосу. Скінчено-елементне рішення при цьому розходиться, і коефіцієнт безпеки вважається мінімальним коефіцієнтом запасу стійкості.

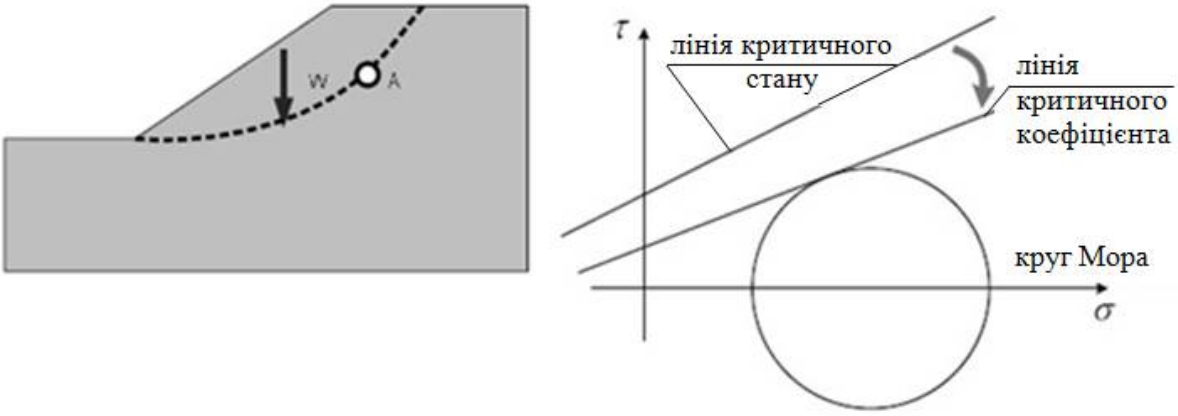


Рис. 1.12 Метод редукції

У розрахунках методом редукції використовуються наступні моделі матеріалів: модель Мора-Кулона, Друкера-Прагера і модифікована модель Мора-Кулона. Всі використовувані в цих моделях параметри вважаються постійними величинами, крім зчеплення, кута внутрішнього тертя і кута ділатансії, які визначають руйнування при зсуві. Значення зчеплення, кута внутрішнього тертя і кута ділатансії, що описують елементи ґрунту, поступово знижуються, таким чином, обчислюється коефіцієнт безпеки при обваленні укосу

$$K_{\mathrm{C}} = \frac{\tau}{\tau_f}, \tag{1.1}$$

де τ – міцність на зрушення матеріалу укосу, яка може бути виражена таким чином з використанням критерію Мора-Кулона

$$\tau = c + \sigma \cdot tan\varphi; \tag{1.2}$$

τ_f – дотичне напруження в активній площині, яке може бути обчислено наступним чином

$$\tau_f = c_f + \sigma \cdot tan\varphi_f, \quad (1.3)$$

де $c_f = \frac{c}{K_r}$ – розрахункова міцність на зрушення (за зчепленням);

$\varphi_f = tan^{-1}\left(\frac{tan\varphi}{K_r}\right)$ – розрахункова міцність на зрушення (за кутом внутрішнього тертя);

K_r – коефіцієнт редукції.

У методі редукції величина коефіцієнта редукції «K_r» в момент, що передує розбіжності рішення, відповідає коефіцієнту запасу стійкості.

1.4. Вплив геометричної форми ґрунтового укосу на значення коефіцієнта запасу стійкості

Аналіз стійкості ґрунтових укосів вимагає глибокого розуміння механізму роботи схилу, щоб вибрати метод, який забезпечить розрахунок і оцінку отриманих результатів в плані визначення оптимального кута закладення і форми як існуючих, так і таких що проєктуються ґрунтових насипів або схилів.

Найбільш поширені методи, що застосовуються в розрахунках стійкості ґрунтових укосів у двовимірній постановці завдання, є самими використовуваними через їхню простоту, проте ці методи засновані на прийнятті деяких припущень, описаних вище.

На сьогоднішній день і в нормативній літературі з’являються вимоги для розрахунку стійкості укосів, в певних умовах, в тривимірній постановці.

Так, згідно вимогам ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво в сейсмічних районах України» [72], перевірка стійкості може бути виконана за допомогою спрощених методів (метод граничної рівноваги), коли топографія поверхні і стратиграфія ґрунтів не дають дуже різких порушень. Спрощені методи не повинні застосовуватися для ґрунтів, в яких можливе виникнення великих величин порового тиску води або значне ослаблення жорсткості під дією циклічного навантаження. Вказується, що аналіз методів розрахунку

стійкості укосу в тривимірній постановці більш застосовний для укосів зі складною геоморфологією, різним просторовим розподілом міцності і деформаційних характеристик ґрунтів і різнорідними гідрогеологічними умовами. У цьому випадку встановлення напрямку переміщення ґрунтових мас призводить до визначення мінімального коефіцієнта запасу стійкості, і розраховане значення цього параметра враховує вплив геометрії і міцності укосу. Все це може бути виконано з використанням тривимірного аналізу.

Згідно ДБН В.2.4-20:2014 «Греблі з ґрунтових матеріалів. Основні положення» (Проект, остаточна редакція) [73], при розрахунках гребель у вузькому каньйоні, на ділянках з низькими характеристиками міцності рекомендується оцінювати стійкість укосів з урахуванням їхньої просторової роботи.

У вимогах ДБН В.1.1-46:2017 «Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів і обвалів. Основні положення» [74] зазначено, що розрахунки обвальних процесів слід виконувати на математичних моделях, що враховують просторовість цих процесів. Основою для розрахунків служать інженерно-геологічні карти, які відображають особливості просторового положення відокремлених від укосів блоків з реально існуючими і потенційними поверхнями і зонами ослаблення. За топографічними матеріалами визначаються об’єми ґрунтових мас, які будуть рухатися, поверхні, по яким будуть зміщуватися ґрунти, місця їх відкладень, шляхи і траєкторії переміщення. Розрахунки стійкості в тривимірній постановці слід здійснювати, як правило, в складних інженерно-геологічних умовах при високому ступені їхньої вивченості, достовірному визначенні положення поверхні ковзання. Методи оцінки стійкості укосів і схилів, засновані на теорії граничної рівноваги, розглядають тільки напружений стан ґрунтового масиву в граничній рівновазі, деформації ґрунтів укосу при цьому не враховуються [74].

Згідно вимог ОДМ 218.2.006-2010 «Рекомендації з розрахунку стійкості зсувонебезпечних схилів (укосів) і визначенню зсувних тисків на

інженерні споруди автомобільних доріг» [75], при оцінці стійкості схилів і укосів розглядають умови рівноваги ґрунтового масиву шириною 1 м (двовимірна задача) з вертикальними бічними гранями, умовно вирізаного з ґрунтового укосу або схилу паралельно вектору зсуву (сили, що діють за бічними гранями, не враховують). Для об’єктів інженерного захисту зі значними наслідками розрахунки стійкості схилів і укосів в тривимірній моделі слід проводити при наявності складних інженерно-геологічних умов при їхньому детальному вивченні та визначенні положення поверхні ковзання.

Вплив форми укосу в плані і профілі на розвиток зсувних явищ чітко простежується в покривних відкладеннях. Найчастіше зсуви виникають на опуклих і опукло-увігнутих, а також на прямолінійних в профілі укосах, в плані – на увігнутих, улоговиноподібних і рівних ділянках. Голова зсувів зазвичай розташовується в місцях перегину профілю, де пологі ділянки укосу змінюються крутими [76].

За результатами досліджень [77] відзначено, що при постійності фізико-механічних характеристик ґрунтів вплив на значення коефіцієнта запасу стійкості надає форма і геометрія самого укосу. У роботі не враховувалися зміна рівня ґрунтових вод, можливе підрізування укосів, наявність тектонічних розломів, ярів тощо. (рис. 1.13 – 1.14).

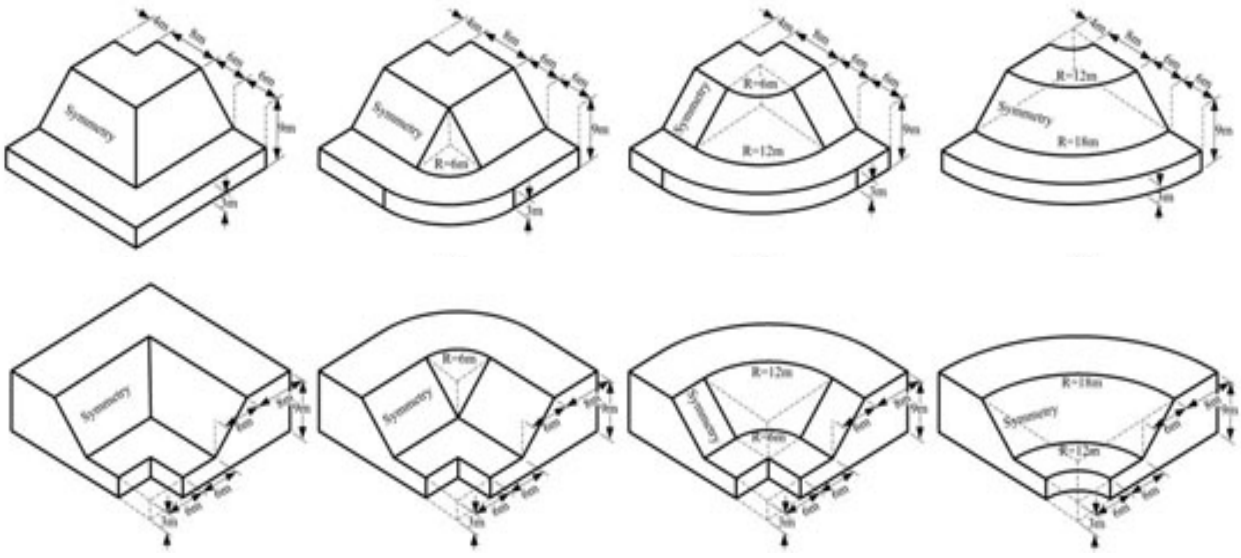


Рис. 1.13 Варіанти геометрії розрахункових ґрунтових укосів

Також при розрахунках стійкості штучних ґрунтових укосів і природних схилів складної форми в плані інженерними методами в двовимірній постановці важливим фактором, від якого залежить коректність отриманих результатів, є вибір місця проведення поперечного розрізу, за яким виконується розрахунок. Розрахункові створи слід вибирати на підставі аналізу результатів інженерно-геологічних вишукувань і спостережень. Для оцінки стійкості ґрунтового укосу слід приймати небезпечні (екстремальні) розрахункові створи з умов їх стійкості.

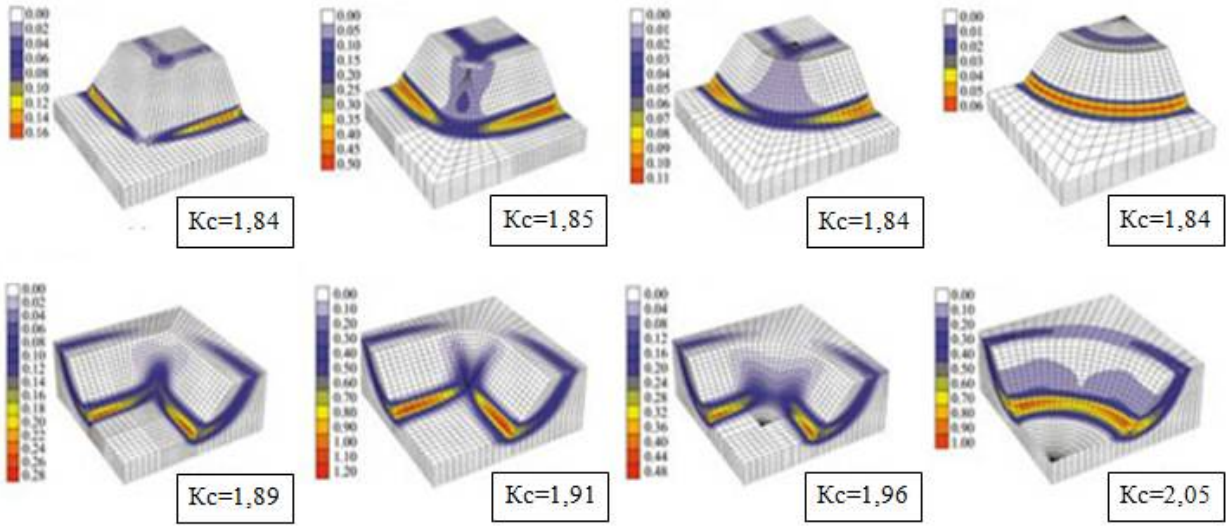


Рис. 1.14 Значення коефіцієнтів запасу стійкості залежно від геометричної форми розрахункових ґрунтових укосів

Так, в роботі [78] було виконано аналіз розрахунку стійкості укосу трикутної форми в плані, що складається з однорідного ґрунту (рис. 1.15).

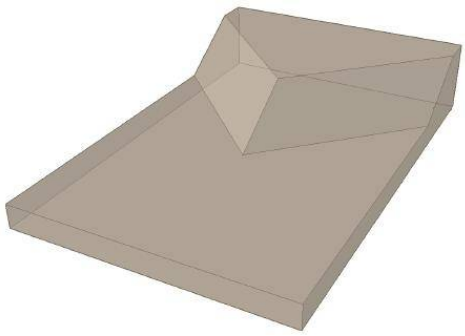


Рис. 1.15 Загальний вигляд розрахункової схеми

Для аналізу стійкості були обрані два поперечних розрізи, представлені на рис. 1.16. В результаті розрахунку були отримані значення коефіцієнтів запасу стійкості, аналізуючи які, можна відзначити, що відмінність між шуканими величинами становить 23%.

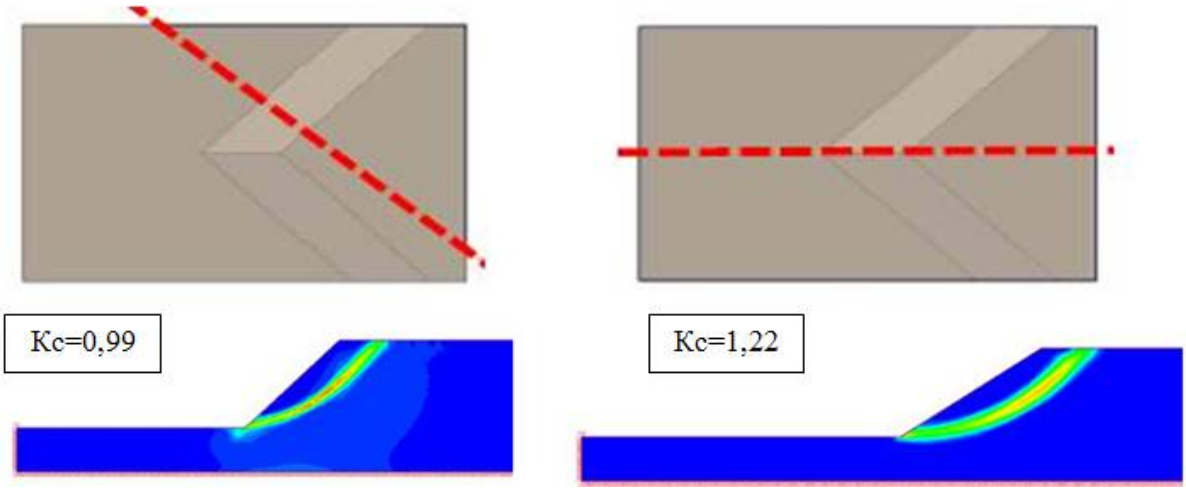


Рис. 1.16 Результати розрахунку стійкості укосу трикутної форми в плані за двовимірними схемами (пунктиром позначено напрямок вибору розрахункового перетину)

Для оцінки стабільності розглянутого ґрунтового укосу було виконано розрахунок стійкості за тривимірною схемою різними методами – методом редукції (зниження міцності) і методом граничної рівноваги (інженерним методом). Аналіз було виконано для зони навколо кута укосу.

Максимальна відмінність значень коефіцієнтів стійкості, отриманих для двовимірної задачі і тривимірної, склала вже 34% (рис. 1.17).

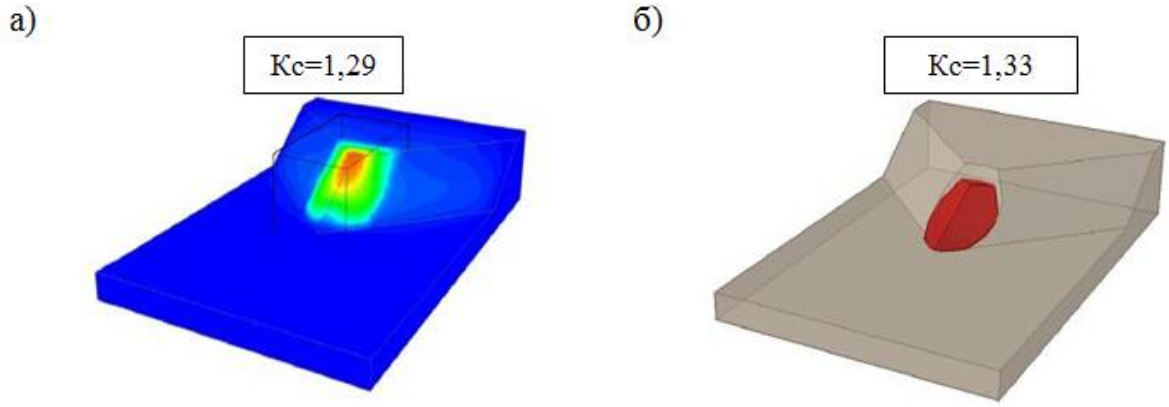


Рис. 1.17 Результати розрахунку стійкості укосу трикутної форми в плані за тривимірними схемами: а) метод редукції; б) метод граничної рівноваги

Аналізуючи отримані результати, авторами роботи [78] були зроблені наступні висновки:

– врахування просторової роботи розрахункового ґрунтового укосу дає збільшення значення коефіцієнта запасу стійкості порівняно зі значеннями, отриманими за двовимірними схемами;

– при аналізі стійкості ґрунтових укосів за двовимірними схемами необхідно правильно вибирати напрямок розрахункового створу;

– для підтвердження достовірності отриманих результаті необхідно проведення натурних досліджень на укосах складної конфігурації.

В ході проведення подальших досліджень, пов’язаних з урахуванням просторової роботи ґрунтових укосів на їх ступінь стійкості, було відзначено, що на результат впливає не тільки складна форма укосу в плані, але і його протяжність.

1.5. Вплив протяжності укосу на значення коефіцієнта запасу стійкості

Відповідно до проведених математичних експериментів [79], в роботі розглядався однорідний ґрунтовий укіс постійної висоти «Н». Залежно від зміни довжини розрахункової схеми «В» були визначені значення коефіцієнтів запасу стійкості (рис. 1.18). Розрахунки виконувалися методом редукції.

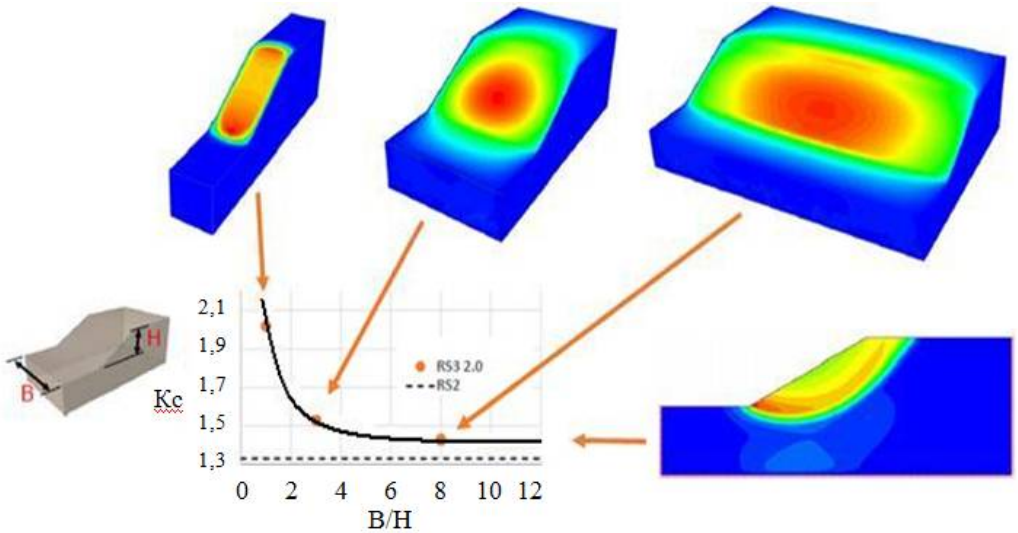


Рис. 1.18 Вплив довжини розрахункового укосу на його ступінь стійкості

На графіку (рис. 1.18) представлено залежність коефіцієнтів запасу стійкості від протяжності укосу. Так, по осі абсцис відкладалося відношення довжини укосу до його висоти, по осі ординат – значення коефіцієнта запасу стійкості.

При аналізі графіку було відзначено, що ступінь стійкості розглянутого ґрунтового укосу залежить від його геометричних розмірів, тобто при збільшенні відношення довжини «В» до висоти «Н» укосу значення коефіцієнта запасу стійкості зменшується і наближається до значення, отриманого при розрахунку даного укосу в двовимірній постановці завдання. Пунктиром показана величина коефіцієнта запасу стійкості, визначеного за двовимірною схемою методом граничної рівноваги. Так, при відношенні довжини до висоти укосу рівному 1, значення коефіцієнта запасу стійкості склало 2,0, при відношенні 3 – 1,5, при відношенні 8 – 1,4. Величина коефіцієнта запасу стійкості, отриманого при розрахунку за двовимірною схемою методом граничної рівноваги, склала 1,3.

У представленій роботі [79] можна наочно оцінити зміну поведінки ґрунтового укосу в залежності від його протяжності, а величина ступеня стійкості, в залежності від розмірів розрахункового укосу, може відрізнятися в півтора рази. Також в дослідженнях відзначено маловивченість питання впливу протяжності укосу на значення коефіцієнта запасу стійкості при моделюванні розрахункового укосу в тривимірній постановці [80, 81].

Для оцінки достовірності отриманих результатів потрібне проведення подальших додаткових досліджень, в яких необхідно враховувати не тільки довжину укосу, а його висоту і межі розрахункової області в поперечному напрямку укосу.

В роботі [2] в якості тестового прикладу було розглянуто ґрунтовий укіс, представлений на рис. 1.19.

В процесі моделювання були використані наступні методи розрахунку стійкості укосів при тривимірній постановці завдання:

– метод Янбу, що відноситься до групи методів, які відповідають рівновазі сил;

– метод Бішопа, що відноситься до групи методів, які відповідають рівновазі моментів;

– метод Спенсора, що відноситься до групи методів, які відповідають загальній рівновазі моментів і сил.

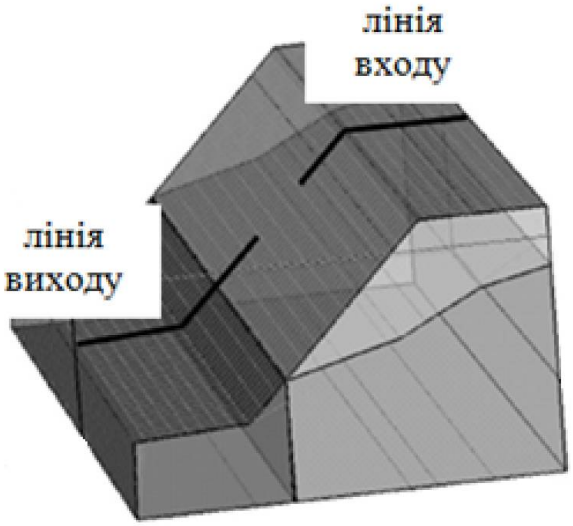


Рис. 1.19 Загальний вигляд тестового прикладу ґрунтового укосу

Результати моделювання за методом Спенсора представлені на рис. 1.20. Порівняння результатів розрахунку за результатами тривимірного і двовимірного моделювання представлено в табл. 1.1 і рис. 1.21 відповідно.

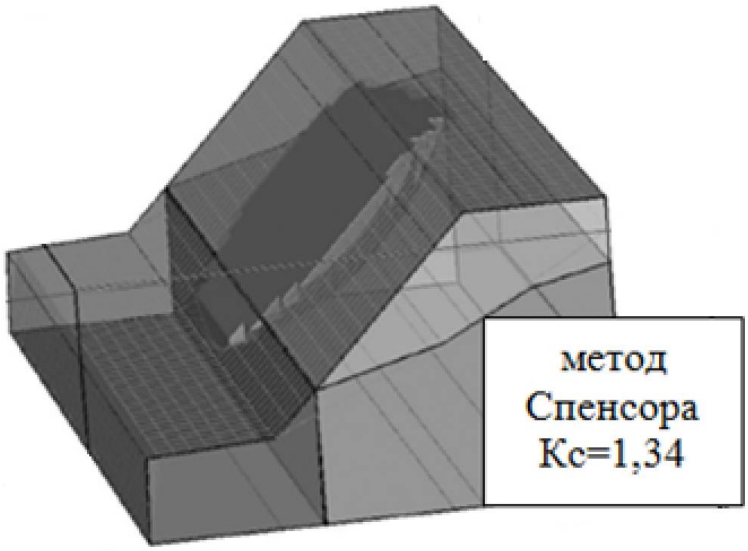


Рис. 1.20 Результат розрахунку стійкості укосу методом Спенсора

Таблиця 1.1

Порівняння результатів розрахунку за результатами тривимірного і двовимірного моделювання ґрунтового укосу

Варіант розрахунку	Метод розрахунку		
	Бішопа	Янбу	Спенсора
Тривимірна схема (3D)	1,29	1,25	1,34
Двовимірна схема (2D)	1,25	1,22	1,27
Відношення «$К_С$» 3D/2D	1,03	1,03	1,05

а) б)

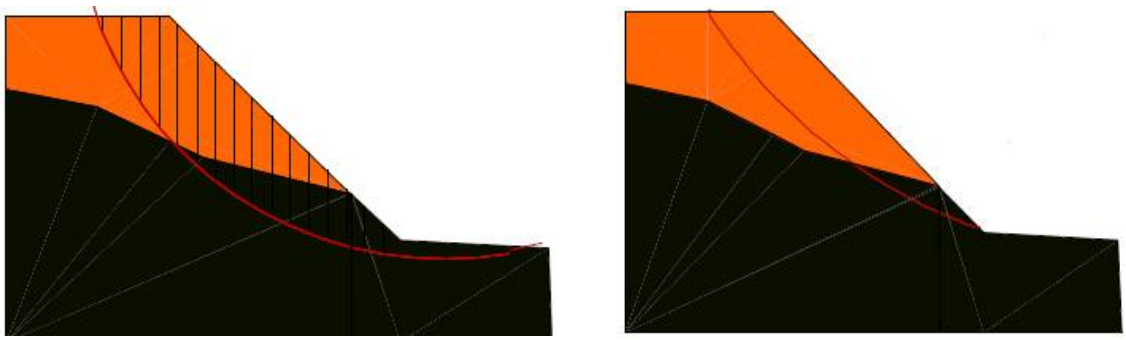


Рис. 1.21 Положення лінії ковзання, отримане в результаті розрахунку стійкості укосу методом Спенсора: а) за тривимірною схемою (розріз); б) за двовимірною схемою

При аналізі результатів виконаних розрахунків в роботі [2] були зроблені наступні висновки:

– критична поверхня ковзання, отримана в результаті тривимірної схеми, відрізняється від поверхні ковзання, отриманої в результаті розрахунку двовимірної схеми;

– розраховані коефіцієнти запасу стійкості ґрунтового укосу, отримані за тривимірною схемою, вище аналогічних, отриманих під час вирішення завдання в двовимірній постановці.

Результат показує, що в разі розрахунку стійкості укосів у тривимірній постановці відбувається збільшення «$К_С$» на 5%. Також варто відзначити, що для укосів зі складною просторовою геометрією, геологічною структурою і

гідрогеологічною обстановкою відмінність між дво- і тривимірними розрахунками може становити 20–30% [82, 83].

Невідповідність значень коефіцієнтів запасу стійкості, отриманих за двовимірними і тривимірними схемами, представлених в роботах [2, 78, 79], були відзначені і в результатах розрахунків реальних штучних укосів та схилів.

Висновки за першим розділом

1. Достовірність будь-яких отриманих результатів розрахунків стійкості ґрунтових укосів залежить від правильного вибору методу розрахунку.

2. Прийняті обмеження в різних методах оцінюються на початку проєктування стійких укосів і визначають вибір надійних методів розрахунку, які найбільш вірогідно моделюють поведінку ґрунтових споруд.

3. Вибір методу аналізу стійкості ґрунтових укосів є трудомістким завданням. Часто необхідно докласти чимало зусиль для збору вихідних даних і результатів спостережень за поведінкою укосів, щоб виявити причини і механізм ушкоджень, які визначають метод розрахунку стійкості ґрунтового укосу в конкретних умовах.

4. Для зменшення трудових витрат, необхідних для створення і розрахунку тривимірних моделей, необхідно створити математичну модель впливу просторових ефектів при двомірних розрахунках стійкості ґрунтових укосів.

5. Необхідно розробити та запропонувати для використання метод розрахунку стійкості ґрунтових укосів за двовимірними схемами з урахуванням їхніх просторових особливостей та розробити рекомендації щодо використання запропонованого методу при статичних розрахунках стійкості укосів ґрунтових споруд.

РОЗДІЛ 2. ВПЛИВ ФОРМИ ҐРУНТОВИХ УКОСІВ НА ЗНАЧЕННЯ КОЕФІЦІЄНТА ЗАПАСУ СТІЙКОСТІ

2.1. Вибір факторів, що впливають на значення коефіцієнта запасу стійкості

Як було зазначено раніше, до чинників, що впливають на значення коефіцієнта запасу стійкості, можна віднести форму в плані і протяжність розглянутої штучної ґрунтової споруди або природного схилу [77, 78, 84]. Також, необхідно враховувати і кути нахилу сусідніх укосів в поздовжньому напрямку до ґрунтового насипу (при розгляді ґрунтових гребель, дамб обвалування, насипів для автомобільних доріг і залізничних колій) [85, 86, 87]. У роботах [88, 89] відзначено, що при проєктуванні, зокрема, ґрунтових гребель, важливим фактором, що впливає на значення коефіцієнта запасу стійкості, є температура фільтраційної води. Так, при сезонному коливанні температури навколишнього середовища (зима-літо), відбувається зміна положення кривої депресії в тілі ґрунтової греблі.

Фільтруюча вода надає не тільки зважувальну дію на ґрунти тіла насипу і природних схилів, але і зменшує фізико-механічні характеристики, а зокрема сили тертя і зчеплення. За рахунок порового тиску виникає зменшення нормальних напружень по площині зсуву, що може привести до повного зняття сил тертя. З огляду на вплив порового тиску формула (1.2) набуде вигляду:

$$\tau = c + (\sigma - u) \cdot tg\varphi. \qquad (2.1)$$

Аналізуючи отримане рівняння, можна зробити висновок, що при збільшенні порового тиску до «u = σ» значення «σ − u» буде рівним нулю, і опір ґрунту зрушенню «τ» буде залежати тільки від сил зчеплення. Таким чином, ґрунтові води знижують несучу здатність ґрунтів [90, 91].

На величину сил опору зрушенню, також надає і фільтраційний тиск ґрунтових вод. Ухил кривої депресії в тілі ґрунтових гребель і природних

схилів говорить про падіння напору по довжині шляху фільтрації за рахунок подолання опору течією води в ґрунті. Цей опір у вигляді реакції і створює фільтраційний тиск, має однаковий напрямок зі зсувними силами. Ваговий ефект знижує діючі в контактній зоні сили опору зсуву за рахунок зниження сил тертя. Зусилля зрушення залишається без зміни, за умови, коли кут нахилу поверхні ковзання дорівнює куту нахилу поверхні ґрунтових вод [92].

Для природних схилів, ґрунтових намивних і насипних, кам'яно-земляних гребель, у яких тіло, ядро, екран або основа складені з глинистих ґрунтів, необхідно додатково враховувати в розрахунках стійкості поровий тиск «u». Поровий тиск слід враховувати в розрахунках, коли максимальне значення коефіцієнта порового тиску перевищує його нормативну величину [93, 94].

При розрахунку стійкості споруд складених ґрунтами зі ступенем вологості «$S_r \geq 0{,}85$», слід враховувати поровий тиск, приймаючи в розрахунку значення фізико-механічних характеристик ґрунту (кут внутрішнього тертя і коефіцієнт зчеплення), використовуючи коефіцієнт надійності по ґрунту при односторонній довірчої ймовірності «$\alpha = 0{,}95$». Так само, поровий тиск «u» слід визначати для методів розрахунку стійкості, при розгляді випадків усталеною фільтрації і, наприклад, швидкого спрацювання водосховища, виходячи з прогнозованої поверхні депресії.

Щоб врахувати в них ефект порового тиску, застосовується параметр стану ґрунтів, званий коефіцієнтом порового тиску «r_u». Коефіцієнт порового тиску виражається у вигляді відношення повного порового тиску до повного тиску від ґрунту, який знаходиться над ним або повної сили, зумовленої тиском води і спрямованої вгору, до повної силі, викликаної вагою або тиском верхніх шарів ґрунту [95–97]. Відповідно до закону Архімеда, сила що зважує дорівнює вазі витісненої води або об’єму призми обвалення, що знаходиться під водою, помноженому на питому вагу води. Спрямована вниз сила дорівнює вазі призми обвалення.

Розглянутий фактор, а саме рівень ґрунтових вод, призводить до однакового зниження значення коефіцієнта запасу стійкості як в двовимірній, так і в тривимірній постановці завдань. Тому в представленій роботі було прийнято рішення його не враховувати, так як він не впливає на просторовий ефект ступені стійкості ґрунтових споруд.

2.2. Моделювання ґрунту порушеної структури

Важливим фактором, що впливає на значення коефіцієнта запасу стійкості і на форму передбачуваної кривої обвалення, розглядаючи ґрунтові споруди, а саме зсувні і зсувонебезпечні схили, є потужність шару ґрунту порушеної структури, яка утворюється в результаті зсувних процесів. Розраховуючи протизсувні конструкції ґрунтових споруд, зазвичай робиться припущення, що ковзання фрагментів зсуву відбувається по деякій траєкторії, яка не має товщини. Тобто товщина шару ґрунту порушеної структури є нескінченно малою. Ведучи розрахунок в будь-якому програмному комплексі, доводиться моделювати шар порушеної структури задаючи йому конкретну товщину, інакше програма не розпізнає задану траєкторію ковзання. Задаючи цей шар, проєктувальник відштовхується від результатів геологічних вишукувань, при яких вдається чітко зафіксувати нижню межу порушеного шару, а вище, в товщі зсувних накопичень, цей шар проглядається не явно. Найчастіше лінія ковзання проходить в шарах і лінзах лігнітизованих суглинків і глинах, які знаходяться в текуче- або м'яко-пластичному стані, а також супісках. По всій довжині лінії ковзання ґрунт знаходиться в розущільненому стані і його фізико-механічні характеристики, як правило значно нижче характеристик тих же ґрунтів у природному стані. Ці характеристики отримують в результаті лабораторних випробувань зразків за допомогою різних приладів по підготовленій і змоченій поверхні (так зване «плашка по плашці») [98, 99].

При бурінні свердловин і відборі кернів цей шар може варіюватися від декількох сантиметрів і вище. Моделюючи товщину шару, можна змінювати величину коефіцієнта запасу стійкості. Завдання полягає в тому, щоб не

пропустити найбільш небезпечну криву ковзання в процесі моделювання товщини шару. Тому пошук кривої з мінімальним коефіцієнтом запасу стійкості необхідно вести по мірі збільшення шару ґрунту порушеної структури до моменту зростання коефіцієнта запасу стійкості. Для визначення необхідної потужності кроку ґрунту порушеної структури, була виконана серія розрахунків зсувонебезпечного схилу (рис. 2.1).

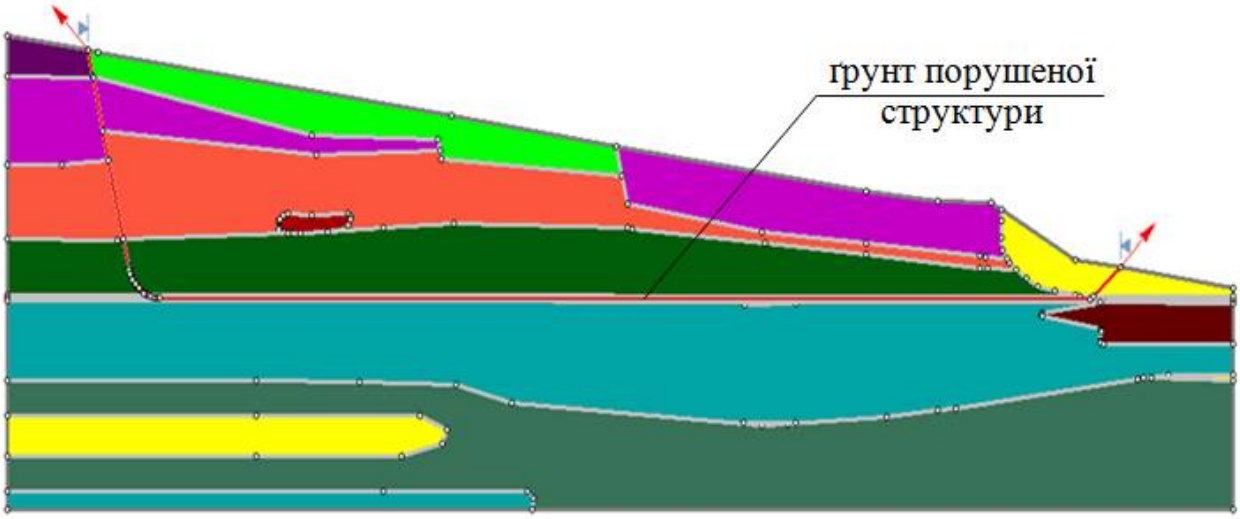


Рис. 2.1 Розрахункова схема до визначення потужності шару ґрунту порушеної структури

В розрахунках стійкості змінювалась потужність шару ґрунту порушеної структури від 0,2 м до 1,0 м та методи розрахунку (методи Янбу та Моргенштерна-Прайса). Пошук критичної кривої ковзання, яка відповідає мінімальному коефіцієнту запасу стійкості, відбувався перебором. В якості результатів розрахунків виступають значення коефіцієнтів запасу стійкості, відповідно до заданих потужностей лігнітизованих суглинків. Для зручності аналізу виконаних розрахунків, результати зведені в таблицю 2.1 і графіки рис. 2.2. На графіках (рис. 2.2) по горизонтальній осі відмічені значення коефіцієнтів запасу стійкості, по вертикальній – потужність шару ґрунту порушеної структури «h».

Аналізуючи отримані результати відмічено, що:

– при моделюванні в програмних комплексах зсувних явищ потужність шару ґрунтів порушеної структури слід приймати в межах 0,2 – 0,7 м вище лінії, отриманої при геологічних дослідженнях межі ковзання;

– у деяких випадках проєктувальники збільшують потужність шару порушеної структури розвиваючи його вниз, що суперечить, по-перше, даними геологів, а по-друге – зсув видавлювання починає трансформуватися в розрахункових схемах в зсув обертання, що веде до невиправданого зниження коефіцієнта запасу стійкості та необґрунтованого збільшення вартості протизсувних споруд;

– подальше збільшення товщини шару ґрунту порушеної структури вгору також веде до зниження коефіцієнта запасу стійкості за рахунок того, що крива ковзання набуває вигляду дуги і зсув видавлювання трансформується в розрахунковій схемі в зсув обертання, що суперечить природі цього явища.

Таблиця 2.1

Результати розрахунку стійкості ґрунтового укосу зі змінним шаром ґрунту порушеної структури

Методи розрахунку	Потужність шару ґрунту порушеної структури								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Янбу	2,559	2,498	2,479	2,451	2,442	2,420	2,427	2,432	2,435
Моргенштерна -Прайса	2,519	2,400	2,103	2,153	2,273	2,359	2,360	2,365	2,378

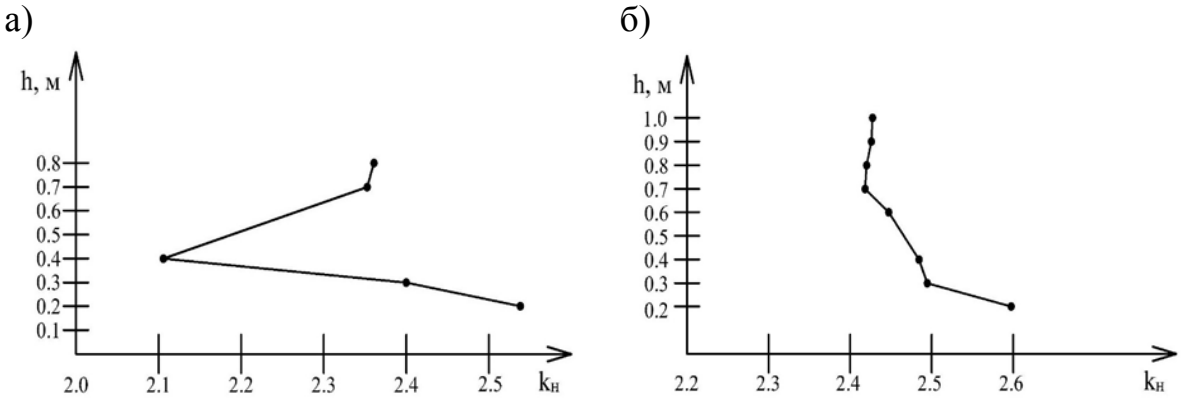


Рис. 2.2 Графіки зіставлення значення коефіцієнта запасу стійкості залежно від потужності шару ґрунту порушеної структури. а) метод Янбу, б) метод Моргенштерна-Прайса

2.3. Дослідження методів прогнозування зсувних процесів на ґрунтових спорудах

Важливим моментом при проєктуванні насипів і виїмок, наприклад при будівництві залізних і автомобільних доріг, є прогнозування стійкості схилів і укосів. Стійкість схилів і укосів може бути оцінена методом аналогій, а при необхідності виконуються відповідні розрахунки і моделювання. Метод інженерно-геологічних аналогій заснований на використанні даних спостережень за стійкістю укосів і схилів однакової крутизни, складених подібними ґрунтами. За даними цих спостережень підбираються аналоги досліджуваної ділянки. Застосовувати цей метод можна тільки при впевненості, що порівнювані інженерно-геологічні умови еталонної і досліджуваної ділянок аналогічні. З огляду на що, в кожному регіоні ґрунти мають свої особливості, краще при прогнозуванні застосовувати механіко-математичні розрахунки стійкості схилів і штучних укосів в нескельних породах. Ці розрахунки можна розділити на дві групи:

– перевірочні розрахунки, існуючої ґрунтової споруди;

– побудова профілю стійкого укосу ґрунтової споруди.

Одним з обов'язкових етапів складання прогнозу зсувних зміщень на схилах або укосах ґрунтових споруд є створення інженерно-геологічної моделі зсувного схилу або укосу. В даному випадку під моделлю розуміється генералізоване графічне зображення (інженерно-геологічний розріз, великомасштабна карта) зсувної ділянки, побудоване з урахуванням даних, отриманих за допомогою методу прогнозування або розрахунку. Іншими словами, на моделі повинні бути відображені всі відомості, необхідні для прогнозу або розрахунку. Питанням прогнозування зсувів присвячено багато робіт [100–102], і немає можливості навіть коротко викласти методику і способи прогнозів гравітаційних деформацій схилів і укосів. В рамках представленої роботи, розглянуті два аспекти цієї дуже складної проблеми:

а) прогнози на стадії повторних зсувів обвалів (активізація древніх зсувів внаслідок техногенного впливу);

б) прогнози зсувів в скельних породах (в бортах котлованів, кар'єрів і постійних розробок).

Повторні зміщення, активізація зсувних схилів, дуже різноманітні. Вони можуть бути наслідком зміщення всього тіла зсуву або його окремих частин, утворення обвалів другого порядку тощо. Нерідко окремі частини зсуву рухаються в різний час, в різній послідовності і в різні фази зсувного процесу. Швидкість зсуву майже завжди непостійна: зазвичай окремі переміщення перериваються більш-менш тривалими зупинками. Прогноз можливості повторного зсуву укосу ґрунтової споруди може виконуватися методами розрахунку коефіцієнта запасу стійкості по поверхні ковзання та врахування балансу земляних мас (для зсувів обертання і витискування). При складанні прогнозу швидкості і амплітуди зміщення при повторних рухах або постійному русі зсуву використовуються дві групи методів, що базуються на протилежних підходах до оцінки можливості руху зсуву. Методи, засновані на уявленні про зсув, як стаціонарний процес (постійний рух або повторення зсувів), застосовуються в наступних моделях:

– сталої в’язко-пластичної течії ґрунтів по схилу або укосу для нескінченого шару постійної потужності;

– зв'язки величини переміщень з водонасиченим тілом зсуву (з атмосферними опадами, підйомом рівня підземних вод, вологістю ґрунтів, наявність критичної вологості тощо).

Методи, що базуються на уявленні про саморегуляцію величини переміщень в зв'язку з переміщеннями, які вже відбулися і зміною напруженого стану, застосовуються в наступних моделях:

– несталого в’язко-пластичного руху, затухаючого під впливом перебудови ґрунтового укосу в процесі зсуву;

– динамічної рівноваги між переміщеннями і балансом мас (при увігнутій поверхні ковзання).

Боротьба зі зсувами в багатьох випадках виявляється надзвичайно складною, дорогою і часто неефективною. Для успішного застосування

протизсувних заходів необхідно високоякісне виконання інженерно-геологічних вишукувань для оцінки фактичного ступеня стійкості ґрунтового укосу. Для успішної реалізації протизсувних заходів необхідна розробка питань спеціальної стратегії і тактики. До перших відносять:

- встановлення природи можливих форм порушення стійкості ґрунтового укосу або схилу і розробка раціональних розрахункових схем;

- кількісна оцінка (іноді з деяким наближенням) ступеня стійкості укосу (визначення коефіцієнта запасу стійкості);

- виявлення найбільш ефективних шляхів підвищення ступеня стійкості укосів ґрунтових споруд до необхідних меж;

- проєктування укосів з наперед заданим ступенем стійкості.

Другі полягають у виборі, в межах наявної стратегії, найбільш ефективних для конкретного випадку протизсувних заходів і споруд, не забуваючи при цьому про переваги превентивних профілактичних методів. Протизсувні заходи поділяються на два види:

- активні, здатні впливати на основну причину зсуву шляхом повного припинення або деякого ослаблення її дії, зокрема, зняття перенапруження ґрунтової товщі за рахунок розвантаження будь-якого виду;

- пасивні, спрямовані на підвищення значущості факторів опору, що впливають позитивним чином на ступінь стійкості, наприклад, пригрузка, закріплення будь-якими способами.

Заходи щодо забезпечення охоронної обстановки стосуються в основному обмежень в діяльності людини в районі ґрунтового укосу або схилу:

- по зеленому поясу (заборона рубки лісу, корчування і розробки ділянок під городи, знищення чагарнику, трав'яного покриву);

- з будівництва (встановлення кордону граничної забудови, типу і ваги споруд, знесення існуючих споруд, уповільнення темпів будівництва);

- із земляних робіт (заборона будь-яких розробок ґрунту в пасивній зоні – біля підніжжя, завантаження укосу, в активній зоні – біля брівки, збільшення крутизни укосу, розрізання нестійких ґрунтів);

- в галузі водного господарства (заборона спуску поверхневих вод і поливів, утримання в порядку водовідвідних і осушувальних пристроїв, водопровідно-каналізаційних систем, закладення ям, тріщин, встановлення рівнів і темпів спрацювання вод, що омивають укіс);

- по динамічним впливам (заборона застосування вибухових робіт, забивання паль, роботи транспортних засобів).

Берегозахисні заходи і споруди на водотоках і водоймах біля підніжжя ґрунтового укосу повинні включати в себе: влаштування захисних покриттів, зведення лотків, швидкотоків, перепадів, стін набережних. Водовідвідні осушувальні і дренажні заходи і пристрої ділять на: поверхневі – (планування місцевості, закладення тріщин, влаштування покриттів, дамб обвалування, нагірних і осушувальних каналів, лотків тощо); облаштування дренажу (поздовжні і поперечні прорізи і галереї, дренажні шахти, які поглинають воду через свердловини та колодязі); виконання ізоляційних заходів (пристрої різних ін'єкційних завіс). Землевпорядні заходи спрямовані на розвантажувальні роботи в активній зоні (повне зняття зсувних мас, зрізка активної частини зсуву, очищення скельних укосів, терасування і уполаживаніє схилу, загальне планування схилу) і пригрузки в пасивній зоні (відсипання і відвал ґрунту); армування поверхні геосинтетичними матеріалами (сітками, ніздрюватими каркасами тощо). Механічне кріплення схилу або штучного укосу пов'язано з пристроєм одиночних проникних елементів у вигляді паль різного типу, що проходять крізь зсув в корінні породи або рядів у вигляді шпунтових стінок, ін'єкційних завіс та ін. Підпірні споруди передбачається зводити у вигляді шпунтових стінок (металевих, залізобетонних, дерев'яних), підпірних стін (кам'яних, бетонних, залізобетонних), стін з паль-оболонок великого діаметра, а також у вигляді накидки з каменю, масивів-гігантів. Покриття призначені для закріплення

поверхні укосу від впливу атмосферних вод. Їх виконують з піщаних, гравілистих, галькових ґрунтів, кам'яної накидки, кам'яного мощення, шлакоглінобетону, асфальту і асфальтобетону, бетону та залізобетону, геосинтетичних плівок з армованого високоміцного поліетилену. Для закріплення берегової зони часто використовують фінішні матраци. Використання рослинності направлено на закріплення і осушення укосу. Тут передбачається суцільний посів багаторічних трав, посадка вологолюбного чагарнику. Штучне ущільнення і закріплення ґрунтів на укосі передбачає проведення різних ін'єкцій (цементація, силікатизація, бітумізація, глинізація). Забезпечення стійкості споруджуваних конструкцій та будівель в зоні дій зсуву має на меті підвищення безпеки і включає заходи: по видаленню нестійкого масиву на всю його потужність (до корінних порід, що не зміщуються); закладанню глибоких фундаментів, що спираються на стійкі породи; влаштування фундаментів з бурових паль; використання каркасних конструкцій; армування крутих укосів геосинтетичними сітками і каркасами; застосування залізобетонних поясів.

Комплекс геомеханічних задач, пов'язаних з розглянутою проблемою, включає в себе два основних напрямки. По-перше, це розрахунок і відповідна інтерпретація напружено-деформованого стану ґрунтового масиву [103]. В результаті виявляються зони концентрації напружень і розвантаження, зони первинного розущільнення і руйнування ґрунтового масиву. По-друге, оцінка стійкості основних елементів геологічної будови або технічної конструкції ґрунтового масиву. Ця оцінка орієнтується на використання відомого з відповідних розрахунків напружено-деформованого стану ґрунтів. Складність аналізу геомеханічної обстановки обумовлена великою кількістю параметрів виникаючих завдань. Як правило, більшість параметрів розраховані недостатньо точно, а деякі, такі як інтегральний модуль пружності, що характеризує ґрунтовий масив в цілому, можуть бути визначені досить точно тільки зворотним перерахунком з використанням тих чи інших натурних вимірів, наприклад, зсування ґрунтового масиву. Такий

стан справ призводить до необхідності включення в методологію оціночних розрахунків принципу змінних визначальних параметрів в межах, що відповідають фізичній постановці завдання. Це дозволяє встановити характер і ступінь їх взаємного впливу і виявити ті з них, з якими в основному пов'язана та чи інша ситуація. Стратегія оціночних розрахунків повинна ґрунтуватися на фіксації якомога більшої кількості параметрів, достатньо стабільних для конкретної ґрунтової споруди, і варіації інших. У разі розвитку ґрунтових робіт оцінки подібного роду повинні регулярно повторюватися з урахуванням мінливої обстановки і уточненням тих чи інших деформаційних параметрів.

Для врахування і запобігання можливого несприятливого, руйнівного впливу зсувних процесів на комплекс міських споруд необхідно виконання оцінки і прогнозу зсувної небезпеки, що представляє собою узагальнення і аналіз відомостей про ймовірність прояву, активізації та поширення зсувів, які можна дістати на основі виявлення факторів, що сприяють зсувним процесам [104]. Прогноз зсувної небезпеки класифікується на:

- довгостроковий прогноз небезпечних геологічних процесів, на основі оцінки і районування зсувної небезпеки і ризику;

- середньостроковий прогноз, заснований на інформації служби моніторингу за зсувними процесами;

- короткостроковий прогноз, заснований на реальному часі;

- автоматичне дистанційне керування і контроль інформації.

За вищевказаною класифікації, довгостроковий прогноз заснований на оцінці зсувної небезпеки. Якісна і напівкількісна оцінка застосовується, коли необхідні дані для чисельного вираження факторів зсувної небезпеки відсутні або їх об’єм недостатній. Основним їх завданням є забезпечення ефективності при плануванні будівництва і реконструкції заходів інженерного захисту [105]. Метод кількісної оцінки застосовується, коли є повний об’єм необхідних даних для визначення числових значень основних зсувних факторів. Якісна оцінка зсувної небезпеки і ризику проводиться на

підставі експертного аналізу всієї сукупності факторів, що визначають вірогідність настання зсувної події і його можливі наслідки. Отримана в результаті оцінки інформація повинна забезпечувати основу для поділу даних факторів на якісні характеристики зсувного ризику такі, як високий, середній та низький [106]. Для кожного конкретного об'єкта досліджень на підготовчому етапі встановлюються чіткі критерії і терміни, які будуть в подальшому використовуватися для класифікації зсувних ділянок за категоріями і ймовірності настання і тяжкість можливих наслідків. Ступінь зсувної небезпеки оцінюється за принципом їх перетину і виражається категорією ризику [107]. У разі нестачі даних для здійснення кількісного прогнозу можна використовувати якісну оціночну шкалу з використанням категорій: неминуче, можливо та малоймовірно. При цьому прогнозована ймовірність приймається достовірною за умови незмінності таких параметрів, як кут нахилу укосу ґрунтової споруди і будова ґрунтової товщі [105, 106]. Напівкількісна оцінка зсувної небезпеки заснована на методі аналізу ієрархій і полягає в переході від кількісних і якісних характеристик природних і технічних умов до бальних оцінок. Вона застосовується в разі необхідності оцінити сумарний вплив на об'єкт кількох зсувних факторів, параметри яких виражені в різних розмірностях. Напівкількісна оцінка зсувної небезпеки здійснюється в наступному порядку:

- розробляються приватні бальні шкали для кожного оцінюваного фактору;

- вибирається спосіб інтеграції бальних оцінок, і визначається результуюча шкала;

- здійснюється оцінка кожного з компонентів зсувної небезпеки;

- за результатами отриманих даних виводиться інтегральна крива ризику або небезпеки.

Кожен фактор зсувної небезпеки оцінюється в безрозмірних одиницях – балах, за спеціальними шкалами, розробленим виходячи з інтенсивності його прояву, а також ролі, яку він відіграє у формуванні оцінюваної

геотехнічної системи [106]. На підставі отриманих показників ймовірності збитку і можливого зсуву аналогічно будується інтегральна шкала оцінки зсувної небезпеки [108]. Кількісні методи оцінки зсувної небезпеки та ризику застосовуються при розробці проєктних рішень і заходів інженерного захисту на зсувних ділянках. Їх перевагою є висока точність одержуваних результатів. Для оцінки небезпеки і ризику зсувного схилу використовують безперервний і дискретний методи. Обидва методи широко використовуються в інженерній геології для вивчення зсуву, так як вони можуть бути застосовані для слабких порід, де деформації визначаються властивостями внутрішньої будови або визначені дрібними тріщинами. Якщо ґрунт розглядати як єдиний масив з декількома тріщинами, використовується безперервний метод моделювання, заснований на методах скінченних елементів або кінцевих різниць. Якщо деформація ґрунтового укосу визначена уздовж тріщин, використовується дискретний метод. При такому підході ґрунтовий масив ділиться на невеликі блоки з числовими функціями, що характеризують їх взаємодію, що дозволяє імітувати вільне падіння блоку і широко використовується для імітації обвалу. Цей метод заснований на точних геомеханічних дослідженнях, щоб встановити ступінь тріщинуватості ґрунтового масиву [109]. Сучасні системи попередження для прогнозування складаються з технічних компонентів, моделей і прийняття рішення людиною [110]. Вони використовують типові схеми швидкості зсувних процесів для виявлення небезпечних подій. У роботу оповіщення включають два етапи. На першому етапі система оповіщення контролює рух моделі нестійкої ґрунтової споруди, щоб відправити інформацію миттєвого попередження. Нестійкі ґрунтові укоси проявляють перші ознаки деформації, такі як тріщини розриву, рух і збільшення активності [111]. Цей процес включає в себе добові коливання і залежить від температури, атмосферних опадів, танення снігу і довгострокового напружено-деформованого стану ґрунтового укосу, який контролює поширення тріщинуватості. Кількість опадів, землетруси, танення снігу, вивітрювання можуть бути важливими

факторами, які послаблюють ґрунтові масиви в ході першого етапу [112]. Атмосферні опади і танення снігу безпосередньо впливають на поровий тиск води, який може стати основним фактором для зміщення ґрунтів і остаточного зриву [113]. Для включення цих факторів в процедури прийняття рішень, пов'язаних з системами попередження, природні схили і ґрунтові споруди часто оснащуються датчиками дощу і датчиками вимірювання порового тиску води. На другому етапі відбувається остаточне руйнування ґрунтових зв'язків та активізація гравітаційних процесів. У цій фазі прискорення, експерти повинні аналізувати дані і застосовувати моделі для прогнозування часу події і реалізації відповідних заходів захисту [113, 114].

2.4. Врахування будівельних конструкцій при розрахунках стійкості ґрунтових споруд

До просторових факторів, які впливають на ступінь стійкості ґрунтових споруд також можна віднести точкові конструкції. До них можна віднести окремі будівлі та споруди. Як було зазначено раніше, протяжність ґрунтової споруди позначається на значенні коефіцієнта запасу стійкості, а навіть одинична будівельна конструкція призводить до зменшення довжини розрахункового укосу або схилу. Також значний вплив робить конструкція основи розглянутої споруди і її планове розташування. При пальовій основі, яка перетинає передбачувану лінію ковзання, сама будівля вже є повноцінною протизсувною спорудою, яка кардинально може змінити характер, форму та напрямок можливих зсувних процесів. При плитному фундаменті або на пальовій основі, яка не перетинає передбачувану лінію ковзання, будівля або споруда може виступати в ролі як додаткової пригрузки (будівельна конструкція розташована в пасивної частини зсувного тіла), так і навпаки – додаткового навантаження зрушення (будівельна конструкція розташована в активній частині зсувного тіла).

При проєктуванні окремо розташованої будівлі на 10-й ст. В. Фонтану в м. Одесі, яка розміщена в пасивній частині зсувного тіла, за участю автора,

був відзначений ефект впливу на просторову стійкість розглянутого схилу. В роботі розглядалися два варіанти основи будівлі, що проєктується:

– пальова основа з умовою не перетину передбачуваної лінії ковзання (пригрузка пасивної частини зсувного тіла) (рис. 2.3а);

– пальова основа з перетином лінії ковзання (пригрузка пасивної частини зсувного тіла зі сприйняттям палями горизонтального навантаження) (рис. 2.3б).

За результатами розрахунків двовимірних схем, виконаними за поперечними розрізами, які проходять як в створі проєктованої будівлі, так і в його близькості, були отримані наступні результати:

– значення коефіцієнта запасу стійкості для розрізу по створу будівлі склало 1,052;

– значення коефіцієнта запасу стійкості для розрізу, розташованого поблизу створу будівлі склало 1,012.

а) б)

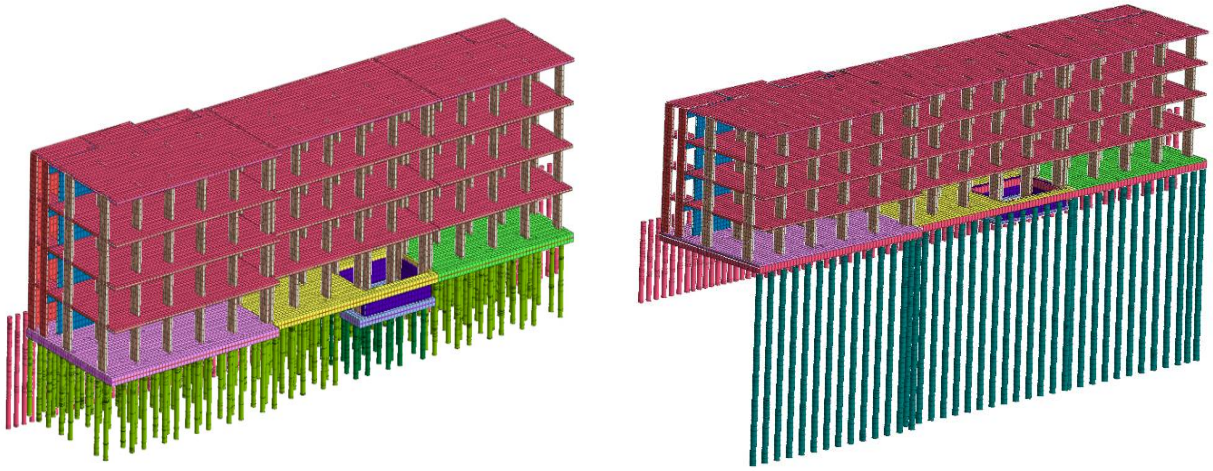


Рис. 2.3 Загальний вигляд конструкцій основи будівлі, що проєктується:
а) пальова основа з умовою не перетину передбачуваної лінії ковзання;
б) пальова основа з перетином лінії ковзання

При розрахунку стійкості зазначеного схилу по тривимірній схемі, значення коефіцієнта запасу стійкості склало для першого варіанту влаштування основи будівлі 1,109, для другого – 1,188, що свідчить про вплив одиночної будівлі на загальну стійкість протяжної ґрунтової споруди,

за рахунок його зменшення довжини. Для забезпечення нормативного значення коефіцієнта запасу стійкості, який дорівнює 1,15 (аварійне сполучення навантажень), для першого варіанту, з метою компенсації дефіциту зсувних сил, необхідне збільшення маси проєктованої споруди (вертикального навантаження). Зазначений недолік тягне за собою значне подорожчання будівництва і призводить до економічно необґрунтованих витрат. Також відзначено, що при розрахунках стійкості розглянутого схилу, розташованого на 10-й ст. В. Фонтану в м. Одесі за двомірними схемами, значення ступеня стійкості в значній мірі відрізняється від коефіцієнта, отриманого за тривимірною схемою. Цей факт також призводить до збільшення конструкцій пальової основи, перевитрати матеріалів, термінів, кількості виконуваних робіт і відповідно подорожчанню проєкту.

Врахування окремих будинків в комплексі ґрунтової споруди (ґрунтовий масив, проєктована будівля або споруда, конструкція фундаменту) в тривимірній постановці завдання дозволить максимально наближатися до реальної обстановки і врахувати форму рельєфу, зміну фізико-механічних характеристик ґрунтів в просторі; геометрію і тип фундаментів; величини навантажень, що передаються на ґрунтову основу; в єдиній системі розглянути і оцінити напружено-деформований стан і стійкість схилу; із застосуванням чисельних експериментів вибирати оптимальний варіант фундаментів для проєктованих будинків [115].

Вибір нормативного коефіцієнта запасу стійкості.

Величина нормативного значення коефіцієнта запасу стійкості визначається за наступними критеріями [116]:

- укіс природний або утворений за допомогою відсипання;
- до якого класу відповідальності належить розрахунковий укіс;
- на яке поєднання навантажень проводиться розрахунок;
- чи є даний укіс зсувним або зсувонебезпечним.

Якщо визначення перших трьох критеріїв, як правило, не викликає ускладнень, то останній критерій в ДБН В.1.1-3-97 «Інженерний захист

територій, будинків і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення» [116] трактувався таким чином: «Ділянка схилу, де зсувні деформації проявляються або мали місце в минулому». У чинному в даний час ДБН В.1.1-46:2017 «Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення» [74] визначення зсувного схилу трактується як: «Схил або його ділянка, де деформації зрушення проявляються під дією природних або техногенних факторів».

Незалежно від того, природний схил або штучний, він може потрапляти під одне з цих визначень і призначення нормативного коефіцієнта запасу стійкості може значно відрізнятися. Крім цього змінюється і розрахунковий коефіцієнт запасу стійкості, тому що при розрахунку стійкості зсувного схилу не враховується питоме зчеплення в шарі ґрунту, по якому передбачається можливе обвалення розглянутої ділянки схилу або укосу ґрунтової споруди. Однак проведені лабораторні випробування зразків меотичних глин порушеної структури, так званих «плашка по плашці» показують, що у водонасичених зразках відновлення зчеплення відбувається через 2 – 3 доби.

Виходячи з сучасного трактування зсувного схилу, перед розрахунковими роботами слід зробити зсувну зйомку, щоб визначити чи відбувається рух зсувного тіла або схил (укіс) знаходиться в стані спокою. Однак не існує критеріїв, за якими можна вважати, що рух зсувного тіла припинився. Після зрушення схилу або укосу ґрунтової споруди протягом декількох років відбувається ущільнення переміщених мас ґрунтів, яке супроводжується як осіданнями поверхні, так і її горизонтальними переміщеннями. Очевидно, що це питання є темою подальших досліджень.

В даний час стабільність схилів або укосів ґрунтових споруд визначають, як правило, візуально: за станом і наявністю заколів, випору ґрунту, тріщин розтягнення, тріщин в будівлях розташованих на схилі або укосі, положення стовпів ліній електропередач, дерев тощо.

2.5. Вплив форми укосу на величину коефіцієнта запасу стійкості на прикладі реальних споруд

Розрахунки стійкості Грецького парку в м. Одесі.

В ході виконання розрахунків стійкості схилу, за участю автора, на території Грецького (Місячного) парку в межах кордонів вулиць: Військового спуску, Приморського бульвару, вул. Приморської, Потьомкінських сходів в м. Одесі [117], була відмічена подібна ситуація, представлена в роботах [77, 78, 118]. В якості вихідних даних для виконання розрахункових робіт і розробки рекомендацій був використаний Технічний звіт про інженерно-геологічні умови ділянки проєктування благоустрою Грецького парку в межах вулиць: Військовий спуск, Приморський бульвар, вул. Приморська, Потьомкінські сходи в м. Одесі 2016 р. [119].

План схилу і розташування трьох обраних розрахункових поперечних перетинів показано на рис. 2.4.

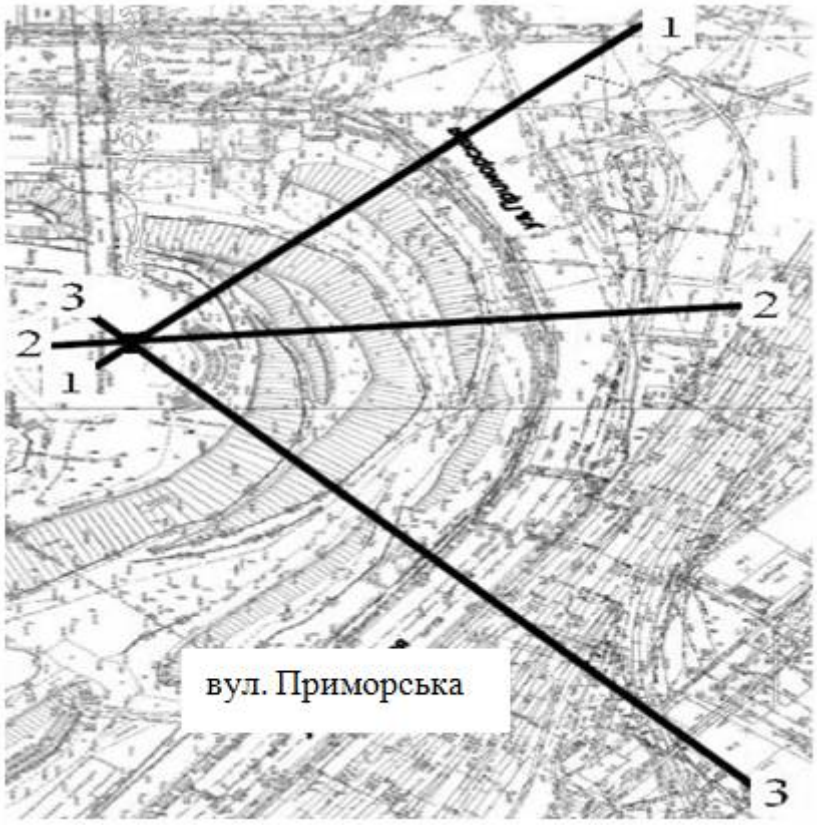


Рис. 2.4 План схилу і розташування розрахункових поперечників

Кількість розрахункових створів і їхнє положення в плані вибиралося, виходячи з інженерно-геологічних умов і з урахуванням необхідності врахування топографічних особливостей розглянутого схилу.

За вимогами ДБН В.1.1-46:2017 «Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів і обвалів. Основні положення» [74] для кожного зсувного схилу слід призначати як мінімум один розрахунковий створ. Для великих зсувів задають додаткові створи. Розташування основного розрахункового створу на ділянках зсувних схилів має збігатися з основним напрямком існуючого або прогнозованого руху зсуву по лінії найбільшої крутизни земної поверхні. На великих зсувних ділянках слід розглядати розрахункові створи за кількома напрямками з урахуванням можливості зміни умов стійкості в результаті будівництва та стадії розвитку.

В ході виконання роботи розрахунки стійкості схилу були виконані методами Bishop [46] і Janbu [44] за фіксованими кривими ковзання, при цьому враховувалися сили ваги блоку, сили гідродинамічного впливу ґрунтового потоку.

Результати розрахунку стійкості схилу за фіксованими кривим ковзання для трьох розрахункових створів представлені на (рис. 2.5).

За результатами розрахунків були отримані значення коефіцієнтів запасу стійкості:

– для розрахункового створу 1-1 за методом Bishop – 0,832 і Janbu – 0,812. Стійкість даного схилу в даному перетині не забезпечена;

– для розрахункового створу 2-2 за методом Bishop – 0,785 і Janbu – 0,813. Стійкість даного схилу в даному перетині не забезпечена;

– для розрахункового створу 3-3 за методом Bishop – 0,755 і Janbu – 0,728.

Стійкість даного схилу в даному перетині не забезпечена.

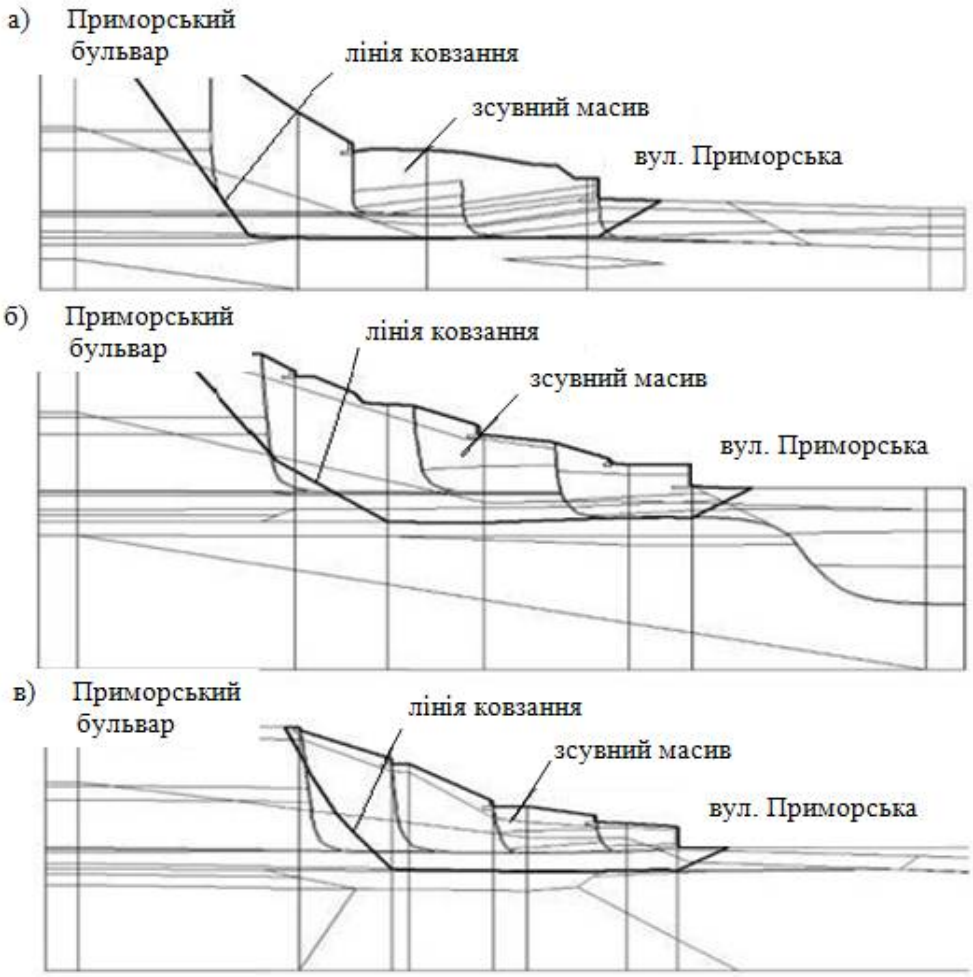


Рис. 2.5 Загальний вигляд зсувного тіла: а) розрахунковий створ 1-1; б) розрахунковий створ 2-2; в) розрахунковий створ 3-3

При аналізі отриманих результатів було відзначено їх невідповідність візуальним та інструментальним обстеженням даного схилу. Дана робота проводилася до виконання розрахунків з метою виявлення порушення цілісності ґрунтового масиву, виявлення заколів і зрушень «жорстких конструкцій» (паркани, бордюри, сходи, стіни і фундаменти будівель, стовпи тощо), розташованих на брівці схилу і його укосі. В результаті обстеження будь-яких ушкоджень, які могли б показувати на зрушення схилу, розташованого на території Грецького (Місячного) парку, виявлено не було.

Беручи до уваги [77, 120], і так як в зазначених розрахункових створах 1-1, 2-2 і 3-3 коефіцієнти запасу стійкості в значній мірі відрізняються один від одного і не перевищують 1, а схил при цьому очевидно стійкий за

результатами спостережень, було прийнято рішення про визначення коефіцієнта запасу стійкості, який міг би реально оцінити стійкість схилу на цій ділянці і визначити можливі межі зсувного тіла. В даному випадку слід враховувати просторову роботу схилу, де реалізується врахування впливу розрахункових створів один з одним і сусідніх ділянок схилу з більш високим коефіцієнтом запасу стійкості.

Загальний вигляд тривимірної розрахункової схеми існуючого розрахункового схилу з межами зсувного тіла представлений на рис. 2.6.

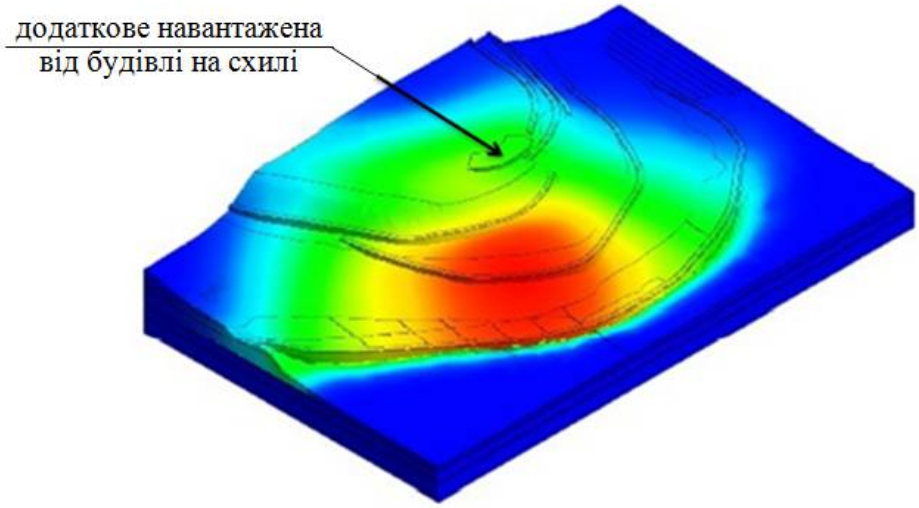


Рис. 2.6 Загальний вигляд тривимірної розрахункової схеми схилу на території Грецького (Місячного) парку, м. Одеса

У розрахунку була врахована топографія схилу, різнорідність ґрунтів, визначених в межах проведення геологічних вишукувань, зміна рівня ґрунтових вод по всій довжині схилу та існуючі конструкції, розташовані на його брівці і по його укосу.

В результаті визначення напружено-деформованого стану в розрахунковому схилі були отримані зони максимальних дотичних напружень по ґрунту порушеної структури «плашка по плашці» і значення коефіцієнта запасу стійкості, отриманого методом редукції (зниження міцності), який склав 1,064. Значення коефіцієнта запасу стійкості по

двовимірним схема, з урахуванням просторового ефекту, для моделі запропонованої в дисертаційній роботі, склав 1,101.

Виконання розрахунків схилу, розташованого на території Грецького (Місячного) парку м. Одеси, в тривимірній постановці завдання дає результат, наближений до існуючого стану схилу, на відміну від результатів, отриманих за двовимірними схемами, а саме за методами Bishop [46] і Janbu [44]. Отримані коефіцієнти запасу стійкості в тривимірній постановці та по двовимірним схема, з урахуванням просторового ефекту, показують, що нормативна стійкість схилу не забезпечена. Схил знаходиться в стані граничної рівноваги.

Для забезпечення нормативної стійкості схилу «Грецького парку» було передбачено споруду з трьох радіальних рядів бурових паль діаметром 800 мм (рис. 2.7). Крок паль і відстань між рядами паль становить 1,5 м. Відмітка забою паль -7,4 м, яка визначалася виходячи з положення лінії ковзання зсуву з фізико-механічними характеристиками ґрунту порушеної структури, а також зусиль, що виникають в палях на цій позначці. Позначки верху паль змінні і складають для першого ряду 5,0 м, для другого – 6,1 м і для третього – 7,2 м. Зазначені позначки визначалися з умови неможливості переповзання зсуву через голови паль. При розрахунках стійкості схилу були отримані величини дефіциту сил, необхідних для компенсації коефіцієнта запасу стійкості, до нормативних значень. Ці величини сил склали:

– для перетину 1-1 1915 кН (із застосуванням запропонованого методу врахування просторового ефекту при розрахунках стійкості ґрунтових укосів або схилів дефіцит сил склав 1620 кН);

– для перетину 2-2 1896 кН (із застосуванням запропонованого методу – 1585 кН);

– для перетину 3-3 1974 кН (із застосуванням запропонованого методу – 1625 кН).

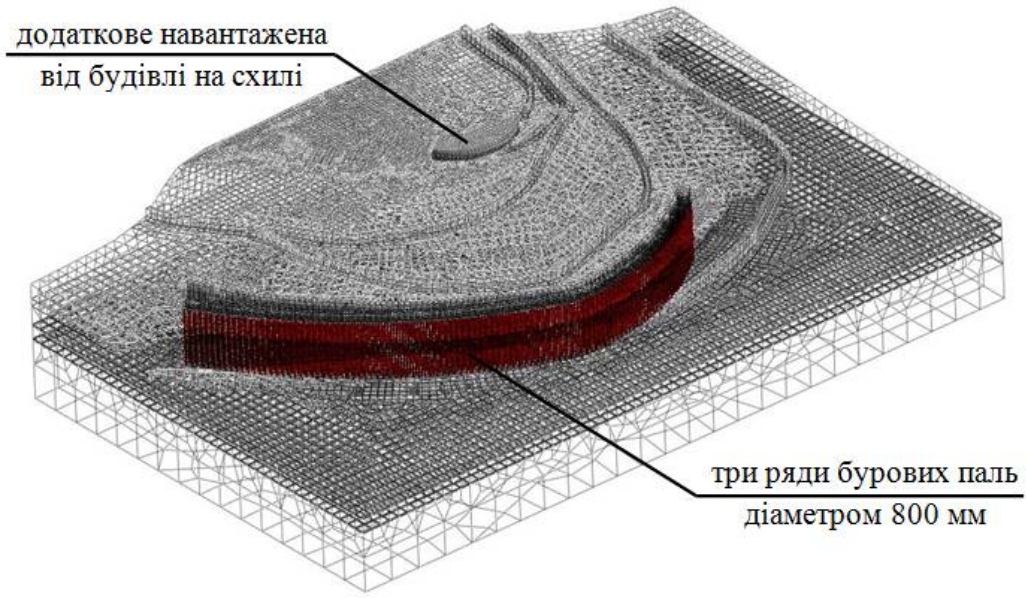


Рис. 2.7 Загальний вигляд розташування бурових паль протизсувної споруди «Грецького парку»

Розрахунок утримуючих елементів на дію горизонтальної сили є одним з найважливіших при проєктуванні протизсувних конструкцій глибокого закладення. Одним з факторів, що впливає на роботу утримуючих елементів (паль), є визначення їх глибини закладання нижче передбачуваної кривої ковзання. Глибина занурення вертикального утримуючого елемента (палі) «h», в ґрунти що не зміщуються, встановлюється такою, щоб виникаючі напруження в характерних точках прилеглого до елементу ґрунту не перевищували розрахункового опору «R»:

$$R = \frac{4}{cos\varphi} \cdot (\gamma \cdot z \cdot tg\varphi + c), \qquad (2.2)$$

де φ – кут внутрішнього тертя ґрунту, в зоні закладення вертикального утримуючого елемента (палі), град;

γ – питома вага ґрунту, в який здійснюється закладення вертикального утримуючого елемента (палі), кН/м^3;

z – відстань від денної поверхні землі, до розрахункової лінії кривої ковзання, м;

c – коефіцієнт зчеплення ґрунту, в зоні закладення вертикального утримуючого елемента (палі), МПа;

$$h \geq \frac{5 \cdot Q + \sqrt{25 \cdot Q^2 + 36 \cdot M \cdot d \cdot R}}{3 \cdot b \cdot R}, \quad (2.3)$$

де Q – розрахункова сила перерізу, що діє на палю, кН;

M – розрахунковий момент, діючий на палю, кН·м;

d – діаметр палі, м;

R – розрахунковий опір ґрунту в зоні занурення вертикального утримуючого елемента (палі), кН/м^2.

При визначенні шуканої відстані між утримуючими елементами (палями) з умов забезпечення не продавлювання ґрунту між ними, можливе застосування теорії арочного ефекту [121, 122]. Відповідно до цієї теорії при зсуві вбік будь-якої частини підземної огорожі відбувається перерозподіл тиску з маси ґрунту, що зміщується, на суміжну з нею, яка залишається в частині спокою; при цьому ґрунт що зміщується над частиною огорожі утворює несуче тіло. У процесі прояву арочного ефекту відбувається перерозподіл напружень (зростання горизонтальних по майданчиках зсуву і зниження вертикальних в районі частини що зміщується), тобто змінюється коефіцієнт бокового тиску.

Відповідно до теорії арочного ефекту, відстань між утримуючими елементами може прийматися при такому стані ґрунтового масиву, коли можливе утворення ущільнених зон. У разі пластичного стану зсувних накопичень, відстань між утримуючими елементами буде визначатися умовами пластичного продавлювання ґрунту в проміжки між ними [123]. Гранична відстань між утримуючими елементами (палями) визначається за наступною залежністю:

$$b = \frac{2 \cdot h_{CP} \cdot d \cdot c_{CP} \cdot \left(1 + \frac{\pi}{2}\right)}{E_{\text{ОП}}}, \quad (2.4)$$

де h_{CP} – середня висота масиву що зміщується від денної поверхні землі до кривої ковзання, м.;

d – діаметр палі, м;

c_{CP} – середній коефіцієнт зчеплення ґрунтового масиву що зміщується, кН/м^2;

*Е*оп – зсувний тиск на утримуючу конструкцію, кН/м.

Підбір арматури здійснювався на вплив, при основному поєднанні навантажень з урахуванням тривалого розкриття тріщин з подальшою перевіркою на несучу здатність і короткочасне розкриття тріщин при аварійному поєднанні навантажень.

У палях визначалися зусилля перерізу і згинальні моменти в двох площинах, як для тривимірної задачі. Сумарні сили перерізу та згинальні моменти обчислювалися як сума векторів зазначених зусиль

$$Q = \sqrt{Q_y^2 + Q_z^2}; \qquad M = \sqrt{M_y^2 + M_z^2}. \qquad (2.5)$$

Палі приймалися одного типу в межах кожного ряду. Визначення внутрішніх зусиль (згинальних моментів і сил перерізу) в кожному типі палі відбувалось шляхом вибірки максимального зусилля в перетинах розташованих по висоті, в середньому, через 1м.

Відповідно до проведених розрахунків були отримані максимальні згинальні моменти та сили перерізу для двовимірних та тривимірної схем. Значення указаних величин представлені в таблиці 2.2.

Таблиця 2.2

Значення максимальних внутрішніх зусиль в палях протизсувної конструкції «Грецького парку»

Внутрішні зусилля	Двовимірна схема	Тривимірна Схема
Згинальний момент, т·м	71,0	52,0
Сила перерізу, т	65,0	46,0

Підбір армування бурових паль виконувався за допомогою програмного комплексу «SCAD». Палі встановлюються в ґрунті шляхом заповнення пробурених свердловин бетонної сумішшю марки С25/30 на сульфатостійкому портландцементі з маркою по морозостійкості і водонепроникності F150 і W6 відповідно, з установкою зварних металевих

каркасів з поздовжньою арматурою класу А500С і поперечною арматурою класу А240С.

Результати підбору армування для тривимірної схеми представлені на рис. 2.8. Захисний шар бетону для поздовжньої арматури прийнято 50 мм.

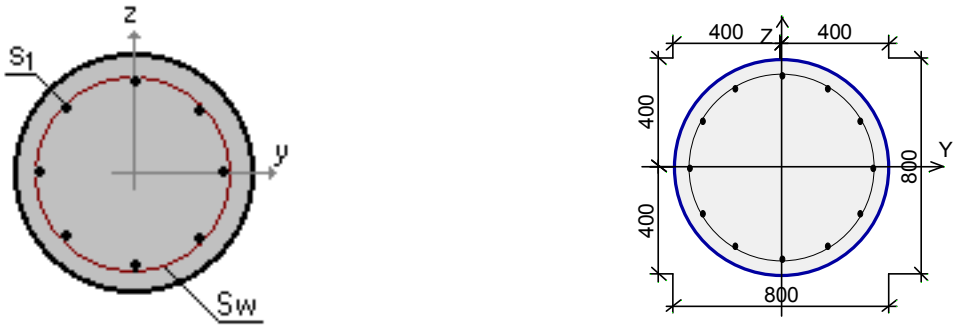


Рис. 2.8 Результати підбору армування для тривимірної схеми: Поздовжня арматура S1 – 12Ø22; поперечна арматура SW – Ø12, крок поперечної арматури 150 мм

Значення коефіцієнтів використання прийнятого армування представлені в табл. 2.3.

Таблиця 2.3

Значення коефіцієнтів використання прийнятого армування для розрахунків тривимірної схеми конструкцій протизсувної споруди

	Перевірка	Коефіцієнт	Графічне відображення
1	Міцність за граничним моменту перетину	0,873	
2	Міцність по похилій смузі між похилими тріщинами	0,358	
3	Міцність по похилій тріщині	0,830	

Аналізуючи результати підбору армування бурових паль конструкцій протизсувної споруди можна зробити висновок про достатню кількість назначеної як повздовжньої, так і поперечної арматурі та коефіцієнт використання не перевищує 1,0.

При розгляді результатів розрахунку двовимірних схем відзначено, що використання однакового типу армування, отриманого для тривимірних схем

не допустимо, так як попередньо підібрана кількість армування не забезпечує міцність бурових паль і коефіцієнт використання, в даному випадку перевищує 1,0 (табл. 2.4).

Таблиця 2.4

Значення коефіцієнтів використання прийнятого армування для розрахунків двовимірної схеми конструкцій протизсувної споруди

	Перевірка	Коефіцієнт	Графічне відображення
1	Міцність за граничним моменту перетину	1,192	
2	Міцність по похилій смузі між похилими тріщинами	0,506	
3	Міцність по похилій тріщині	1,173	

Для забезпечення міцності елементів конструкцій протизсувної споруди необхідно збільшувати кількість розрахункової арматури (повздовжньої та поперечної), що призведе до необґрунтованого збільшення запасу міцності всієї споруди та збільшення вартості робіт по забезпеченню нормативної стійкості укосу «Грецького парку».

Результати підбору армування для двовимірної схеми представлені на рис. 2.9. Захисний шар бетону для поздовжньої арматури прийнято 50 мм.

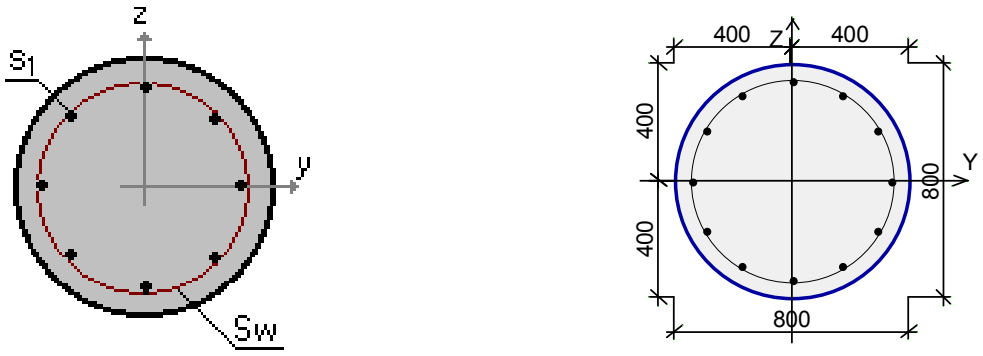
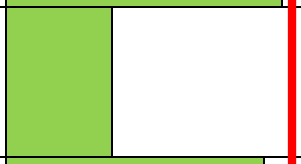


Рис. 2.9 Результати підбору армування для двовимірної схеми: Поздовжня арматура S1 – 12Ø25; поперечна арматура SW – Ø14, крок поперечної арматури 100 мм

Значення коефіцієнтів використання прийнятого армування представлені в табл. 2.5.

Таблиця 2.5

Значення коефіцієнтів використання прийнятого армування для розрахунків двовимірної схеми конструкцій протизсувної споруди

	Перевірка	Коефіцієнт	Графічне відображення
1	Міцність за граничним моменту перетину	0,955	
2	Міцність по похилій смузі між похилими тріщинами	0,475	
3	Міцність по похилій тріщині	0,926	

Якщо порівнювати результати розрахунків стійкості трьох розрахункових поперечних розрізів, отриманих за двомірними схемами методами Bishop [46] і Janbu [44] з результатами застосування пропонованої моделі врахування просторових ефектів, можна відзначити, що значення розрахункового згинального моменту і сил перерізу, що діють на палі протизсувної споруди були знижені в середньому на 20 %. Цей фактор призводить до:

– зниження глибини закладення паль «h», в ґрунти що не зміщуються, відповідно до зменшення довжини палі і глибини буріння свердловини, скорочення вартості і термінів виконання робіт;

– збільшення граничної відстані «b» між утримуючими елементами (палями), відповідно до зменшення кількості бурових паль і об’ємів матеріалів для їх виготовлення;

– зменшення розрахункового зсувного тиску на утримуючі конструкції;

– зниження розрахункових внутрішніх зусиль, що виникають в елементах протизсувної конструкції (згинальні моменти і сили перерізу), відповідно до зменшення міцності (класу) бетону, зниження діаметрів і кількості як поздовжньої, так і поперечної арматури.

При проєктуванні протизсувних споруд, також необхідно враховувати можливість виникнення барражного ефекту, який може статися в результаті влаштування бурових паль. Такі конструкції є перешкодою, і можуть викликати підпір ґрунтових вод. Відповідні підняття рівня води, як було зазначено раніше, може привести до зниження міцності ґрунтів, що складають схил і ступеня його стійкості.

Фільтраційний розрахунок ділянки схилу, відповідного розрахунковим створам 1-1, 2-2 і 3-3, виконаний для визначення положення кривої депресії до і після виконання протизсувних споруд і для перевірки можливого прояву барражного ефекту перед пальовими рядами. Положення кривої депресії в розрахунковому створі 2-2 представлено на рис. 2.10.

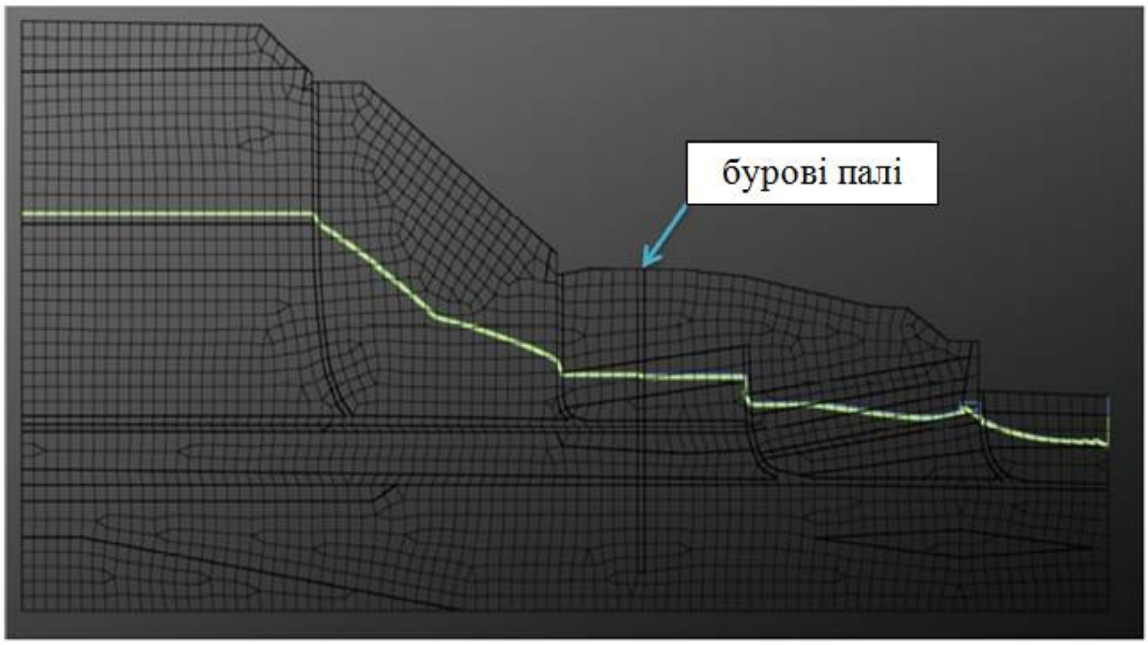


Рис. 2.10 Положення кривої депресії в розрахунковому створі 2-2

В результаті фільтраційного розрахунку ділянки схилу «Грецького парку» відзначено, що підйом кривої депресії внаслідок прояву барражного ефекту, в середньому не перевищив 66 мм – перед спорудою, і знизився на 132 мм за ним (рис. 2.11). Слабо проявлений барражний ефект, що реалізується при влаштуванні проєктованої утримуючої споруди у вигляді пальових рядів, не впливає на стійкість схилу, і не призводить до розвитку

небезпечних суффозіонних процесів. Відсутність значного барражного ефекту пояснюється незначними фільтраційними витратами.

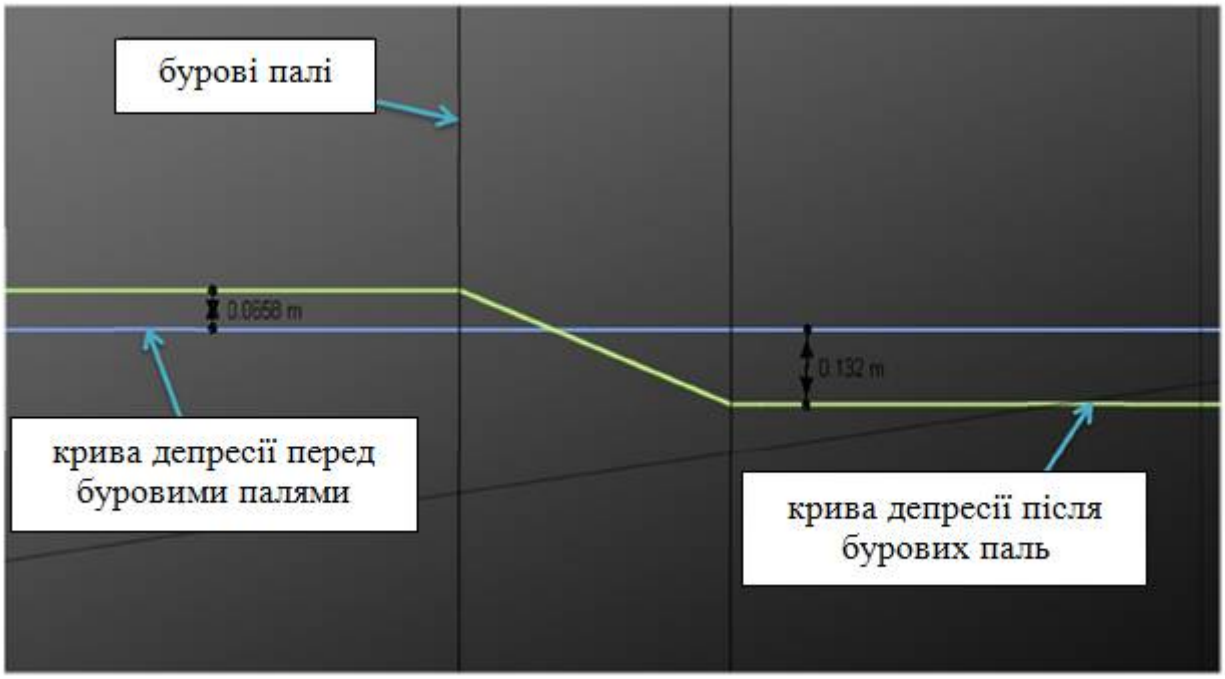


Рис. 2.11 Вплив пальового ряду на положення кривої депресії в розрахунковому створі 2-2

У сукупності зазначених факторів відзначено, що застосування пропонованої моделі розрахунку стійкості ґрунтових споруд, при проєктуванні протизсувних конструкцій, призводить до економічного ефекту, за рахунок зменшення трудових ресурсів, витрати матеріалів і термінів виконання робіт.

Розрахунки стійкості схилу на площі Думській в м. Одесі.

Вплив форми схилу на значення коефіцієнтів запасу стійкості, визначених за двовимірною і тривимірною схемами, за участю автора, було відзначено в процесі виконання робіт з проєктування протизсувних конструкцій схилу, розташованого під будівлею Старої біржі на площі Думській, 1 в м. Одесі [124].

З огляду на складну конфігурацію розглянутої ділянки схилу, було прийнято рішення виконувати розрахунки стійкості по п’яти створах. План розташування прийнятих розрахункових створів представлений на рис. 2.12.

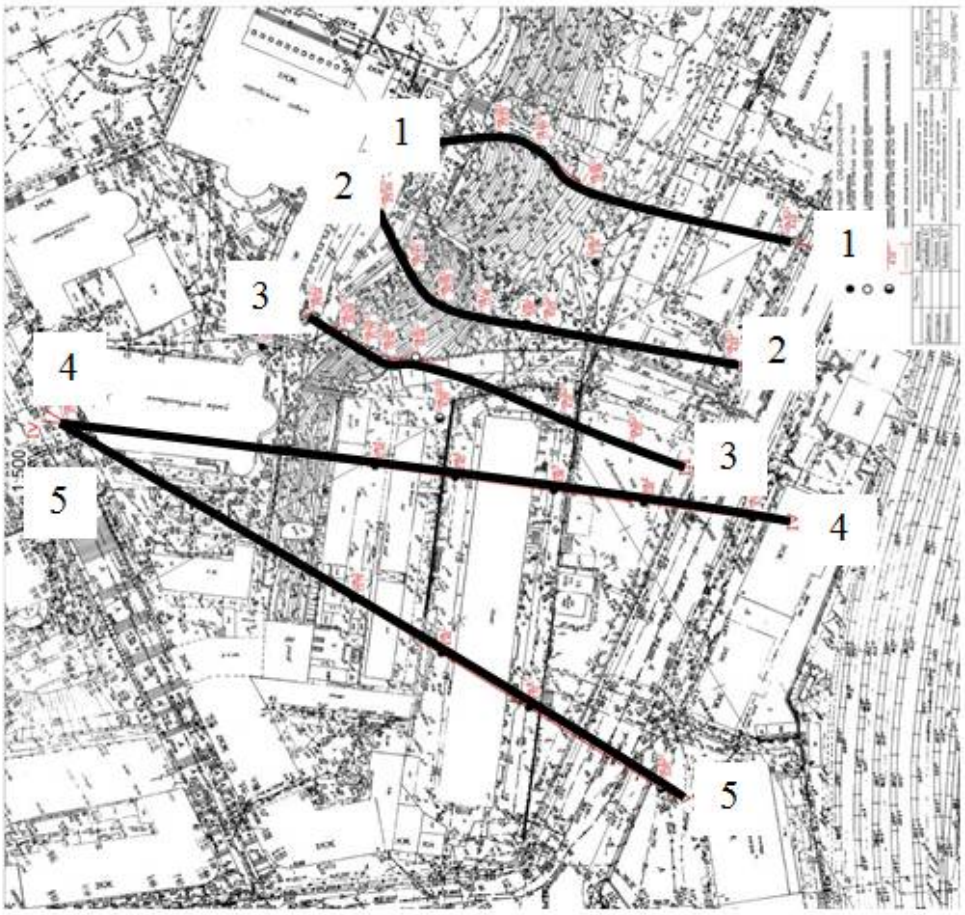


Рис. 2.12 План розташування прийнятих розрахункових створів

В ході виконання робіт розрахунки стійкості за двовимірними схемами виконувалися методами Bishop [46], Janbu [44], Spenser [61] і Morgensterm-Price [48] за фіксованими кривими ковзання. Результати розрахунку загальної стійкості по п’яти розрахункових створах представлені на рис. 2.13, а значення коефіцієнтів запасу стійкості зведені в табл. 2.6.

Таблиця 2.6

Значення мінімальних коефіцієнтів загальної стійкості схилу

№ розрахункового створу	Значення коефіцієнтів запасу стійкості			
	Метод Bishop	Метод Janbu	Метод Spenser	Метод Mor-Price
1-1	1,034	1,097	1,097	1,071
2-2	1,019	1,090	1,170	1,077
3-3	1,525	1,618	1,867	1,734
4-4	1,435	1,526	1,475	1,481
5-5	1,619	1,688	1,708	1,655

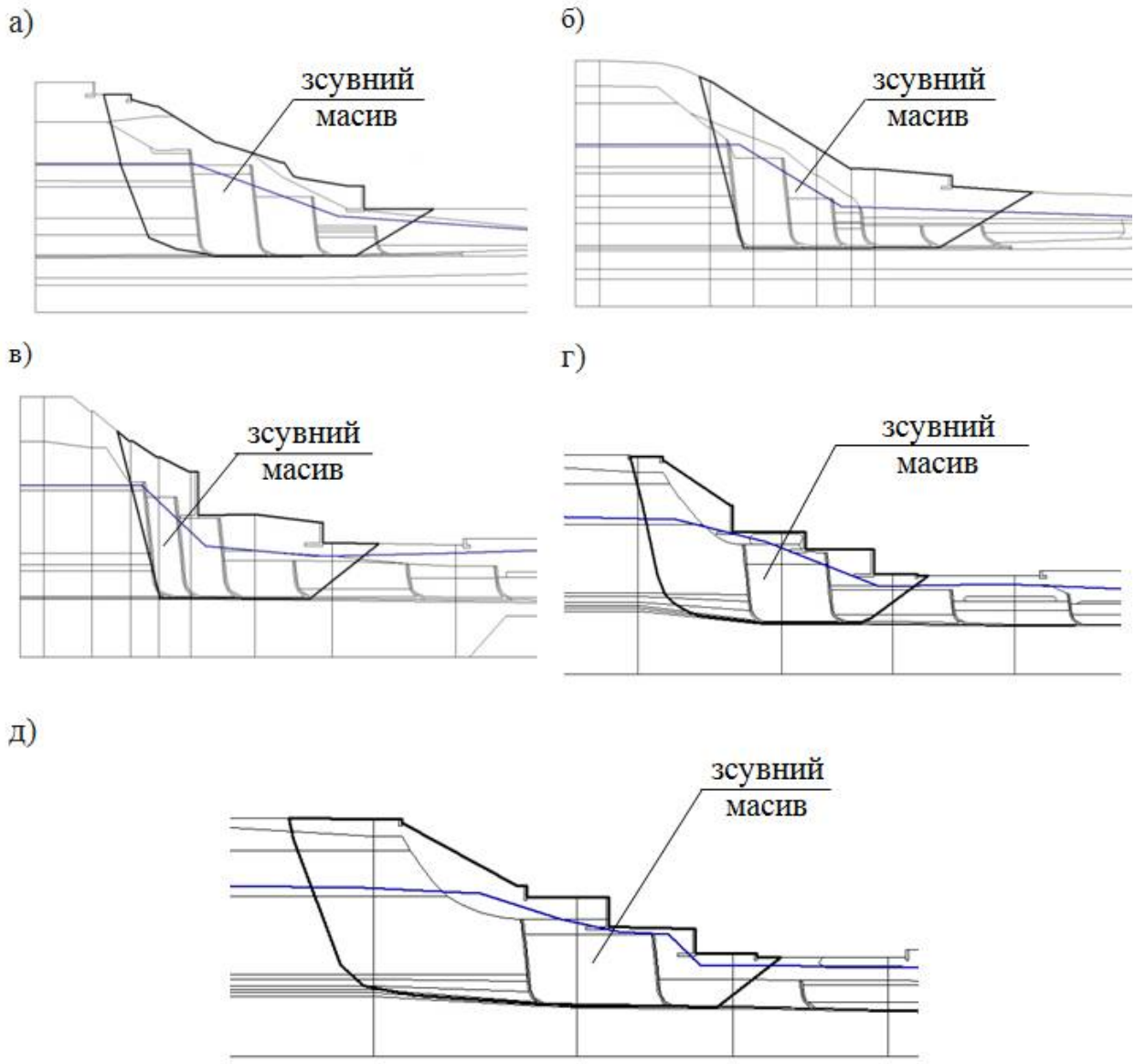


Рис. 2.13 Результати розрахунку загальної стійкості розрахункових створів: а) 1-1; б) 2-2; в) 3-3; г) 4-4; д) 5-5

За результатами розрахунку було відзначено істотну різницю коефіцієнтів запасу стійкості по сусідніх розрахункових створах, розташованих поблизу один від одного, а саме 2-2 і 3-3. Для врахування впливу розрахункових створів зі значним ступенем стійкості на сусідні, з низьким коефіцієнтом запасу стійкості, було прийнято рішення виконати розрахунок стійкості всієї ділянки за тривимірною схемою. У розрахунку враховувалася топографія розглянутої ділянки схилу, зміна геологічної будови на всій його довжині, навантаження від існуючих будівель і споруд, а

також конфігурація каскаду підпірних стін. Загальний вигляд тривимірної розрахункової схеми представлений на рис. 2.14.

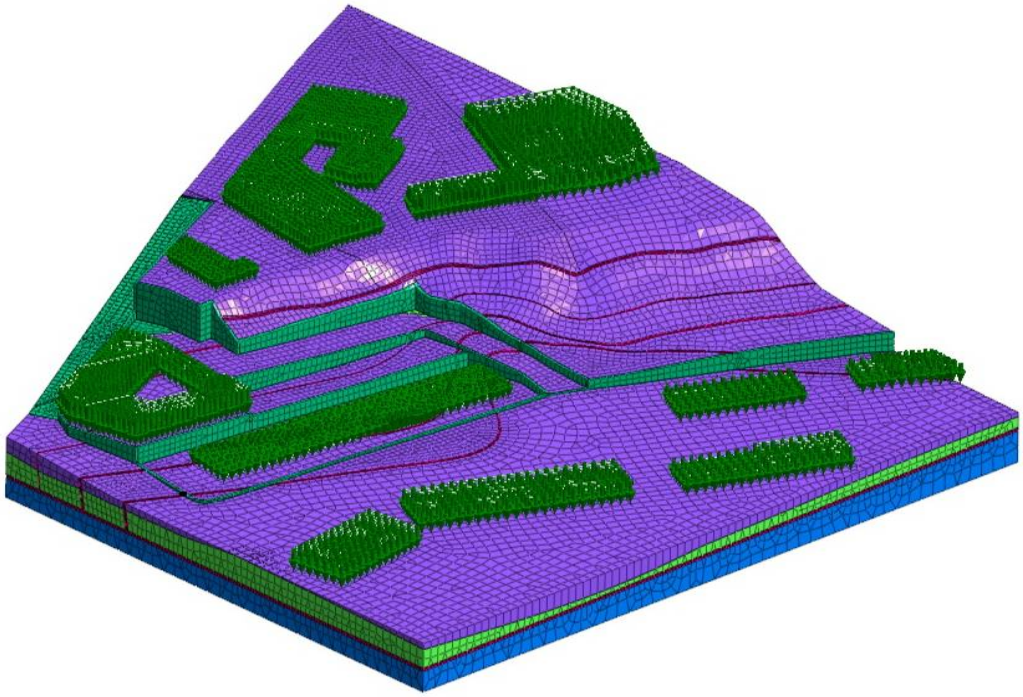


Рис. 2.14 Загальний вигляд тривимірної розрахункової схеми схилу, розташованого під будівлею Старої біржі на площі Думській

В результаті визначення НДС в розрахунковому схилі були отримані зони максимальних деформацій (рис. 2.15), розрахункові зони формування зсувних процесів (рис. 2.16). Коефіцієнт запасу стійкості, отриманий методом редукції (зниження міцності), склав 1,026.

Завдяки аналізу отриманих результатів математичного моделювання відзначено, що врахування тривимірної схеми не завжди призводить до збільшення значення коефіцієнта запасу стійкості. Це може бути пов’язано зі специфікою форми самого схилу в плані і впливу геологічної будови на всій його довжині. Тому при наявності різноманітних конструкцій або споруд (будівлі, споруди, підпірні стінки тощо), в умовах складної форми і геологічної будови розрахункового протяжного схилу, щоб уникнути нестачі факторів, які можуть погіршити зсувну обстановку, доцільно віддавати перевагу розрахункам стійкості такого роду схилів за тривимірними схемами.

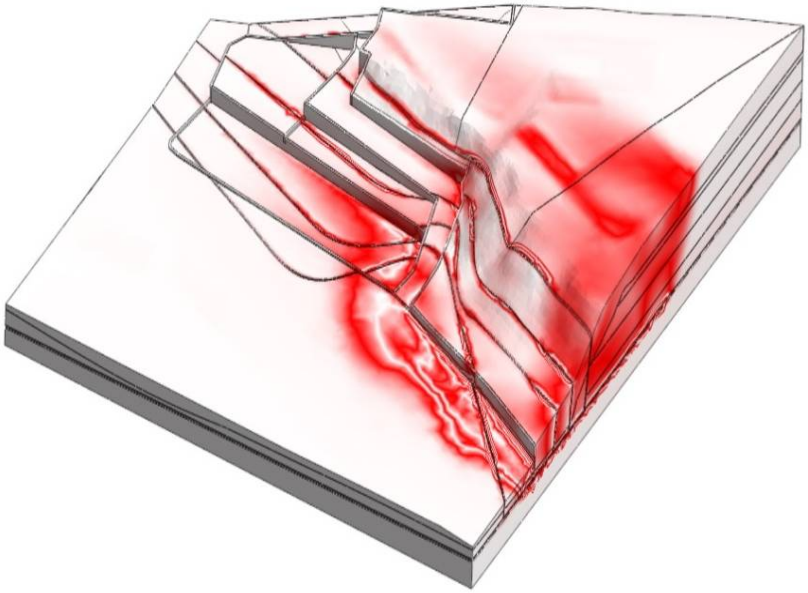


Рис. 2.15 Зони максимальних деформацій

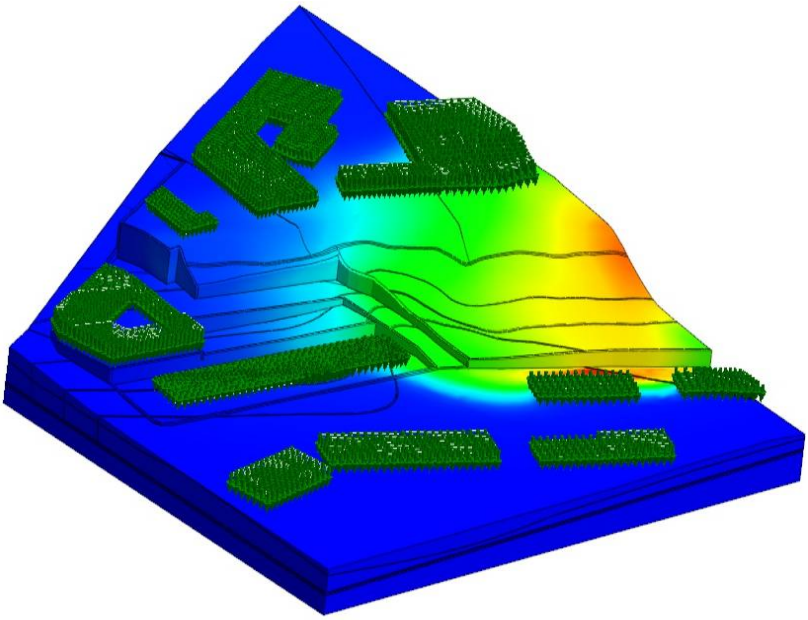


Рис. 2.16 Розрахункова зона формування зсувних процесів

Розрахунки стійкості схилу по вул. Французький бульвар, 85, 85/1 в м. Одесі.

В ході подальших досліджень впливу просторових особливостей схилу на результати розрахунку його стійкості, за участю автора, були виконані розрахунки стійкості схилу на ділянці будівництва багатопрофільного курортного комплексу з апарт-готелем за адресою: м Одеса, вул. Французький бульвар, 85, 85/1 [125].

Розрахунки стійкості схилу за двовимірними схемами виконані методами Bishop і Janbu за фіксованими кривим ковзання, які були встановлені на трьох створах, інженерно-геологічні розрізи яких представлені на рис. 2.17 – 2.19.

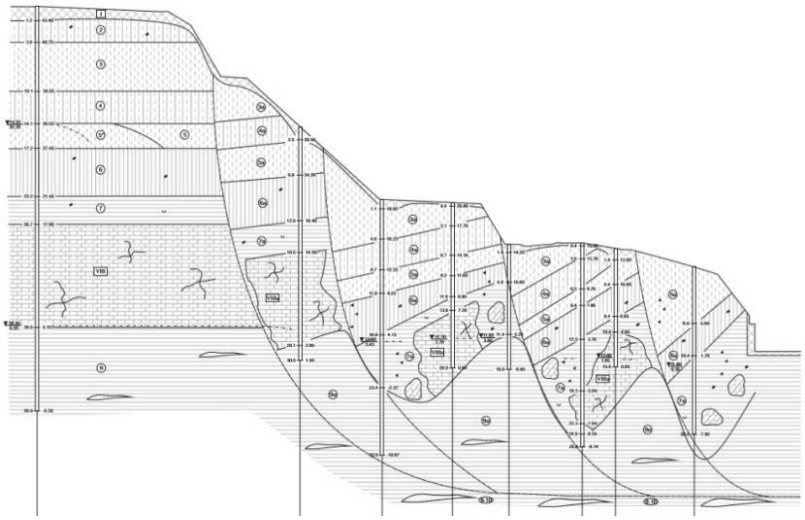


Рис. 2.17 Інженерно-геологічний розріз 1-1

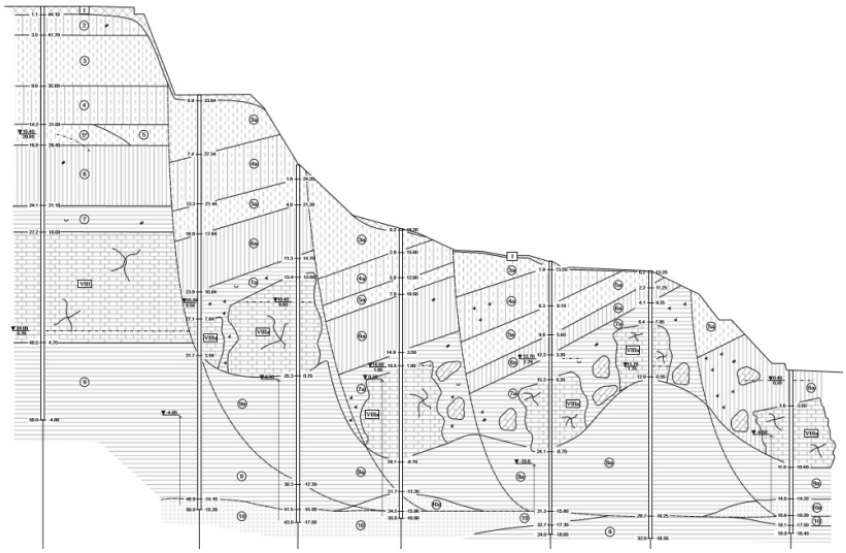


Рис. 2.18 Інженерно-геологічний розріз 2-2

Рис. 2.19 Інженерно-геологічний розріз 3-3

В результаті розрахунків були отримані значення коефіцієнтів запасу стійкості, які представлені в табл. 2.7.

З огляду на фактор протяжності схилу [126–128] і достатню стійкість розрахункового створу 3-3 було прийнято рішення про створення тривимірної схеми розглянутого ґрунтового масиву.

Таблиця 2.7

Значення мінімальних коефіцієнтів загальної стійкості схилу за розрізами 1-1, 2-2 і 3-3

№ інженерно-геологічного розрізу	Значення коефіцієнтів запасу стійкості	
	метод Bishop	метод Janbu
1-1	1,095	1,121
2-2	1,102	1,129
3-3	1,377	1,405

Загальний вигляд розрахункової схеми із зонами розташування максимальних деформацій представлений на рис. 2.20.

Коефіцієнт запасу стійкості, отриманий методом редукції для тривимірної схеми, склав 1,172.

Зміна значення коефіцієнта стійкості по довжині розглянутого схилу представлена на графіку рис. 2.21.

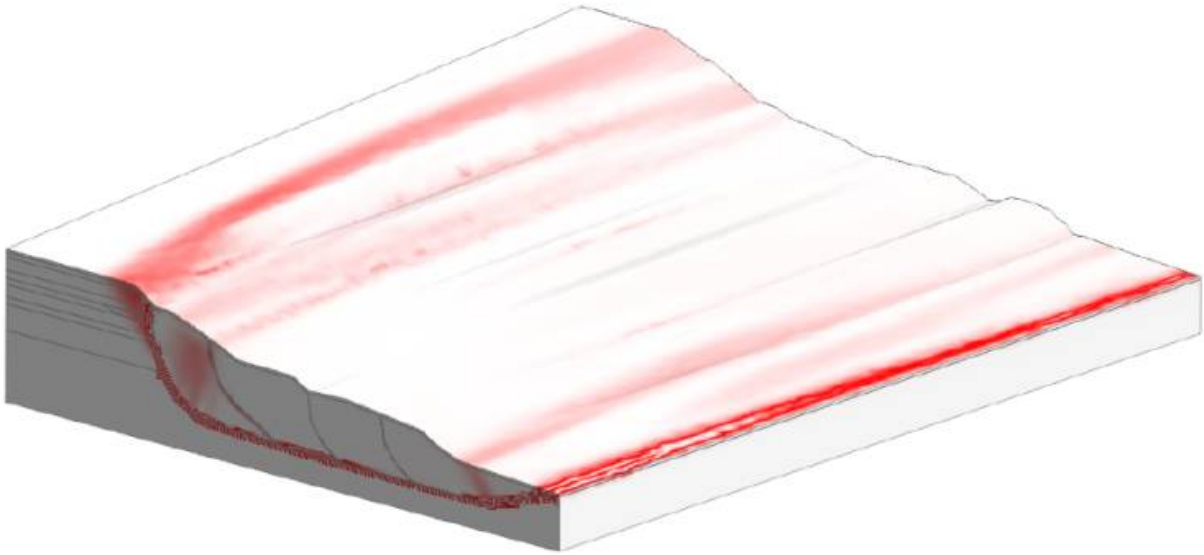


Рис. 2.20 Загальний вигляд розрахункової схеми з зонами розташування максимальних деформацій

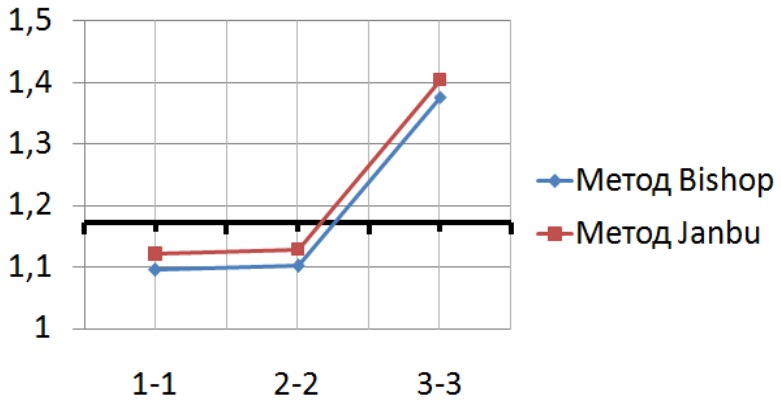


Рис. 2.21 Зміна значення коефіцієнта запасу стійкості по довжині розглянутого схилу

По осях абсцис і ординат зазначено номери розрахункових поперечних розрізів і значення певних коефіцієнтів запасу стійкості відповідно. Горизонтальною лінією відзначена величина коефіцієнта запасу стійкості, визначена за тривимірною схемою. Збільшення значення коефіцієнта запасу стійкості можна обґрунтувати наявністю досить стійкої ділянки схилу, який забезпечує додаткові утримуючі сили сусіднім ділянкам.

Висновки за другим розділом

1. На основі аналізу ряду робіт за двовимірним і тривимірним моделюванням ґрунтових укосів було показано, що оцінка стійкості ґрунтових укосів є складним, відповідальним і маловивченим завданням.

2. Виконання розрахунків ґрунтових укосів в тривимірній постановці завдання, дає результати, наближені до реальності, на відміну від результатів, отриманих загальноприйнятими і поширеними інженерними методами за двовимірними схемами. Це пояснюється тим, що тривимірна постановка завдання враховує комбінації інженерно-геологічних умов всього ґрунтового укосу. Тривимірне моделювання ґрунтових укосів також дозволяє враховувати фактори, що роблять істотний вплив на стійкість, які не можна врахувати при двовимірному моделюванні (особливості топографії, наявність підрізування укосів, ярів, точкових будівельних конструкцій тощо).

3. Одним з важливих переваг просторової оцінки стійкості ґрунтового укосу є те, що такий розрахунок дозволяє прогнозувати розвиток зсувного процесу не тільки по глибині досліджуваного розрізу ґрунтового масиву, але і в плані.

4. З огляду на значні трудовитрати і використовувані ресурси для створення розрахункової моделі з урахуванням форм рельєфу в тривимірній постановці, можна зробити однозначний висновок про неможливість використання «ручного» підрахунку внаслідок його громіздкості. Значна вартість спеціалізованого програмного забезпечення і відсутність при цьому недорогих розрахункових модулів вітчизняного виробництва також не сприяє значному поширенню в практиці геотехнічних розрахунків стійкості укосів за тривимірними схемами. Однак перевагою перед традиційними методами граничної рівноваги є універсальний підхід стосовно різних критеріїв міцності порід і дотримання принципів теоретичної механіки, що дозволяє з високою точністю моделювати різноманітні геомеханічні процеси в масиві.

5. Надалі необхідно створити метод, заснованого на інженерних методах розрахунку, яка зможе враховувати вплив форм рельєфу без використання громіздкого і дорогого програмного забезпечення і значних розрахункових ресурсів. Для цього на наступному етапі необхідно виконати деяку класифікацію (уніфікацію) форм рельєфу, для яких в подальшому буде виконане коригування розрахункового інженерного методу розрахунку стійкості ґрунтового укосу. Коригування існуючого методу передбачає введення в розрахункову формулу визначення коефіцієнта запасу стійкості поправочного коефіцієнта у вигляді функції, значення якого відповідає параметру, вибраному стосовно геоморфологічної ситуації досліджуваної форми рельєфу.

РОЗДІЛ 3. РОЗРАХУНКИ СТІЙКОСТІ ОДНОРІДНИХ ҐРУНТОВИХ СПОРУД

3.1. Опис програмного комплексу Midas GTS NX

В даний час очевидно, що математичне моделювання таких об’єктів, як штучні насипи, природні схили тощо, має проводитися із застосуванням спеціалізованого програмного забезпечення, призначеного для геотехнічних розрахунків. Використання загальнобудівельних програм (призначених для розрахунку бетонних, залізобетонних, металевих конструкцій), які базуються на методі скінчених елементів, для моделювання роботи ґрунту є найпопулярнішою помилкою. Зазвичай в таких програмах використовуються пружні моделі, які не здатні коректно описати напружено-деформований стан ґрунтового масиву.

У представленій роботі, розрахунки однорідних ґрунтових насипів виконувалися із застосуванням розрахункової програми Midas GTS NX [55]. Midas GTS NX є програмою, спеціально розробленою для моделювання ґрунтових масивів на основі методу скінчених елементів. Midas GTS NX покликана допомогти інженерам у виконанні покрокових розрахунків насипів, зведення споруд, завантаження та інших дій, які безпосередньо впливають на проєктування і будівництво. У програмі реалізована підтримка врахування різних умов характеристик ґрунтів. Програма складена так, що всі типи польових умов можуть бути враховані завдяки застосуванню нелінійних методів розрахунку, а саме: лінійний/нелінійний статичний розрахунок, розрахунок стійкості укосу; різних пов’язаних методів розрахунку (напружено-деформованого стану та стійкості укосу, нелінійний пов’язаний розрахунок стійкості укосу).

До початку проведення розрахунків було виконано збір необхідної інформації для створення двовимірної і тривимірної розрахункових моделей. Також визначені причинно-наслідкові зв’язки між змінними, що описують

об’єкт моделювання (геометрія і фізико-механічні характеристики ґрунтів тіла насипу і його основи). Необхідно відзначити, що при створенні моделі важливо враховувати не тільки навантаження від проєктованої споруди, а й можливий негативний вплив навколишнього середовища, який може призвести до зміни фізико-механічних властивостей ґрунтів [129].

Якщо говорити в цілому, то модель досліджуваного об’єкта – це система математичних рівнянь, що описують залежність між напруженнями і деформаціями. Модель Мора-Кулона, яка використовується в Midas GTS NX, заснована на залежності між швидкістю зміни ефективних напружень і швидкістю деформацій.

3.2. Обґрунтування вибору моделі ґрунту

Удосконалення методів проєктування, як ґрунтових споруд, так і їх основ, тягне за собою розробку більш нових і уточнених математичних моделей ґрунтів, які дозволяють виконувати достовірні розрахунки складних об'єктів і отримувати економічний ефект. Геотехнічне проєктування, в складних геологічних умовах, останнім часом складно уявити без чисельного моделювання. Застосовувані в програмних модулях різні моделі ґрунтів дозволяють: вирішувати завдання, як в двомірній, так і в тривимірній постановках; визначати взаємний вплив основи і споруди; враховувати неоднорідність інженерно-геологічних умов. Разом з тим, чисельне моделювання – це інструмент, який вимагає ретельної настройки. Успішне і коректне моделювання залежить від правильного вибору математичної моделі ґрунту і її параметрів. При визначенні параметрів сучасних моделей виникає безліч труднощів.

Розглянемо основні принципи і сфери застосування найбільш універсальних і поширених математичних моделей ґрунтів, що застосовуються для моделювання ґрунтових споруд і природних схилів. До таких моделей належать:

– модель зміцнюючих ґрунтів (Hardening Soil – HS);

– модель слабких ґрунтів (Soft Soil – SS);

– модель Хоука-Брауна (Hoek Brown – HB);

– модифікована модель Мора-Кулона (Modified Mohr-Coulomb – MMC);

– модель Друкера-Прагера (Drucker Prager – DP);

– модель Мора-Кулона (Mohr-Coulomb – MC), що є найбільш застосовна в сучасній практиці проєктування.

Однією з найбільш універсальних механічних моделей, що застосовуються для опису поведінки основ, складених багатьма видами дисперсних ґрунтів, є пружно-пластична модель з ізотропним зміцненням Hardening Soil Model (або просто «HS»), або модель зміцнюючих ґрунтів, яка була розроблена в рамках класичної теорії пластичної течії, а не теорії пружності. Ця модель може бути особливо корисною при проєктуванні фундаментів глибокого закладення зі значними додатковими навантаженнями і складними траєкторіями навантаження основ. Її перший докладний теоретичний опис було виконано в 1999 році в доповіді «Модель зміцнюючих ґрунтів: розробка та верифікація», зробленому на міжнародному симпозіумі з обчислювальної геотехніки. Її розробниками став професор Веймарського міжнародного дослідницького університету «Баухауз» Т. Шанцев (Німеччина), професором Штутгартського університету П. А. Вермеєра (Німеччина) і інженером компанії PLAXIS П. Г. Бонньер (Нідерланди) [130].

Геотехнічне моделювання є дуже важливим на всіх етапах сучасного будівництва, а також при проведенні моніторингу під час експлуатації ґрунтових споруд. Багато сучасні будівельні об'єкти зводяться на фундаментах глибокого закладення, займають велику площу і передають на свої ґрунтові основи значні навантаження, залучаючи до цього дуже великі об’єми ґрунтів. У всіх частинах системи «основа - фундамент - надземна частина споруди» формує складний напружено-деформований стан, що є просторово-неоднорідним і змінюється в часі в процесі будівництва і експлуатації. Його кількісна оцінка на всіх етапах є складним завданням і

залежить від ряду факторів, у тому числі від фізико-механічних властивостей ґрунтів основи в умовах природного залягання, вихідного напружено-деформованого стану масиву і мінливості модулів деформації по глибині.

Дедалі згодом будівельні об'єкти потребують удосконалення старих і розробки нових моделей (математичного відображення) механічної поведінки ґрунтів і методів чисельного моделювання, необхідних для розрахунків при геотехнічному проєктуванні. Сучасні механічні моделі, що застосовуються в програмних комплексах, дозволяють вирішувати ці завдання в тривимірній постановці, визначати взаємний вплив будівель, споруд та їх основ, враховувати неоднорідність інженерно-геологічних умов і процеси, що протікають у часі. Однак достовірність одержуваних при чисельному моделюванні чисельних результатів сильно залежить від правильності вибору ґрунтової моделі і визначення її параметрів.

Головними особливостями моделі «HS» є (рис. 3.1):

- гіперболічна залежність між вертикальною відносною деформацією «ε_1» і девіатором напружень q=σ1-σ3, де σ_1, σ_3 – відповідно максимальні і мінімальні головні напруження при первинному трьохвісному (девіаторному) навантаженні в дренованих умовах (коли ґрунт показує спадну жорсткість і одночасно розвиваються незворотні пластичні деформації);

- лінійна залежність між цими ж параметрами при розвантаженні і повторному навантаженні.

Математичне формулювання моделі зміцнюючих ґрунтів використовує:

- поверхню руйнування відповідно до критерію Мора-Кулона;

- гіперболічне формулювання Дункана-Чанга для опису пружної області напружено-деформованого стану (із змінними модулями пружності для траєкторії первинного навантаження і для траєкторії розвантаження і повторного навантаження);

- дві функції плинності – для девіаторного і ізотропного навантажень (для опису пластичних зсувних і об'ємних деформацій).

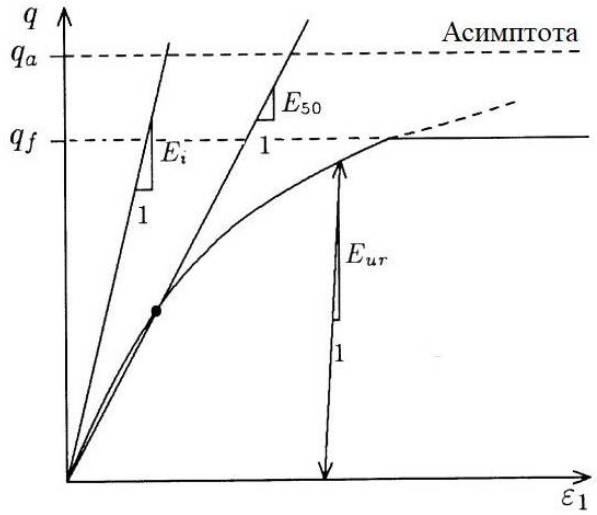


Рис. 3.1 Гіперболічна залежність між девіаторним напруженням при первинному навантаженні в процесі стандартного випробування ґрунту на тривісне стиснення в дренованих умовах. Буквені позначення: E_{50} – січний модуль деформації первинного навантаження при 50%-ній міцності, тобто при 50% від граничного девіаторного напруження q_f; Eur – модуль при розвантаженні і повторному навантаженні; qa – асимптотичний рівень міцності, до якого прагне залежність; qf – граничне девіаторне напруження, розраховане за законом Кулона

Модель зміцнюючих ґрунтів дає можливість моделювати нелінійність деформацій, залишкові переміщення при розвантаженні і відображає переущільнення ґрунтів основи за допомогою коефіцієнта переущільнення OCR.

На відміну від ідеально-пружньопластичної моделі з критерієм міцності Мора-Кулона, положення поверхні плинності (межі області допустимих напружень для збереження пружної поведінки) в моделі зміцнюючих ґрунтів не є фіксованим в просторі головних напружень. Обмежений нею простір пружної поведінки може розширюватися внаслідок пластичного деформування. При цьому модель має на увазі відмінність між двома основними видами зміцнення – при зсуві і при стисканні. Вона враховує в тому числі залежність модуля жорсткості (деформації) від

напруження, тому всі параметри жорсткості в ній збільшуються з ростом тиску.

Модель зміцнюючих ґрунтів досить добре описує розвиток зсувних деформацій при девіаторному навантаженні і об'ємних деформацій при всебічному стисненні. Вона досить точно відображає поведінку ґрунту при екскавації, пристрої підпірних стін і проходки тунелів, коли відбувається зменшення середнього ефективного напруження і одночасно мобілізація опору порід зрушенню. Обмеження цієї моделі полягають в тому, що вона не дуже підходить для розрахунків основ, складених слабкими ґрунтами в зв'язку з їх високою стисливістю і незначним зміцненням, непридатна для моделювання динамічних процесів і не може врахувати анізотропію міцності і жорсткості, а також повзучості і тривалої міцності. Слід також зазначити, що «HS» не враховує розущільнення ґрунту в результаті ефектів ділатансії (змін об’єму, що спостерігаються в дисперсних матеріалах, коли вони піддаються зсувними деформацій). Тому для високоточного моделювання циклічного навантаження потрібні складніші моделі.

Модель «HS» використовує три модулі деформації:

- січний модуль при 50%-ній міцності (E_{50}), що враховує жорсткість при девіаторном навантаженні в процесі тривісного стиску;

- одометричний модуль (Eoed), що враховує жорсткість при всебічному і компресійному стискуванні;

- модуль розвантаження і повторного навантаження (Eur).

При цьому кожен з цих модулів змінюється в залежності від поточної величини найменшого головного напруження, яке в разі тривісних випробувань дорівнює величині всебічного тиску.

Сумарні деформації в «HS» розраховуються з використанням залежної від навантаження жорсткості, різної для первинного навантаження і для розвантаження і повторного навантаження. Ці пластичні деформації обчислюються шляхом введення мультиповерхневого критерію пластичності (плинності). Приймається, що зміцнення є ізотропним в залежності як від

пластичного зсуву, так і від об'ємної деформації. Закон пластичної течії приймається неасоційованим для фрикційного зміцнення при зсувній деформації і асоційованим для зміцнення на шатровій поверхні плинності в модифікованій моделі Друкера-Прагера та не залежить від швидкості навантаження пружньопластичної моделі, яка передбачає матеріал однорідним і ізотропним.

Зміцнення при зсуві відбувається при первинному девіаторному навантаженні. Воно використовується для моделювання незворотних деформацій. Величини пластичних деформацій, пов'язаних з поверхнею плинності при зсуві, в значній мірі контролюються тривісним модулем деформації E_{50ref}, відповідним еталонному всебічному тиску, рівному побутовому тиску.

Поверхні плинності в ході зсувного зміцнення показані на рис. 3.2. Криві плинності в міру деформування піднімаються до граничної кривої Мора-Кулона.

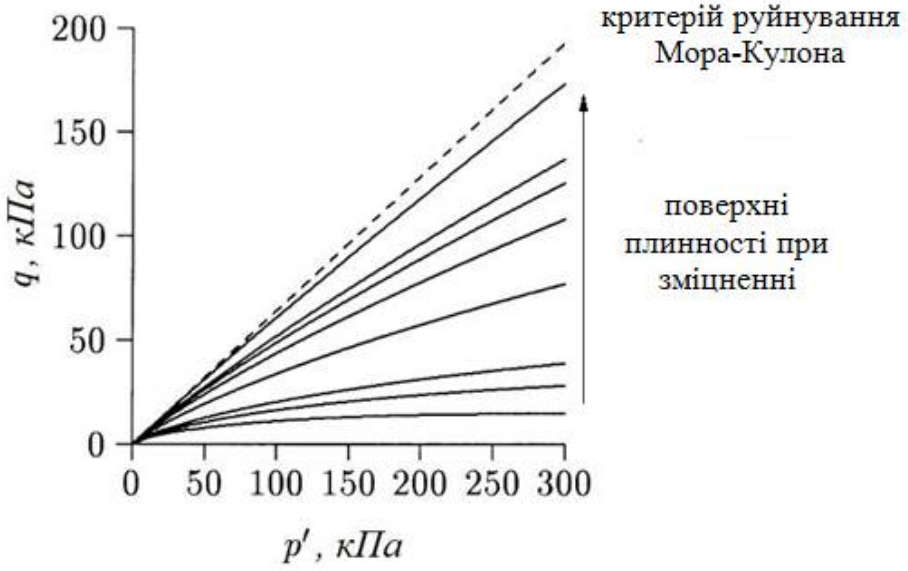


Рис. 3.2 Поверхні плинності в ході зсувного зміцнення твердого ґрунту.

Зміцнення при стисненні можна представити у вигляді еліптичної поверхні плинності, яка характеризується двома параметрами – еквівалентним тиском ізотропного попереднього ущільнення і допоміжним

модельним параметром, прийнятою в програмі MIDAS GTS NX рівним (1-sinφ), де φ – кут внутрішнього тертя ґрунту. Величини пластичних деформацій, пов'язаних з шатровою поверхнею плинності, в значній мірі контролюються одометричним модулем деформації Eoedref.

Модель «HS» можна використовувати для розрахунків в тому числі в програмному комплексі MIDAS GTS NX на основі методу скінченних елементів.

Модель зміцнюючих ґрунтів була відкалібрована її розробниками [130] шляхом зворотного розрахунку результатів тривісних і одометричних випробувань пухкого піску (з початковим коефіцієнтом пористості 0,89), параметри якого добре відомі і для якого є багато доступних експериментальних даних, оскільки він часто використовується в геотехнічних дослідженнях. За допомогою «HS» і комп'ютерних програм на основі скінченних елементів були отримані чисельні моделі випробувань на недреноване зрушення і пресіометричних випробувань в калібрувальній камері. Для обох перевірок моделі, експериментальні та чисельні результати виявилися досить близькими один до одного, що автори роботи вважали дуже перспективним.

Запропонована в роботі [130] модель зміцнюючих ґрунтів виявилася досить привабливою для використання в повсякденній геотехнічній практиці. З точки зору її авторів, подальші розробки повинні були б включати розширення бази даних в поле параметрів жорсткості для зв'язкових ґрунтів, застосування запропонованої моделі для розв'язання крайових задач (знаходження граничних значень), в яких є актуальною жорсткість при малих деформаціях, а також тривимірну верифікацію моделі. І ці розробки з моменту пропозиції «HS» активно проводяться різними авторами в усьому світі [131].

Модель слабкого ґрунту «SS» [132] заснована на об'ємній деформації, а не на зміні коефіцієнта пористості, що більш зручно з точки зору механіки. Основною ідеєю моделі «SS» є використання логарифмічної залежності між

об'ємною деформацією і середньою ефективною напругою. Застосування логарифмічної залежності дозволяє забезпечити більш коректне відображення високої стисливості слабких ґрунтів при їх моделюванні. Параметри деформування моделі «SS» можуть бути визначені як у камерах тривісного стиску при ізотропному навантаженні, так і в компресійних приладах. Для визначення параметрів випробування необхідні відомості про переущільнення, тому попередньо може знадобитися визначення тиску переущільнення. Параметри міцності можуть бути визначені будь-яким нормативним способом, проте рекомендовано використовувати їх залишкові значення, що вимагає проведення випробувань на зріз «плашка по плашці» або на крутильний зріз.

Як випливає з назви даної моделі, вона може ефективно застосовуватися при моделюванні основ, складених глинами, мулами і торфами з високим ступенем стискання.

Всі ґрунти можуть бути розділені на скельні і нескельні. Скельні ґрунти є більш жорсткими, ніж нескельні, і їх характеристики міцності залежать від ступеня вивітрювання. Характеристика поведінки скельних ґрунтів відрізняється тим, що вплив напружень в таких ґрунтах на їх жорсткість дуже малий. Крім того, дотичні напруження і напруження розтягнення надають більший вплив на поведінку скельних ґрунтів, ніж нескельних. Хоук і Браун запропонували концепцію еквівалентного суцільного середовища для врахування явища зниження напружень при руйнуванні тріщинуватої скелі [133]. У функції плинності було передбачено відмінність між збереженою і вивітрилою скелею, і коли за допомогою даної функції описується руйнування скелі, то величини певних параметрів, що описують цю функцію, можуть бути знижені для моделювання явища зниження напружень. Такий підхід визначає необмежену міцність на стиск, яка може бути врахована в існуючому методі «MC», і дозволяє з точністю і простотою моделювати поведінку скельного ґрунту, роблячи модель «HB» такою, яка широко використовується навіть в наші дні. Зсувна міцність скельних ґрунтів може

бути описана за допомогою критерію плинності «MC», і параметри міцності моделі «HB» в межах певного діапазону напруг можуть бути використані для передбачення величин зчеплення і кута внутрішнього тертя моделі «MC».

Модель ґрунту «MMC» [134] є вдосконаленою версією моделі «MC», створеної шляхом об'єднання нелінійно-пружної і упругопластичної моделі з метою створення нової моделі, що підходить для моделювання пилуватих і піщаних ґрунтів. Дана модель дозволяє моделювати подвійне зміцнення, не схильне до впливу зсувного руйнування і плинності при стисненні. Формування осьових деформацій і зниження жорсткості матеріалу, викликане початковими девіаторними напруженнями, відбувається подібно гіперболічній (нелінійно-пружної) моделі, але дана модель ближче до теорії пластичності, ніж теорії пружності. Крім того, є відмінності у врахуванні кута ділатансії і формуванні шатрової поверхні плинності. Вхідні параметри і область застосовності для моделі ґрунту «MMC» аналогічні моделі «HS».

Модель ґрунту «DP» (іноді також відома, як розширена модель Мізеса) [135] змінює функцію плинності Мора-Кулона, щоб уникнути особливостей, пов'язаних з кутами поверхні плинності в девіаторній площині. Модель реалізує пружну ідеально-пластичну поведінку ґрунтів, тобто без зміцнення і розроблена для опису пластичних деформацій глинистих ґрунтів, руйнування скельних ґрунтів, бетону, полімерів, піни тощо. Поверхня плинності відповідно до моделі «DP» є правильним круговим конусом щодо гідростатичної осі в просторовій системі головних напружень.

Простою і широко використовуваною моделлю ґрунтів, є модель Мора-Кулона «MC». Зокрема, при моделюванні ґрунтових насипів або природних схилів, при відсутності умов розробки ґрунтів і використанні інших типів матеріалів, найбільш прийнятною є саме модель «MC» [136].

3.3. Модель ґрунту Мора-Кулона (Mohr-Coulomb) в Midas GTS NX

Модель Мора-Кулона найчастіше використовується для моделювання поведінки ґрунтових основ, так як демонструє досить надійні результати в

загальних нелінійних розрахунках ґрунтів. На рисунку 3.3 представлена функція плинності для моделі Мора-Кулона [136].

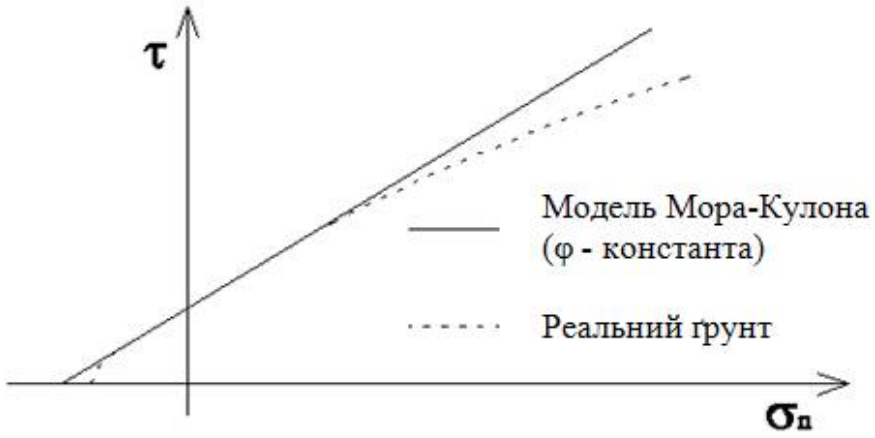


Рис. 3.3 Функція плинності для моделі Мора-Кулона

Для моделі Мора-Кулона Midas GTS NX дозволяє моделювати зміну зчеплення і модуля пружності по глибині. Якщо задана зміна зчеплення по глибині дорівнює нулю, в розрахунку використовується постійне значення. Якщо задана зміна зчеплення по глибині не дорівнює нулю, розрахункове зчеплення визначається в залежності від глибини відповідно до формули (3.1):

$$\begin{aligned} c &= c_{ref} + \left(y_{ref} - y\right) \cdot c_{inc}, && \left(y \le y_{ref}\right). \\ c &= c_{ref}, && \left(y > y_{ref}\right). \end{aligned} \tag{3.1}$$

де c_{ref} – задане значення питомого зчеплення;

c_{inc} – зміна питомого зчеплення по глибині;

y_{ref} – глибина, якій відповідає значення.

Величина «y» в рівнянні (3.1) являє розрахункову глибину елемента, для якого обчислюється питоме зчеплення. Якщо розрахункова глибина менше «y_{ref}», зчеплення може виявитися менше нуля. Для запобігання цієї ситуації величина зчеплення не зменшується для глибини меншої «y_{ref}», при цьому використовується значення «c_{ref}».

Відповідно до Мора [82], умова настання руйнування (умова плинності ґрунту) може бути описана рівнянням:

$$|\tau| = \mathrm{c} - \sigma_n \cdot tan\varphi, \tag{3.2}$$

де c – питоме зчеплення;

φ – кут внутрішнього тертя.

Граничне дотичне напруження «τ» в рівнянні (3.2) на довільному майданчику співвідноситься з нормальним напруженням «σ_n» на тому ж майданчику.

Рівняння (3.2) показує, що руйнування відбувається при такому напруженому стані, коли найбільше коло Мора стикається з граничною поверхнею моделі Кулонового тертя. Дане рівняння також показує, що середнє головне напруження $\sigma_2(\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3)$ не впливає на умову руйнування. Таким чином, функція плинності для площини руйнування Мора-Кулона має наступний вигляд:

$$f = |\tau| + \sigma_n \cdot tan\varphi - c = 0. \tag{3.3}$$

Критерій руйнування, сформульований рівнянням (3.3), називається критерієм Мора-Кулона, і є найбільш широко використовуваним критерієм пластичності в розрахунках ґрунтів завдяки своїй простоті і точності.

Якщо переписати критерій Мора-Кулона (3.3) з використанням величин головних напружень $(\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3)$, отримаємо наступне рівняння:

$$\begin{gathered} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = -\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \cdot sin\varphi + c \cdot cos\varphi; \\ \sigma_1 \cdot \frac{1 + sin\varphi}{2 \cdot c \cdot cos\varphi} - \sigma_3 \cdot \frac{1 - sin\varphi}{2 \cdot c \cdot cos\varphi} = 1; \\ \frac{\sigma_1}{f_t'} - \frac{\sigma_3}{f_c'} = 1, \end{gathered} \tag{3.4}$$

де $f_c' = \dfrac{2 \cdot c \cdot cos\varphi}{1 - sin\varphi}$ – міцність при одноосьовому стисканні, коли максимальні головні напруження дорівнюють нулю;

$f_t' = \dfrac{2 \cdot c \cdot cos\varphi}{1 + sin\varphi}$ – міцність при одноосному розтягуванні, коли максимальні головні напруження дорівнюють нулю.

Рівняння (3.4) зручніше використовувати при визначенні властивостей матеріалу, так як при цьому використовуються величини міцності при одноосьовому стисканні і розтягуванні.

Рівняння (3.3) може бути записано з використанням величин, які часто використовуються в числових розрахунках

$$f(I_1,J_2,\theta) = -\frac{1}{3}\cdot I_1 \cdot sin\varphi + \sqrt{J_2}\left(cos\theta + \frac{1}{\sqrt{3}}\cdot sin\theta \cdot sin\varphi\right) - c\cdot cos\varphi = 0. \qquad (3.5)$$

При врахуванні асоційованого закону плину для функції пластичної течії отримаємо наступне рівняння:

$$g(I_1,J_2,\theta) = -\frac{1}{3}\cdot I_1 \cdot sin\psi + \sqrt{J_2}\left(cos\theta + \frac{1}{\sqrt{3}}\cdot sin\theta \cdot sin\psi\right) - c\cdot cos\psi = 0. \qquad (3.6)$$

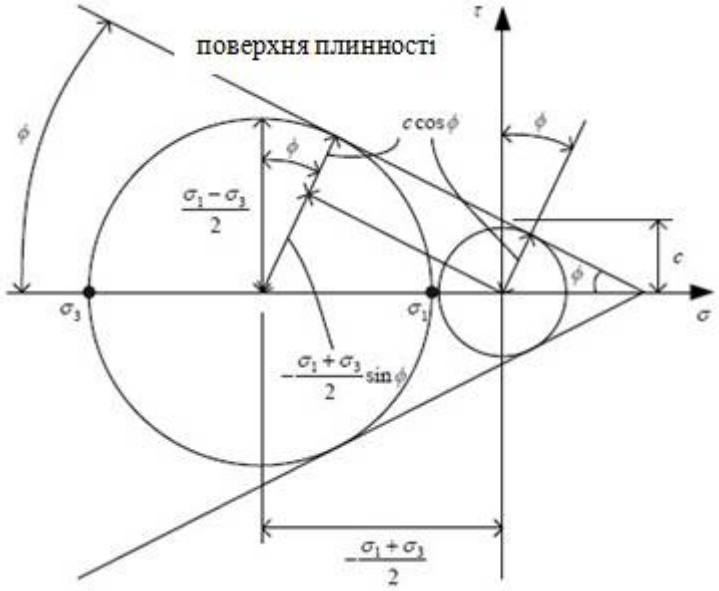


Рис. 3.4 Діаграма головних напружень

Критерій Мора-Кулона може бути відображений у вигляді неправильної шестигранної піраміди з прямим меридіаном в просторі головних напружень, як показано на рисунку 3.3, а в девіаторній формі в площині $\pi(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0)$ цей критерій має форму неправильного шестикутника. Для побудови такого неправильного шестикутника (рис. 3.5) необхідні величини «r_{t0} та r_{c0}», які можуть бути обчислені в такий спосіб:

$$r_{t0} = \frac{2\cdot\sqrt{6}\cdot c\cdot cos\varphi}{3 + sin\varphi}. \qquad (3.7)$$

$$r_{c0} = \frac{2 \cdot \sqrt{6} \cdot c \cdot cos\varphi}{3 - sin\varphi}. \tag{3.8}$$

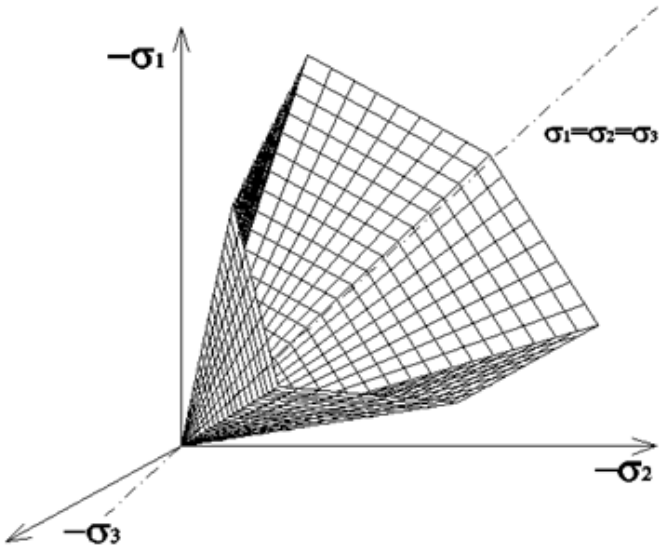


Рис. 3.5 Поверхня руйнування Мора-Кулона в просторі головних напружень

Співвідношення «r_{t0}/r_{c0}» з використанням рівнянь (3.7) і (3.8) може бути записано:

$$\frac{r_{t0}}{r_{c0}} = \frac{3 - sin\varphi}{3 + sin\varphi}. \tag{3.9}$$

Так як девіаторні перетини поверхні руйнування Мора-Кулона є геометрично подібними, співвідношення «r_t/r_c» завжди залишається постійним для будь-якого девіаторного перетину:

$$\frac{r_t}{r_c} = \frac{r_{t0}}{r_{c0}} = \frac{3 - sin\varphi}{3 + sin\varphi}. \tag{3.10}$$

Якщо в якості вихідних даних використовується міцність на розтягнення, то вважається, що головні напруження, що розтягуються, згідно з моделлю Мора-Кулона не можуть перевищувати задану міцність на розтягнення. В Midas GTS NX використовується поєднання функції руйнування Мора-Кулона і функції руйнування Ранкіна [137] при розтягуванні для моделювання критерію Мора-Кулона при заданій допустимій міцності на розтягнення.

У програмному комплексі для визначення значення коефіцієнта запасу стійкості використовується метод редукції «SRM (Strength Reduction Method)» (метод зниження міцності) [71].

3.4. Типи скінчених елементів в Midas GTS NX

Використовувані в Midas GTS NX типи скінчених елементів в залежності від їхньої форми і властивостей можна класифікувати наступним чином [55]:

– двовимірний елемент (який використовується в даній роботі в розрахунках стійкості ґрунтового насипу в двовимірній постановці завдання);

– елемент трикутної (рис. 3.6а) або прямокутної (рис. 3.6б) форми з 3, 4, 6 або 8 вузлами;

а) б)

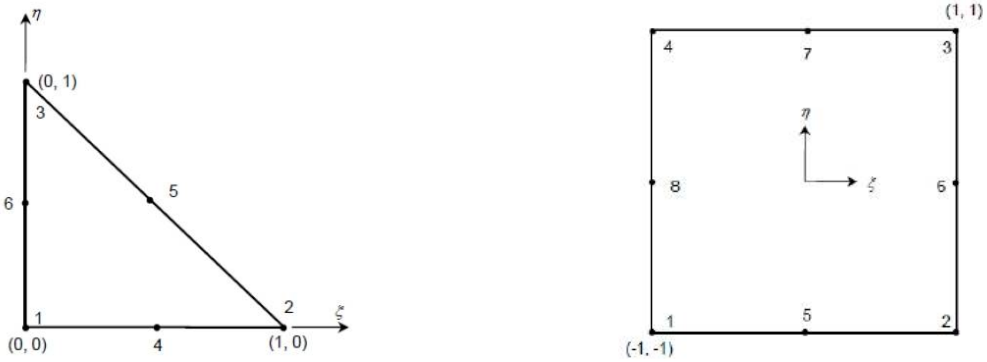
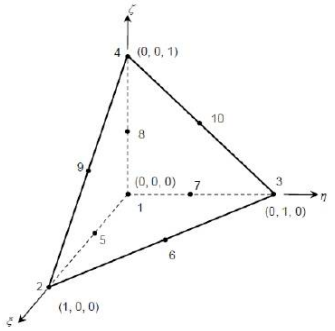


Рис. 3.6 Розташування вузлів і природна система координат:
а) в трикутних елементах; б) в прямокутних елементах

– тривимірні елементи (використовувані в даній роботі в розрахунках стійкості ґрунтового насипу в тривимірній постановці завдання);

– елементи в формі тетраедра (рис. 3.7а), пентаедра або гексаедра (рис. 3.7б), які можуть мати 4, 5, 6, 8, 10, 13, 15 або 20 вузлів. Пентаедри можуть мати форму піраміди (рис. 3.8а) або призми (рис. 3.8б). Тривимірними елементами є елементи твердого тіла.

а)



б)

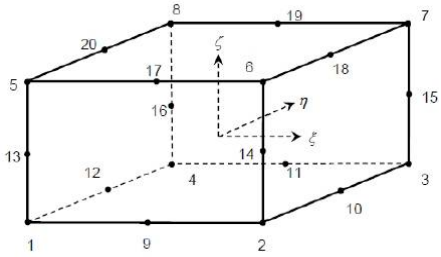
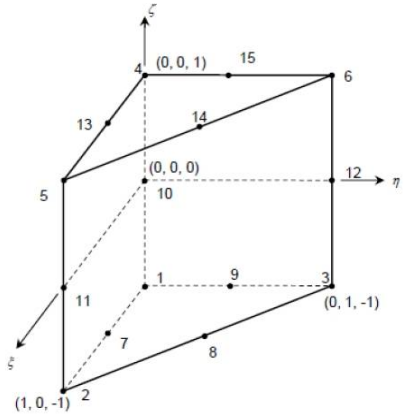


Рис. 3.7 Розташування вузлів і природна система координат:
а) в елементах тетраедра; б) в елементах гексаедра

а)



б)

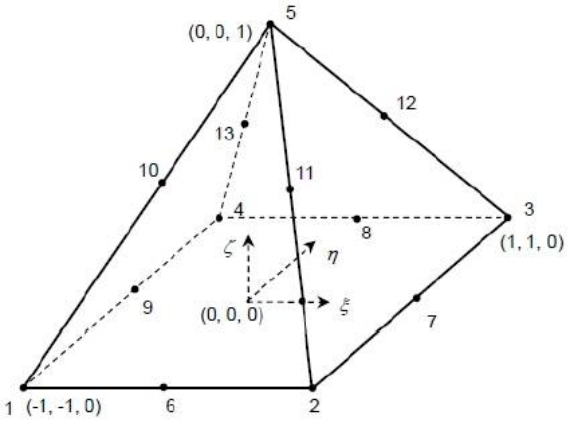


Рис. 3.8 Розташування вузлів і природна система координат:
а) в елементах пентаедра (призми); б) в елементах пентаедра (піраміди)

3.5. Вибір вихідних даних

Як ілюстративну модель для розрахунків стійкості було прийнято рішення розглядати однорідну ґрунтову споруду у вигляді насипу. Висоти споруд прийняті 8, 10, 12, 14 та 16 м. Що стосується південної території України, а саме Одеси і Одеської області, топографічні і геологічні умови не дозволяють зводити насипи більшої висоти, так як це є економічно недоцільним.

Ширина гребеня насипу прийнята постійною і становить 15,0 м. Закладання укосів прийняті постійними, тобто незалежними від висоти споруди.

При розрахунках стійкості в тривимірній постановці, враховувалися кут нахилу укосів, що примикають до насипу в поздовжньому напрямку «α», ширина споруди в основі «a» і протяжність насипу «b» (рис. 3.9).

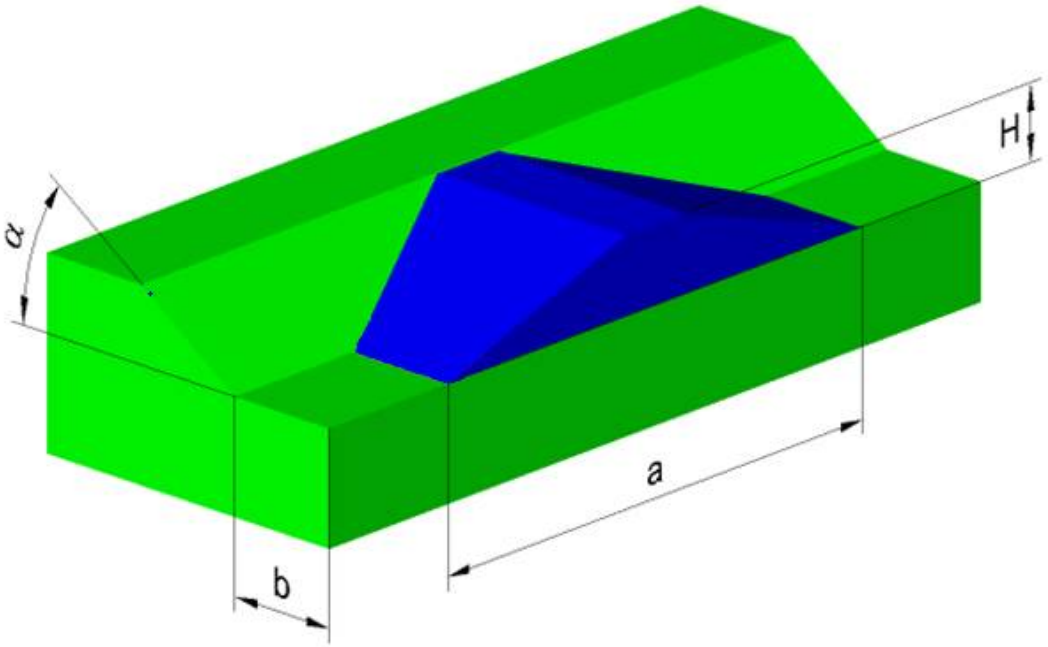


Рис 3.9 Параметри вихідних даних

Для зручності вихідні дані з геометричними розмірами розрахункових схем для двовимірної задачі представлені в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1

Вихідні дані з геометричними розмірами розрахункових схем для двовимірної задачі

Висота насипу, м	H	8,0	10,0	12,0	14,0	16,0
Закладання укосів		2,5				

Вихідні дані з геометричними розмірами розрахункових схем для тривимірної задачі представлені в таблиці 3.2. Кути нахилу сусідніх укосів до насипу в поздовжньому напрямку «α» прийняті 10^0, 15^0, 20^0, 25^0, 30^0, 35^0 та 40^0.

Також в якості вихідних даних були задані фізико-механічні характеристики ґрунтів тіла і основи насипу. Характеристики міцності

вибиралися, виходячи з умови забезпечення стійкості укосу насипу, і застосовувалися такими, щоб коефіцієнт запасу стійкості був більше, але близький до одиниці. Зазначений критерій був прийнятий з умови наочності отриманих результатів розрахунків. Фізико-механічні характеристики ґрунтів тіла і основи насипу представлені в таблицях 3.3 і 3.4 відповідно.

Таблиця 3.2

Вихідні дані з геометричними розмірами розрахункових схем для тривимірної задачі

Висота насипу, м	H	8,0	10,0	12,0	14,0	16,0	b/a
Закладання укосів		2,5					
Ширина споруди, м	a	55,0	65,0	75,0	85,0	95,0	
Протяжність насипу, м	b	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
		5,5	6,5	7,5	8,5	9,5	0,1
		11,0	13,0	15,0	17,0	19,0	0,2
		16,5	19,5	22,5	25,5	28,5	0,3
		22,0	26,0	30,0	34,0	38,0	0,4
		27,5	32,5	37,5	42,5	47,5	0,5
		33,0	39,0	45,0	51,0	57,0	0,6
		38,5	45,5	52,5	59,5	66,5	0,7
		44,0	52,0	60,0	68,0	76,0	0,8
		49,5	58,5	67,5	76,5	85,5	0,9
		55,0	65,0	75,0	85,0	95,0	1,0

Таблиця 3.3

Фізико-механічні властивості ґрунтів тіла насипу

	H=8,0	H=10,0	H=12,0	H=14,0	H=16,0
E (кПа)	5000	5000	5000	5000	5000
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
γ (кН/м^3)	16,0	16,0	16,0	16,0	16,0
c (кН/м^2)	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5
φ (град.)	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5

Таблиця 3.4

Фізико-механічні властивості ґрунтів основи насипу

	H=8,0	H=10,0	H=12,0	H=14,0	H=16,0
E (кПа)	5000	5000	5000	5000	5000
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
γ (кН/м^3)	17,0	17,0	17,0	17,0	17,0
c (кН/м^2)	7,0	7,5	8,0	8,5	9,0
φ (град.)	7,0	7,5	8,0	8,5	9,0

де E – модуль деформації (кПа);

ν – коефіцієнт Пуассона;

γ – щільність ґрунту природної вологості (кН/м^3);

c – питоме зчеплення ґрунту з (кН/м^2);

φ – кут внутрішнього тертя ґрунту (град.).

Попередньо геометричні моделі були створені в програмному комплексі BricsysNV BricsCAD, а потім імпортувалися безпосередньо в Midas GTS NX.

3.6. Розрахунки стійкості ґрунтового насипу за двовимірною схемою

Розрахунки стійкості ґрунтового насипу за двовимірною схемою виконувалися з використанням ліцензійної програми Midas GTS NX, за підтримки співробітників ТОВ «ГІДРОТЕХПРОЕКТ» м. Харків.

Загальний вигляд двовимірної розрахункової схеми представлений на рис. 3.10.

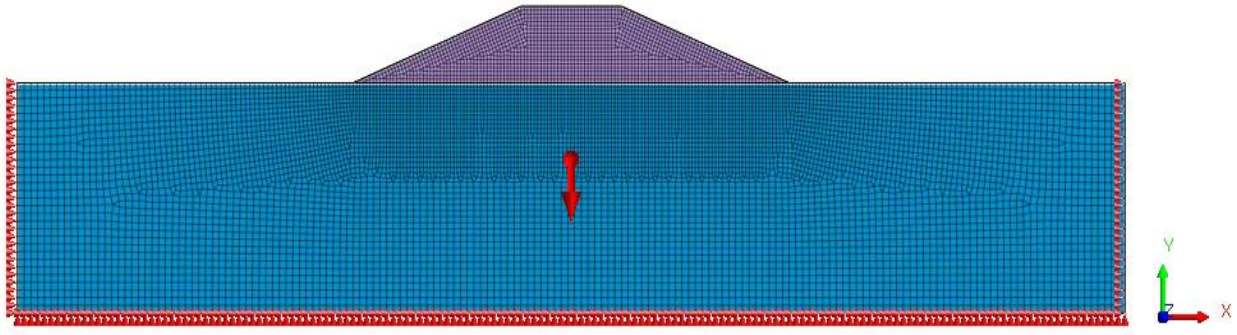


Рис. 3.10 Загальний вигляд двовимірної розрахункової схеми

Розбиття розрахункової області на скінчені елементи виконується комбінацією фігур трикутної і прямокутної форми. Розмір скінчених елементів задається шляхом зазначення його максимального розміру.

В якості граничних умов приймається закріплення вузлів граничних елементів – по основі заборона переміщень уздовж осей абсцис «X» і ординат «Y» (по горизонталі і вертикалі відповідно). По бічних сторонах граничними умовами є заборона переміщень вузлових точок з площини по

осі «X» (горизонтальні переміщення). Вертикальні переміщення уздовж осі «Y» по бокових поверхнях дозволені (рис. 3.10). Після завдання власної ваги розрахункової моделі вибирається тип розрахунку «Slope stability (SRM)», тобто розрахунок стійкості методом редукції.

Розміри розрахункової області приймалися ітераційним шляхом, ґрунтуючись на рекомендаціях розробників Midas GTS NX [55, 138], за умовою виключення впливу заданих граничних умов на деформації (переміщення) розглянутого ґрунтового насипу як у горизонтальному, так і у вертикальному напрямку, тобто щодо осей «X» та «Y».

Загальний вигляд завдання фізико-механічних характеристик ґрунтів тіла і основи насипу в Midas GTS NX представлений на рис. 3.11.

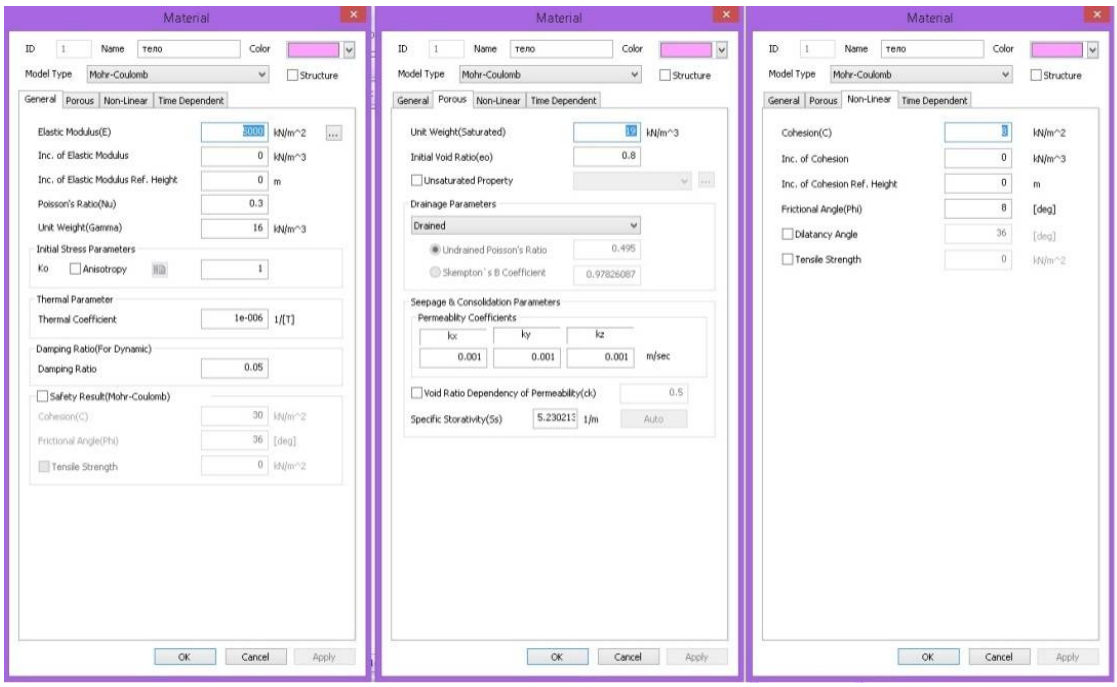


Рис. 3.11 Завдання фізико-механічних властивостей ґрунтів

Результатами розрахунків стійкості однорідного ґрунтового насипу є величина коефіцієнта запасу стійкості «K_C» і зона розташування максимальних дотичних напружень, яка вказує місце положення передбачуваної кривої зсуву.

Значення коефіцієнтів запасу стійкості «K_C» укосів ґрунтових насипів, визначених за двовимірними схемами, представлені в табл. 3.5.

Таблиця 3.5

Значення коефіцієнтів запасу стійкості «$К_С$» визначених за двовимірними схемами

Висота насипу, м.	Коефіцієнт стійкості, «$К_С$»
H=8,0	1,089
H=10,0	1,083
H=12,0	1,079
H=14,0	1,079
H=16,0	1,078

Загальний вигляд зони розташування максимальних деформацій, що виникають в тілі й основі ґрунтового насипу, представлений на рис. 3.12.

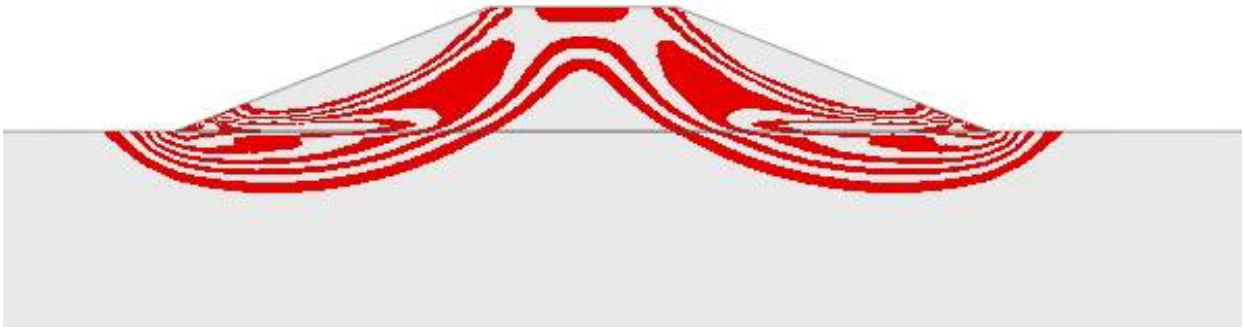


Рис. 3.12 Загальний вигляд зони розташування максимальних деформацій

3.7. Розрахунки стійкості ґрунтового насипу за тривимірною схемою

Розрахунки стійкості ґрунтового насипу за тривимірною схемою виконувалися з використанням ліцензійної програми Midas GTS NX за підтримки співробітників ТОВ «ГІДРОТЕХПРОЕКТ», м. Харків.

Загальний вигляд тривимірної розрахункової схеми представлений на рис. 3.13.

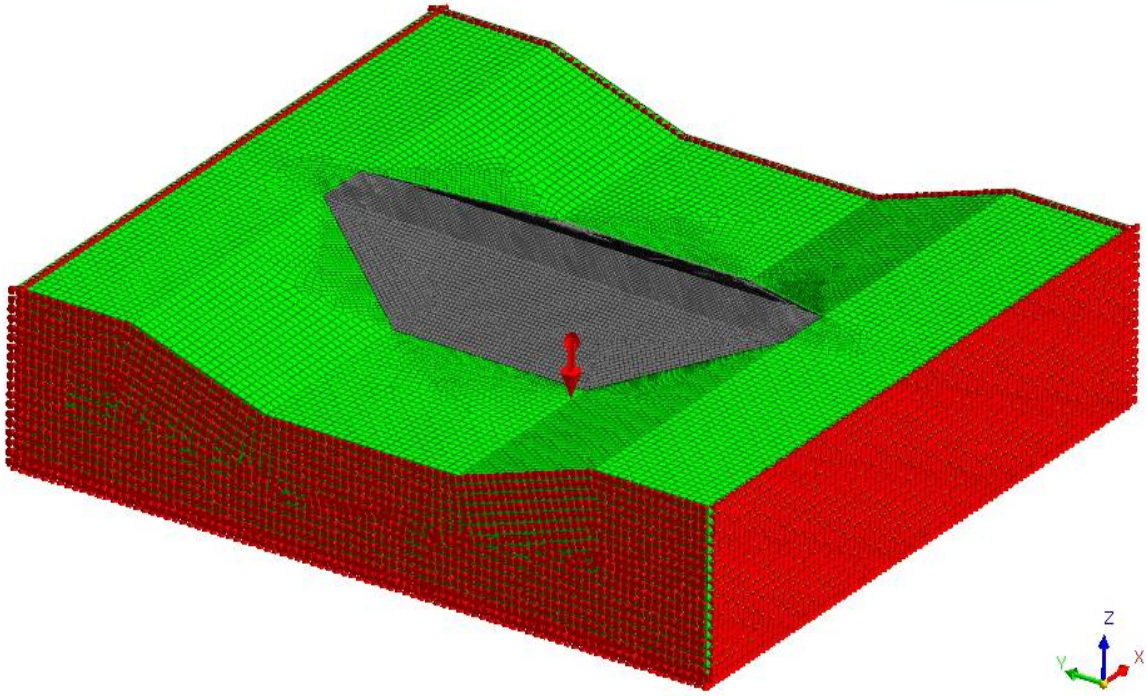


Рис. 3.13 Загальний вигляд тривимірної розрахункової схеми

Розбиття розрахункової області на скінчені елементи виконується комбінацією фігур різної форми: тетраедри, гексаедри і пентаедри. Розмір скінчених елементів задається шляхом зазначення його максимального розміру.

Так як результати розрахунків безпосередньо залежать від розміру кінцевого елемента, для дотримання «чистоти» порівняння отриманих результатів розрахунків було прийнято рішення про дотримання розмірів скінчених елементів відповідно до розрахункових схем, виконаних для двовимірних схем.

В якості граничних умов приймається закріплення вузлів розрахункової схеми – по основі заборона переміщень уздовж трьох осей X, Y і Z (по горизонталі в двох напрямках уздовж і поперек моделі і вертикалі відповідно). По бічних сторонах граничною умовою є заборона переміщень вузлових точок з площини (горизонтальні переміщення). Для бічних граней уздовж насипу по осі «X», поперек насипу – «Y». Вертикальні переміщення уздовж осі «Z» по бокових поверхнях дозволені (рис. 3.13). Після завдання

власної ваги розрахункової моделі вибирається тип розрахунку «Slope stability (SRM)», тобто розрахунок стійкості методом редукції.

Розміри розрахункової області приймалися за аналогією з двовимірною схемою за умовами виключення впливу заданих граничних умов на деформації (переміщення) в горизонтальному і вертикальному напрямках (вздовж осей «X», «Y» і, відповідно, «Z») (рис. 3.13).

Загальний вигляд завдання фізико-механічних характеристик ґрунтів тіла і основи насипу аналогічний з двовимірною схемою (рис. 3.11).

Результатами розрахунків стійкості ґрунтового насипу в тривимірній постановці завдання є величина коефіцієнта запасу стійкості «$К_С$» і зона розташування максимальних дотичних напружень, яка вказує місце положення передбачуваної кривої зсуву.

Значення коефіцієнтів запасу стійкості «$К_С$» укосів, визначених за тривимірною схемою, в залежності від відношення протяжності насипу «b» до ширини споруди в основі «a», для висот рівних 8, 10, 12, 14 і 16 м, представлені в табл. 3.6.

Таблиця 3.6

Значення коефіцієнтів запасу стійкості «$К_С$» визначених за тривимірними схемами

Кут нахилу «α»	10^0	15^0	20^0	25^0	30^0	35^0	40^0
b/a=0,0							
H=8,0	1,117	1,236	1,355	1,432	1,508	1,609	1,709
H=10,0	1,124	1,190	1,255	1,325	1,394	1,476	1,558
H=12,0	1,131	1,143	1,155	1,218	1,280	1,343	1,406
H=14,0	1,142	1,155	1,168	1,236	1,304	1,392	1,480
H=16,0	1,153	1,167	1,180	1,254	1,327	1,440	1,553
b/a=0,1							
H=8,0	1,078	1,165	1,253	1,292	1,332	1,386	1,440
H=10,0	1,082	1,127	1,173	1,211	1,248	1,289	1,329
H=12,0	1,086	1,090	1,093	1,129	1,165	1,192	1,219
H=14,0	1,083	1,097	1,111	1,149	1,188	1,232	1,276
H=16,0	1,080	1,104	1,128	1,169	1,211	1,272	1,334

Продовження таблиці 3.6

Кут нахилу «α»	10^0	15^0	20^0	25^0	30^0	35^0	40^0
b/a=0,2							
H=8,0	1,038	1,094	1,150	1,153	1,155	1,163	1,170
H=10,0	1,040	1,065	1,091	1,097	1,103	1,102	1,101
H=12,0	1,041	1,036	1,031	1,041	1,050	1,041	1,031
H=14,0	1,024	1,039	1,054	1,063	1,072	1,073	1,073
H=16,0	1,007	1,042	1,076	1,085	1,094	1,105	1,115
b/a=0,3							
H=8,0	1,026	1,064	1,103	1,105	1,108	1,110	1,113
H=10,0	1,024	1,043	1,063	1,066	1,069	1,067	1,065
H=12,0	1,022	1,022	1,023	1,027	1,031	1,024	1,017
H=14,0	1,013	1,022	1,032	1,041	1,049	1,050	1,052
H=16,0	1,004	1,023	1,042	1,054	1,067	1,077	1,086
b/a=0,4							
H=8,0	1,013	1,035	1,056	1,058	1,060	1,058	1,055
H=10,0	1,008	1,022	1,036	1,036	1,036	1,033	1,029
H=12,0	1,002	1,009	1,015	1,014	1,012	1,008	1,003
H=14,0	1,001	1,006	1,011	1,019	1,026	1,028	1,030
H=16,0	1,000	1,004	1,007	1,024	1,040	1,049	1,057
b/a=0,5							
H=8,0	1,008	1,017	1,026	1,026	1,026	1,024	1,023
H=10,0	0,998	1,004	1,010	1,009	1,008	1,007	1,007
H=12,0	0,987	0,991	0,995	0,993	0,991	0,991	0,991
H=14,0	0,988	0,991	0,994	0,997	1,001	1,003	1,004
H=16,0	0,990	0,991	0,993	1,002	1,011	1,015	1,018
b/a=0,6							
H=8,0	1,003	0,999	0,995	0,993	0,991	0,991	0,990
H=10,0	0,988	0,986	0,985	0,983	0,980	0,982	0,984
H=12,0	0,972	0,974	0,975	0,972	0,969	0,974	0,978
H=14,0	0,976	0,976	0,977	0,976	0,976	0,977	0,979
H=16,0	0,979	0,979	0,979	0,981	0,982	0,981	0,979
b/a=0,7							
H=8,0	0,986	0,983	0,979	0,988	0,997	0,990	0,984
H=10,0	0,975	0,972	0,969	0,974	0,978	0,976	0,974
H=12,0	0,964	0,962	0,960	0,960	0,960	0,962	0,964
H=14,0	0,968	0,967	0,967	0,968	0,969	0,970	0,971
H=16,0	0,971	0,973	0,975	0,977	0,979	0,979	0,979

Продовження таблиці 3.6

Кут нахилу «α»	10^0	15^0	20^0	25^0	30^0	35^0	40^0
b/a=0,8							
H=8,0	0,969	0,966	0,963	0,983	1,003	0,990	0,977
H=10,0	0,963	0,958	0,954	0,965	0,977	0,970	0,964
H=12,0	0,956	0,950	0,944	0,947	0,950	0,950	0,950
H=14,0	0,960	0,958	0,957	0,960	0,963	0,964	0,964
H=16,0	0,963	0,967	0,970	0,973	0,976	0,977	0,978
b/a=0,9							
H=8,0	0,970	0,967	0,965	0,977	0,989	0,983	0,977
H=10,0	0,958	0,955	0,952	0,958	0,964	0,960	0,957
H=12,0	0,946	0,942	0,939	0,939	0,939	0,937	0,936
H=14,0	0,945	0,947	0,950	0,951	0,952	0,948	0,944
H=16,0	0,945	0,953	0,960	0,962	0,965	0,959	0,953
b/a=1,0							
H=8,0	0,971	0,969	0,966	0,971	0,975	0,976	0,977
H=10,0	0,953	0,952	0,950	0,951	0,951	0,950	0,950
H=12,0	0,935	0,935	0,934	0,931	0,927	0,925	0,922
H=14,0	0,931	0,937	0,942	0,941	0,940	0,932	0,925
H=16,0	0,927	0,939	0,950	0,952	0,953	0,940	0,927

Загальний вигляд зони розташування максимальних деформацій, що виникають в тілі і основі однорідного ґрунтового насипу, і її поперечний розріз представлені на рис. 3.14 і 3.15 відповідно.

Рис. 3.14 Загальний вигляд зони розташування максимальних деформацій

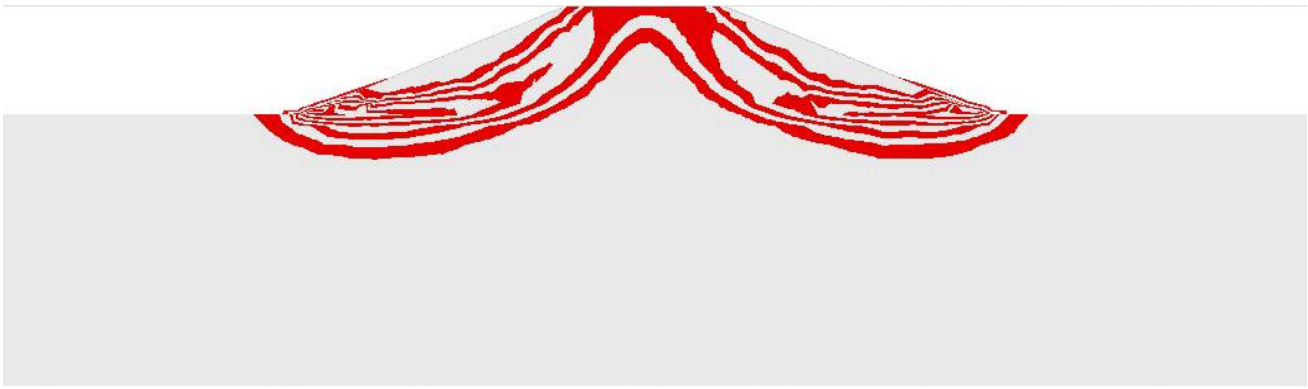


Рис. 3.15 Зони максимальних деформацій (поперечний розріз)

3.8. Аналіз результатів розрахунку стійкості однорідних ґрунтових насипів

В результаті розрахунків стійкості однорідних ґрунтових насипів за двовимірними і тривимірними схемами були отримані значення коефіцієнтів запасу стійкості.

Аналізуючи отримані результати, було відзначено, що значення «$К_С$» для тривимірних і двовимірних схем відрізняються в залежності від зміни довжини основи створу «b/a» і від кутів нахилу сусідніх укосів до насипу в поздовжньому напрямку «α».

Для аналізу зміни коефіцієнта запасу стійкості були побудовані графіки залежності значення «$К_С$» (розташовані уздовж вертикальної осі) від зміни кута «α» і відношення протяжності насипу «b» до ширини споруди в основі «a» (розташовані вздовж горизонтальної осі). Графіки представлені на рисунках 3.16 – 3.20. Значення коефіцієнта запасу стійкості, отриманого при розрахунках двовимірних схем, виділено «товстою» горизонтальною лінією.

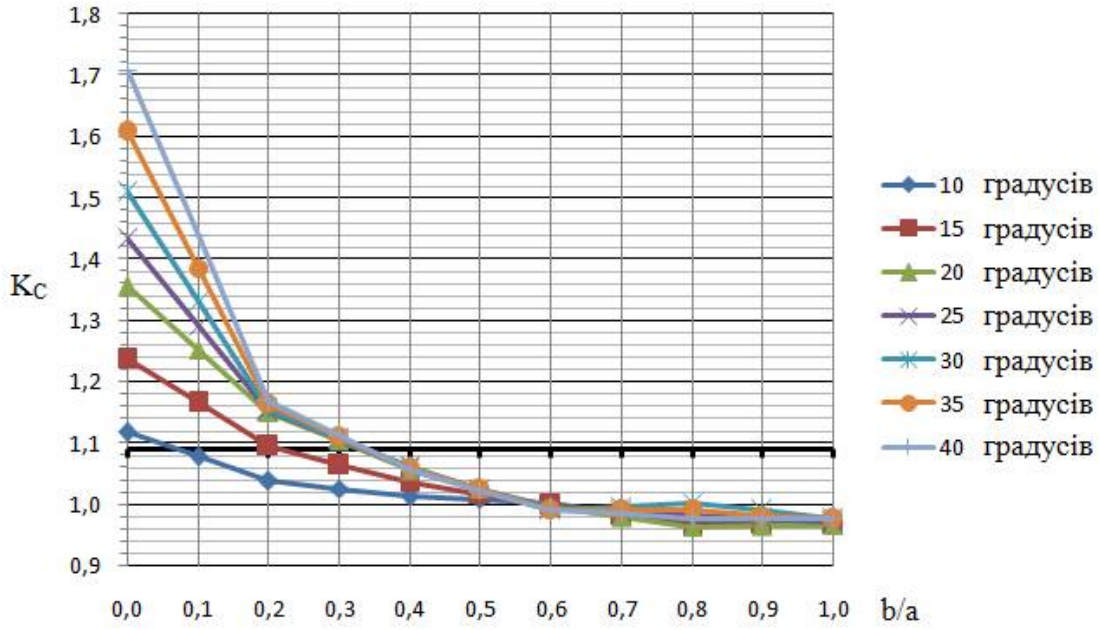


Рис. 3.16 Графік зміни коефіцієнта запасу стійкості «$К_С$» для однорідного ґрунтового насипу висотою Н = 8,0 м. Значення коефіцієнта запасу стійкості для двовимірної схеми $K_C = 1{,}089$

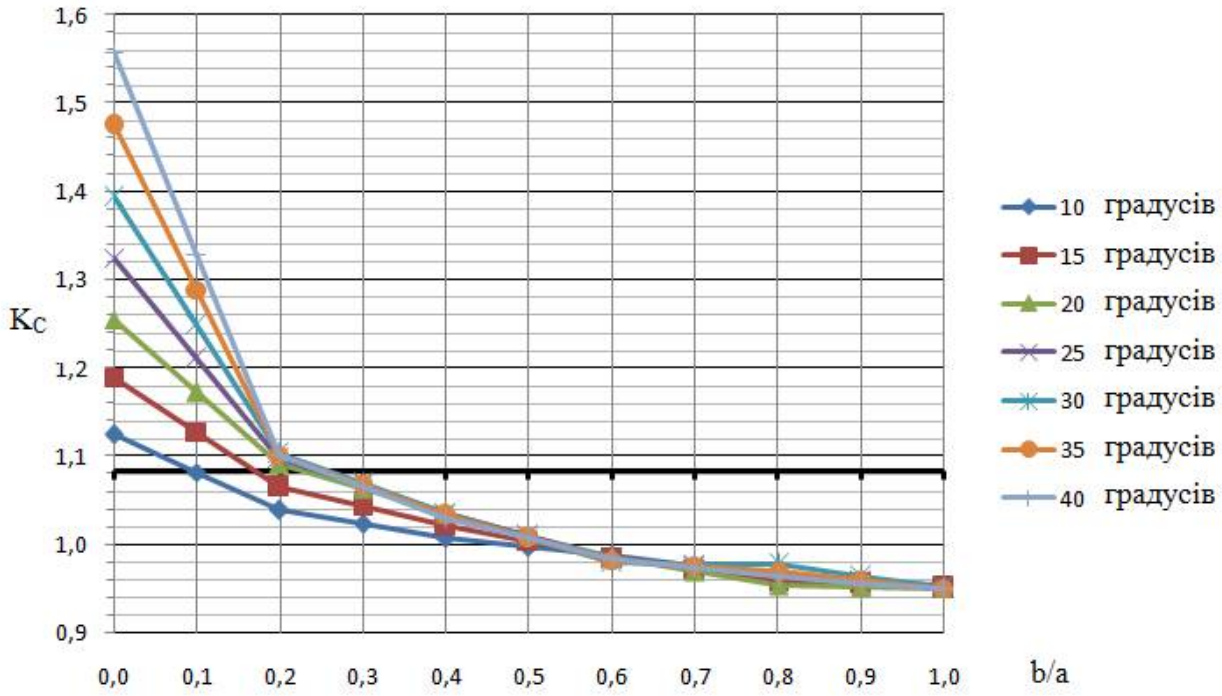


Рис. 3.17 Графік зміни коефіцієнта запасу стійкості «$К_С$» для однорідного ґрунтового насипу висотою Н = 10,0 м. Значення коефіцієнта запасу стійкості для двовимірної схеми $K_C = 1{,}083$

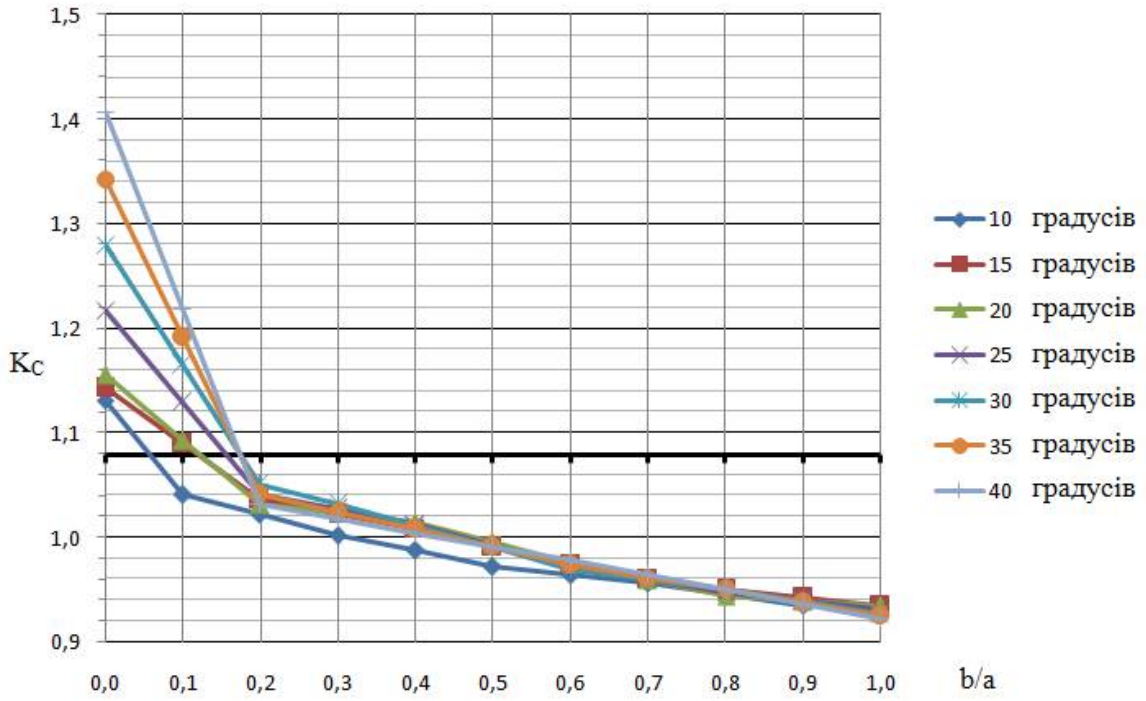


Рис. 3.18 Графік зміни коефіцієнта запасу стійкості «$К_С$» для однорідного ґрунтового насипу висотою Н = 12,0 м. Значення коефіцієнта запасу стійкості для двовимірної схеми $K_С = 1{,}079$

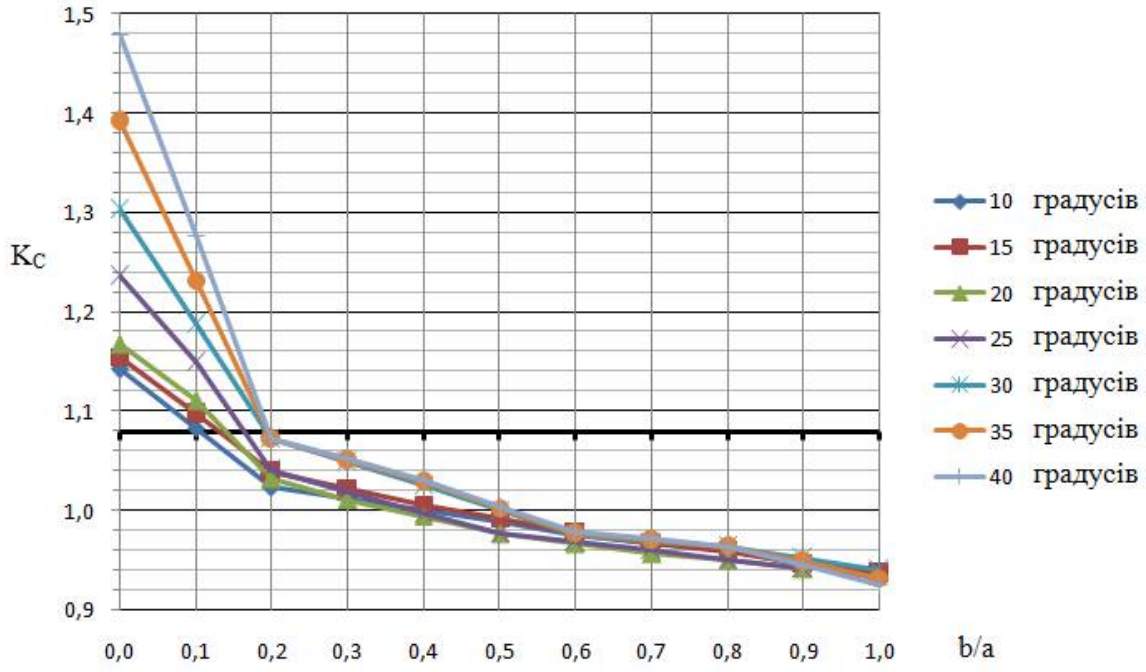


Рис. 3.19 Графік зміни коефіцієнта запасу стійкості «$К_С$» для однорідного ґрунтового насипу висотою Н = 14,0 м. Значення коефіцієнта запасу стійкості для двовимірної схеми $K_С = 1{,}079$

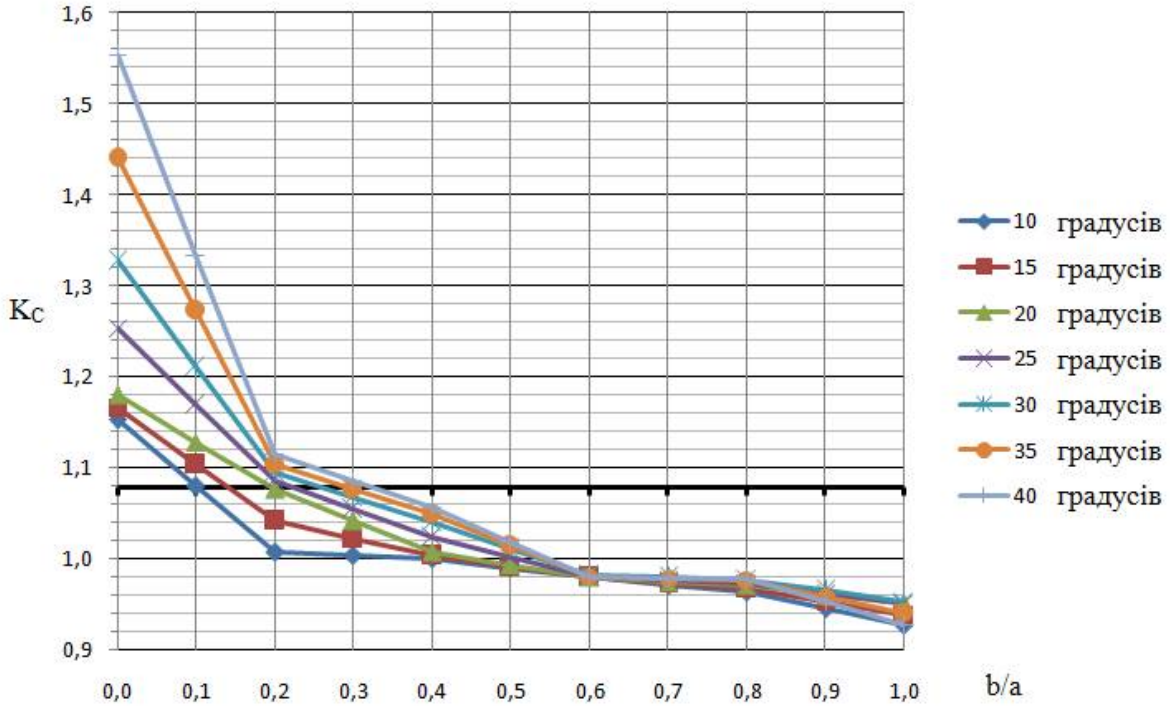


Рис. 3.20 Графік зміни коефіцієнта запасу стійкості «$К_С$» для однорідного ґрунтового насипу висотою Н = 16,0 м. Значення коефіцієнта запасу стійкості для двовимірної схеми $K_С = 1{,}078$

При подальшому розгляді отриманих результатів було визначено процентне відхилення результатів розрахунків стійкості однорідних ґрунтових насипів в тривимірній постановці завдання в залежності від результатів, отриманих за двовимірними схемами. Результати зведені і представлені в таблиці 3.7.

Таблиця 3.7

Процентне відхилення значень «$К_С$» тривимірних схем від двовимірних

Кут нахилу «α»	10	15	20	25	30	35	40
b/a=0,0							
H=8,0	2,57	13,50	24,43	31,45	38,48	47,70	56,93
H=10,0	3,79	9,83	15,88	22,30	28,72	36,27	43,81
H=12,0	4,82	5,93	7,04	12,84	18,63	24,47	30,31
H=14,0	5,84	7,02	8,20	14,50	20,81	28,96	37,12
H=16,0	6,96	8,21	9,46	16,28	23,10	33,58	44,06

Продовження таблиці 3.7

Кут нахилу «α»	10^0	15^0	20^0	25^0	30^0	35^0	40^0
b/a=0,1							
H=8,0	-1,06	6,98	15,01	18,64	22,27	27,23	32,19
H=10,0	-0,12	4,09	8,29	11,77	15,26	18,99	22,71
H=12,0	0,65	0,97	1,30	4,63	7,97	10,45	12,93
H=14,0	0,37	1,65	2,92	6,50	10,08	14,18	18,28
H=16,0	0,19	2,41	4,64	8,46	12,29	18,02	23,75
b/a=0,2							
H=8,0	-4,68	0,46	5,60	5,83	6,06	6,75	7,44
H=10,0	-4,02	-1,66	0,69	1,25	1,80	1,71	1,62
H=12,0	-3,52	-3,99	-4,45	-3,57	-2,69	-3,57	-4,45
H=14,0	-5,10	-3,73	-2,36	-1,51	-0,65	-0,60	-0,56
H=16,0	-6,59	-3,39	-0,19	0,65	1,48	2,46	3,43
b/a=0,3							
H=8,0	-5,83	-2,27	1,29	1,49	1,70	1,93	2,16
H=10,0	-5,49	-3,67	-1,85	-1,56	-1,27	-1,48	-1,69
H=12,0	-5,33	-5,26	-5,19	-4,82	-4,45	-5,10	-5,75
H=14,0	-6,16	-5,25	-4,33	-3,56	-2,78	-2,66	-2,55
H=16,0	-6,91	-5,15	-3,39	-2,20	-1,02	-0,14	0,74
b/a=0,4							
H=8,0	-6,98	-5,00	-3,03	-2,85	-2,66	-2,89	-3,12
H=10,0	-6,97	-5,68	-4,39	-4,36	-4,34	-4,66	-4,99
H=12,0	-7,14	-6,53	-5,93	-6,07	-6,21	-6,63	-7,04
H=14,0	-7,23	-6,77	-6,30	-5,61	-4,91	-4,73	-4,54
H=16,0	-7,24	-6,91	-6,59	-5,06	-3,53	-2,74	-1,95
b/a=0,5							
H=8,0	-7,44	-6,63	-5,83	-5,83	-5,83	-5,97	-6,11
H=10,0	-7,89	-7,31	-6,72	-6,82	-6,93	-6,99	-7,06
H=12,0	-8,53	-8,16	-7,78	-7,99	-8,20	-8,20	-8,20
H=14,0	-8,41	-8,14	-7,88	-7,56	-7,25	-7,09	-6,93
H=16,0	-8,21	-8,05	-7,88	-7,05	-6,22	-5,89	-5,57
b/a=0,6							
H=8,0	-7,90	-8,26	-8,63	-8,82	-9,00	-9,04	-9,09
H=10,0	-8,82	-8,93	-9,05	-9,28	-9,51	-9,33	-9,14
H=12,0	-9,92	-9,78	-9,64	-9,92	-10,19	-9,78	-9,36
H=14,0	-9,59	-9,52	-9,45	-9,52	-9,59	-9,45	-9,31
H=16,0	-9,18	-9,18	-9,18	-9,04	-8,91	-9,04	-9,18

Продовження таблиці 3.7

Кут нахилу «α»	10^0	15^0	20^0	25^0	30^0	35^0	40^0
b/a=0,7							
H=8,0	-9,46	-9,78	-10,10	-9,27	-8,45	-9,07	-9,69
H=10,0	-9,97	-10,24	-10,50	-10,09	-9,67	-9,88	-10,09
H=12,0	-10,66	-10,87	-11,08	-11,08	-11,08	-10,87	-10,66
H=14,0	-10,33	-10,36	-10,38	-10,28	-10,17	-10,08	-9,99
H=16,0	-9,93	-9,76	-9,60	-9,39	-9,18	-9,21	-9,23
b/a=0,8							
H=8,0	-11,02	-11,29	-11,57	-9,73	-7,90	-9,09	-10,28
H=10,0	-11,13	-11,54	-11,96	-10,90	-9,83	-10,43	-11,03
H=12,0	-11,40	-11,96	-12,51	-12,23	-11,96	-11,96	-11,96
H=14,0	-11,08	-11,19	-11,31	-11,03	-10,75	-10,70	-10,66
H=16,0	-10,67	-10,34	-10,02	-9,74	-9,46	-9,37	-9,28
b/a=0,9							
H=8,0	-10,93	-11,18	-11,43	-10,31	-9,18	-9,73	-10,28
H=10,0	-11,57	-11,84	-12,12	-11,57	-11,01	-11,35	-11,68
H=12,0	-12,37	-12,67	-12,97	-13,00	-13,02	-13,14	-13,25
H=14,0	-12,40	-12,20	-12,00	-11,91	-11,82	-12,15	-12,49
H=16,0	-12,34	-11,64	-10,95	-10,74	-10,53	-11,09	-11,64
b/a=1,0							
H=8,0	-10,84	-11,07	-11,29	-10,88	-10,47	-10,38	-10,28
H=10,0	-12,00	-12,14	-12,28	-12,23	-12,19	-12,26	-12,33
H=12,0	-13,35	-13,39	-13,44	-13,76	-14,09	-14,32	-14,55
H=14,0	-13,72	-13,21	-12,70	-12,79	-12,88	-13,60	-14,32
H=16,0	-14,01	-12,94	-11,87	-11,73	-11,60	-12,80	-14,01

Висновки за третім розділом

Аналізуючи представлені графіки (рис. 3.14 – 3.18), а також табл. 3.7, можна відзначити наступне:

– при відношенні $b/a = 0$ значення коефіцієнта запасу стійкості «$К_С$», отриманого в результаті розрахунку тривимірної схеми, збільшується і в значній мірі (за певних умов більш 50%) відрізняється від «$К_С$», отриманого за двовимірною схемою;

– при визначенні «$К_С$» в тривимірній схемі, для $b/a = 0 \div 0{,}2$, значний вплив оказує кут нахилу укосів, що примикають до насипу в поздовжньому напрямку «α»;

– при відношенні $b/a = 0{,}4 \div 1{,}0$, значення коефіцієнта запасу стійкості «$К_С$», отриманого в результаті розрахунку тривимірної схеми, менше «$К_С$», отриманого за двовимірною схемою;

– при збільшенні відношення b/a, кут нахилу сусідніх укосів до насипу в поздовжньому напрямку «α» практично не впливає на значення коефіцієнта запасу стійкості однорідного ґрунтового насипу;

– при розрахунках стійкості ґрунтових насипів за двовимірними схемами у вузьких каньйонах, при відношенні $b/a = 0$, отримане значення «$К_С$» дає значний запас стійкості (при певних умовах більше 50%), що призводить до необґрунтованого зростання вартості проєктованої ґрунтової споруди за рахунок збільшення об’ємів використовуваних матеріалів і відповідно кількості трудових витрат;

– при розрахунках стійкості протяжних ґрунтових насипів за двовимірними схемами, при відношенні $b/a = 0{,}4$ і більше, отримане значення «$К_С$» дає завищений результат (за певних умов більше 14%), що може призвести до порушення цілісності проєктованої споруди.

РОЗДІЛ 4. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-СТАТИСТИЧНА МОДЕЛЬ ВРАХУВАННЯ ПРОСТОРОВИХ ЕФЕКТІВ

4.1. Планування експерименту

В рамках процесу планування експерименту вирішувалися такі завдання:

– постановка мети проведення досліджень;

– виявлення факторів, що впливають на результати досліджень;

– вибір моделі, яка описує результати досліджень;

– складання матриці проведення експерименту.

Як було зазначено в попередніх розділах, вплив просторової роботи ґрунтового насипу може оказати значний вплив на величину її коефіцієнта запасу стійкості. При застосуванні відомих методів розрахунку стійкості укосів ґрунтових споруд, обґрунтування цього фактора неможливо. У представленій роботі для цього використовуються експериментальні графіки і залежності. Таким чином, метою проведення експериментальних досліджень є отримання графіків залежностей і регресійний аналіз відшукання функції залежності значень математичного очікування відповіді від декількох факторів.

В якості досліджуваної величини, яка буде враховувати вплив просторової роботи насипу, пропонується ввести поправочний коефіцієнт «$К_П$». При складанні моделі і матриці проведення експерименту ряд факторів, зазначених у розділі 2 не враховувався.

Таким чином, при проведенні експериментальних досліджень змінними факторами обрані – висота насипу, позначена через «X_1», кут нахилу укосів, що примикають до насипу, позначена через «X_2» і відношення довжини насипу до ширини споруди в основі, позначена через «X_3». Вибрані фактори задовольняють основним вимогам, таким як: керованість, однозначність, сумісність і відсутність лінійної кореляції.

На наступному етапі планування експерименту встановимо факторний простір, тобто визначимо рівні та інтервали варіювання факторів. Для цієї мети була ретельно проаналізована апріорна інформація, врахований досвід і результати попередніх експериментальних досліджень інших авторів [139]. Для кожного з обраних факторів обраний і уточнено додатковими чисельними експериментами основний рівень. Після цього встановлені верхній і нижній рівні.

Об'єктом дослідження є числова модель ґрунтової споруди у вигляді насипу. Експеримент проводиться з метою отримання експериментально-статистичної моделі (ЕС-моделі) для поправочного коефіцієнта «$K_П$», який міг би дозволити враховувати просторову роботу споруди в залежності від її геометричних характеристик.

В експериментах вивчався вплив трьох чинників на величину поправочного коефіцієнта:

– висота насипу «H», м (рис. 3.9);

– кут нахилу укосів, що примикають до насипу в поздовжньому напрямку «α», град. (рис. 3.9);

– відношення довжини насипу «b» до ширини споруди в основі «a» (рис. 3.9).

Для спрощення запису умов експерименту і обробки експериментальних даних масштаби осей вибираються так, щоб верхній рівень факторів (максимальне досліджуване значення) відповідав +1, нижній (мінімальне досліджуване значення) -1, а основний – нулю.

Обраний діапазон зміни факторів представлений в таблиці 4.1.

Вибір плану експерименту залежить від вибору математичної моделі. Вибрати модель – означає вибрати вид функції відгуку [140]. Тоді залишається спланувати і провести експеримент для оцінки числових значень коефіцієнтів цього рівняння.

Таблиця 4.1

Умови планування експерименту

Фактори		Рівні варіювання			Інтервал варіювання
Натуральний вид	Кодований вид	-1	0	1	
Висота насипу «H», м	X_1	8	12	16	4
Кут нахилу «α», град	X_2	10	25	40	15
Відношення «b/a»	X_3	0	0,5	1	0,5

Для отримання ЕС-моделі використаний алгебраїчний поліном другого ступеня без урахування взаємодій чинників:

$$Y = b_0 + b_1 \cdot X_1 + b_2 \cdot X_2 + b_3 \cdot X_3 + X_1 \cdot X_2 + X_1 \cdot X_3 + X_2 \cdot X_3 + b_{11} \cdot X_1^2 + b_{22} \cdot X_2^2 + b_{33} \cdot X_3^2, \quad (4.1)$$

де: Y – відгук;

X_1, X_2, X_3 – керовані фактори;

b_0 – вільний член;

b_1, b_2, b_3 – коефіцієнти при факторах першого ступеня;

b_{11}, b_{22}, b_{33} – коефіцієнти при факторах другого ступеня.

У представленій роботі обраний один з традиційних планів технічного експерименту – повнофакторний план 3^3, що одержується при дослідженні впливу кожного з трьох факторів на трьох рівнях. Число дослідів – N = 27.

Для уникнення систематичних помилок досліди проводилися у випадковому порядку. Для послідовності проведення дослідів використовувався генератор випадкових чисел.

Матриця планування і результати експерименту (значення поправочного коефіцієнта «$K_П$» укосів ґрунтових споруд, визначених за тривимірною схемою) наведені в таблиці 4.2.

Таблиця 4.2

Матриця планування і результати експерименту

Точка плану	Умови планування			Значення $K_П$
	H	α	b/a	
1	8,0	10^0	0,0	1,026
2	8,0	10^0	0,5	0,926
3	8,0	10^0	1,0	0,892
4	8,0	25^0	0,0	1,315
5	8,0	25^0	0,5	0,942
6	8,0	25^0	1,0	0,891
7	8,0	40^0	0,0	1,569
8	8,0	40^0	0,5	0,939
9	8,0	40^0	1,0	0,897
10	12,0	10^0	0,0	1,048
11	12,0	10^0	0,5	0,915
12	12,0	10^0	1,0	0,867
13	12,0	25^0	0,0	1,128
14	12,0	25^0	0,5	0,921
15	12,0	25^0	1,0	0,863
16	12,0	40^0	0,0	1,303
17	12,0	40^0	0,5	0,918
18	12,0	40^0	1,0	0,854
19	16,0	10^0	0,0	1,070
20	16,0	10^0	0,5	0,918
21	16,0	10^0	1,0	0,860
22	16,0	25^0	0,0	1,163
23	16,0	25^0	0,5	0,930
24	16,0	25^0	1,0	0,883
25	16,0	40^0	0,0	1,441
26	16,0	40^0	0,5	0,945
27	16,0	40^0	1,0	0,860

4.2. Аналіз результатів експерименту

Аналіз результатів експерименту проведемо за допомогою розділу «Планування експерименту» модуля «Промислова статистика» програмного комплексу «STATISTICA» [141].

Для моделі без урахування взаємодій чинників величини регресійних коефіцієнтів наведені в першому стовпчику таблиці 4.3.

Таблиця 4.3

Результати аналізу експерименту без урахування взаємодії факторів

Фактор	Коефіцієнт детермінації R-кв.=0,79929					
	Регрес. коеф.	Ст.Пом.	t(20)	p	-95,% Дов.Пред	+95,% Дов.Пред
Серед/Св. член	**0,890852**	**0,049699**	**17,92496**	0,000000	**0,787182**	**0,994522**
X_1	-0,018167	0,023006	-0,78964	0,438998	-0,066157	0,029823
X_1^2	0,046278	0,039848	1,16136	0,259168	-0,036843	0,129399
X_2	**0,066889**	**0,023006**	**2,90744**	**0,008708**	**0,018899**	**0,114879**
X_2^2	0,009778	0,039848	0,24538	0,808664	-0,073343	0,092899
X_3	**-0,177556**	**0,023006**	**-7,71774**	0,000000	**-0,225546**	**-0,129566**
X_3^2	**0,123444**	**0,039848**	**3,09790**	**0,005672**	**0,040323**	**0,206566**

У таблиці 4.3 позначено: «X_1» і «X_1^2» – відповідно лінійний і квадратичний члени зміни висоти насипу; «X_2» і «X_2^2» – відповідно лінійний і квадратичний члени зміни кута нахилу укосів, що примикають, до насипу в поздовжньому напрямку; «X_3» і «X_3^2» – відповідно лінійний і квадратичний члени зміни выдношення протяжності насипу «b» до ширини споруди в основі «a».

Аналізуючи результати, представлені в таблиці 4.3, можна зробити висновок, що модель без урахування взаємодії факторів недостатньо адекватно описує взаємозв'язок між факторами і залежною змінною, так як коефіцієнт детермінації R-кв = 0,799. Для подальшого аналізу в модель включимо взаємодії лінійних членів моделі. Величини регресійних коефіцієнтів для цього випадку наведені в першому стовпці таблиці 4.4.

В таблиці 4.4 позначення: «X_1», «X_1^2», «X_2», «X_2^2», «X_3» та «X_3^2» аналогічні таблиці 4.3.

Таблиця 4.4

Результати аналізу експерименту з урахуванням взаємодії лінійних членів моделі

Фактор	Коефіцієнт детермінації R-кв.=0,92545					
	Регрес. коеф.	Ст.Пом.	t(17)	p	-95,% Дов.Пред	+95,% Дов.Пред
Серед/Св. член	**0,890852**	**0,032854**	**27,1155**	0,000000	**0,821536**	**0,960168**
X_1	-0,018167	0,015208	-1,1945	0,248679	-0,050254	0,013920
X_1^2	0,046278	0,026342	1,7568	0,096944	-0,009299	0,101854
X_2	**0,066889**	**0,015208**	**4,3981**	**0,000393**	**0,034802**	**0,098976**
X_2^2	0,009778	0,026342	0,3712	0,715083	-0,045799	0,065354
X_3	**-0,177556**	**0,015208**	**-11,6748**	0,000000	**-0,209643**	**-0,145469**
X_3^2	**0,123444**	**0,026342**	**4,6863**	**0,000212**	**0,067868**	**0,179021**
$X_1 \cdot X_2$	-0,013583	0,018626	-0,7292	0,475778	-0,052882	0,025715
$X_1 \cdot X_3$	0,013250	0,018626	0,7114	0,486513	-0,026048	0,052548
$X_2 \cdot X_3$	**-0,098083**	**0,018626**	**-5,2658**	**0,000063**	**-0,137382**	**-0,058785**

Аналізуючи результати, представлені в таблиці 4.4, можна зробити висновок, що модель з урахуванням взаємодії лінійних членів також недостатньо адекватно описує взаємозв'язок між факторами і залежною змінною, так як коефіцієнт детермінації R-кв = 0,925. Для подальшого аналізу в модель включимо взаємодії лінійних і квадратичних членів моделі. Величини регресійних коефіцієнтів для цього випадку наведені в першому стовпці таблиці 4.5.

Таблиця 4.5

Результати аналізу експерименту з урахуванням взаємодії лінійних і квадратичних членів моделі

Фактор	Коефіцієнт детермінації R-кв.=0,98289					
	Регрес. коеф.	Ст.Пом.	t(8)	p	-95,% Дов.Пред	+95,% Дов.Пред
Серед/Св. член	**0,918296**	**0,037804**	**24,29125**	0,000000	**0,831121**	**1,005472**
X_1	-0,012833	0,023751	-0,54032	0,603688	-0,067604	0,041937
X_1^2	0,019056	0,041138	0,46321	0,655557	-0,075810	0,113921

Продовження таблиці 4.5

Фактор	Коефіцієнт детермінації R-кв.=0,98289					
	Регрес. коеф.	Ст.Пом.	t(8)	p	-95,% Дов.Пред	+95,% Дов.Пред
Серед/Св. член	**0,918296**	**0,037804**	**24,29125**	0,000000	**0,831121**	**1,005472**
X_2	-0,018889	0,023751	-0,79528	0,449401	-0,073659	0,035882
X_2^2	-0,000444	0,041138	-0,01080	0,991645	-0,095310	0,094421
X_3	**-0,133111**	**0,023751**	**-5,60438**	**0,000508**	**-0,187882**	**-0,078341**
X_3^2	0,078556	0,041138	1,90954	0,092596	-0,016310	0,173421
$X_1 \cdot X_2$	-0,013583	0,013009	-1,04414	0,326942	-0,043582	0,016416
$X_1 \cdot X_2^2$	0,015750	0,022532	0,69899	0,504368	-0,036210	0,067710
$X_1^2 \cdot X_2$	0,039083	0,022532	1,73454	0,121045	-0,012877	0,091043
$X_1^2 \cdot X_2^2$	-0,005583	0,039027	-0,14306	0,889779	-0,095581	0,084414
$X_1 \cdot X_3$	0,013250	0,013009	1,01852	0,338242	-0,016749	0,043249
$X_1 \cdot X_3^2$	-0,023750	0,022532	-1,05404	0,322657	-0,075710	0,028210
$X_1^2 \cdot X_3$	-0,042583	0,022532	-1,88987	0,095445	-0,094543	0,009377
$X_1^2 \cdot X_3^2$	0,046417	0,039027	1,18934	0,268407	-0,043581	0,136414
$X_2 \cdot X_3$	**-0,098083**	**0,013009**	**-7,53959**	**0,000067**	**-0,128082**	**-0,068084**
$X_2 \cdot X_3^2$	**0,089583**	**0,022532**	**3,97575**	**0,004086**	**0,037623**	**0,141543**
$X_2^2 \cdot X_3$	-0,024083	0,022532	-1,06883	0,316333	-0,076043	0,027877
$X_2^2 \cdot X_3^2$	0,020917	0,039027	0,53595	0,606569	-0,069081	0,110914

В таблиці 4.5 позначення аналогічні таблицям 4.3 та 4.4.

Пропонована модель з регресійними коефіцієнтами, представленими в таблиці 4.5, в цілому адекватно описує взаємозв'язок між факторами і залежною змінною, так як коефіцієнт детермінації R-кв = 0,983.

У представленій таблиці 4.5 моделі є статистично незначущі елементи, які можна виключити і отримати більш просту залежність для залежної змінної.

Результат перетворень відображений в таблиці 4.6.

З урахуванням величини коефіцієнта детермінації R-кв = 0,95 можна говорити про адекватність моделі. Модель взаємозв'язку чинників та залежної змінної зі значущими коефіцієнтами має вигляд:

$$K_{\text{П}} = 0.9282 - 0.1776 \cdot X_3 + 0.0823 \cdot X_3^2 + 0.0618 \cdot X_1^2 \cdot X_3^2 - 0.0981 \cdot X_2 \cdot X_3 + 0.0968 \cdot X_2 \cdot X_3^2. \quad (4.2)$$

Таблиця 4.6

Результати аналізу експерименту з урахуванням перетворень моделі

Фактор	Коефіцієнт детермінації R-кв.=0,95005					
	Регрес. коеф.	Ст.Пом.	t(21)	p	-95,% Дов.Пред	+95,% Дов.Пред
Серед/Св. член	**0,928222**	**0,015839**	**58,6025**	0,000000	**0,895283**	**0,961162**
X_3	**-0,177556**	**0,011200**	**-15,8531**	0,000000	**-0,200847**	**-0,154264**
X_3^2	**0,082278**	**0,025044**	**3,2853**	**0,003529**	**0,030196**	**0,134360**
$X_1^2 \cdot X_3^2$	**0,061750**	**0,023759**	**2,5990**	**0,016752**	**0,012341**	**0,111159**
$X_2 \cdot X_3$	**-0,098083**	**0,013717**	**-7,1504**	0,000000	**-0,126610**	**-0,069557**
$X_2 \cdot X_3^2$	**0,096750**	**0,013717**	**7,0532**	**0,000001**	**0,068223**	**0,125277**

Для оцінки адекватності ЕС-моделі скористаємося таблицею дисперсійного аналізу (таблиця 4.7).

З таблиці дисперсійного аналізу випливає, що статистично значущі ефекти (рівень значимості критерію Фішера p <0,05) мають всі члени, крім взаємодії квадратичних елементів – висота насипу «Н» і відношення «b/a». Найбільшу мінливість залежної змінної поправочного коефіцієнта «$К_{\text{П}}$», яка характеризується статистикою SS, формують два фактора – лінійний і квадратичний члени відношення протяжності насипу до ширини споруди в основі «b/a».

Для демонстрації результатів експерименту побудована діаграма Парето (рис. 4.1). На діаграмі відображені оцінки ефектів дисперсійного аналізу, впорядковані за величиною, з вертикальною лінією в якості кордону статистично значущих ефектів.

Таблиця 4.7

Результати дисперсійного аналізу

Фактор	Коефіцієнт детермінації R-кв.=0,85251				
	SS	cc	MS	F	p
$X_3 + X_3^2$	**0,658899**	**2**	**0,329449**	**49,40945**	0,000000
$X_1 \cdot X_3$	0,002873	1	0,002873	0,43083	0,518709
$X_2 \cdot X_3$	**0,147545**	**2**	**0,073772**	**11,06408**	**0,000523**
Помилка	0,140023	21	0,006668		
Загальна SS	0,949339	26			

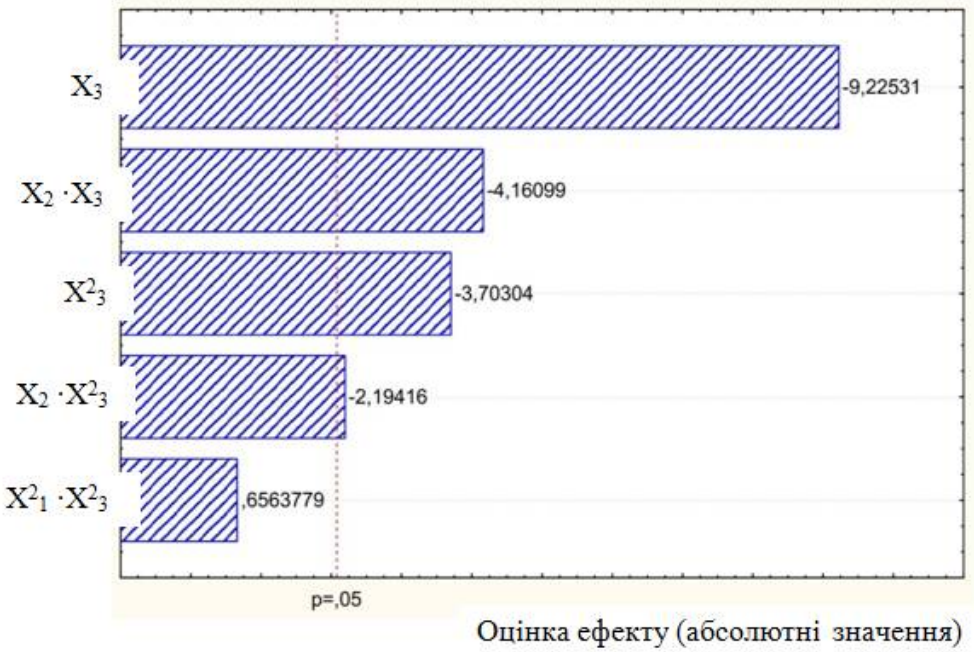


Рис. 4.1 Діаграма Парето

Таким чином, підтверджується важливість усіх елементів моделі, крім взаємодії лінійних елементів першого і другого факторів, які дуже слабо впливають на змінну поправочного коефіцієнта «$K_П$». Однак за результатами чисельних розрахунків вплив першого фактора (висоти насипу «H») значно збільшується при зменшених значеннях третього фактора (відношення довжини насипу до ширини споруди в основі «b/a»). Тому прийнято рішення залишити його в моделі.

Кількісний вплив факторів на значення поправочного коефіцієнта «$K_П$» можна оцінити також по таблиці 4.8, в якій наведено стандартні помилки

ефектів (Ст.пом.), 95%-і довірчі інтервали для ефектів і коефіцієнти рівняння регресії (Коеф.) зі стандартними помилками (Ст.пом. Коеф.).

Порівнюючи результати, представлені в таблицях 4.7 і 4.8, можна відзначити, що ті ж елементи, які були статистично значущими, показують найвищі оцінки ефектів.

Таблиця 4.8

Кількісна оцінка ефектів

Фактор	Коефіцієнт детермінації R-кв.=0,85251				
	Ефект	Ст.Пом.	t(21)	p	-95,% Дов. Пред
Серед/Св. член	**1,010519**	**0,015715**	**64,30383**	0,000000	**0,977838**
X_3	**-0,355111**	**0,038493**	**-9,22531**	0,000000	**-0,435162**
X_3^2	**-0,123444**	**0,033336**	**-3,70304**	**0,001319**	**-0,192770**
$X_1^2 \cdot X_3^2$	0,023208	0,035358	0,65638	0,518709	-0,050323
$X_2 \cdot X_3$	**-0,196167**	**0,047144**	**-4,16099**	**0,000442**	**-0,294208**
$X_2 \cdot X_3^2$	**-0,089583**	**0,040828**	**-2,19416**	**0,039613**	**-0,174490**
	+95,% Дов. Пред	Коеф.	Ст.Пом. Коеф.	-95,% Дов. Пред	+95,% Дов. Пред
Серед/Св. член	**1,043199**	**1,010519**	**0,015715**	**0,977838**	**1,043199**
X_3	**-0,275060**	**-0,177556**	**0,019247**	**-0,217581**	**-0,137530**
X_3^2	**-0,054118**	**-0,061722**	**0,016668**	**-0,096385**	**-0,027059**
$X_1^2 \cdot X_3^2$	0,096740	0,011604	0,017679	-0,025162	0,048370
$X_2 \cdot X_3$	**-0,098125**	**-0,098083**	**0,023572**	**-0,147104**	**-0,049062**
$X_2 \cdot X_3^2$	**-0,004677**	**-0,044792**	**0,020414**	**-0,087245**	**-0,002338**

4.3. Аналіз та інтерпретація рівняння регресії

Оскільки рівняння регресії відрізняється від лінійного, то просте порівняння за абсолютною величиною лінійних коефіцієнтів регресії не визначає відносну ступінь впливу факторів зважаючи на присутність квадратичних членів і членів взаємодії.

Для оцінки ЕС-моделі виконано порівняння результатів розрахунків за рівнянням регресії (передбачені) з вихідними значеннями залежної змінної (що спостерігаються) для всіх експериментів з плану (табл. 4.9). З таблиці

видно, що передбачені за ЕС-моделлю значення досить близькі до спостережуваних, що є свідченням адекватності моделі.

Таблиця 4.9

Величини поправочного коефіцієнта «$K_П$», отримані дослідним шляхом і розрахунком з використанням ЕС-моделі

Спост. або досвід	Спостережувані, передбачені значення і залишки (SS=0,009527)			Спост. або досвід	Спостережувані, передбачені значення і залишки (SS=0,009527)		
	Спостереж.	Передб.	Залишки		Спостереж.	Передб.	Залишки
1	1,026	1,1992	-0,1732	15	0,863	0,8367	0,0263
2	0,926	0,8982	0,0278	16	1,303	1,2685	0,0345
3	0,892	0,8441	0,0479	17	0,918	0,9675	-0,0495
4	1,315	1,2563	0,0587	18	0,854	0,9134	-0,0594
5	0,942	0,9553	-0,0133	19	1,070	1,1629	-0,0929
6	0,891	0,9012	-0,0102	20	0,918	0,8619	0,0561
7	1,569	1,3330	0,2360	21	0,860	0,8077	0,0523
8	0,939	1,0320	-0,0930	22	1,163	1,2200	-0,0570
9	0,897	0,9779	-0,0809	23	0,930	0,9190	0,0110
10	1,048	1,1347	-0,0867	24	0,883	0,8649	0,0181
11	0,915	0,8337	0,0813	25	1,441	1,2966	0,1444
12	0,867	0,7796	0,0874	26	0,945	0,9956	-0,0506
13	1,128	1,1919	-0,0639	27	0,860	0,9415	-0,0815
14	0,921	0,8909	0,0301				

При подальшому аналізі був побудований імовірнісний графік (рис. 4.2), на якому значення залишків, що спостерігаються, відзначаються на горизонтальній осі; очікувані нормальні значення залишків для відповідних величин після їхнього упорядкування за зростанням відзначаються на вертикальній осі. Так як всі значення (точки на площині) укладаються на пряму очікуваних нормальних значень залишків, то можна вважати, що залишки відповідають нормальному розподілу. Це ще одне свідчення адекватності ЕС-моделі.

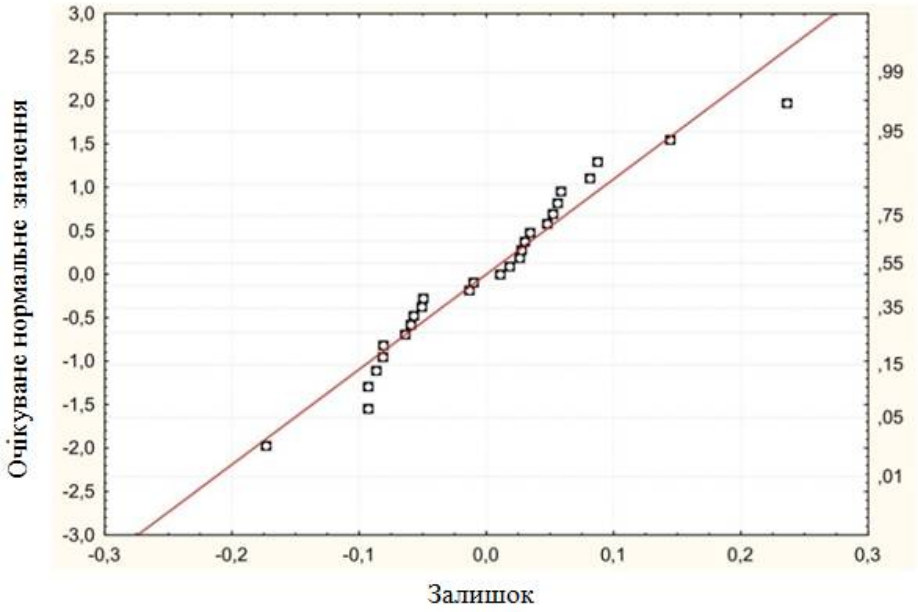


Рис. 4.2 Гістограма залишків

Візуальна оцінка впливу факторів на поправочний коефіцієнт «$K_П$» представлена на графіках «середніх» (рис. 4.3 – 4.5). Маргінальне середнє показує усереднену реакцію залежної змінної в разі, коли фактор приймає певне значення.

Графічне зображення квадратичної поверхні відгуку наведено на рисунках 4.6 – 4.8. Як видно на графіках, виконується умова працездатності плану – поверхні симетричні щодо центральних точок.

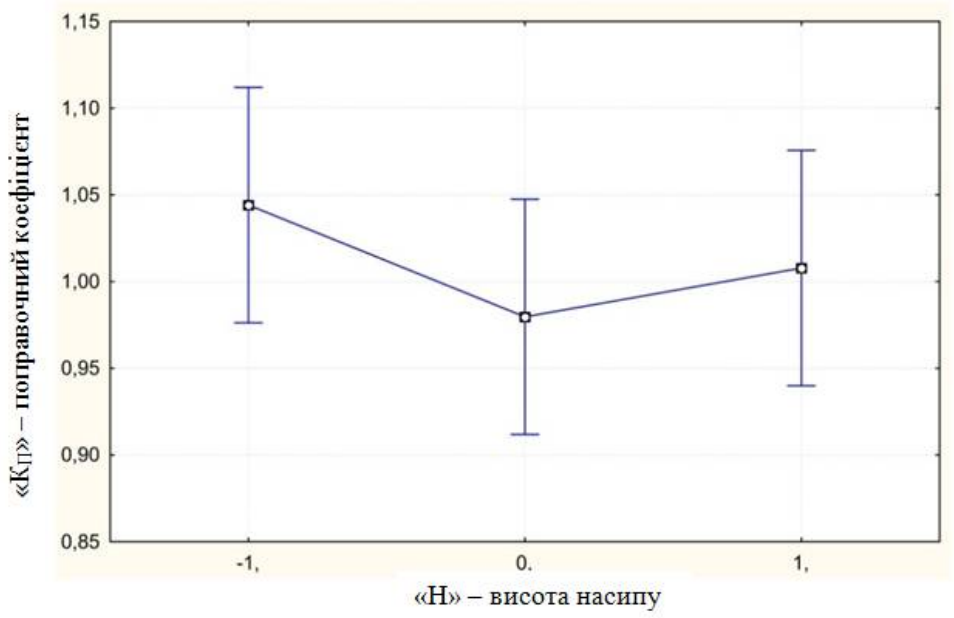


Рис. 4.3 Діаграма маргінальних середніх для фактора «Н» – висота насипу

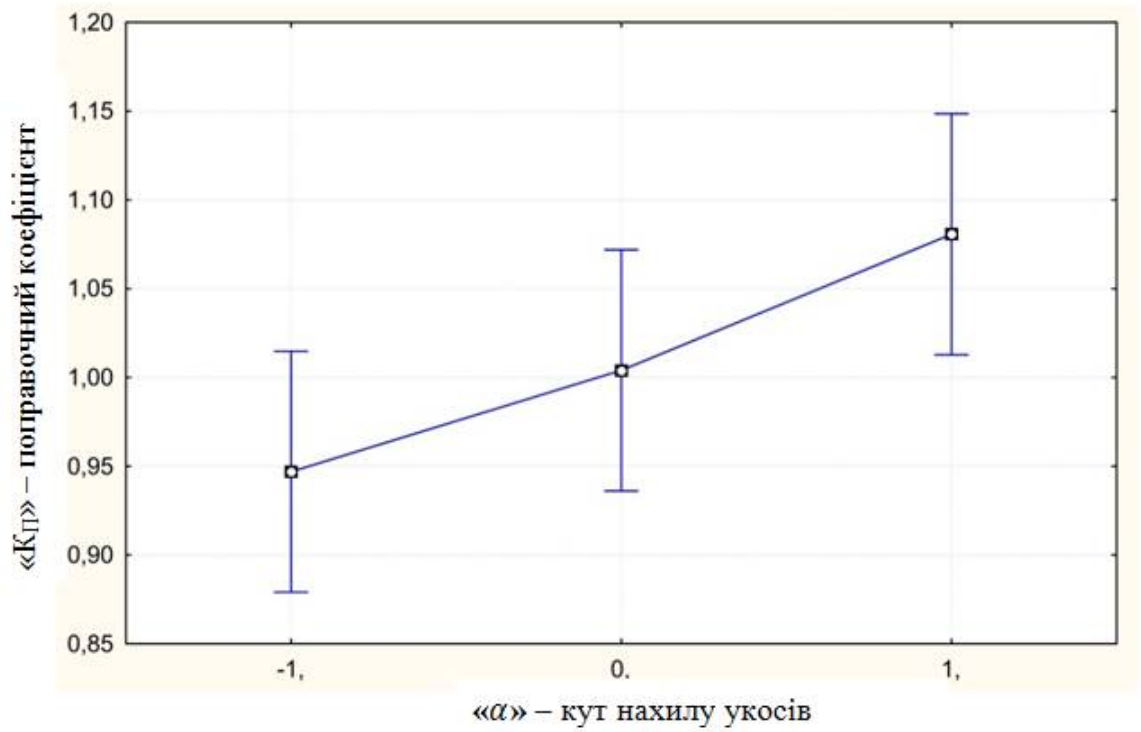


Рис. 4.4 Діаграма маргінальних середніх для фактора «α» – кут нахилу укосів, що примикають, до насипу в поздовжньому напрямку

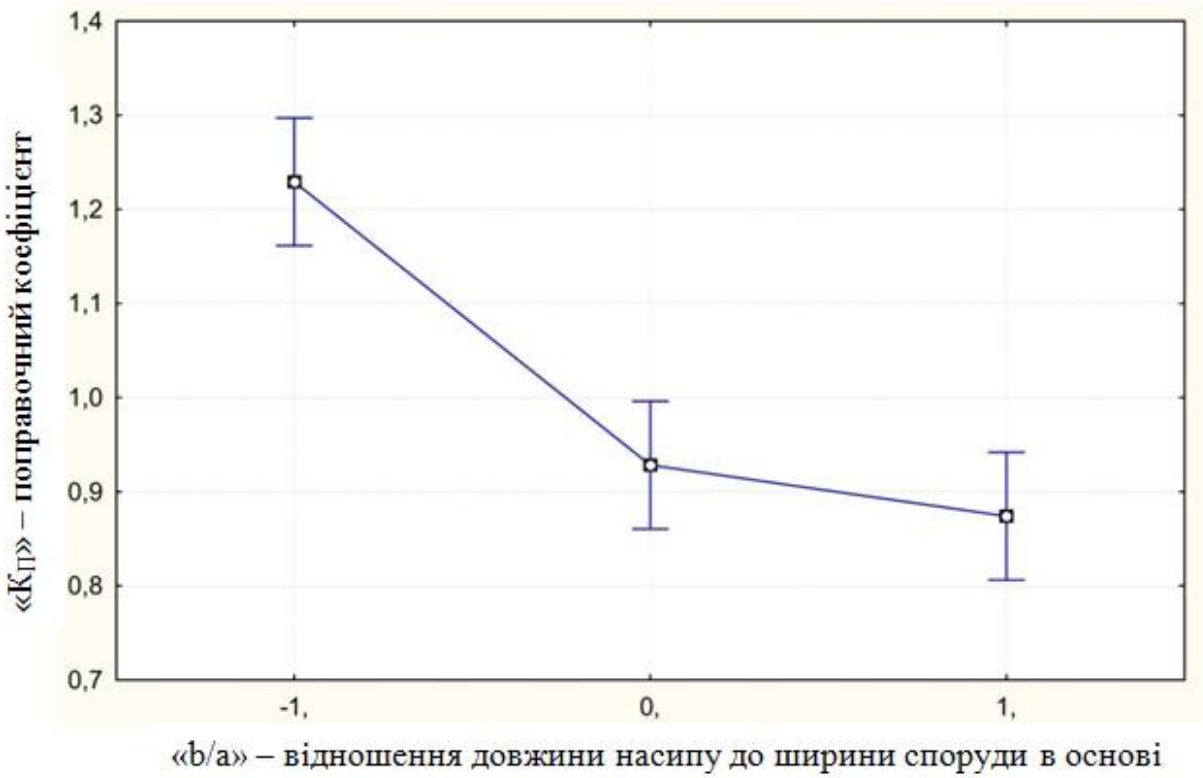


Рис. 4.5 Діаграма маргінальних середніх для фактора «b/a» – відношення довжини насипу до ширини споруди в основі

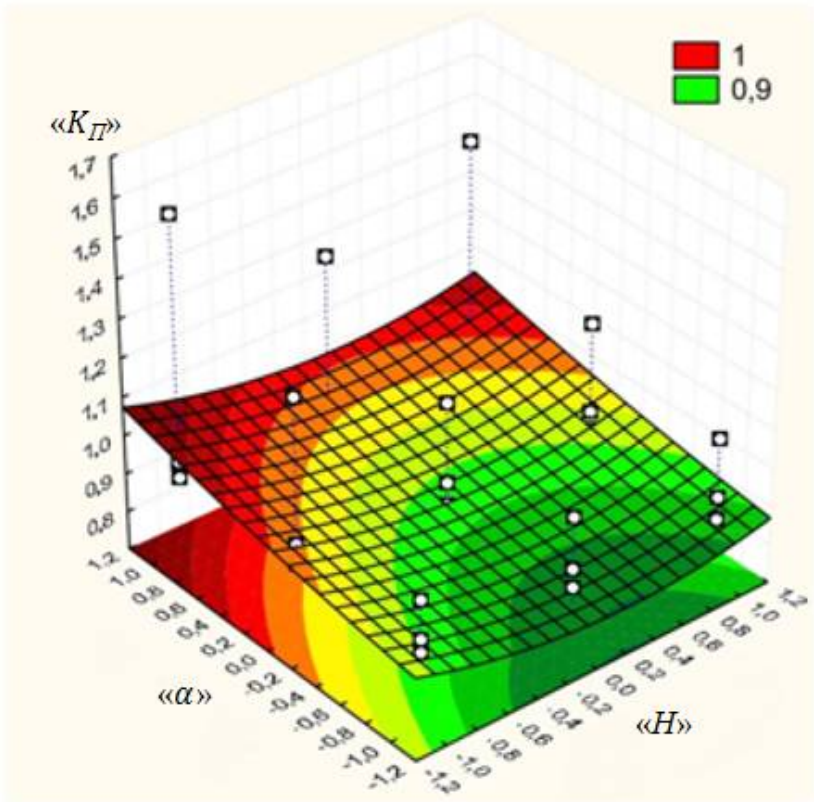


Рис. 4.6 Поверхня відгуку «$K_П$»-«α»-«H»

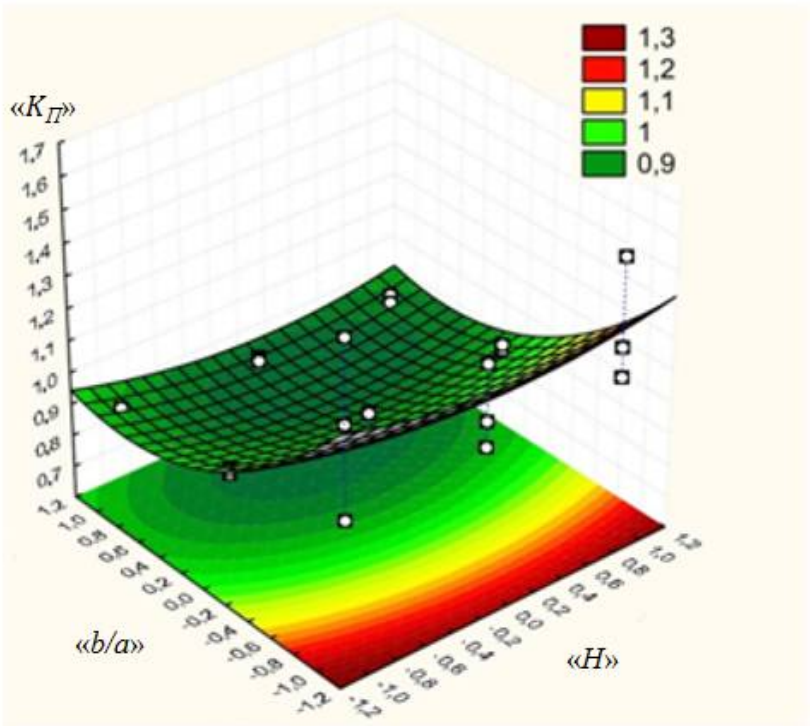


Рис. 4.7 Поверхня відгуку «$K_П$»-«b/a»-«H»

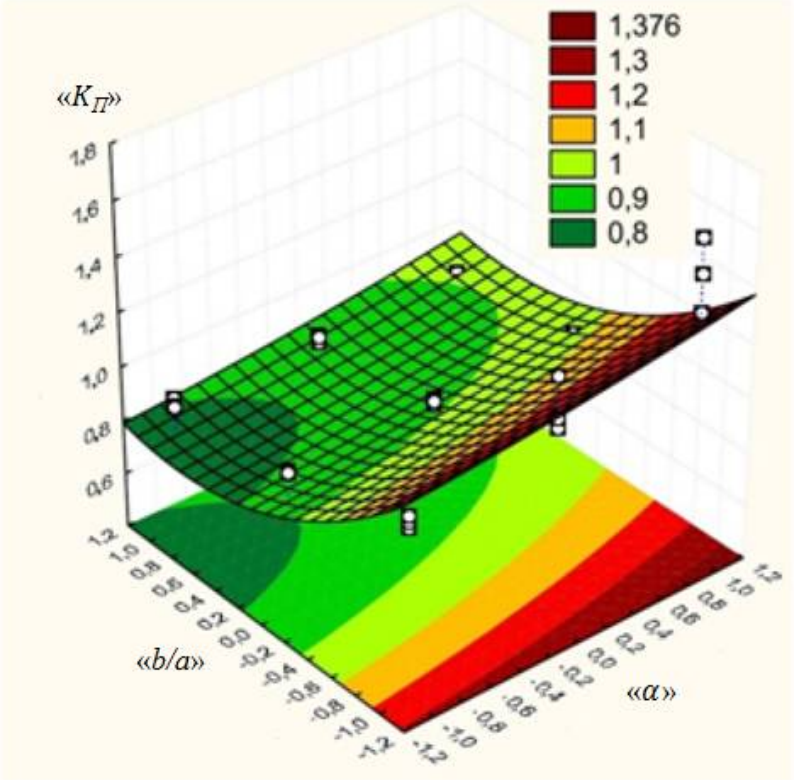


Рис. 4.8 Поверхня відгуку «$K_П$»-«α»-«b/a»

Для перекладу факторів з кодованих значень в натуральні одиниці використовуємо такий вираз:

$$X_j = \frac{\widetilde{X_j} - \widetilde{X_{j0}}}{I_j}, \tag{4.3}$$

де X_j – кодоване значення фактора;

$\widetilde{X_j}$ – натуральне значення фактора;

$\widetilde{X_{j0}}$ – натуральне значення основного рівня;

I_j – інтервал варіювання;

j – номер фактора.

Тому переклад рівняння у вид з натуральними змінними можна здійснити заміною наступних елементів:

$$X_1 = \frac{H - 12}{4}. \tag{4.4}$$

$$X_2 = \frac{\alpha - 25}{15}. \tag{4.5}$$

$$X_З = \frac{b/a - 0.5}{0.5}. \quad (4.6)$$

Величини «α» в залежності (4.5) підставляються в градусах, «Н» в залежності (4.4) – в метрах.

Остаточна ЕС-модель з параметрами, вираженими натуральними величинами, матиме вигляд:

$$K_П=1.42+A\cdot(0.1\cdot B-0.2)\cdot(B-1)+B^2\cdot(0.062\cdot h_k+0.48)-B\cdot(0.124\cdot h_k+0.97)+0.062\cdot h_k, \quad (4.7)$$

де: $A=\alpha/15$; $B=2\cdot b/a$; $h_k=(H/4)^2 - (H/4)$.

У таблиці 4.10 представлені результати розрахунку поправочного коефіцієнта «$K_П$», отримані за формулою (4.7), з факторами в натуральному вигляді в порівнянні з експериментальними даними.

Таблиця 4.10

Величини поправочного коефіцієнта «$K_П$», отримані дослідним шляхом і розрахунком з використанням ЕС-моделі

№ експ-та/розра-хунку	«$K_П$» (розрахунок)	«$K_П$» (експ.)	Різниця, %	№ експ-та/розра-хунку	«$K_П$» (розрах.)	«$K_П$» (експ.)	Різниця, %
1	1,057	1,026	2,93	15	0,842	0,863	2,49
2	0,930	0,926	0,43	16	1,395	1,303	6,59
3	0,904	0,892	1,33	17	0,930	0,918	1,29
4	1,257	1,315	4,61	18	0,842	0,854	1,43
5	0,930	0,942	1,29	19	1,057	1,07	1,23
6	0,904	0,891	1,44	20	0,930	0,918	1,29
7	1,457	1,569	7,69	21	0,904	0,86	4,87
8	0,930	0,939	0,97	22	1,257	1,163	7,48
9	0,904	0,897	0,77	23	0,930	0,93	0,00
10	0,995	1,048	5,33	24	0,904	0,883	2,32
11	0,930	0,915	1,61	25	1,457	1,441	1,10
12	0,842	0,867	2,97	26	0,930	0,945	1,61
13	1,195	1,128	5,61	27	0,904	0,86	4,87
14	0,930	0,921	0,97				

Висновки за четвертим розділом

1. Виконано розрахунково-експериментальні дослідження факторів, що впливають на величину поправочного коефіцієнта «$K_П$», який міг би дозволити враховувати просторову роботу споруди в залежності від його геометричних характеристик.

2. З великої кількості виділені три фактори (рис. 3.9):

– висота насипу «H», м;

– кут нахилу укосів, що примикають до насипу в поздовжньому напрямку «α», град;

– відношення довжини насипу «b» до ширини споруди в основі «a».

3. Результатом цих досліджень є ЕС-модель поправочного коефіцієнта «$K_П$», який використовується у розрахунках стійкості укосів як ґрунтових споруд, так і природних схилів.

4. Отримана ЕС-модель з параметрами, вираженими натуральними величинами, має вигляд:

$$K_П=1.42+A\cdot(0.1\cdot B-0.2)\cdot(B-1)+B^2\cdot(0.062\cdot h_k+0.48)-B\cdot(0.124\cdot h_k+0.97)+0.062\cdot h_k,$$

де: $A=\alpha/15$; $B=2\cdot b/a$; $h_k=(H/4)^2-(H/4)$.

5. В роботі виконані аналіз отриманої ЕС-моделі і перевірка її коректності. В цілому зазначена залежність достовірно описує залежність поправочного коефіцієнта від перерахованих факторів в межах, які для них встановлені в проведених дослідах.

6. Найбільший вплив на поправочний коефіцієнт, що враховує просторову роботу насипу, надає третій фактор (відношення довжини насипу «b» до ширини споруди в основі «a») першого ступеня, третій фактор другого ступеня і їх взаємодія з другим фактором (кут нахилу укосів, що примикають до насипу в поздовжньому напрямку «α»).

7. Отримана ЕС-модель може бути рекомендована для використання в проєктній практиці в межах вивчених умов.

РОЗДІЛ 5. МЕТОД ВРАХУВАННЯ ПРОСТОРОВОГО ЕФЕКТУ ПРИ СТАТИЧНИХ РОЗРАХУНКАХ СТІЙКОСТІ УКОСІВ ҐРУНТОВИХ СПОРУД

5.1. Розробка методу врахування просторового ефекту

Для розробки методу розрахунку стійкості укосів ґрунтових споруд за двовимірними схемами інженерними методами, з урахуванням їхніх топографічних особливостей, було прийнято рішення про виявлення змінного коефіцієнта, який міг би дозволити враховувати просторову роботу споруди в залежності від її геометричних характеристик.

Для цього були побудовані графіки, які дають можливість визначити величину шуканого коефіцієнта, який можна використовувати для уточнення значення коефіцієнта запасу стійкості, отриманого в результаті розрахунків однорідних ґрунтових насипів за двовимірними схемами.

Графіки для визначення поправочного коефіцієнта «$K_П$» для однорідних ґрунтових насипів висотою H = 8, 10, 12, 14 та 16 м представлені на рисунках 5.1 – 5.5.

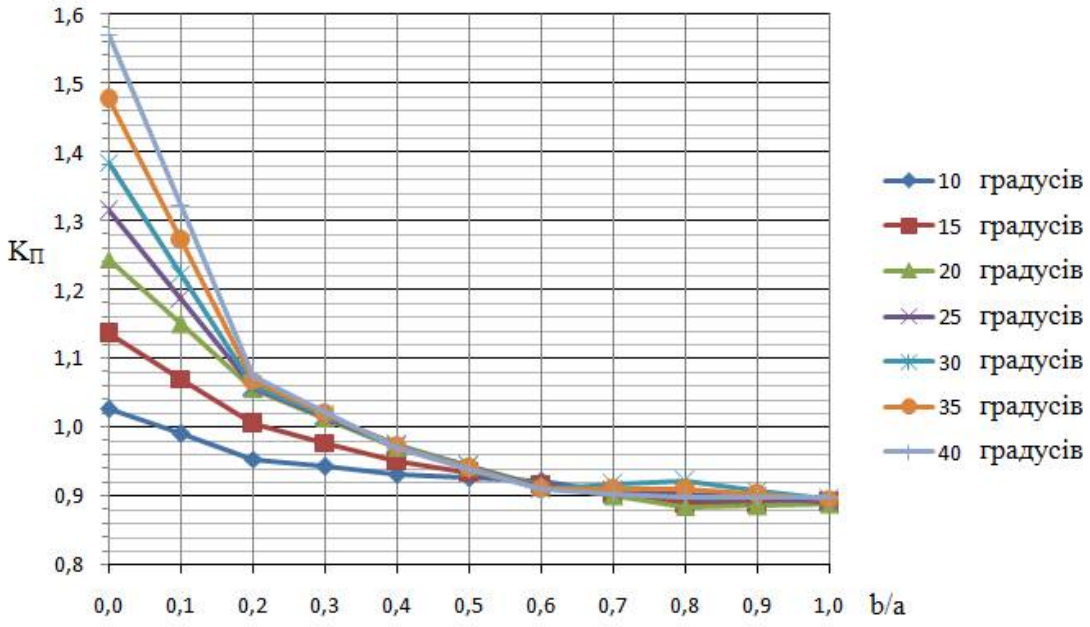


Рис. 5.1 Графік визначення поправочного коефіцієнта «$K_П$» для однорідного ґрунтового насипу висотою H = 8,0 м

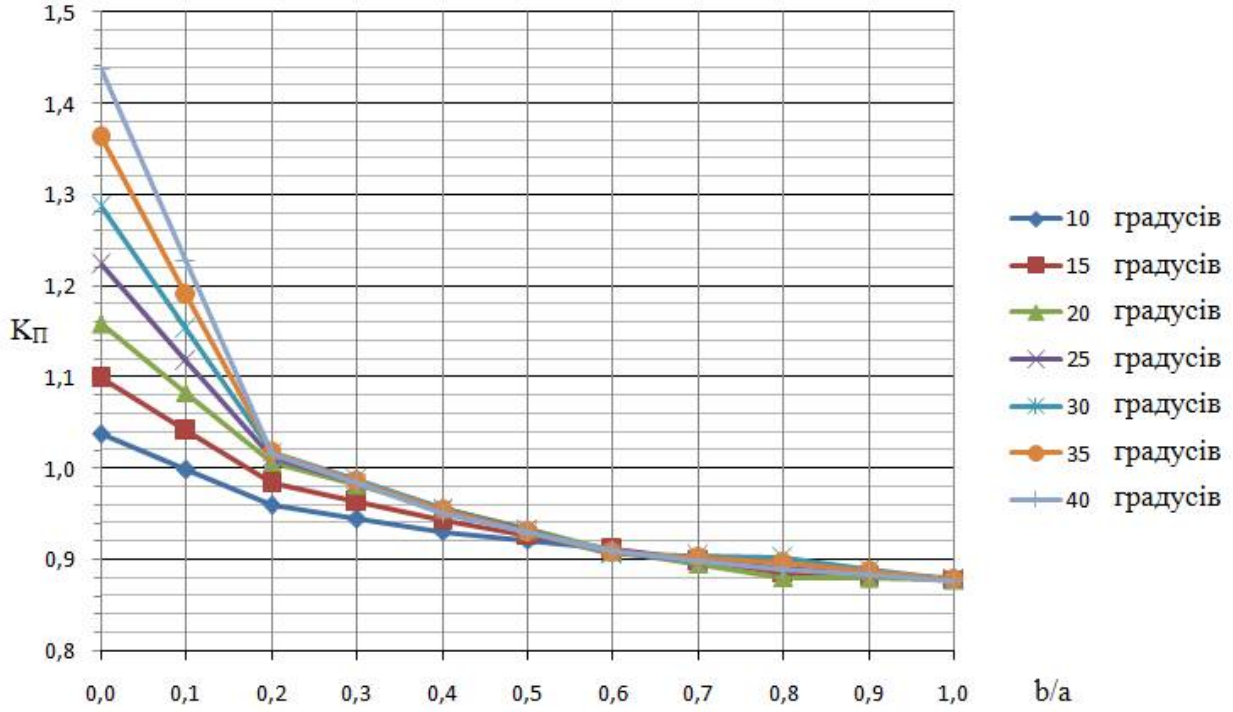


Рис. 5.2 Графік визначення поправочного коефіцієнта «$K_П$» для однорідного ґрунтового насипу висотою H = 10,0 м

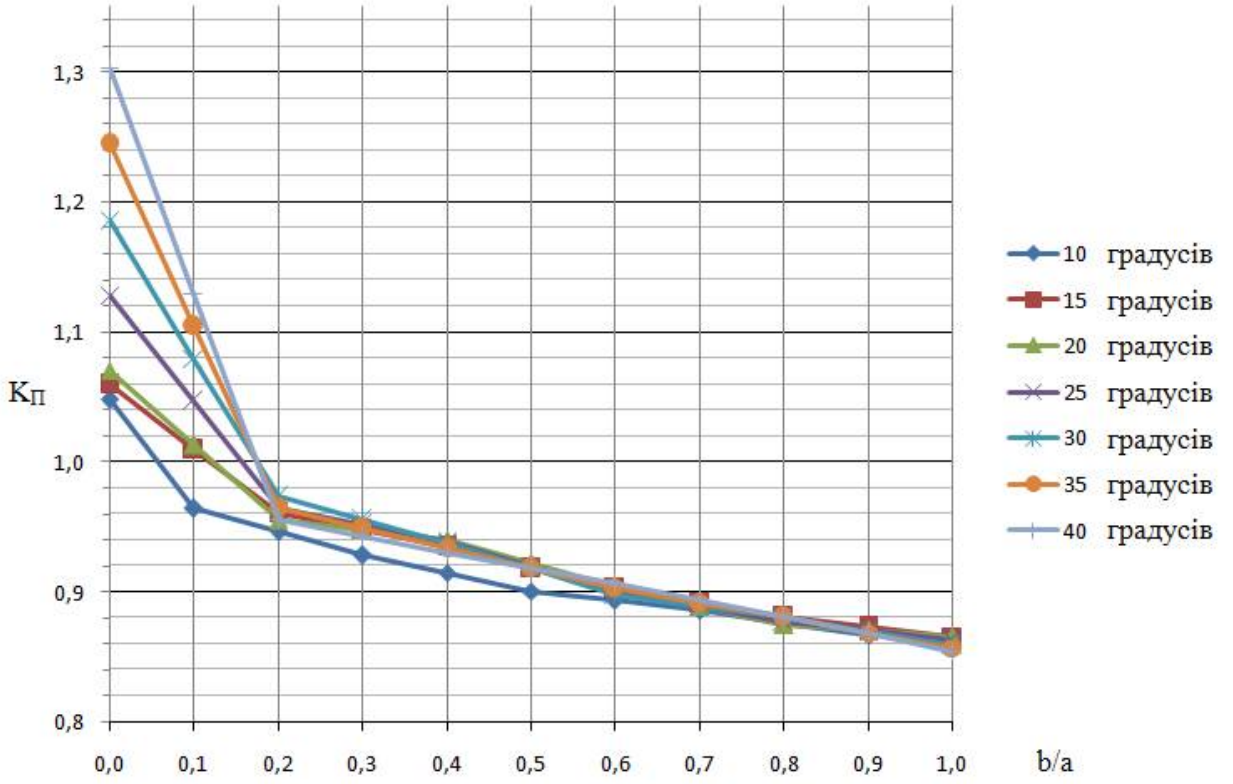


Рис. 5.3 Графік визначення поправочного коефіцієнта «$K_П$» для однорідного ґрунтового насипу висотою H = 12,0 м

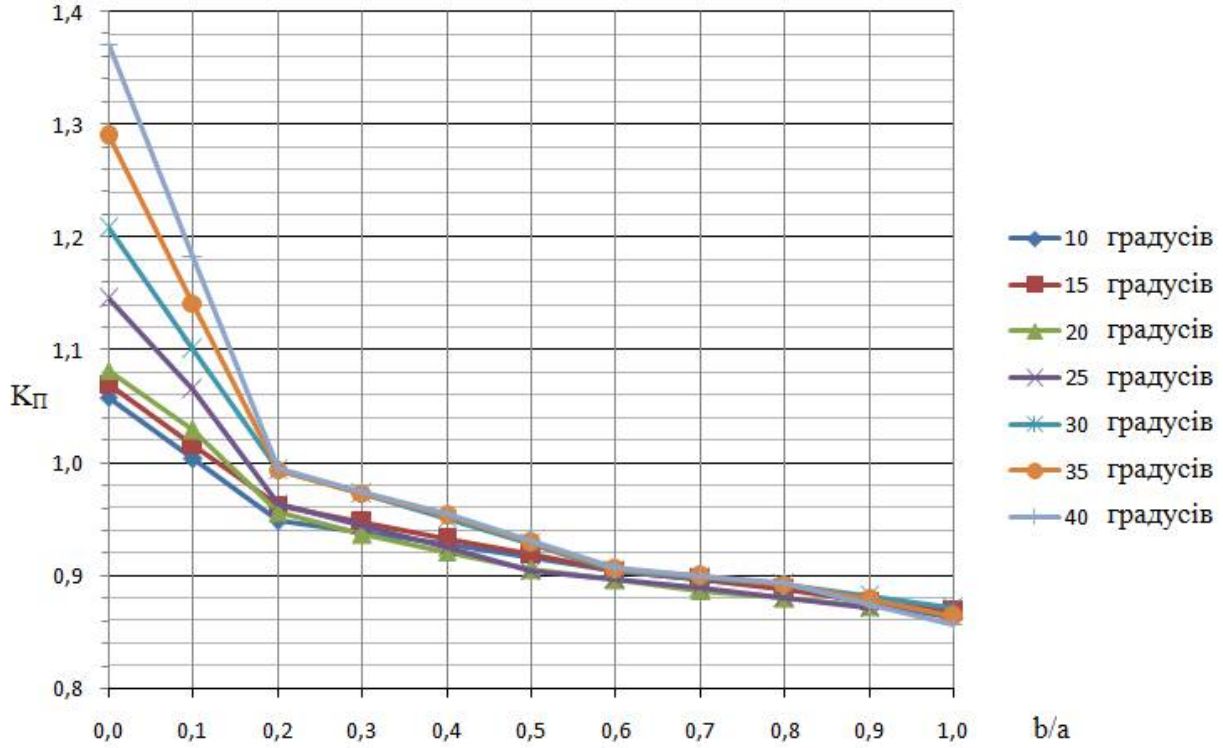


Рис. 5.4 Графік визначення поправочного коефіцієнта «$K_П$» для однорідного ґрунтового насипу висотою H = 14,0 м

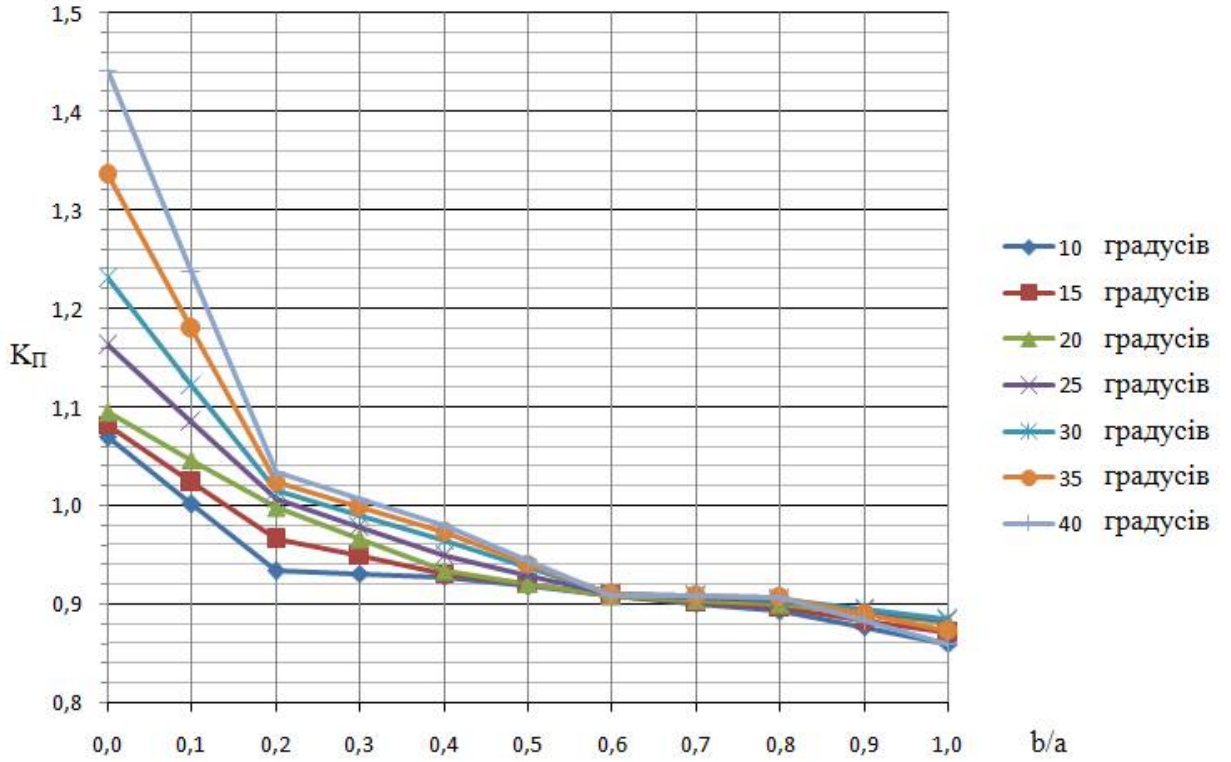


Рис. 5.5 Графік визначення поправочного коефіцієнта «$K_П$» для однорідного ґрунтового насипу висотою H = 16,0 м

На графіках рис. 5.1 – 5.5 по горизонтальній осі відкладається значення відношення протяжності насипу «b» до ширини споруди в основі «a», по осі ординат – значення поправочного коефіцієнта «$K_П$».

Значення коефіцієнта «$K_П$» для проміжних значень висот і кутів нахилу «α» можна визначати шляхом лінійної інтерполяції за графіками рис. 5.1 – 5.5 або за таблицею 5.1, на основі якої були побудовані вищевказані графіки.

Таблиця 5.1

Значення поправочного коефіцієнта «$K_П$»

Кут нахилу «α»	10	15	20	25	30	35	40
b/a=0,0							
H=8,0	1,026	1,135	1,244	1,315	1,385	1,477	1,569
H=10,0	1,038	1,098	1,159	1,223	1,287	1,363	1,438
H=12,0	1,048	1,059	1,070	1,128	1,186	1,245	1,303
H=14,0	1,058	1,070	1,082	1,145	1,208	1,290	1,371
H=16,0	1,070	1,082	1,095	1,163	1,231	1,336	1,441
b/a=0,1							
H=8,0	0,989	1,070	1,150	1,186	1,223	1,272	1,322
H=10,0	0,999	1,041	1,083	1,118	1,153	1,190	1,227
H=12,0	1,006	1,010	1,013	1,046	1,080	1,104	1,129
H=14,0	1,004	1,016	1,029	1,065	1,101	1,142	1,183
H=16,0	1,002	1,024	1,046	1,085	1,123	1,180	1,237
b/a=0,2							
H=8,0	0,953	1,005	1,056	1,058	1,061	1,067	1,074
H=10,0	0,960	0,983	1,007	1,012	1,018	1,017	1,016
H=12,0	0,965	0,960	0,956	0,964	0,973	0,964	0,956
H=14,0	0,949	0,963	0,976	0,985	0,994	0,994	0,994
H=16,0	0,934	0,966	0,998	1,006	1,015	1,025	1,034
b/a=0,3							
H=8,0	0,942	0,977	1,013	1,015	1,017	1,019	1,022
H=10,0	0,945	0,963	0,982	0,984	0,987	0,985	0,983
H=12,0	0,947	0,947	0,948	0,952	0,956	0,949	0,943
H=14,0	0,938	0,948	0,957	0,964	0,972	0,973	0,975
H=16,0	0,931	0,949	0,966	0,978	0,990	0,999	1,007
b/a=0,4							
H=8,0	0,930	0,950	0,970	0,972	0,973	0,971	0,969
H=10,0	0,930	0,943	0,956	0,956	0,957	0,953	0,950
H=12,0	0,929	0,935	0,941	0,939	0,938	0,934	0,930
H=14,0	0,928	0,932	0,937	0,944	0,951	0,953	0,955
H=16,0	0,928	0,931	0,934	0,949	0,965	0,973	0,981

Продовження таблиці 5.1

Кут нахилу «α»	10	15	20	25	30	35	40
b/a=0,5							
H=8,0	0,926	0,934	0,942	0,942	0,942	0,940	0,939
H=10,0	0,921	0,927	0,933	0,932	0,931	0,930	0,929
H=12,0	0,915	0,918	0,922	0,920	0,918	0,918	0,918
H=14,0	0,916	0,919	0,921	0,924	0,927	0,929	0,931
H=16,0	0,918	0,920	0,921	0,929	0,938	0,941	0,944
b/a=0,6							
H=8,0	0,921	0,917	0,914	0,912	0,910	0,910	0,909
H=10,0	0,912	0,911	0,910	0,907	0,905	0,907	0,909
H=12,0	0,901	0,902	0,904	0,901	0,898	0,902	0,906
H=14,0	0,904	0,905	0,905	0,905	0,904	0,905	0,907
H=16,0	0,908	0,908	0,908	0,910	0,911	0,910	0,908
b/a=0,7							
H=8,0	0,905	0,902	0,899	0,907	0,916	0,909	0,903
H=10,0	0,900	0,898	0,895	0,899	0,903	0,901	0,899
H=12,0	0,893	0,891	0,889	0,889	0,889	0,891	0,893
H=14,0	0,897	0,896	0,896	0,897	0,898	0,899	0,900
H=16,0	0,901	0,902	0,904	0,906	0,908	0,908	0,908
b/a=0,8							
H=8,0	0,890	0,887	0,884	0,903	0,921	0,909	0,897
H=10,0	0,889	0,885	0,880	0,891	0,902	0,896	0,890
H=12,0	0,886	0,880	0,875	0,878	0,880	0,880	0,880
H=14,0	0,889	0,888	0,887	0,890	0,892	0,893	0,893
H=16,0	0,893	0,897	0,900	0,903	0,905	0,906	0,907
b/a=0,9							
H=8,0	0,891	0,888	0,886	0,897	0,908	0,903	0,897
H=10,0	0,884	0,882	0,879	0,884	0,890	0,887	0,883
H=12,0	0,876	0,873	0,870	0,870	0,870	0,869	0,867
H=14,0	0,876	0,878	0,880	0,881	0,882	0,878	0,875
H=16,0	0,877	0,884	0,891	0,893	0,895	0,889	0,884
b/a=1,0							
H=8,0	0,892	0,889	0,887	0,891	0,895	0,896	0,897
H=10,0	0,880	0,879	0,877	0,878	0,878	0,877	0,877
H=12,0	0,867	0,866	0,866	0,862	0,859	0,857	0,854
H=14,0	0,863	0,868	0,873	0,872	0,871	0,864	0,857
H=16,0	0,860	0,871	0,881	0,883	0,884	0,872	0,860

Значення поправочного коефіцієнта «$K_П$», також може бути визначено за формулою 4.7, виведеною в результаті проведення математичного планування експерименту в розділі 4:

$$K_П=1.42+A\cdot(0.1\cdot B-0.2)\cdot(B-1)+B^2\cdot(0.062\cdot h_k+0.48)-B\cdot(0.124\cdot h_k+0.97)+0.062\cdot h_k,$$

де: $A=\alpha/15$; $B=2\cdot b/a$; $h_k=(H/4)^2-(H/4)$;

H – висота насипу, м (рис. 3.9);

α – кут нахилу укосів, що примикають, до насипу в поздовжньому напрямку, град. (рис. 3.9);

«b/a» – відношення довжини насипу «b» до ширини споруди в основі «a» (рис. 3.9).

Таким чином, при визначенні коефіцієнта запасу стійкості «K_C», отриманого для двовимірної задачі, необхідно його уточнювати в залежності від геометричних характеристик розрахункової споруди (висота, кут нахилу сусідніх укосів до насипу в поздовжньому напрямку, відношення протяжності насипу до ширини споруди в основі), шляхом множення на поправочний коефіцієнт «$K_П$», отриманий в даній роботі дослідним шляхом:

$$K_C^H=K_C\cdot K_П, \qquad (5.1)$$

де: K_C^H – наведене значення коефіцієнта запасу стійкості укосу ґрунтової споруди з урахуванням її просторового ефекту.

5.2. Застосування розробленого методу

Розроблений та запропонований в роботі метод розрахунку стійкості укосів ґрунтових споруд за двовимірними схемами з урахуванням просторового ефекту (висота насипу або схилу, кут нахилу сусідніх укосів до насипу в поздовжньому напрямку, відношення протяжності насипу до ширини споруди в основі) може бути застосована:

– при проєктуванні протяжних ґрунтових насипів для автомобільних доріг, залізничних колій тощо;

– при проєктуванні ґрунтових гребель, дамб обвалування тощо;

– при розрахунках стійкості ґрунтових укосів як штучної, так і природної будови.

Оцінюючи достовірність запропонованого методу, були виконані тестові розрахунки стійкості укосів з урахуванням різнорідності ґрунтів (природна будова).

В якості вихідних даних, прийнято:

– висота схилу – 10 м;

– кут нахилу укосів, що примикають, в поздовжньому напрямку – 10^0;

– ширина споруди в основі, позначена в роботі через «а» – 60 м;

– відношення довжини схилу до його ширині в основі «b/a» – 0, 0,5 та 1,0.

Загальний вигляд розрахункової схеми представлений на рис. 5.6.

В результаті розрахунків для трьох розрахункових випадків в тривимірній постановці завдання були отримані значення коефіцієнтів запасу стійкості «$К_С$»:

– при b/a = 1,0 – «$К_С$» = 1,353;

– при b/a = 0,5 – «$К_С$» = 1,483;

– при b/a = 0,0 – «$К_С$» = 1,658.

Значення коефіцієнта запасу стійкості «$К_С$», отриманого за двовимірною схемою, склало 1,564.

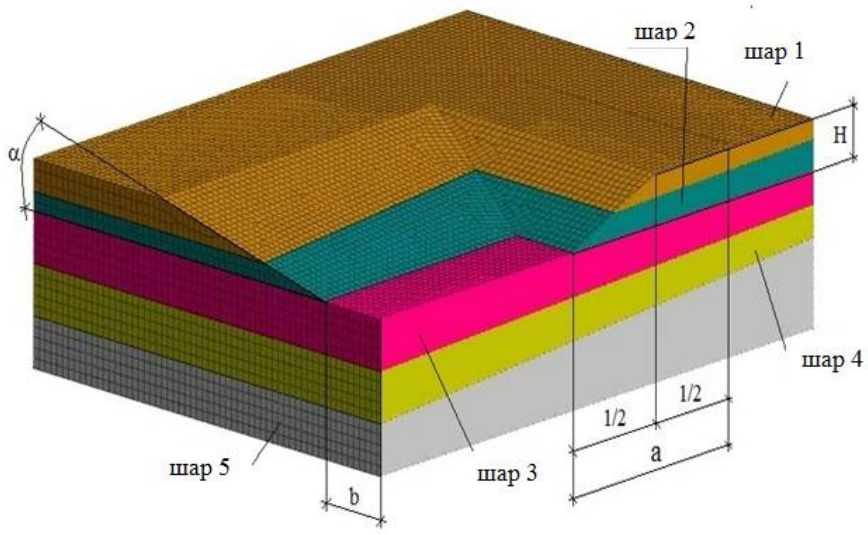


Рис. 5.6 Параметри вихідних даних

Далі для розглянутої математичної моделі різнорідного ґрунтового схилу були визначені наведені значення коефіцієнтів запасу стійкості «K_C^H» за запропонованою формулою 5.1. Значення поправочних коефіцієнтів «$K_П$» приймалися за таблицею 5.1 і за виведеною формулою 4.7. Результати розрахунків зведені в таблицю 5.2.

Таблиця 5.2

Значення коефіцієнтів «K_C^H»для тестової задачі

Метод визначення поправочного коефіцієнта	«K_C^H»для висоти укосу H=10м, кут α=10^0		
	b/a=0,0	b/a=0,5	b/a=1,0
Таблиця 5.1	1,564·1,038= **=1,623**	1,564·0,921= **=1,440**	1,564·0,880= **=1,376**
Формула 4.7	1,564·1,011= **=1,581**	1,564·0,930= **=1,455**	1,564·0,858= **=1,342**

Для аналізу отриманих результатів були побудовані графіки зіставлення значень коефіцієнтів запасу стійкості, отриманих за результатами розрахунків тестового завдання і пропонованого методу (рис. 5.7).

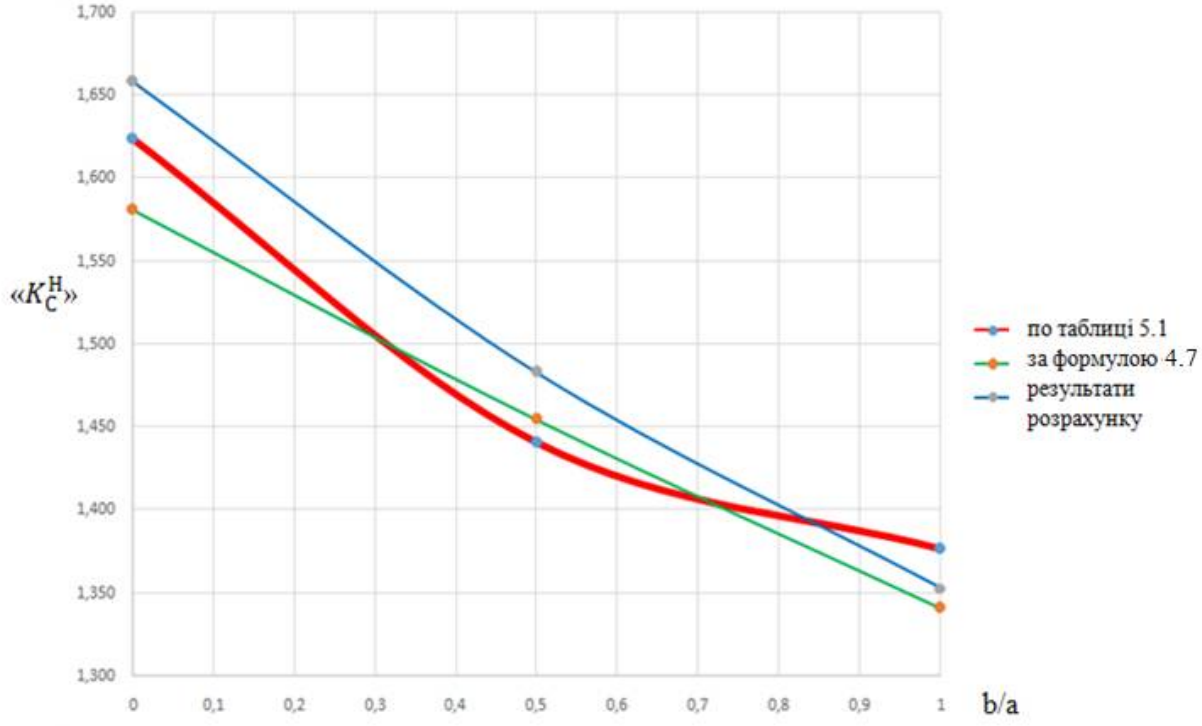


Рис. 5.7 Зіставлення значень коефіцієнтів запасу стійкості

На графіку (рис. 5.7) по горизонтальній осі відмічено відношення протяжності схилу до його ширині в основі «b/a», по вертикальній осі – значення коефіцієнтів «K_{C}^{H}». У відсотковому відношенні відхилення отриманих результатів розрахунків від запропонованого методу склало:

– для b/a=1,0 – 2,6% (за формулою 4.7) та 1,7% (по таблиці 5.1);

– для b/a=0,5 – 1,0% (за формулою 4.7) та 3,0% (по таблиці 5.1);

– для b/a=0,0 – 2,6% (за формулою 4.7) та 2,1% (по таблиці 5.1).

Висновки за п’ятим розділом

1. Запропонований метод розрахунку стійкості ґрунтового укосу за двовимірними схемами при застосовуванні виведеного поправочного коефіцієнта дозволяє в достатній мірі оцінити ступінь стійкості розрахункової споруди з урахуванням її геометричних особливостей.

2. Застосовуючи запропонований метод в розрахунках стійкості ґрунтових укосів, в значній мірі можна зменшити трудовитрати, необхідні для створення і розрахунку тривимірних моделей.

3. Формула (5.1) для визначення наведеного значення коефіцієнта запасу стійкості може бути застосована для розрахунків стійкості як однорідних, так і різнорідних ґрунтових насипів або схилів, геометричні характеристики яких розглянуті в представленій роботі.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Виявлено вплив форми ґрунтових укосів на значення коефіцієнта запасу стійкості. Виконання розрахунків ґрунтових укосів в тривимірній постановці завдання, з урахуванням форми ґрунтових укосів в просторі, дає результати наближені до реальності, на відміну від результатів, отриманих загальноприйнятими і поширеними інженерними методами за двовимірними схемами.

2. При розрахунках стійкості укосів однорідних ґрунтових споруд з урахуванням їх просторової роботи, в певних умовах, значення коефіцієнта запасу стійкості, отриманого в результаті розрахунку тривимірної схеми, дає значний запас стійкості відносно двовимірних розрахунків (іноді більше 50%). Вказаний фактор може призводить до необґрунтованого зростання вартості проєктованої ґрунтової споруди за рахунок збільшення об’ємів використовуваних матеріалів і відповідно кількості трудових витрат. Також, при розрахунках стійкості протяжних ґрунтових насипів за двовимірними схемами, отримане значення коефіцієнта запасу стійкості може давати завищений результат (за певних умов більше 14%), що може призвести до порушення цілісності проєктованої споруди.

3. Створена експериментально-статистична модель врахування просторових ефектів при двомірних розрахунках стійкості ґрунтових укосів. Виконано аналіз отриманої ЕС-моделі і перевірка її коректності. В цілому зазначена ЕС-модель достовірно описує залежність поправочного коефіцієнта від факторів протяжності розрахункового схилу або укосу ґрунтової споруди та кута нахилу укосів, що примикають до насипу в поздовжньому напрямку.

4. Розроблено та запропоновано для використання метод врахування просторового ефекту при статичних розрахунках стійкості укосів ґрунтових споруд. Застосовуючи запропонований метод в розрахунках стійкості ґрунтових укосів, в значній мірі можна зменшити трудовитрати, необхідні для створення і розрахунку тривимірних моделей.

5. Розроблений метод було використано при виконанні робочого проєкту інженерного захисту схилу на території Грецького (Місячного) парку в межах кордонів вулиць: Військового спуску, Приморського бульвару, вул. Приморської, Потьомкінських сходів м. Одеси; при виконанні утримуючих споруд в районі нового будівництва адміністративної будівлі, допоміжних споруд та інфраструктури для відпочинку, рекреаційно-оздоровчого призначення за адресою: м Одеса, 13 ст. В. Фонтану (район пляжу «Курортний»).

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Кан К. Сравнительный анализ учета сейсмического воздействия при количественной оценке устойчивости склонов в России, Китае и Европе / К. Кан, О.В. Зеркаль, Ц. Лю // Перспективы развития инженерных изысканий в строительстве в Российской Федерации: XIII Общероссийская научно-практическая конференция и выставка (29.11-01.12.2017 г. Москва). – М.: Изд-во Геомаркетинг, 2017. – С. 533-540.

2. Фоменко И. К. Преимущества методов оценки устойчивости склонов в трехмерной постановке / И. К. Фоменко, О. В. Зеркаль // Геотехника, № 5, 2011. – С. 38–41.

3. Гольдштейн М. Н. Вариационный метод решения задач об устойчивости грунтов / М. Н. Гольдштейн // Вопросы геотехники: Тр. ДИИТ. – К., 1969. – № 16.

4. Маслов Н. Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии / Н.Н. Маслов. – М.: Высшая школа, 1968. – 630 с.

5. Эккель Э. Б. Оползни и инженерная практика / Под ред. Э. Б. Эккеля, пер. с англ. М. Н. Гольдштейн. – М.: Трансжелдориздат, 1960. – 268 с.

6. Тейлор Д. Основы механики грунтов / Д. Тейлор; пер. с англ. Г. Л. Игнатюк. – М.: Госстройиздат, 1960. – 598 с.

7. Терцаги К., Пек Р. Механика грунтов в инженерной практике / К. Терцаги, Р. Пек – М.: Госстройиздат, 1958. – 607 с.

8. Терцаги К. Теория механики грунтов / К. Терцаги. – М.: Госстройиздат, 1961. – 507 с.

9. Федоров И. В. Методы расчета устойчивости склонов и откосов / И. В. Федоров. – М.: Госстройиздат, 1962. – 201 с.

10. Харр М. Е. Основы теоретической механики грунтов / М. Е. Харр; пер с англ. М. Н. Гольдштейн. – М.: Стройиздат, 1971. – 320 с.

11. Хоу Б. К. Основы инженерного грунтоведения / Пер. с англ. и общая ред. д-ра техн. наук проф. Н. Н. Маслова. – М.: Стройиздат, 1966. – 460 с.

12. Великий Д. И. Влияние различных факторов на значения коэффициента устойчивости и положение центров опасных кривых скольжения при расчетах откосов грунтовых плотин / Д. И. Великий, С. В. Дмитриев // Вісник Одеського національного морського університету, 2015, №2(44), С.90-96.

13. Осадчий В. С. Определение зоны центров окружностей кривых скольжения для однородных грунтовых плотин с учетом сейсмических воздействий / В. С. Осадчий, К. И. Анисимов, Д. И. Великий // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2016, № 63, С.230-234.

14. Цытович Н. А. Механика грунтов: учебник для вузов / Н.А. Цытович. – М.: Высшая школа, 1983. – 288 с.

15. Чеботарев Г. П. Механика грунтов, основания и земляные сооружения / Г. П. Чеботарев; пер. с англ. Н. Н. Маслова. – М.: Стройиздат, 1968. – 616 с.

16. Федоров И. В. Методы расчета устойчивости склонов и откосов / И.В. Федоров. – М.: Госстройиздат, 1971. – 202 с.

17. Чугаев Р. Р. Земляные гидротехнические сооружения (теоретические основы расчета) / Р. Р. Чугаев. – Л.: Энергия, 1967. – 196 с.

18. Шахунянц Г. М. Железнодорожный путь / Г. М. Шахунянц. – М.: Транспорт, 1969. – 479 с.

19. Соловьев Ю. И. Устойчивость откосов из гипотетического грунта / Ю. И. Соловьев // Тр. ин-та / Новосибитский ин-т инж. ж.-д. Тр-та. 1962. Вып. 28. – С. 37-41.

20. Гольдштейн М. Н. О применении вариационного исчисления к исследованию устойчивости оснований и откосов / М. Н. Гольдштейн // Основания, фундаменты и механика фунтов. 1969. № I. – С. 2-6.

21. Фисенко Г. И. Устойчивости бортов карьеров и отвалов / Г. И. Фисенко. – М.: Недра, 1965. – 378 с.

22. Герсеванов Н.М. Об определении сопротивления свай по их отказу / Н. М. Герсеванов, 1917. – 97 с.

23. Гинзбург Л. К. Противооползневые удерживающие конструкции / Л.К. Гинзбург. – М.: Стройиздат, 1979. – 80 с.

24. Гольдштейн М. Н. Исследования устойчивости оползневых масс и способы ее повышения / М. Н. Гольдштейн // В кн. «Борьба с оползнями, обвалами и размывами на железных дорогах Кавказа». – М., Трансжелдориздат, 1961. – С. 15-32.

25. Чугаев Р.Р. Расчет устойчивости земляных откосов и бетонных плотин на нескальном основании по методу круглоцилиндрических поверхностей обрушения / Р. Р. Чугаев. – Государственное энергетическое издательство, 1966. – 145 с.

26. Чугаев Р. Р. Земляные гидротехнические сооружения (теоретические основы расчета) / Р. Р. Чугаев. – Л.: Энергия, 1967. – 460 с.

27. Чугаев Р.Р. Об усилиях в скелете грунта, насыщенного водой, и о противодавлении / / Р. Р. Чугаев // Известия ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева, Т.33, 1947. – С. 36-51.

28. Котов М. Ф. Механика грунтов в примерах / М. Ф. Котов. – М.: Высшая школа, 1968. – 271с.

29. Маслов Н. Н. Механика грунтов в практике строительства [Текст] : оползни и борьба с ними : учеб. пособие для вузов / Н. Н. Маслов. – М.: Стройиздат, 1977. – 320 с.

30. Трофименков Т. Г. Справочник проектировщика: Сложные основания и фундаменты / Под ред. к. т. н. Т. Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1969. – 271 с.

31. Федоров И. В. Методы расчета устойчивости откосов и склонов / И. В. Федоров. – М.: Госстройиздат, 1962. – 202 с.

32. Левин С. В. Механика грунтов / С. В. Левин // Учеб. пособие для геол.-развед. и горных вузов. – М.: Недра, 1964. – 163 с.

33. Эккель Э. Б. Оползни и инженерная практика / Под ред. Э. Б. Эккеля: Сокращ. пер. с англ. проф. М. Н. Гольдштейна. – М.: Трансжелдориздат, 1960. – 268с.

34. Перковский Л. Л. Элементы расчета устойчивости оползневого массива/ Л. Л. Перковский // Оползни и борьба с ними: тр. Сев.-Кавказ. семинара. Ставрополь, 1964. – С. 25-29.

35. Цытович Н. А. Механика грунтов / Н. А. Цытович. – М.: Высшая школа, 1973. – 448с.

36. Шахунянц Г. М. К вопросу выбора рациональных методов расчета склонов / Г. М. Шахунянц // Оползни и борьба с ними: тр. Сев.-Кавказ. семинара. Ставрополь, 1964. – С. 34-46.

37. Шахунянц Г. М. Железнодорожный путь / Г. М. Шахунянц // Учебник для студентов и аспирантов вузов железнодорожного транспорта. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Транспорт, 1987. – 479 с.

38. Басилов В. В. Справочник инженера-путейца / Под ред. В. В. Басилова, М. А. Чернышева. – Т. 1. – М.: Транспорт, 1972. – 767 с.

39. Шабанов А. Д. Крепление напорных земляных откосов / А. Д. Шабанов. – М.: Стройиздат, 1971. – 140 с.

40. Ясюнас Л. П. Вопросы борьбы с оползнями на железных дорогах / Л. П. Ясюнас. – М.: Трансжелдориздат, 1949. – 160 с.

41. Бобрович А. С. Математическое определение запаса устойчивости оползневых объектов: дис. к.т.н Ульяновский государственный технический университет. – Ульяновск, 2008. – 147 с.

42. Бухарцев В. Н. Оценка устойчивости грунтовых массивов / В. Н. Бухарцев, Нгуен Тхай Хоанг // Инженерно-строительный журнал. – 2012. – №9. – С. 41–48.

43. Шахунянц Г. М. Расчет устойчивости склонов и откосов против скольжения пород / Г. М. Шахунянц // В кн. Материалы совещания по вопросам изучения оползней и мер борьбы с ними. – К.: Изд-во Киевского ун-та, 1964. – С. 16-25.

44. Janbu N. Application of composite slip surface for stability analysis. In Proceedings of the European Conference on Stability of Earth Slopes Stockholm, Sweden. Balkema, Rotterdam / N. Janbu. – 1954. – Pp. 43-49.

45. Janbu N. Slope stability computation / N. Janbu // Embankment–Dam Engineering. – 1973. – Casagtande volume. – Pp. 47-86.

46. Bishop A.W. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes / A.W. Bishop // Géotechnique. – 1955. – № 5. – Pp. 7-17.

47. Bishop A. W. Stability coefficients for earth slopes / A. W. Bishop, N. Morgenstern // Geotechnique, Vol. 10, No. 4. – 1960. – Pp. 164-169.

48. Morgenstern N. R., Price V. E. The analysis of the stability of general – slip surface / N. R. Morgenstern // Geotechnique. – 1965. – № 15. – Pp. 70-93.

49. Morgenstern N. R. A Numerical Method for Solving the Equations of Stability of General Slip Surfaces / N. R. Morgenstern, V. E. Price // The Computer Journal. – Vol. 4. – 1967. – Pp. 388-393.

50. Krahn J. Slope stability computer program for Morgenstern – Price method of analysis / J. Krahn, V. E. Price, N. R. Morgenstern // University of Alberta, Edmonton, Alta. – Vol. 14. – 1967. – Pp. 275-283.

51. Бухарцев В. Н. Оценка устойчивости грунтовых откосов вариационным методом / В. Н. Бухарцев // Межвузовский сборник научных трудов по гидротехническому и специальному строительству. – М.: МГСУ, 2002. – 401 с.

52. Fomenko I. K. Proceeding of the technical meeting TC207 – Workshopon soil–structure Interaction and Retainig Walls / I. K. Fomenko, O. V. Zerkal // Tree–dimensional slope stability analysis. – Dubrovnic, 2011. – Pp. 125-129.

53. Фоменко И. К. Преимущества методов оценки устойчивости склонов в трехмерной постановке / И. К. Фоменко, О. В. Зеркаль // Геотехника. – № 5. – 2011. – С. 38-41.

54. Зеркаль О. В. Рудник будущего: проекты, технологии, оборудование. Синтез знаний в естественных науках / О. В. Зеркаль, И. К. Фоменко // Сопоставимость двух- и трехмерного анализа устойчивости склонов. – Т. 1. – Пермь, 2011. – С. 46-49.

55. MIDAS GTS NX. Пособие по расчетам – М. 2014. – 306 с.

56. Cavounidis S. On the ratio of factor of safety in slope stability analyses / S. Cavounidis // Geothnique, Vol. 37, No. 2. – 1987. – Pp. 207-210.

57. Anagnosti P. Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering / P. Anagnosti // Three dimensional stability of fill dams. – Mexico, 1969. – Pp. 275-280.

58. Montgomery D. R. A Physically Based Model for the Topographic Controlon Shallow Landsliding / D. R. Montgomery, W. E. Dietrich // Water Resources Research. Vol. 30, No. 4. – 1994. – Pp. 1153-1171.

59. Hovland H. J. Three-dimensional slope stability analysis method / H. J. Hovland // Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 103, No. 9. – 1977. – Pp. 971-986.

60. Chen R. H. Three-dimensional limit equilibrium analysis of slopes / R. H. Chen, J. L. Chameau // Geotechnique, Vol. 32, No. 1. – 1983. – Pp. 31-40.

61. Spencer E. A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter–slice forces / E. Spencer // Geotechnique, Vol. 17. – 1967. – Pp. 11-26.

62. Chen R. H. Three-dimensional slope stability analysis / R. H. Chen // Purdue University, West Lafayette, Indiana, Joint Highway Research Project. Eng. Experiment station Report JHRP–81–17, 1981. – Pp. 98-110.

63. Chen R. H. Three-dimensional limit equilibrium analysis of slopes / R. H. Chen, J. L. Chameau // Geotechnique, Vol. 32, No. 1. – 1983. – Pp. 31-40.

64. Chen W. F. Limit analysis and soil plasticity / W. F. Chen. – Amsterdam: Elsevier Science Publisher, 1975. – 638 p.

65. Hungr O. An extension of Bishop's Simplified Method of slope stability analysis to three dimensions / O. Hungr // Geotechnique. London, Vol. 37, No. 1. – 1987. – Pp. 113-117.

66. Чугаев Р. Р. Расчет общей устойчивости откосов земляной плотины с учетом фильтрационных сил / Р. Р. Чугаев // Гидротехн. стр-во. 1965. № 5. – С. 59-65.

67. Hungr O. Evaluation of a Three-Dimensional Method of Slope Stability Analysis / O. Hungr, F. M. Salgado, P. M. Byrne // Canadian Geotechnical Journal, Vol. 26. – 1989. – Pp. 679-686.

68. Duncan J. M. State of the Art: Limit Equilibrium and Finite Element Analysis of Slopes / J. M. Duncan // Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 122, No. 7. – 1996. – Pp. 577-596.

69. Фоменко И. К. Современные тенденции в расчетах устойчивости склонов / И. К. Фоменко // Инженерная геология. – № 6. – 2012. – С. 44-53.

70. Иванов А. И. Расчет устойчивости откосов плотин насыпей и выемок / А. И. Иванов // Нижнее-Волгопроект. – 1936. – Вып. VI ОНТИ. – С. 41-49.

71. Калинин Э. В. Инженерно-геологические расчеты и моделирование / Э. В. Калинин. – М.: Изд-во МГУ, 2006. – 242 с.

72. ДБН В.1.1–12:2014 «Строительство в сейсмических районах Украины». – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2014. – 110 с.

73. ДБН В.2.4–20:2014 «Греблі з ґрунтових матеріалів. Основні положення». – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2014. – 126 с.

74. ДБН В.1.1–46:2017 «Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от оползней и обвалов. Основные положения». – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. – 47 с.

75. ОДМ 218.2.006–2010 «Рекомендации по расчету устойчивости оползнеопасных склонов (откосов) и определению оползневых давлений на инженерные сооружения автомобильных дорог». – М.: Федеральное дорожное агентство (росавтодор), 2010. – 116 с.

76. Методические рекомендации по предотвращению оползней на автомобильных дорогах Таджикской ССР // Государственный Всесоюзный дорожный научно-исследовательский институт (СоюзДорНИИ). – М.: 1977. – 52 с.

77. Zhang C., Yingbin et al. Effects of geometries on three-dimensional slope stability / C. Zhang, Yingbin // Canadian Geotechnical Journal, Vol. 50, No. 3. – 2013. – Pp. 233-239.

78. Kalatehjari Determination of three-dimensional shape of failure in soil slopes / Kalatehjari, Roohollah// Canadian Geotechnical Journal, Vol. 52, No. 9. – 2015. –Pp. 1283-1291.

79. Thamer Yacoub Using Shear Strength Reduction Method for 2D and 3D Slope Stability Analysis / Thamer Yacoub, Ph. D. P. Eng. President, Rocscience Inc. – 521 c.

80. Fomenko I. K. Proceeding of the technical meeting TC207 – Workshopon soil-structure Interaction and Retainig Walls / I. K. Fomenko, O. V. Zerkal // Tree-dimensional slope stability analysis. – Dubrovnic, 2011. – Pp. 125-129.

81. Фоменко И. К., Зеркаль О. В. Преимущества методов оценки устойчивости склонов в трехмерной постановке / И. К. Фоменко, О. В. Зеркаль // Геотехника, № 5. – 2011. – С. 38-41.

82. Gitirana G. (Jr.) Three-dimensional analysis of the Lodalenl and slide / G. (Jr.) Gitirana, M. A. Santos, M. Fredlund // Proceedings of the GeoCongress'2008. – New Orleans, 9–12, March 2008. – Pp. 345–352.

83. Stark T. Performance of Three-Dimensional Slope Stability Methods in Practice / T. Stark, H. Eid // Journal of Geotechnical and Geoenviron-mental Engineering, Vol. 124, No. 11. – 1998. – Pp. 1049-1060.

84. Кроник Я. А. Криогенные процессы и явления в грунтовых сооружениях и их основаниях / Я. А. Кроник //. В кн.: Инженерное мерзлотоведение. Материалы III международной конференции по мерзлоотведению. Новосибирск. «Наука». 1979 г, – С. 204-213.

85. Великий Д. И. Устойчивость откосов грунтовых плотин с учетом их пространственной работы / Д. И. Великий // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2016, № 64, С.160-164.

86. Великий Д. И. Влияние пространственной модели откосов грунтовых плотин на результаты расчетов их устойчивости / Д. И. Великий, В. Г. Бааджи, А. Г. Гайсюк, А. А. Матвиенко // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2018, № 71, С.149-153.

87. Кроник Я. А. Грунтовые сооружения в сложных геолого-климатических условиях / Я. А. Кроник // Часть 1. Учебное пособие для курсов переаттестации и повышения квалификации. М. МГСУ, 2004 г. – 29 с.

88. Дмитриев С. В. Экспериментальные исследования влияния периодических изменений температуры фильтрующейся воды на пьезометрические напоры / С. В. Дмитриев, Д. И. Великий, А. С. Бондаренко // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2015, № 60, С.79-85.

89. Anisimow K. Krzywa depresji w gruntowych zaporach wodnych przy uwzględnieniu sezonowych zmian temperatury / K. Anisimow, S. Dmitrijew, V. Osadczy, D. Velyky // Inzynieria Morska i Geotechnika. – Drukarnia MISIURO Zbignev MisioroPL, 2016. – NR 4. – Pp. 230-233.

90. Леонардс Д. А. Основания и фундаменты / Под ред. проф. Д. А. Леонардса: Пер. с англ. проф. М.Н. Гольдштейна // М.: Стройиздат, 1968. – 504 с.

91. Федоров И. В. Учет фильтрационного воздействия при расчете устойчивости земляных откосов / И.В. Федоров // Устойчивость фильтрующих откосов: материалы Всесоюзного совещания. – Минск: БПИ, 1969. – С. 207-223.

92. Анисимов К. И. Вопросы реконструкции дамбы Хаджибейского лимана / К. И. Анисимов, В. Г. Бааджи, Д. И. Великий, А. С. Салтыкова, П. Б. Айсман, В. Д. Шуминский // Збірник тез міжнародної науково-технічної конференції «Гідротехнічне і транспортне будівництво». – Одеса, 2019, – С.3-7.

93. Основания гидротехнических сооружений. СП 23.13330.2011 [действительный от 2011-05-20]. М : Минрегион России, 2010. – 111 с.

94. Чугаев Р. Р. Дифференциальные уравнения неустановившегося движения жидкости и фильтрационные силы для общего случая слитно пористого тела / Р. Р. Чугаев // Известия ВНИИГ им. Веденеева Б. Е. – Л., 1965. – Т. 78. – С. 54-59.

95. Хуан Я.Х.Устойчивость земляных откосов. / Пер. с. англ. В. С. Забавина; Под ред. В.Г. Мельника // Перевод изд.: Stability analysis of earth slopes / Yand H. Huang. – ISBN 5-274-00224-2. М : Стройиздат, 1988. – 240 с.

96. Бухарцев В. Н. Решение задачи о фильтрации в однородном прямоугольном грунтовом массиве на основе вариационных принципов / В. Н. Бухарцев, М.Р. Петриченко // Гидротехническое строительство. – 2012. – №3. – С. 32-37.

97. Чугаев Р. Р. Об ошибках, допускаемых некоторыми авторами при замене фильтрационных сил поверхностными силами гидротехнического давления / Р. Р. Чугаев // Устойчивость фильтрующих откосов. – Минск, 1969. – С. 25-31.

98. Бухарцев В. Н. Влияние формы поверхности обрушения на меру запаса устойчивости грунтовых массивов / В. Н. Бухарцев, Нгуен Тхай Хоан // Гидротехническое строительство. – 2013. – №7. – С. 17-20.

99. Цытович Н. А. Механика грунтов (краткий курс) / Н. А. Цытович – М.: Высшая школа, 1983. – 288 с.

100. Зыонг М. Х. Региональный прогноз оползневой опасности на основе морфометрических критериев рельефа (на примере района Ха Лонг - Кам Фа на северо-востоке Вьетнама) / М. Х. Зыонг, И. К. Фоменко, В. В. Пендин // Разведка и охрана недр, № 7,2013. С. 43-47.

101. Маций С. И. Противооползневая защита и управление риском / дис. доктора технических наук: 05.23.11. Волгоград. 2010. – 380 с.

102. Фоменко И. К. Преимущества методов оценки устойчивости склонов в трехмерной постановке / И. К. Фоменко, О. В. Зеркаль // Геотехника, № 5, 2011. – С. 38-41.

103. Тейлор Д. Основы механики грунтов / Пер. с англ. инж. Г. Л. Игнатюка. – М.: Госстройиздат, 1960. – 598 с.

104. Спасская К.А. Критерии выбора варианта направления трассы железно дороги, учитывающее развитие оползневых процессов / К. А. Спасская // Интернет-журнал «Науковедение». – 2014. – Вып. 3. – С. 1-11.

105. Латыпов А. И. Моделирование развития оползневых процессов для прогноза оползневой опасности на территории горнолыжного комплекса «Казань» и г. Иннополис / А. И. Латыпов, Н. И. Жаркова, И. С. Нуриев // Ученые записки Казанского Университета. Естественные науки. – 2014. – Т. 156. – Кн 1. – С. 148-162.

106. Латыпов А.И., Жаркова Н.И. Оценка оползневой опасности на территории строящегося города Иннополис (Татарстан) для организации системы геодинамического мониторинга // Инженерные изыскания. – 2013. – № 10–11. – С. 56-59.

107. Bossi G. Capabilities of continuous and discontinuous modeling of a complex, structurally controlled landslide / G. Bossi, L. Zabuski, A. Pasuto, G. Marcato // Geotech. Geol. Eng. – 2016. – № 34. – Pp. 1677-1686.

108. Jing L. A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modeling for rock mechanics and rock engineering / L. Jing // Int. J Rock Mech. Min. Sci. – 2003. – № 40. – Pp. 283-353.

109. Sturny R. A. Bayesian Networks for Assessing the Reliability of a Glacier Lake Warning System in Switzerland / R. A. Sturny, M. Brundl // Interpraevent 2014 in the Pacific Rim // Eds. M. Fujita et al. – Nara, Japan, 2014. – Pp. 212-213.

110. Hungr O. The occurrence and classification of massive rock slope failure / O. Hungr, S. Evans // Felsbau. – 2004. – № 22. – Pp. 16-23.

111. Lacasse S. Event tree analysis of Aknes rock slide hazard / S. Lacasse, U. Eidsvik, F. Nadim // 4th Canadian conference on geohazards. – Quebec: Universite Laval, 2008. – Pp. 20-24.

112. Loew S. Monitoring of potentially cata strophic rockslides / S. Loew, V. Gischig, J. Moore // Proc. of 11th Int. and 2nd North Am. Symp. on Landslides and Engineered Slopes. – Banff, Canada, 2012. – Pp. 101-116.

113. Petley D. A new model for the development of movement in progressive landslides / D. Petley, T. Higuchi, S. Dunning // International conference on landslide risk management. – Vancouver: Taylor & Francis Ltd., 2005. – Pp. 350-358.

114. Гольдин А. Л. Проектирование грунтовых плотин / А. Л. Гольдин, Л. Н Рассказов. – М.: Энергоатомиздат, 1987. – 384 с.

115. Менабдишвили П. З. Исследование влияния рельефа и состава пород на устойчивость склонов в неблагоприятных инженерно-геологических и сейсмических условиях / П. З. Менабдишвили // Збірник наукових праць Строительство, материаловедение, машиностроение. Вип. 100, 2017. – С. 108-111.

116. ДБН В.1.1-3-97 «Інженерний захист територій, будинків і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення». – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 1998. – 47 с.

117. Отчет «Расчет устойчивости склона на территории Греческого (Лунного) парка в пределах границ улиц: Военного спуска, Приморского бульвара, ул. Приморской, Потемкинской лестницы в г. Одессе», 2016 г. – 41 с.

118. Бондаренко А. В. Сравнительный анализ расчета устойчивости однородных грунтовых плотин для плоской и объемной задач / А. В. Бондаренко, Д. И. Великий, К. В. Егупов, В. П. Слободянюк // Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник. – Київ, 2012, № 76, С.320-325.

119. Технический отчет о инженерно-геологических условиях участка проектирования благоустройства Греческого парка в пределах улиц: Военный спуск, Приморский бульвар, ул. Приморская, Потемкинская лестница в г. Одессе, 2016 г. – 26 с.

120. Гаврилов А. В. Оценка устойчивости оползневых склонов на основе трехмерного моделирования / А. В. Гаврилов // Инженерная геология, 6/2013. – С. 46-55.

121. Гинсбург Л. К. Рекомендации по выбору методов расчета коэффициента устойчивости склона и оползневого давления / Л. К. Гинсбург. – М.: ЦБНТ, 1986. – 123 с.

122. Гинзбург Л. К. Методы определения оползневого давления / Л. К. Гинсбург // Промышленное строительство и инженерные сооружения, 1980, № 3. – С. 75-81 с.

123. Гинзбург Л. К. Расчет оползневого давления с учетом влияния сейсмики и гидродинамической силы / Л. К. Гинсбург // Транспортное строительство, 1974. – № 9. – С. 20-28 с.

124. Отчет «Расчет устойчивости склона в естественном состоянии под зданием Старой биржи на площади Думской, 1 в г. Одессе», 2017 г. – 51 с.

125. Отчет «Расчет устойчивости склона на участке строительства многопрофильного курортного комплекса с апарт-отелем по адресу: г. Одесса, ул. Французский бульвар, 85, 85/1, 2019 г. – 26 с.

126. Великий Д. И. Устойчивость откосов грунтовых плотин с учетом их пространственной работы / Д. И. Великий // Збірка тез доповідей міжнародної науково-технічної конференції, присвяченої 90-річчю з дня народження професора В. К. Єгупова: «Проблеми теорії та практики сейсмостійкого будівництва». – Одеса, 2016, – С.21.

127. Великий Д. И. Влияние пространственной модели откосов грунтовых плотин на результаты расчетов их устойчивости / Д. И. Великий, В. Г. Бааджи, А. Г. Гайсюк, А. А. Матвиенко // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2018, № 71, С.149-153.

128. Анисимов К. И. Натурные исследования и расчет устойчивости грунтовых плотин с учетом сейсмических воздействий / К. И. Анисимов, Д. И. Великий, Р. В. Синиця, В. Г. Бааджи // Міжнародний форум «Міжрегіональні проблеми екологічної безпеки». – Одеса, 2009.

129. Coulomb C. A. Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelquels problemesde statique relatifs, a la architecture / C. A. Coulomb // Mem. Acad. Roy. Div. Sav., vol. 7. – Pp. 343-387.

130. Schanz T. The hardening soil model: formulation and verification / T. Schanz, P.A. Vermeer, P.G. Bonnier // Proce edingsof the International Plaxis symposium «Beyond 2000 in computational geotechnics». Rotterdam: Balkema, 1999. – Pp. 281-296.

131. Al-Tabbaa A. An experimentally based «bubble» model for clay / A. Al-Tabbaa, D.M. Wood // In: Pietruszczak and Pande (Eds.), Proceedings of the International Conference on Numerical Models in Geomechanics, NUMOG 3, Balkema, Rotterdam, – Pp. 91-99.

132. Atkinson J. H. A model for recent stress history and non-linearity in the stress-strain behaviour of overconsolidated soil / J. H. Atkinson, S. E. Stallebrass // In: Proceedings of the 7th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Cairns, vol. 1, – Pp. 555-560.

133. Balasubramaniam A. S. Yielding of weathered Bangkok clay Soils and Foundations / A. S. Balasubramaniam, Z. M. Hwang // Vol. 20 (2) (1980), – Pp. 1-15.

134. Balasubramaniam A. S. Deformation and strength characteristics of soft Bangkok clay Journal of Geotechnical Engineering Division / A. S. Balasubramaniam, A. R. Chaudhry // ASCE, 104 (1978), – Pp. 1153-1167.

135. Balasubramaniam A. S. Bored and driven pile testing in Bangkok sub-soils Journal of Lowland Technology International / A. S. Balasubramaniam, E.Y.N. Oh, N. Phienwej // Vol. 11 (1) (2009), – Pp. 29-36.

136. Balasubramaniam A. S. Critical state parameters and peak stress envelopes for Bangkok clays Quarterly Journal of Engineering Geology / A. S. Balasubramaniam, Z. M. Hwang, U. Waheed, A. R. Chaudhry, Y. G. Li // Vol. 1 (1978), – Pp. 219-232

137. Kundu P. K. Fluid Mechanics / P. K. Kundu // AcademicPressInc, 1990. – 718 p.

138. Бухарцев В. Н. Учет граничных условий при оценке устойчивости грунтовых массивов / В. Н. Бухарцев, Нгуен Тхай Хоанг // Гидротехническое строительство. – 2013. – №1. – С. 36-43.

139. Большев Л. Н. Таблицы математической статистики / Л. Н. Большев, Н. В. Смирнов. – М.: Наука, 1983. – 416 с.

140. Реброва И. А. Планирование эксперимента / И. А. Реброва // Учебное пособие. – Омск: СибАДИ, 2010. – 106 с.

141. «STATISTICA 13.3». User’s manual, 2019. – 205 p.

Додаток А

Список публікацій здобувача за темою дисертації та відомості про апробацію результатів дисертації

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації:

Статті у наукових фахових виданнях України

1. Великий Д. І. Вплив просторової моделі укосів ґрунтових гребель на результати розрахунків їхньої стійкості / Д. І. Великий, В. Г. Бааджи, А. Г. Гайсюк, А. А. Матвієнко // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2018, № 71, С.149-153 (індексуються наукометричною базою Index Copernicus).

2. Великий Д. І. Стійкість укосів ґрунтових гребель з урахуванням їхньої просторової роботи / Д. І. Великий // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2016, № 64, С.160-164 (індексуються наукометричною базою Index Copernicus).

3. Осадчий В. С. Определение зоны центров окружностей кривых скольжения для однородных грунтовых плотин с учетом сейсмических воздействий / В. С. Осадчий, К. І. Анісімов, Д. І. Великий // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2016, № 63, С.230-234 (індексуються наукометричною базою Index Copernicus).

4. Дмитрієв С. В. Експериментальні дослідження впливу періодичних змін температури води, що фільтрується на п’єзометричні напори / С. В. Дмитрієв, Д. І. Великий, А. С. Бондаренко // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2015, № 60, С.79-85.

5. Великий Д. І. Вплив різних факторів на значення коефіцієнта стійкості і положення центрів небезпечних кривих ковзання при розрахунках укосів ґрунтових гребель / Д. І. Великий, С. В. Дмитрієв // Вісник Одеського національного морського університету, 2015, №2(44), С.90-96.

6. Бондаренко А. В. Порівняльний аналіз розрахунку стійкості однорідних ґрунтових гребель для плоского та об’ємного завдань / А. В. Бондаренко, Д. І. Великий, К. В. Єгупов, В. П. Слободянюк // Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник. – Київ, 2012, № 76, С.320-325.

Стаття у науковому періодичному виданні іншої держави

7. Anisimow K. Krzywa depresji w gruntowych zaporach wodnych przy uwzględnieniu sezonowych zmian temperatury / K. Anisimow, S. Dmitrijew, V. Osadczy, D. Velyky // Inzynieria Morska i Geotechnika. – Drukarnia MISIURO Zbignev MisioroPL, 2016. – NR 4. – P. 230-233.

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

8. Анисимов К. И. Вопросы реконструкции дамбы Хаджибейского лимана / К. И. Анисимов, В. Г. Бааджи, Д. И. Великий, А. С. Салтыкова, П. Б. Айсман, В. Д. Шуминский // Збірник тез міжнародної науково-технічної конференції «Гідротехнічне і транспортне будівництво». – Одеса, 2019, – С.3-7.

9. Великий Д. И. Устойчивость откосов грунтовых плотин с учетом их пространственной работы / Д. И. Великий // Збірка тез доповідей міжнародної науково-технічної конференції, присвяченої 90-річчю з дня народження професора В. К. Єгупова: «Проблеми теорії та практики сейсмостійкого будівництва». – Одеса, 2016, – С.21.

Продовження додатку А

Відомості про апробацію результатів дисертації:

– Міжнародна науково-технічна конференція «Гідротехнічне і транспортне будівництво». – Одеса, 2019. – очна участь.

– Міжнародна науково-технічна конференція «Гідротехнічне і транспортне будівництво». – Одеса, 2018. – очна участь.

– 73-я науково-технічна конференція професорсько-викладацького складу Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса, 2017. – очна участь.

– Міжнародна науково-технічна конференція, присвячена 90-річчю від дня народження професора В. К. Єгупова: «Проблеми теорії та практики сейсмостійкого будівництва». – Одеса, 2016. – очна участь.

– Міжнародний форум «Міжрегіональні проблеми екологічної безпеки». – Одеса, 2009. – очна участь.

Додаток Б.

Акти впровадження результатів досліджень

Товариство з обмеженою відповідальністю
«ГЕФЕСТ»
65045, Україна, м. Одеса, вул. Спиридонівська, буд. 10, н/п № 15,
ЄДРПО України 31681536

ДОВІДКА

Про впровадження результатів дисертаційної роботи здобувача Великого Дениса Ігоровича на тему «Стійкість ґрунтових споруд з урахуванням просторового ефекту».

Цим підтверджується, що результати дисертаційної роботи інженера Великого Дениса Ігоровича на тему «Стійкість ґрунтових споруд з урахуванням просторового ефекту» застосовані при розробці робочого проекту інженерного захисту схилу на території Грецького (Місячного) парку в межах кордонів вулиць: Військового спуску, Приморського бульвару, вул. Приморської, Потьомкінських сходів м. Одеси.

Довідка видана для пред'явлення в спеціалізовану Вчену раду по місцю захисту дисертації на здобуття вченого ступеня кандидата технічних наук інженера Великого Д. І.

Директор ТОВ
«ГЕФЕСТ» **Проценко О.В.**

Товариство з обмеженою відповідальністю
«ГЕФЕСТ»
65045, Україна, м. Одеса, вул. Спиридонівська, буд. 10, н/п № 15,
ЄДРПО України 31681536

ДОВІДКА

Про впровадження результатів дисертаційної роботи здобувача Великого Дениса Ігоровича на тему «Стійкість ґрунтових споруд з урахуванням просторового ефекту».

Довідка підтверджує, що результати досліджень інженера Великого Дениса Ігоровича на тему «Стійкість ґрунтових споруд з урахуванням просторового ефекту» застосовані при розробці робочого проекту утримуючих споруд в районі нового будівництва адміністративної будівлі, допоміжних споруд та інфраструктури для відпочинку, рекреаційно-оздоровчого призначення за адресою: м Одеса, 13 ст. В. Фонтану (район пляжу «Курортний»).

Довідка видана для пред'явлення в спеціалізовану Вчену раду по місцю захисту дисертації на здобуття вченого ступеня кандидата технічних наук інженера Великого Д. І.

Директор ТОВ
«ГЕФЕСТ» **Проценко О.В.**

МІНІСТЕРСТВО РОЗВИТКУ ГРОМАД ТА ТЕРИТОРІЙ УКРАЇНИ

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

ДСТУ ISO 9001

юридична адреса: вул. І. Клименка, 5/2, м. Київ-37, 03680, поштова адреса: вул. Преображенська, 5/2, м. Київ-37, 03037; тел. (044) 249-72-34, факс (044) 248-89-09
www.niisk.com; e-mail: ndibk@ndibk.gov.ua; niisk-office@ndibk.gov.ua; код ЄДРПОУ 02495431

12.08.2020 №220-1151 на № _____ від _____

ДОВІДКА
про впровадження результатів наукових досліджень здобувача Великого Дениса Ігоровича на тему: «Врахування просторового ефекту при статичних розрахунках стійкості ґрунтових укосів».

Довідкою підтверджується, що результати дисертаційної роботи здобувача Великого Дениса Ігоровича на тему «Врахування просторового ефекту при статичних розрахунках стійкості ґрунтових укосів» застосовані при розробці проекту ДБН В.2.4-20:2014 «Греблі з ґрунтових матеріалів. Основні положення».

Довідка видана для пред'явлення в спеціалізовану Вчену раду по місцю захисту дисертації на здобуття вченого ступеня кандидата технічних наук інженера Великого Д.І.

Заступник директора інституту з наукової роботи — Ю.С. Слюсаренко

МІНІСТЕРСТВО РОЗВИТКУ ГРОМАД ТА ТЕРИТОРІЙ УКРАЇНИ

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

юридична адреса: вул. І. Клименка, 5/2, м. Київ-37, 03680, поштова адреса: вул. Преображенська, 5/2, м. Київ-37, 03037; тел. (044) 249-72-34, факс (044) 248-89-09
www.niisk.com; e-mail: ndibk@ndibk.gov.ua; niisk-office@ndibk.gov.ua; код ЄДРПОУ 02495431

12.08.2020 № 220-1150 на № _____ від _____

ДОВІДКА

про впровадження результатів наукових досліджень здобувача Великого Дениса Ігоровича на тему: «Врахування просторового ефекту при статичних розрахунках стійкості ґрунтових укосів».

Довідкою підтверджується, що результати дисертаційної роботи здобувача Великого Дениса Ігоровича на тему «Врахування просторового ефекту при статичних розрахунках стійкості ґрунтових укосів» застосовані при розробці Державних будівельних норм ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення».

Довідка видана для пред'явлення в спеціалізовану Вчену раду по місцю захисту дисертації на здобуття вченого ступеня кандидата технічних наук інженера Великого Д.І.

Заступник директора інституту з наукової роботи Ю.С. Слюсаренко