

Національний технічний університет України
«Київський політехнічний інститут імені Ігоря Сікорського»
Міністерство освіти і науки України

Національний технічний університет України
«Київський політехнічний інститут імені Ігоря Сікорського»
Міністерство освіти і науки України

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

ДЗЬОБА МАКСИМ ВАДИМОВИЧ

УДК 622.271

ДИСЕРТАЦІЯ
УДОСКОНАЛЕННЯ ТЕХНОЛОГІЇ ЗАКРІПЛЕННЯ УКОСІВ КАР'ЄРІВ З
ВИДОБУТКУ ПУХКИХ ГІРСЬКИХ ПОРІД

184 Гірництво

18 Виробництво та технології

Подається на здобуття ступеня доктора філософії

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

_____ М.В. Дзьоба

Науковий керівник – Фролов Олександр Олександрович, д-р техн. наук, доцент

Київ – 2026

АНОТАЦІЯ

Дзьоба М. В. Удосконалення технології закріплення укосів кар'єрів з видобутку пухких гірських порід. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 184 «Гірництво» (18 – Виробництво та технології). - Національний технічний університет України «Київський політехнічний інститут імені Ігоря Сікорського», Київ, 2026.

В дисертаційній роботі представлено нове рішення актуальної науково-технічної задачі з удосконалення технології закріплення укосів кар'єрів з видобутку пухких гірських порід на основі комплексної оцінки напружено-деформованого стану гірського масиву на усіх етапах проєктування захисних конструкцій шляхом постійного моніторингу значення коефіцієнта стійкості.

Сучасний стан відкритих гірничих робіт у сфері видобутку будівельних корисних копалин відзначається ускладненням гірничо-геологічних і технологічних умов розробки. Додатковим чинником, що впливає на безпеку роботи підприємств, є також зосередження гірничих процесів у межах обмеженого простору через звуження фронту робіт. Такі обставини безпосередньо позначаються на стійкості укосів уступів і бортів кар'єрів, від яких залежить ефективність і повнота розробки родовища, а також техніко-економічні показники роботи підприємства. У зв'язку з цим важливим завданням відкритого способу видобутку є визначення оптимальних параметрів укосів, що гарантують їх довготривалу стійкість за мінімальних обсягів гірничих робіт. Надмірне збільшення кутів укосів уступів і бортів спричиняє розвиток зсувних процесів у кар'єрах, занадто малі кути укосів зумовлюють істотне зростання обсягів розкривних робіт, втрати корисної копалини в бортах кар'єру та нерідко стають причиною збитковості підприємства.

Для забезпечення економічної ефективності робіт з видобутку корисних копалин і дотримання безпечних умов праці застосовують штучне укріплення

уступів і бортів шляхом спорудження спеціальних захисних конструкцій. Крім запобіганню зсувам і забезпечення нормативної стійкості укосів, важливе значення має правильний вибір методів розрахунку стійкості гірського масиву з урахуванням конкретних гірничо-геологічних, технологічних умов і фізико-механічних характеристик порід прибортової зони. Тому дослідження, які проведені в дисертаційній роботі, і отримані наукові та практичні результати є безумовно актуальними.

У першому розділі дисертації проведено аналіз можливих деформацій укосів, виконано короткий огляд типів та конструкцій утримуючих споруд та встановлено, що стійкість укосів кар'єру визначається передусім напруженим станом прибортового масиву, який формується під дією статичних і динамічних навантажень, а також фізико-механічними характеристиками гірських порід, зокрема їх міцністю вздовж потенційної поверхні ковзання. У зв'язку з цим основними завданнями дослідження механізмів деформування гірського масиву є визначення геометрії та просторового положення поверхні ковзання, а також встановлення значення коефіцієнта стійкості укосу.

Крім того, для обґрунтування безпечних параметрів стійкості укосів на кар'єрах важливе значення має вибір методу розрахунку, який повинен відповідати конкретним гірничо-геологічним і технологічним умовам. При локальній кількісній оцінці та прогнозуванні стійкості схилів зазвичай розв'язують плоску задачу. Найбільш поширеними для таких розрахунків є методи граничної рівноваги. Просторову постановку задачі застосовують у випадках, коли необхідно оцінити умови рівноваги всього об'єму зсувного масиву. Застосування тривимірного аналізу суттєво розширює можливості дослідження стійкості укосів і є особливо актуальним у випадках необхідності перевірки результатів, отриманих методами граничної рівноваги, при аналізі нетипових схем деформування масиву, прогнозуванні подальшого розвитку напружено-деформованого стану порід, врахуванні нелінійної поведінки гірських порід при різних схемах навантаження, а також при оцінюванні впливу динамічних факторів.

У другому розділі обґрунтована доцільність і ефективність геопросторового моделювання родовищ корисних копалин для їх геологічної, технологічної і економічної оцінки, а також подальшої розробки. У програмному комплексі Surfer за геологічними даними розвідувальних свердловин створена цифрова геопросторова модель Сихівського родовища кварцових пісків, яка, на основі отриманих даних геостатичного аналізу покладу та розрахункових об'ємах розкриття і корисних копалин, дозволила обрати оптимальний напрям розвитку гірничих робіт. За результатами цифрового моделювання розраховані площі та об'єми гірських порід на загальній ділянці гірничого відводу родовища та на ділянці, визначеній Спеціальним дозволом на користування надрами. Після аналізу даних цифрової моделі родовища та визначення основного технологічного показника (мінімальної потужності розкривного горизонту), встановлено найбільш доцільним напрям просування фронту гірничих робіт.

У третьому розділі наведені аналітичні дослідження та моделювання стійкості укосів уступів на кар'єрі Сихівського родовища. Запропонована методика встановлення стійкості укосу гірського масиву методом графічних побудов, яка базується на використанні критерію міцності масиву Кулона-Мора, з визначенням коефіцієнту стійкості уступу. Відповідно до неї, для технологічно-небезпечних умов розробки кварцових пісків, отримана кругло-циліндрична поверхня ковзання та розраховані усі необхідні параметри для подальшого обчислення коефіцієнту стійкості укосу. Для підтвердження результатів, отриманих методом графічних побудов, в Slide виконано розрахунки стійкості укосу аналітичними методами аналізу – Bishop, Janbu та Spencer. Порівняння результатів розрахунку за методом графічних побудов з результатами у Slide показує, що вони мають значну розбіжність отриманих даних.

За результатами досліджень доведено безпосередній вплив кількості блоків розбивки (а відповідно, і їх ширини) зсувного клину на чисельні значення коефіцієнту стійкості, розрахованого методом графічних побудов. Отримана графічна залежність між шириною блоків розбивки зсувного клину та коефіцієнтом стійкості укосу уступу має лінійний характер – зі зменшенням

ширини блоків зсувного клину зменшується чисельне значення коефіцієнту стійкості укосу гірського масиву.

Досліджено вплив кута укосу уступу на коефіцієнт його стійкості для умов Сихівського родовища при використанні різних методів аналізу, в тому числі і нормативного. Встановлено, що характер зміни графічних залежностей коефіцієнту стійкості від кута укосу є однаковим як для методів аналізу у Slide, так і для методу графічних побудов.

За результатами моделювання в PLAXIS 3D напружено-деформованого стану уступу кварцових пісків отримані значення коефіцієнтів стійкості укосів і максимально можливих переміщень гірського масиву. Порівнюючи результати усіх досліджень зі встановлення закономірностей зміни коефіцієнту стійкості робочого уступу від кута укосу встановлено, що значення, отримані в результаті чисельного моделювання напружено-деформованого стану гірського масиву в PLAXIS 3D, в цілому є еквівалентними показникам, що були визначені традиційними методами граничної рівноваги, а найбільше співпадіння результатів спостерігається з методом графічних побудов.

В четвертому розділі виконані дослідження щодо поведінки укосу з утримуючими спорудами та розробки огорожувальних конструкцій для забезпечення стійкості гірського масиву. Запропоновано удосконалену методику розрахунку утримуючої конструкції з буронабивних паль для забезпечення стійкості уступів і бортів кар'єра, в основі якої закладена оцінка стану укосу, визначення зсувного зусилля можливої призми обрушення та розрахунок палі на спільну дію горизонтальної сили і моменту. Виконані дослідження впливу розташування буронабивної палі відносно нижньої бровки уступу на значення коефіцієнтів стійкості укосу у Slide і PLAXIS 3D та отримані графічні залежності розподілу коефіцієнту стійкості залежно від місця розміщення палі, які мають параболічний характер. Характер графічних залежностей зміни коефіцієнтів стійкості укосу від відстані розміщення палі відносно нижньої бровки уступу у PLAXIS 3D є ідентичним графікам, отриманим в Slide методами граничної рівноваги Bishop, Janbu та Spencer. Однак чисельні значення коефіцієнтів

стійкості в цілому дещо вищі. Результати моделювання стійкості укусу гірського масиву із застосуванням комбінованої огорожувальної конструкції показують, що додаткове застосування, в якості захисного елемента конструкції, буроін'єкційних ґрунтових анкерів значно підвищує коефіцієнт стійкості укусу.

В п'ятому розділі наведена технологія впровадження результатів досліджень у виробництво при розробці пухких порід та обґрунтована їх ефективність. Зокрема, запропоновано удосконалену технологію укріплення зсувонебезпечного борта кар'єра буронабивними палями і, при необхідності, ґрунтовими анкерами за рахунок застосування сучасних технічних засобів та спеціальних матеріально-технічних ресурсів. Для ділянки борта кар'єра, рекомендованої для укріплення, визначено припустимий нормативний вертикальний тиск на дорожнє покриття від автотранспорту та виконано моделювання у Slide та PLAXIS 3D поведінки борта кар'єра Сихівського родовища, що підлягає зміцненню, при дії на нього додаткового навантаження. Для забезпечення нормативної стійкості борта кар'єра запропоновано декілька варіантів огорожувальних конструкцій. За результатами моделювання напружено-деформованого стану борта кар'єру під дією додаткового навантаження, укріпленого різними типами огорожувальних конструкцій, і подальшого техніко-економічного їх порівняння обрано варіант укріплення борту трьома рядами буронабивних паль, який повністю окупає витрати на встановлення захисної конструкції.

Ключові слова: гірничі роботи, кар'єр, родовище, гірничо-геологічні фактори, напружено-деформований стан, моніторинг, технології, гірські породи, схил, коефіцієнт стійкості, цифрова модель, моделювання, стійкість укусу, захисні конструкції, укріплення масиву.

ABSTRACT

Dzoba M. V. Improvement of slope stabilization methods in open-pit mining of unconsolidated deposits. – Qualifying scientific work submitted as a manuscript.

Dissertation submitted for the degree of Doctor of Philosophy in specialty 184 «Mining» (Field 18 – Production and Technologies). – National Technical University of Ukraine «Igor Sikorsky Kyiv Polytechnic Institute», Kyiv, 2026.

The dissertation presents a novel solution to a relevant scientific and engineering problem: improving slope stabilization methods in open-pit mining of unconsolidated deposits by basing design on a comprehensive assessment of the rock mass's stress–strain state at all stages of protective structure design, through continuous monitoring of the factor of safety.

The current state of open-pit mining in the field of construction mineral extraction is characterized by increasing complexity of geological and technological conditions of mining operations. An additional factor affecting operational safety is the concentration of mining processes within a confined space as the mining front narrows. Such conditions directly influence the stability of bench slopes and overall pit slopes, which determine the efficiency and completeness of deposit extraction, as well as the technical and economic performance of the enterprise. In this context, an important task in open-pit mining is determining optimal slope parameters that ensure long-term stability while minimizing the volume of mining operations. Excessive steepening of bench and pit slope angles leads to the development of slope instability processes. In contrast, overly gentle slope angles result in a significant increase in overburden volumes, loss of mineral resources within the pit walls, and often make mining operations unprofitable.

To ensure the economic efficiency of mineral extraction operations and maintain safe working conditions, artificial stabilization of benches and pit slopes is implemented through the construction of specialized protective structures. In addition to preventing slope failures and ensuring the required level of stability, particular importance is attached to the appropriate selection of methods for stability analysis of

the rock mass, taking into account specific geological and mining conditions, as well as the physical and mechanical properties of rocks within the near-slope zone. Therefore, the research conducted in this dissertation, along with the scientific and practical results obtained, is undoubtedly highly relevant.

In the first chapter of the dissertation, an analysis of possible slope deformation mechanisms is carried out, a brief review of types and designs of retaining structures is presented, and it is established that the stability of pit slopes is primarily governed by the stress state of the near-slope rock mass formed under the influence of static and dynamic loads, as well as by the physical and mechanical properties of the rocks, particularly their shear strength along the potential slip surface. In this regard, the main objectives in studying the deformation mechanisms of the rock mass are to determine the geometry and spatial position of the slip surface and to evaluate the factor of safety of the slope.

In addition, selecting an appropriate calculation method is crucial for substantiating safe slope stability parameters in open-pit mining and must correspond to specific geological and technological conditions. For local quantitative assessment and prediction of slope stability, a two-dimensional problem is typically considered, with limit equilibrium methods being the most widely used. A three-dimensional formulation is used when evaluating the equilibrium conditions of the entire potential sliding mass. The application of three-dimensional analysis significantly enhances slope stability assessment capabilities. It is particularly relevant when verifying results obtained by limit equilibrium methods, analyzing non-standard deformation patterns of the rock mass, predicting the further development of the stress–strain state, accounting for the nonlinear behavior of rocks under different loading conditions, and evaluating the influence of dynamic factors.

In the second chapter, the feasibility and effectiveness of geospatial modeling of mineral deposits for their geological, technological, and economic assessment, as well as for subsequent development, are substantiated. Using geological data from exploration boreholes, a digital geospatial model of the Sykhiv quartz sand deposit was developed in the Surfer software environment. Based on the results of geostatistical

analysis of the deposit and the calculated volumes of overburden and mineral resources, the model enabled the determination of the optimal direction for advancing mining operations. Based on digital modeling results, the areas and volumes of rock masses were calculated for the entire mining allotment of the deposit and for the area defined by the Special Permit for subsoil use. Following the analysis of the digital deposit model and the determination of the key technological parameter (the minimum thickness of the overburden horizon), the most rational direction for advancing the mining front was established.

In the third chapter, analytical studies and modeling of bench slope stability at the Sykhiv deposit open pit are presented. A method for determining slope stability using graphical constructions is proposed, based on the Mohr–Coulomb failure criterion, with the evaluation of the bench factor of safety. According to this approach, for technologically hazardous mining conditions in quartz sands, a circular-cylindrical slip surface was obtained, and all necessary parameters for subsequent calculation of the slope factor of safety were determined. To verify the results obtained by the graphical method, slope stability analyses were performed in Slide using analytical methods, including the Bishop, Janbu, and Spencer methods. A comparison of the results obtained by the graphical method with those from Slide indicates a significant discrepancy between the calculated values.

The study results demonstrate a direct influence of the number of slices (and, consequently, their width) of the sliding mass on the numerical values of the factor of safety calculated using the graphical method. The graphical relationship between the slice width of the sliding mass and the factor of safety of the bench slope is linear: as the slice width decreases, the factor of safety of the rock mass decreases.

The influence of the bench slope angle on its factor of safety was investigated for the Sykhiv deposit using various analytical methods, including standard (code-based) approaches. It was established that the nature of the variation in the graphical relationships between the factor of safety and the slope angle is consistent for both the analysis methods implemented in Slide and the graphical construction method.

Based on the results of numerical modeling of the stress–strain state of the quartz sand bench in PLAXIS 3D, the values of slope factors of safety and the maximum possible displacements of the rock mass were obtained. A comparison of all research results concerning the established relationships between the factor of safety of the working bench and the slope angle shows that the values obtained from numerical modeling of the stress–strain state of the rock mass in PLAXIS 3D are generally consistent with those determined by conventional limit equilibrium methods, with the closest agreement observed for the graphical construction method.

In the fourth chapter, studies were carried out on the behavior of slopes reinforced with retaining structures and on the development of protective systems to ensure the stability of the rock mass. An improved method for the design of retaining structures composed of bored piles is proposed to ensure the stability of benches and pit slopes, based on the assessment of slope conditions, determination of the sliding force of the potential failure prism, and the calculation of the pile under the combined action of horizontal force and bending moment. The influence of the position of bored piles relative to the toe of the bench on the slope factor of safety was investigated in Slide and PLAXIS 3D, and graphical relationships describing the distribution of the factor of safety with respect to pile location were obtained, showing a parabolic trend. The nature of the graphical relationships between the factor of safety and the distance from the pile placement to the bench toe in PLAXIS 3D is consistent with the curves obtained in Slide using limit-equilibrium methods (Bishop, Janbu, and Spencer). However, the numerical values of the factor of safety are generally higher. The results of slope stability modeling of the rock mass using a combined protective system indicate that the additional use of grouted ground anchors as a structural protective element significantly increases the slope factor of safety.

In the fifth chapter, the technology for implementing the research results in practice during the development of unconsolidated deposits is presented, and their effectiveness is substantiated. In particular, an improved technology for stabilizing landslide-prone pit slopes using bored piles and, where necessary, ground anchors is proposed, based on modern technical equipment and specialized materials. For the

section of the pit slope recommended for stabilization, the permissible vertical load on the road surface from haul trucks was determined, and the behavior of the Sykhiv deposit pit slope under additional loading was modeled in Slide and PLAXIS 3D. To ensure the required stability of the pit slope, several design options for protective structures were proposed and, based on modeling results, reinforced with different types of protective structures. Based on their subsequent technical and economic comparison, the option of reinforcing the slope with three rows of bored piles was selected, fully offsetting the costs associated with installing the protective system.

Keywords: mining operations, open-pit, deposit, geological and mining factors, stress–strain state, monitoring, technologies, rock mass, slope, factor of safety, digital model, modeling, slope stability, protective structures, rock mass stabilization.

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації

1. **Дзьоба М.В.** Встановлення закономірностей зміни продуктивності екскаватору від гранулометричного складу флювіогляціальних відкладів на розкритті кар'єру Соснівського родовища гранітів / О.О. Фролов, І.Д. Литвинчук, М.В. Дзьоба, // Наук. видання державного ун-ту «Житомирська політехніка» / Технічна інженерія, 2022. – №1(89). – С. 158-165. [https://doi.org/10.26642/ten-2022-1\(89\)-158-165](https://doi.org/10.26642/ten-2022-1(89)-158-165) (внесок співавторів: Фролов О.О. – аналіз останніх досліджень і публікацій, формування мети досліджень; Литвинчук І.Д. – визначення тривалості циклу екскаватора від значень середнього розміру шматка гірничої маси; Дзьоба М.В. – аналіз гранулометричного складу гравійних відкладень, обґрунтування проблеми досліджень).

2. **Дзьоба М.В.** Встановлення стійкості уступу кварцових пісків на кар'єрі Сихівського родовища / О.О. Фролов, М.В. Дзьоба // Наук. видання державного ун-ту «Житомирська політехніка» / Технічна інженерія, 2023. – №2(92). – С. 258-267. [https://doi.org/10.26642/ten-2023-2\(92\)-258-267](https://doi.org/10.26642/ten-2023-2(92)-258-267) (внесок співавторів: Фролов О.О. – постановка проблеми та її зв'язку з практичними завданнями, аналіз останніх досліджень і публікацій, формування мети досліджень, розрахунок стійкості уступу в програмі Slide; Дзьоба М.В. – встановлення фізико-механічних властивостей кварцових пісків, реалізація методу графічних побудов в AutoCAD при встановленні стійкості укусу робочого уступу).

3. **Дзьоба М.В.** Дослідження впливу кута укусу робочого уступу кварцових пісків на коефіцієнт його стійкості / М.В. Дзьоба, О.О. Фролов // Збірник наукових праць НГУ. – Дніпро: Національний ТУ «Дніпровська політехніка», 2024.—№ 76.— С. 51-62. <https://doi.org/10.33271/crpnmu/76.051> (внесок співавторів: Дзьоба М.В. – визначення параметрів стійкості робочого уступу методом графічних побудов у програмі AutoCAD, встановлення характеру зміни графічних залежностей коефіцієнту стійкості робочого уступу від кута укусу;

Фролов О.О. – аналіз останніх досліджень і публікацій, формулювання мети дослідження, розрахунки у Slide).

4. **Дзьоба М.В.** Встановлення закономірностей впливу ширини блоків розбивки зсувного клина на значення коефіцієнта стійкості укусу уступу кварцових пісків / М.В. Дзьоба, І.Д. Литвинчук, О.О. Фролов // Наук. видання державного ун-ту «Житомирська політехніка» / Технічна інженерія, 2024. – №1(93). – С. 325-331. [https://doi.org/10.26642/ten-2024-1\(93\)-325-331](https://doi.org/10.26642/ten-2024-1(93)-325-331) (**внесок співавторів:** Дзьоба М.В. – встановлення закономірності впливу кількості блоків розбивки зсувного клину на чисельні значення коефіцієнту стійкості укусу; Литвинчук І.Д. – аналіз впливу ширини блоків розбивки зсувного клину поверхні ковзання на коефіцієнт стійкості укусу; Фролов О.О. – постановка проблеми, аналіз останніх досліджень і публікацій, формування мети).

5. **Дзьоба М.В.** Забезпечення стійкості укусу гірського масиву при дії на нього додаткового навантаження / М.В. Дзьоба, О.О. Фролов // Збірник наукових праць НГУ. – Дніпро: Національний ТУ «Дніпровська політехніка», 2024. – № 79. – С. 26-37. <https://doi.org/10.33271/crpnmu/79.026> (**внесок співавторів:** Дзьоба М.В. – моделювання стану кінцевого положення борта кар'єру при додатковому зовнішньому навантаженні; визначення коефіцієнтів стійкості борта кар'єру та побудова графіку зміни цього коефіцієнту по довжині блоку при встановленні захисної конструкції; Фролов О.О. – вступ, постановка проблеми, аналіз останніх досліджень, формулювання мети, моделювання у Slide).

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

6. **Dzoba M.V.** Investigation of the influence of contact boundary of different rocks in the massif on the results of the explosion / M.Dzoba, L.Besarabets, O. Frolov// 5nd International Scientific and Technical Internet Conference “Innovative development of resource-saving technologies and sustainable use of natural resources”, November 11. Book of Abstracts.- Petroșani, Romania: UNIVERSITAS Publishing, 2022. P. 185-187.

https://www.upet.ro/cercetare/manifestari/Ukraine_2022_Book_of_Abstracts.pdf

7. **Дзьоба М.В.** Доцільність використання ковзаючих з'їздів при розробці родовищ будівельних матеріалів / М.В. Дзьоба, Л.І. Бесарабець, О.О. Фролов // Тези ІХ Всеукраїнської науково-практичної конференції студентів, аспірантів та молодих вчених «Перспективи розвитку гірничої справи та раціонального використання природних ресурсів», 17 листопада 2022 року. – м. Житомир: Житомирська політехніка. – С.36-38.

<https://conf.ztu.edu.ua/wp-content/uploads/2023/05/36.pdf>

8. **Дзьоба М.В.** Проблема забезпечення стійкості укосів уступів і бортів кар'єрів / М.В. Дзьоба, А. А. Міщенко, О.О. Фролов // Тези Всеукраїнської науково-практичної онлайн-конференції аспірантів, молодих учених та студентів, присвяченої Дню науки. – м. Житомир: «Житомирська політехніка», 15-19 травня 2023 р. – С. 154-155.

<https://conf.ztu.edu.ua/wp-content/uploads/2023/06/hirnytstvo.pdf>

9. **Dzoba M.V.** Analysis of the causes of deformation of slopes in open-pit mine / M.V. Dzoba, V.M. Fastovshchuk, O.O. Frolov // Матеріали XV науково-технічної конференції навчально-наукового інституту енергозбереження та енергоменеджменту «Енергетика. Екологія. Людина». Зб. наукових праць НН ІЕЕ КПІ ім. Ігоря Сікорського. – м. Київ: НН ІЕЕ, 16-18 травня 2023 р. – С. 115-119.

<https://en.iee.kpi.ua/files/2023/dopovidi2023.pdf>

10. **Dzoba M.V.** Study of the stability of the working bench of quartz sands / M.V. Dzoba, I.D. Lytvynchuk, O.O. Frolov // 6nd International Scientific and Technical Internet Conference “Innovative development of re-source-saving technologies and sustainable use of natural resources”. Book of Abstracts. - Petroșani, Romania: UNIVERSITAS Publishing, November 16, 2023. – P. 151-154.

https://www.upet.ro/cercetare/manifestari/Ukraine_2023_Book_of_Abstracts.pdf

11. **Дзьоба М.В.** Встановлення ступеню стійкості уступу кварцових пісків / М.В. Дзьоба, Д.Д. Чміленко, О.О. Фролов // Тези Всеукраїнської науково-практичної конференції «Сучасні проблеми гірництва та будівництва», 23 листопада 2023 року. Житомир: Житомирська політехніка, 2023. – С.22-24.

<https://conf.ztu.edu.ua/wp-content/uploads/2024/01/22-2.pdf>

12. **Dzoba M.V.** Study of the influence of the slope angle of a quartz sand ledge on its stability coefficient / M.V. Dzoba, D.A. Chmilenko // Збірник наукових праць XVI науково-технічної конференції «ЕНЕРГЕТИКА. ЕКОЛОГІЯ. ЛЮДИНА» НН ІЕЕ КПІ ім. Ігоря Сікорського. – м. Київ, 14-15 травня 2024 р. – С. 94-98.

<https://en.iee.kpi.ua/files/2024/dopovidi2024.pdf>

13. **Дзьоба М.В.** Встановлення залежності коефіцієнту стійкості уступу кварцових пісків від кута його укосу / М.В. Дзьоба, Д.А. Чміленко, О.О. Фролов // Тези Всеукраїнської науково-практичної онлайн-конференції аспірантів, молодих учених та студентів, присвяченої Дню науки. – м. Житомир: «Житомирська політехніка», 13–17 травня 2024 р. – С. 155-1156.

<https://conf.ztu.edu.ua/wp-content/uploads/2024/06/sekcija-7.pdf>

14. **Дзьоба М.В.** Утримуючі споруди для забезпечення стійкості укосів уступів та бортів кар'єрів / М.В. Дзьоба, А.А. Міщенко, О.О. Фролов // Тези II Всеукраїнської науково-практичної конференції «Сучасні проблеми гірництва та будівництва», 21 листопада 2024 року. Житомир: Житомирська політехніка, 2024. – С.25-27.

<https://conf.ztu.edu.ua/wp-content/uploads/2025/02/25-1.pdf>

15. **Дзьоба М.В.** Дослідження впливу додаткового навантаження на забезпечення стійкості укосу гірського масиву / М.В. Дзьоба, Д.А. Вилобков, О.О. Фролов // Тези Всеукраїнської науково-практичної онлайн-конференції здобувачів вищої освіти і молодих учених, присвяченої Дню науки. – м. Житомир: «Житомирська політехніка», 12–17 травня 2025 р. – С. 156-157.

<https://conf.ztu.edu.ua/wp-content/uploads/2025/06/7.pdf>

16. **Дзьоба М.В.** Обґрунтування параметрів протизсувних конструкцій для забезпечення стійкості прибортових масивів / М. В. Дзьоба, О.О. Фролов // Матеріали наукової конференції „Аспірантські читання імені професора Артура Веніаміновича Праховника”, до 85-річчя від дня народження (25–26 берез. 2025 р.) / кол. авт. за заг. ред. О. В. Коцара; КПІ ім. Ігоря Сікорського. – Київ: КПІ ім. Ігоря Сікорського, Вид-во „Політехніка”, 2025. – С. 202-207.

<https://shorturl.at/hP2Vw>

17. **Дзьоба М.В.** Розробка захисних конструкцій для забезпечення стійкості борта кар'єра при дії на нього додаткового навантаження / М.В. Дзьоба, О.О. Фролов // Матеріали міжнародної науково-технічної конференції «Сучасний стан і перспективи розвитку геотехнічної інженерії. GEO-25» – [Електронний ресурс]. – Київ: КПІ ім. Ігоря Сікорського, 2025. – С.111-115.

<https://geobud.kpi.ua/wp-content/uploads/Zbirnyk-materialiv-GEO-2025-ISBN-978-617-8324-55-1-.pdf>

18. **Дзьоба М.В.** Створення цифрових моделей родовищ корисних копалин за допомогою геологічної геоінформаційної системи SURFER-3D / М.В. Дзьоба, Т.В. Косенко, О.О.Фролов // Тези III Всеукраїнської науково-практичної конференції «Сучасні проблеми гірництва та будівництва», 20 листопада 2025 року. Житомир: Житомирська політехніка, 2025. – С. 33-35.

<https://conf.ztu.edu.ua/suchasni-problemy-hirnytstva-ta-budivnytstva-tezy-iii-vseukrayinskoyi-naukovo-praktychnoyi-konferentsiyi-20-lystopada-2025-roku>

ПЕРЕЛІК ПРИЙНЯТИХ СКОРОЧЕНЬ

ДКЗ – Державна комісія по запасах

HS (Hardening Soil Model) – Модель зміцнення ґрунтів

SS (Soft Soil) – Модель слабого ґрунту

HB (Hoek–Brown) – Модель Хоука-Брауна

DP (Drucker-Prager) – Модель Друкера-Прагера

MMC (Modified Mohr-Coulomb) – Модифікована модель ґрунту

MC (Mohr–Coulomb) – Модель Мора-Кулона

IDW (Inverse Distance Weighting) – Метод зворотних відстаней

UTM (Universal Transverse Mercator) – Універсальна поперечна
циліндрична проєкція Меркатора

WGS-84 (World Geodetic System 1984) – Всесвітня геодезична система
1984

SRM (Strength Reduction Method) – Метод зниження міцнісних параметрів

CFA (Continuous Flight Auger) – Технологія влаштування буронабивних
паль без вилучення шнека

ЗМІСТ

ВСТУП	22
РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ НАУКОВИХ ДОСЛІДЖЕНЬ З УДОСКОНАЛЕННЯ ТЕХНОЛОГІЙ ЗАКРІПЛЕННЯ УКОСІВ НА КАР'ЄРАХ З ВИДОБУТКУ БУДІВЕЛЬНИХ МАТЕРІАЛІВ	29
1.1. Деформаційні явища в укосах кар'єрів і причини їх виникнення ...	29
1.2. Критичний огляд існуючих способів і захисних споруд з укріплення гірських масивів в бортах і уступах кар'єрів	34
1.3. Аналіз методів визначення стану стійкості укосів гірських масивів на кар'єрах з видобутку пухких порід	42
1.3.1. Визначення чинників впливу на стійкість укосів кар'єрів.....	42
1.3.2. Загальні засади застосування методів розрахунку та оцінювання стійкості укосів кар'єрів пухких порід.	44
1.3.3. Аналіз методів розрахунку стійкості ґрунтових укосів за плоскими схемами.	46
1.3.4. Аналіз методів розрахунку стійкості ґрунтових укосів за просторовими схемами.....	53
1.4. Висновки до розділу 1	59
РОЗДІЛ 2. СТВОРЕННЯ ГЕОПРОСТОРОВОЇ МОДЕЛІ СИХІВСЬКОГО КАР'ЄРУ	61
2.1. Основні засади тривимірного моделювання родовищ корисних копалин.....	61
2.2. Методологія геопросторового моделювання родовищ корисних копалин.....	62
2.3. Алгоритм створення цифрових моделей родовищ корисних копалин з використанням сучасних технологій.....	64
2.4. Створення цифрової моделі Сихівського родовища кварцового піску	66
2.4.1. Вихідні дані для геостатистичного моделювання покладу.....	66

2.4.2. Методика створення геопросторової моделі Сихівського родовища кварцового піску	71
2.4.3. Розрахунок об'ємів розкриття та видобутку кварцового піску за результатами геопросторового моделювання Сихівського родовища.....	77
2.5. Висновки до розділу 2	84
РОЗДІЛ 3. АНАЛІТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ТА МОДЕЛЮВАННЯ	
СТІЙКОСТІ УСТУПІВ НА КАР'ЄРІ СИХІВСЬКОГО РОДОВИЩА	86
3.1. Методика встановлення стійкості укосу методом графічних побудов з визначенням коефіцієнту стійкості робочого уступу на Сихівському кар'єрі	86
3.2. Розрахунок стійкості укосів методами граничної рівноваги у RocScience Slide з використанням критерію міцності Мора-Кулона	94
3.3. Дослідження впливу кута укосу уступу на коефіцієнт його стійкості в умовах Сихівського кар'єру	100
3.4. Встановлення впливу ширини блоків (секцій) розбивки зсувного клину на значення коефіцієнту стійкості укосу уступу	108
3.5. Чисельне моделювання напружено-деформованого стану укосу робочого уступу Сихівського родовища кварцових пісків у Plaxis 3D.....	114
3.5.1. Обґрунтування застосування чисельного моделювання для вивчення напруженого-деформованого стану укосів гірських масивів.....	114
3.5.2. Моделювання напружено-деформованого стану укосу робочого уступу Сихівського родовища кварцових пісків.	116
3.6. Висновки до розділу 3	125
РОЗДІЛ 4. ДОСЛІДЖЕННЯ ПОВЕДІНКИ УКОСУ З УТРИМУЮЧОЮ	
КОНСТРУКЦІЄЮ ТА РОЗРОБКА СПОСОБІВ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ СТІЙКОСТІ	
ГІРСЬКОГО МАСИВУ	128
4.1. Методика розрахунку утримуючої конструкції з буронабивних паль для забезпечення стійкості уступів і бортів кар'єра.....	128
4.1.1. Оцінка стійкості укосу і визначення зсувного зусилля.	128
4.1.2. Алгоритм розрахунку буронабивних паль в якості захисної конструкції для утримання укосу уступу.	129

4.2. Встановлення стійкості захисної конструкції з буронабивних паль на укосі уступу Сихівському кар'єрі	138
4.2.1. Визначення параметрів поверхні ковзання укосу та коефіцієнту стійкості для подальшого розрахунку характеристик паль	138
4.2.2. Розрахунок залізобетонних паль на спільну дію горизонтальної сили та згинального моменту	140
4.3. Дослідження стійкості укосу гірського масиву із застосуванням захисної конструкції з буронабивних паль.....	153
4.3.1. Моделювання стійкості укосу кварцових пісків у програмному комплексі Slide	153
4.3.2. Моделювання стійкості укосу у PLAXIS 3D	161
4.4. Моделювання стану стійкості укосу із застосуванням комбінованої захисної конструкції з буронабивних паль та ґрунтових анкерів.....	166
4.4.1. Обґрунтування вибору типу і конструктивних параметрів ґрунтових анкерів.....	166
4.4.2. Моделювання стійкості укосу із застосуванням комбінованої захисної конструкції з буронабивних паль і ґрунтових анкерів у Slide	168
4.4.3. Моделювання дії комбінованої захисної конструкції на напружено-деформований стан уступу в PLAXIS 3D	172
4.5. Висновки до розділу 4	175
РОЗДІЛ 5. ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ У ВИРОБНИЦТВО ПРИ РОЗРОБЦІ ПУХКИХ ПОРІД ТА ОБҐРУНТУВАННЯ ЇХ ЕФЕКТИВНОСТІ.....	177
5.1. Удосконалення технології закріплення зсувонебезпечних ділянок борта кар'єра буронабивними палями і ґрунтовими анкерами.....	177
5.1.1. Технологічні особливості влаштування паль на схилах.....	177
5.1.2. Технологія влаштування ґрунтових анкерів.....	180
5.2. Характеристика природних і технологічних умов на неробочій ділянці борта кар'єра	182

5.3. Моделювання стану стійкості борта кар'єру при дії на нього додаткового навантаження.....	184
5.3.1. Встановлення стану стійкості прибортового масиву при моделюванні в програмному комплексі Slide	184
5.3.2. Визначення оптимальних характеристик захисної конструкції шляхом моделювання поведінки прибортового масиву в PLAXIS 3D	191
5.4. Техніко-економічне обґрунтування ефективності впровадження результатів досліджень.....	195
5.5. Висновок до розділу 5	199
ВИСНОВКИ.....	201
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	204
ДОДАТКИ.....	217

ВСТУП

Актуальність теми. Сучасний етап розвитку відкритих гірничих робіт при видобутку будівельних корисних копалин характеризується ускладненістю гірничо-геологічних і технологічних умов розробки. Також на безпечну роботу гірничих підприємств чинить вплив концентрація гірничих робіт в одному місці внаслідок обмеженого фронту їх посування. Зазначені умови відображуються безпосередньо на стійкості укосів уступів та бортів кар'єрів, які, у свою чергу, визначають ефективність та повноту відпрацювання родовища, а також техніко-економічні показники роботи підприємства. Тому важливою складовою розробки корисних копалин відкритим способом є встановлення оптимальних параметрів укосів для забезпечення їхньої тривалої стійкості при мінімальних обсягах гірничих робіт. Завищені кути укосів уступів і бортів неминуче призводять до розвитку зсувних явищ на кар'єрах, що завдає значної матеріальної шкоди гірничим підприємствам. Зокрема, під зсувом можуть опинитися підготовлені до виїмки запаси корисних копалин. Занижені кути укосів викликають різке збільшення обсягів розкривних робіт і призводять до втрат корисних копалин у бортах кар'єру і, нерідко, до збиткової діяльності підприємства.

Для підвищення економічних показників роботи кар'єрів при одночасному забезпеченні безпечних умов праці робітників виконують штучне підсилення уступів і бортів шляхом встановлення спеціальних огороджуючих споруд, конструкції яких повинні унеможливити виникнення зсувних явищ і забезпечити нормативну стійкість кар'єрних укосів. Тут важливе значення набуває правильний вибір способу розрахунку стійкості гірського масиву, який відповідав би конкретним гірничо-геологічним і технологічним умовам та фізико-механічним властивостям порід прибортового масиву.

Тому, удосконалення технології закріплення укосів кар'єрів з видобутку пухких гірських порід на основі комплексної оцінки напружено-деформованого стану гірського масиву на усіх етапах проектування захисних конструкцій

шляхом постійного моніторингу чисельного значення коефіцієнта стійкості укосу є **актуальною науково-технічною задачею.**

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Дисертаційна робота виконувалася в рамках наукової діяльності кафедри геоінженерії Національного технічного університету України «Київський політехнічний інститут імені Ігоря Сікорського», в тому числі, наукової ініціативної теми «Наукові основи ресурсозберігаючих технологій гірництва та геотехнічного будівництва» (№ ДР 0115U005398).

Мета і задачі дослідження. Метою роботи є удосконалення технології закріплення укосів кар'єрів з видобутку пухких гірських порід за рахунок комплексної оцінки стану стійкості гірського масиву шляхом постійного моніторингу значення коефіцієнта стійкості на усіх етапах проектування захисної споруди.

Для досягнення мети в дисертаційній роботі сформульовані наступні задачі досліджень:

- виявити визначальні фактори впливу на встановлення безпечних параметрів стійкості укосів на кар'єрах з видобутку пухких порід;
- встановити ступінь збіжності результатів розрахунку стійкості укосів гірських масивів методом графічних побудов, аналітичними методами аналізу у Rocscience Slide та чисельним методом у PLAXIS 3D;
- дослідити закономірності зміни коефіцієнту стійкості і переміщення гірського масиву, складеного кварцовими пісками, від кута його укосу;
- удосконалити методику розрахунку утримуючої конструкції з буронабивних паль для забезпечення стійкості укосів кар'єрів за рахунок комплексної оцінки стану гірського масиву, визначення зсувного зусилля можливої призми обрушення та розрахунку палі на спільну дію горизонтальної сили і моменту;
- встановити поведінку борта кар'єра Сихівського родовища кварцових пісків при дії на нього додаткового навантаження від руху автотранспорту та розробити оптимальну захисну конструкцію для його укріплення.

Об’єкт дослідження – процеси руйнування гірських масивів пухких порід під час виникнення зсувних явищ в укосах кар’єрів.

Предмет дослідження – методи встановлення та забезпечення стійкості укосів уступів і бортів кар’єрів з видобутку пухких порід.

Методи дослідження. Для досягнення поставленої мети в дисертаційній роботі використано наступні методи досліджень: комплексного аналізу – для узагальнення і аналізу досягнень науки в сфері вивчення і забезпечення стійкості гірських масивів; теоретичних досліджень – для теоретичного обґрунтування умов і ступеня стійкості укосів уступів і бортів кар’єру; аналітичний – для встановлення оптимальних параметрів захисної споруди з буронабивних паль; комп’ютерного моделювання – для дослідження стану стійкості уступів і бортів кар’єру під впливом різних гірничо-технічних чинників; системного аналізу – для аналізу отриманих результатів обчислень і моделювання з визначення коефіцієнту стійкості для різних умов укріплення укосів; техніко-економічного аналізу – для обґрунтування достовірності і ефективності запропонованих науково-технічних рішень.

Наукова новизна отриманих результатів досліджень полягає в наступному (аргументовано, коротко та чітко представляються основні наукові положення, які виносяться на захист, із зазначенням відмінності одержаних результатів від відомих раніше):

- виявлено, що для обґрунтування безпечних параметрів стійкості укосів на кар’єрах, крім врахування факторів, що впливають на розвиток зсувних процесів, важливе значення має метод розрахунку, який повинен відповідати конкретним гірничо-геологічним і технологічним умовам об’єкту досліджень;

- за результатами визначення стійкості укосу гірського масиву методом графічних побудов, аналітичними методами аналізу у Rocscience Slide (Bishop, Janbu, Spencer) і чисельним моделюванням в PLAXIS 3D встановлено, що вони мають між собою значну розбіжність отриманих значень коефіцієнту стійкості, а саме, показники графічного методу вищі на 6...14 % у порівнянні з даними, що

отримані методами аналізу Slide та, при певній умові розбиття зсувного клину, майже збігаються зі значеннями, отриманими у PLAXIS 3D;

- вперше доведено, що на значення коефіцієнту стійкості в методі графічних побудов безпосередньо впливає кількість блоків розбивки (відповідно і їх ширини) зсувного клину; для умов Сихівського родовища збільшення кількості блоків з 5 до 25 (зменшення їх ширини з 4,05 до 0,81 м) знижує значення коефіцієнту стійкості з 0,85 до 0,75; графічна залежність між ними має лінійний характер;

- отримані аналітичні і графічні залежності зміни коефіцієнту стійкості та переміщень від кута укосу уступу: залежність коефіцієнту стійкості від кута укосу описується поліномом 2-го порядку; залежність між переміщеннями і кутом укосу має складний характер, який апроксимовано логістичною функцією;

- встановлені закономірності впливу розташування буронабивної палі відносно нижньої бровки уступу на значення коефіцієнту стійкості гірського масиву, а саме – графічні залежності коефіцієнту стійкості від місця розміщення паль мають параболічний характер з максимальними їх значеннями на відстанях 8-10 м від палі до нижньої бровки уступу залежно від методу пошуку у Slide. При моделюванні у PLAXIS 3D характер графічної залежності зміни коефіцієнтів стійкості від відстані палі до нижньої бровки уступу є ідентичним графікам, отриманим в Slide, однак чисельні значення вищі за них на 19-20 %;

- удосконалено методику моделювання напружено-деформованого стану прибортового гірського масиву з додатковим навантаженням від автотранспорту при його укріпленні захисною конструкцією за рахунок постійного моніторингу чисельного значення коефіцієнта стійкості на усіх етапах досліджень.

Практичне значення отриманих результатів:

- розроблена цифрова геопросторова модель Сихівського родовища кварцових пісків яка дозволила, на основі отриманих даних геостатичного аналізу покладу та розрахункових об'ємах розкриву і корисних копалин, обрати оптимальний напрям розвитку гірничих робіт;

- удосконалено методику розрахунку утримуючої конструкції з буронабивних паль для забезпечення стійкості укосів кар'єрів, в основі якої закладена комплексна оцінка стану гірського масиву, визначення зсувного зусилля можливої призми обрушення та розрахунок палі на спільну дію горизонтальної сили і моменту;

- виконано моделювання поведінки борта Сихівського кар'єра при дії на нього додаткового навантаження від автотранспорту та встановлено можливі варіанти укріплення гірського масиву для забезпечення його нормативної стійкості.

Особистий внесок здобувача в наукові праці, які опубліковані у співавторстві, наступний: [5] – встановлено і виконано аналіз причини появи деформацій в укосах уступів і бортів кар'єрів; [9] – проведено аналіз можливих видів деформацій укосів на кар'єрах і розроблені заходи щодо зменшення наслідків деформацій укосів; [10] – обґрунтовано доцільність використання ковзаючих з'їздів при розробці родовищ пухких порід; [11] – виконано аналіз гранулометричного складу флювіогляціальних відкладів в гірських масивах, обґрунтовано необхідність у проведенні наукових досліджень; [12] – встановлені чинники, які впливають на ефективність передачі енергії через межі контакту різних порід у гірському масиві; [15] – проведено оглядовий аналіз утримуючих споруд для забезпечення стійкості укосів уступів та бортів кар'єрів; [21] – визначені фізико-механічні властивості кварцових пісків, практична реалізація методу графічних побудов в AutoCAD при встановленні стійкості укосу робочого уступу; [63] – розробка алгоритму створення цифрової моделі Сихівського родовища кварцових пісків у програмі Surfer-3D; [69] – виконано розрахунок стійкості робочого уступу кварцових пісків методами граничної рівноваги; [70] – виконано аналіз показників стійкості уступу, отриманих методами Bishop, Janbu та Spencer; [71] – визначені параметри стійкості робочого уступу методом графічних побудов, встановлено характер зміни графічних залежностей коефіцієнту стійкості робочого уступу від кута укосу; [72] – дослідження впливу кута укосу уступу кварцового піску на коефіцієнт його

стійкості; [73] – виконання розрахунків у Slide і методі графічних побудов з отриманням графічних залежностей зміни коефіцієнту стійкості уступу від кута укусу; [78] – встановлення закономірності впливу кількості блоків розбивки зсувного клину на чисельні значення коефіцієнту стійкості укусу; [95] – проведено моделювання стану кінцевого положення борта кар'єру при додатковому зовнішньому навантаженні, визначені коефіцієнти стійкості борта кар'єру при встановленні захисної конструкції; [105] – досліджено вплив зовнішнього навантаження на борт кар'єра на стійкість укусу гірського масиву; [107] – встановлення параметрів захисної конструкції з залізобетонних буронабивних паль для зміцнення прибортового гірського масиву і моделювання стану борта кар'єру при дії на нього зовнішнього додаткового навантаження; [108] – моделювання стану стійкості прибортового масиву, складеного суглинками та підсиленого захисною конструкцією з буронабивних паль, при дії зовнішнього додаткового навантаження.

Апробація матеріалів дисертації. Основні положення та окремі результати доповідалися та обговорювалися на 5nd and 6nd International Scientific and Technical Internet Conferences «Innovative development of resource-saving technologies and sustainable use of natural resources» (Petroșani, Romania, November 11, 2022, November 16, 2023), IX Всеукраїнській науково-практичній конференції студентів, аспірантів та молодих вчених «Перспективи розвитку гірничої справи та раціонального використання природних ресурсів» (м. Житомир, 17 листопада 2022 року), Всеукраїнських науково-практичних онлайн-конференціях аспірантів, молодих учених та студентів, присвячених Дню науки (м. Житомир, 15-19 травня 2023 р., 13-17 травня 2024 р., 12-17 травня 2025 р.), XV та XVI науково-технічних конференціях НН ІЄЕ «ЕНЕРГЕТИКА. ЕКОЛОГІЯ. ЛЮДИНА» (м. Київ, 16-18 травня 2023 р., 14-15 травня 2024 р.), I, II та III Всеукраїнських науково-практичних конференціях «Сучасні проблеми гірництва та будівництва» (м. Житомир, 23 листопада 2023 року, 21 листопада 2024 року, 20 листопада 2025 року), науковій конференції НН ІЄЕ «Аспірантські читання імені професора Артура Праховника» (м. Київ, 25-26 березня 2025 р.),

міжнародній науково-технічній конференції «Сучасний стан і перспективи розвитку геотехнічної інженерії. GEO-25» (м. Київ, 04-05 червня 2025).

Публікації. Результати дисертаційної роботи опубліковано у 18 наукових працях, з них 5 статей – у наукових фахових виданнях України, 13 – у матеріалах і тезах всеукраїнських та міжнародних науково-практичних конференціях.

Структура та обсяг дисертації. Дисертаційна робота складається зі вступу, 5 розділів, висновків, списку використаних джерел та додатків. Загальний обсяг дисертації становить 221 сторінка тексту, серед них 129 рисунків, 30 таблиць, 5 додатків, список використаних джерел із 108 найменувань на 13 сторінках, основний текст дисертації викладено на 167 сторінках.

РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ НАУКОВИХ ДОСЛІДЖЕНЬ З УДОСКОНАЛЕННЯ ТЕХНОЛОГІЙ ЗАКРІПЛЕННЯ УКОСІВ НА КАР'ЄРАХ З ВИДОБУТКУ БУДІВЕЛЬНИХ МАТЕРІАЛІВ

1.1. Деформаційні явища в укосах кар'єрів і причини їх виникнення

Процес відпрацювання родовищ корисних копалин відкритим способом неминуче пов'язаний із порушенням напружено-деформованого стану гірських порід у межах прибортових зон кар'єрів, капітальних і розрізних траншей, а також транспортних з'їздів. У результаті цього в масивах формуються деформаційні процеси різної інтенсивності та тривалості, які можуть проявлятися як у короткі проміжки часу, так і мати тривалий розвиток, при цьому в більшості випадків вони завершуються виникненням зсувних явищ (рис. 1.1).



Рисунок 1.1 – Зсув гірського масиву на кар'єрі

Незалежно від характеру перебігу, деформації укосів кар'єрів суттєво знижують ефективність освоєння родовищ, спричиняють значні матеріальні втрати, призводять до відхилення від проєктних параметрів та порушення безпечних умов ведення гірничих робіт, а також обумовлюють збільшення втрат

корисних копалин [1, 2]. У зв'язку з цим проблема забезпечення стійкості кар'єрних укосів належить до числа найбільш важливих і складних науково-технічних завдань гірничої справи та залишається актуальною на всіх етапах відкритої розробки родовищ. Її вирішення можливе лише за умови всебічного аналізу причин виникнення деформацій у гірських масивах, встановлення форм і закономірностей їх прояву, а також обґрунтованого вибору ефективних заходів, спрямованих на запобігання деформаціям або мінімізацію їх наслідків [3].

З урахуванням вирішального значення питань безпеки при веденні відкритих гірничих робіт, однією з пріоритетних задач є ідентифікація основних чинників, що зумовлюють розвиток деформацій на укосах гірничих виробок і бортах кар'єрів, а також детальний аналіз деформаційних процесів, які виникають у межах кар'єру [4]. Отримані результати такого аналізу слугують науковою основою для подальшого обґрунтування комплексу профілактичних і захисних заходів, спрямованих на попередження деформацій та боротьбу з їх негативними проявами.

Відповідно до результатів наукових досліджень [5], деформаційні явища, що спостерігаються на укосах уступів, бортах кар'єрів і відвалів, а також на транспортних з'їздах, систематизуються та поділяються на п'ять основних видів:

- 1) осипи;
- 2) обвалення (обрушення);
- 3) просідання;
- 4) зсуви;
- 5) спливання.

Деформаційні явища, що виникають у межах кар'єрів, не обмежуються лише наведеними основними типами, а характеризуються значною кількістю проявів, форма і механізм яких визначаються конкретними гірничо-геологічними і технологічними умовами [6-8]. У практиці відкритої розробки родовищ між окремими видами деформацій часто відсутні чіткі розмежування, оскільки вони можуть розвиватися одночасно, накладатися один на одного або послідовно переходити з одного виду в інший.

Формування та розвиток деформаційних процесів у кар'єрах обумовлюється дією низки чинників, серед яких визначальними є [9]:

- невідповідність проєктних параметрів укосів реальним гірничо-геологічним умовам або недостатня повнота їх дослідження [10], зокрема ігнорування структурно-тектонічної будови гірського масиву та особливостей його фізико-механічних характеристик;

- відсутність або низька ефективність існуючих дренажних систем;

- помилки під час виконання гірничих робіт і відхилення від встановленої технології розробки кар'єру;

- неправильна інтерпретація характеру деформаційних явищ і недооцінка масштабів можливих негативних наслідків;

- застосування методів розрахунку параметрів укосів і оцінювання їх стійкості, що не відповідають фактичному стану гірського масиву.

Зокрема, при вийманні ґрунтів і слабких гірських порід екскаваторами з прямою лопатою укоси уступів висотою 10-15 м зазвичай формуються з увігнутим профілем (рис. 1.2, *a*). За умови, що фактичний кут нахилу укосу перевищує кут природної стійкості відповідної гірської породи, з плином часу відбувається прогресуюче руйнування його верхньої частини [11]. Унаслідок цього біля підшви уступу накопичується осипний матеріал із кутом нахилу приблизно $34-36^\circ$, а процес осипання триває до моменту досягнення осипом верхньої брівки укосу, після чого подальший розвиток деформації припиняється.

Інший механізм деформацій реалізується під час проведення масових вибухів у кар'єрах із застосуванням вертикальних свердловинних зарядів. У цьому випадку відбувається порушення цілісності скельних порід за межами контуру промислового блоку. Після видалення подрібненої гірської маси в межах блоку в уступах цілика залишаються породи, що зазнали значного знеміцнення і характеризуються залишковою міцністю на рівні лише 20-25 % від початкової міцності гірського масиву. Подальший розвиток деформацій у таких умовах призводить до поступового осипання укосів і формування осипів.

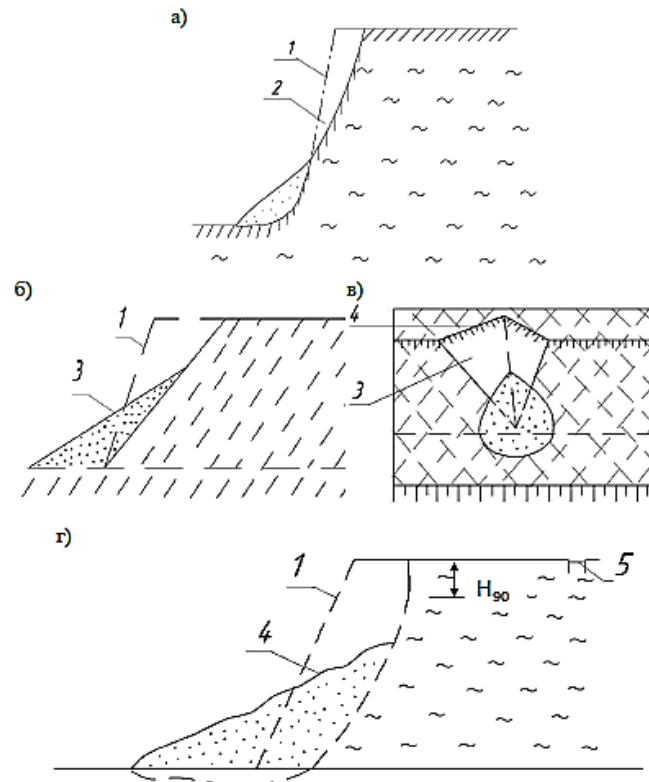


Рисунок 1.2 – Деформації укосів уступів на кар'єрах: *а* – укіс уступу в глинах та суглинках; *б, в* – укоси уступу в скельних тріщинуватих породах; *г* – укіс уступу в глинистих породах; 1 – проєктне положення укосу; 2 – після утворення осипу; 3 – після обвалення; 4 – після зсуву; 5 – водостічна канава;

Обвалення укосів уступів у кар'єрах переважно відбуваються вздовж поверхонь природного ослаблення гірського масиву [12]. До таких поверхонь належать тектонічні порушення, контакти порід із різними міцнісними характеристиками, тріщини значної протяжності, а також площини шаруватості, орієнтовані у бік внутрішнього простору кар'єру (рис. 1.2, *б*). Оскільки опір гірського масиву зсуву вздовж зазначених поверхонь у декілька разів менший порівняно з суцільним масивом, величини кутів нахилу укосів уступів після обвалення визначаються насамперед просторовою орієнтацією цих поверхонь.

Подібно до осипів, обвалення призводять до формування суцільних укосів бортів кар'єру. Проте, на відміну від осипних процесів, за яких об'єм гірничої маси, зростає поступово, обвалення мають раптовий характер і відбуваються протягом дуже короткого часу – від кількох секунд до миттєвого руйнування.

Зсувні деформації найчастіше розвиваються в гірських масивах, складених слабкими за міцністю, переважно глинистими породами, за наявності поблизу них елементів, що сприяють накопиченню води (рис. 1.2, в, г). У подібних умовах інфільтраційні води, проникаючи в масив, не відводяться з нього, а затримуються в порах і тріщинах, що призводить до повного водонасичення порід і розвитку процесів їх набухання. Переміщення водонасиченого гірського масиву відбувається по поверхні ковзання, яка у верхній частині зазвичай має вигляд майже вертикальної тріщини відриву, тоді як у середній і нижній частинах вона переходить у плавну викривлену криву [5].

Практика відкритих гірничих робіт на території України свідчить, що деформації укосів уступів є поширеним явищем практично на всіх кар'єрах, незалежно від типу гірських порід. У масивах, складених скельними та напівскельними породами, переважають локальні обвалення, які, як правило, мають обмежений просторовий характер, але можуть становити небезпеку під час експлуатації. Для укосів, сформованих пухкими породами, за умов їх зволоження або водонасичення, характерним є виникнення локальних зсувних деформацій. Просідання найчастіше фіксуються в межах відвалів і тимчасових транспортних з'їздів, основа яких складена слабкими породами.

Аналіз наведених типів деформацій дозволяє зробити висновок, що забезпечення стійкості кар'єрних укосів є однією з ключових технологічних задач під час розробки родовищ відкритим способом. Разом з тим у ряді випадків повне усунення причин деформацій є технічно неможливим або економічно недоцільним, зокрема при осипах чи окремих локальних обваленнях. У таких умовах доцільно зосереджуватися на реалізації заходів, спрямованих на обмеження негативних наслідків деформацій. До них належать регулярне очищення берм безпеки від накопичених осипів, улаштування захисних та огорожувальних конструкцій, штучне зміцнення ослаблених ділянок гірського масиву, зведення контрфорсів та інші інженерні рішення [13].

За наявності детальної інформації про структурну будову гірських масивів, фізико-механічні характеристики порід, ступінь їх обводненості та інші

геотехнічні параметри виникає можливість цілеспрямованого управління стійкістю кар'єрних укосів. У таких випадках застосовуються спеціальні заходи, зокрема осушення масивів, формування укосів з урахуванням виявлених поверхонь ослаблення, кероване обрушення уступів, штучне ініціювання зсувів у пухких гірських масивах, забезпечення нормативних розмірів запобіжних майданчиків при відсипанні гірничої маси та ін.

1.2. Критичний огляд існуючих способів і захисних споруд з укріплення гірських масивів в бортах і уступах кар'єрів

Під час ведення відкритих гірничих робіт на родовищах корисних копалин однією з ключових умов ефективного виробничого процесу є забезпечення стійкості бортів кар'єру та безпеки експлуатації робочих горизонтів. Особливу загрозу становлять ділянки укосів, у межах яких спостерігається порушення рівноваги гірського масиву та підвищена ймовірність розвитку деформаційних процесів. У ситуаціях, коли коригування параметрів уступів, зокрема зменшення крутизни укосу, є технічно обмеженим або економічно недоцільним, вдаються до застосування спеціальних інженерних рішень, спрямованих на стабілізацію масиву. До таких рішень належать утримуючі конструкції, захисні споруди, а також комплекс додаткових технологічних заходів, призначених для локалізації та запобігання зсувним і обвальним явищам [14].

Способи підвищення стійкості кар'єрних укосів залежно від принципу дії та характеру впливу на гірський масив умовно поділяють на чотири групи:

- 1) механічні способи стабілізації;
- 2) способи, що передбачають цілеспрямовану зміну фізико-механічних властивостей порід;
- 3) способи захисту поверхні укосів шляхом їх ізоляції від негативного впливу зовнішнього середовища;
- 4) комбіновані способи, які поєднують елементи кількох підходів.

Суть механічних способів укріплення нестійких укосів полягає у штучному перерозподілі напружень у гірському масиві з метою зменшення впливу дестабілізуючих сил. Навантаження, що формується в межах потенційної призми зсуву або обвалення, за допомогою спеціальних конструктивних елементів передається на віддалені, більш міцні та стабільні зони масиву. Обов'язковою передумовою ефективного використання механічних методів є наявність за межами деформаційної зони достатньо стійких порід, здатних сприймати додаткові навантаження без втрати несучої здатності.

Практична реалізація механічного зміцнення схилів передбачає використання як окремих конструктивних елементів – паль, шпунтів, анкерних штанг, тросових систем, так і масивних інженерних споруд у вигляді підпірних або захисних стінок та контрфорсів [15]. Конструктивні елементи, як правило, застосовуються для стабілізації укосів на схилах, складених скельними та напівскельними породами, тоді як суцільні споруди доцільні при укріпленні укосів у пухких ґрунтах, а також у зонах розвитку фільтраційних деформацій.

Способи другої групи орієнтовані на цілеспрямоване підвищення міцності та зниження деформативності гірських порід шляхом їх інженерного зміцнення. Це досягається нагнітанням у масив різноманітних в'язучих і цементуючих складів, які забезпечують відновлення порушених структурних зв'язків у тріщинуватих породах або формування нових контактів між частинками в пухких і слабкоцементованих відкладах.

Застосування ізолюючих покриттів на поверхні кар'єрних укосів належить до третьої групи способів і використовується переважно в умовах активного вивітрювання порід після їх оголення. Основне призначення таких покриттів полягає у створенні захисного шару, який обмежує вплив атмосферних чинників та інших зовнішніх факторів на гірський масив, тим самим знижуючи інтенсивність руйнівних процесів і сприяючи збереженню стійкого стану укосів.

За наявності ускладнених інженерно-геологічних умов ведення відкритих гірничих робіт стабілізація гірського масиву, як правило, не може бути забезпечена застосуванням одного окремого заходу. У таких випадках

використовують поєднання кількох методів укріплення, що діють за різними механізмами та взаємно підсилюють ефект один одного (четверта група). Зокрема, ін'єкційне закріплення тріщинуватих скельних порід цементуючими складами доцільно поєднувати з механічними способами утримання масиву.

У практиці експлуатації кар'єрів механічні способи укріплення укосів уступів і бортів реалізуються за допомогою широкого спектра утримуючих споруд, кожна з яких має власну область ефективного застосування [14]:

- пальові конструкції різних типів, що забезпечують стабільність як ґрунтових, так і скельних укосів;
- анкерні системи, призначені для фіксації окремих нестійких блоків до незруйнованого масиву;
- підтримуючі стінки для утримання нависаючих ґрунтових товщ;
- захисні стіни, що обмежують розвиток осипів;
- контрфорси, які сприймають тиск окремих скельних масивів;
- опояски для локального підпору нестійких ділянок;
- облицювальні стінки, основним завданням яких є зменшення інтенсивності вивітрювання та поверхневого руйнування порід.

З метою оцінки доцільності використання наведених інженерних рішень доцільно здійснити стислий аналітичний огляд основних *механічних способів* укріплення укосів кар'єрів.

Пальові конструкції вважаються одним із найбільш ефективних та універсальних засобів укріплення кар'єрних уступів. Їх перевагами є значна несуча здатність, можливість виконання робіт із повною механізацією основних операцій, а також ефективність при стабілізації ділянок великої протяжності та значної потужності, зокрема за умов глибокого залягання поверхонь ковзання.

У більшості випадків для укріплення укосів застосовують буронабивні палі великого діаметра, тоді як використання похилих буроін'єкційних паль допускається лише в окремих інженерно обґрунтованих випадках. Практичний діапазон діаметрів паль, що застосовуються при укріпленні укосів, зазвичай становить від 200 до 1000 мм.

Схема розташування паль (в один або кілька рядів) визначається геологічною будовою масиву, фізико-механічними властивостями порід, характером деформацій укосу та конструктивними параметрами паль (рис. 1.3). Застосування пальових конструкцій є недоцільним у зонах, ослаблених крутопадаючими поверхнями ковзання, а також за наявності значної потужності порушених порід у межах призми можливого обвалення [15].

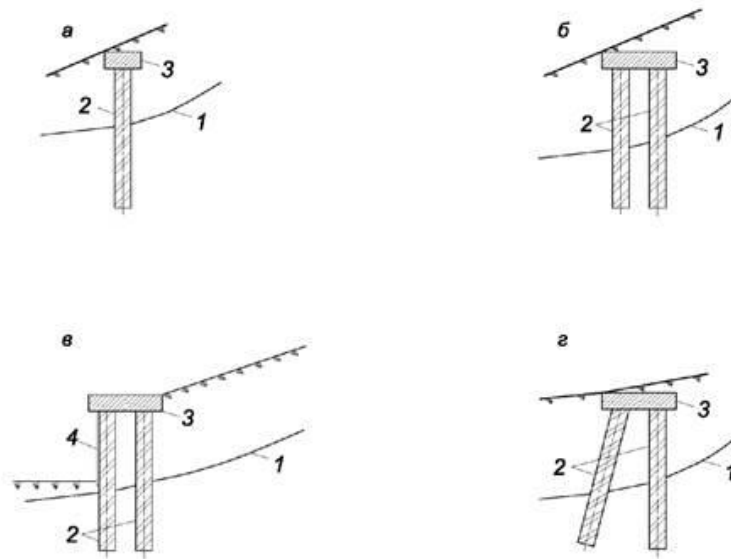


Рисунок 1.3 – Пальові захисні конструкції: *а* – однорядні; *б, в, г* – багаторядні;
1 – поверхня ковзання; 2 – палі; 3 – ростверки; 4 – ґрунтоутримуюча стіна

Проектування пальового укріплення укосів передбачає визначення таких параметрів, як типу та конструктивного виконання паль, їх розрахункової несучої здатності, кроку розміщення, кількості рядів, а також глибини занурення. Нижня відмітка закладення паль має розташовуватися нижче небезпечної поверхні ослаблення або потенційного ковзання.

Анкерне (штангове) кріплення являє собою інженерну систему просторового армування гірського масиву, що реалізується шляхом встановлення в пробурені шпури або свердловини анкерних елементів різного конструктивного виконання – металевих, залізобетонних, дерев'яних або полімерних – у поєднанні з зовнішніми опорами (рис. 1.4). Основний принцип дії анкерного кріплення полягає у підвищенні стійкості масиву за рахунок

об'єднання окремих шарів і структурних блоків у єдину робочу систему. Після встановлення анкера у проєктне положення закладну частину фіксують шляхом цементації, при цьому міцність цементного каменю на стискання може досягати 30-40 МПа. Після натягу анкерів рухомий оголовок остаточно закріплюється на опорній плиті [15].

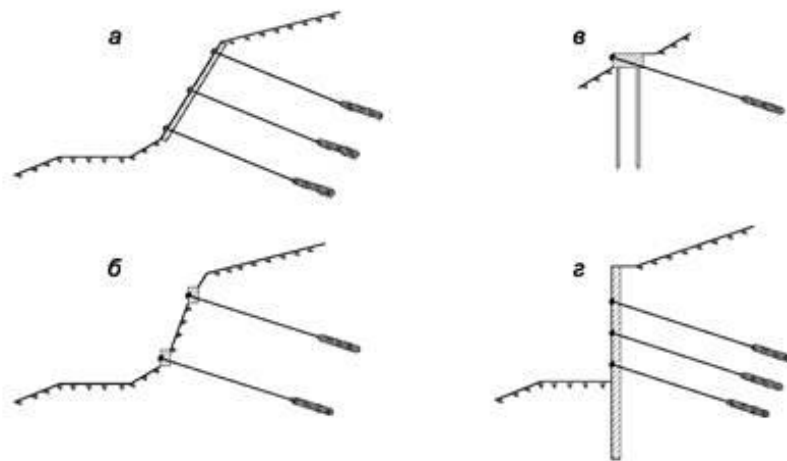


Рисунок 1.4 – Анкерні конструкції: *а* – з опорною плитою; *б* – з поясами у вигляді балок; *в* – у складі ростверку; *г* – для кріплення підпірної стіни

Підпірні стінки відносять до категорії суцільних протизсувних інженерних споруд, які виконуються у вигляді масивних залізобетонних конструкцій, призначених для сприйняття навантажень, що діють уздовж поверхні ковзання, та утримання укосу гірського масиву в стабільному положенні. Конструктивні параметри стінок призначаються таким чином, щоб коефіцієнт запасу стійкості становив не менше 1,3, а коефіцієнт запасу на перекидання – не менше 1,5.

На рис. 1.5 наведені найбільш поширені конструкції підпірних стінок [15]. До основних обмежень застосування підпірних стінок слід віднести їх високу матеріало- та трудомісткість, що зумовлює значну вартість укріплення укосів у порівнянні з альтернативними інженерними рішеннями. Крім того, такі споруди характеризуються відносно обмеженою несучою здатністю та значною власною масою, яка створює додаткове навантаження на нижче розташовані шари масиву і може негативно впливати на їх стійкість.

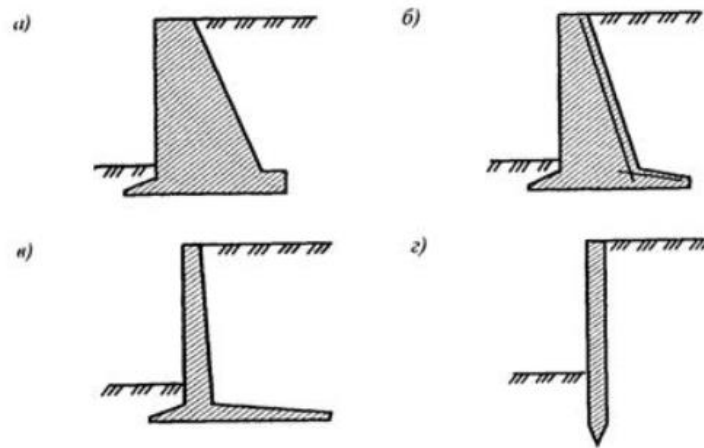


Рисунок 1.5 – Найбільш поширені конструкції підпірних стінок: *а* – масивна неармована; *б* – напівмасивна армована; *в* – тонкоелементна; *г* – тонка.

Захисні стінки призначені для стабілізації укосів та запобігання розвитку поверхневих деформацій, зокрема вивалів, обвалів і осипів гірських порід. Стійкість таких конструкцій забезпечується за рахунок заглиблення фундаментної частини в основу укріплюваного уступу, а також шляхом анкерного закріплення верхньої зони стінки у стійкому масиві (рис. 1.6). У випадках, коли існує загроза виникнення значних згинальних моментів, уздовж схилу уступу додатково встановлюють проміжні анкери.

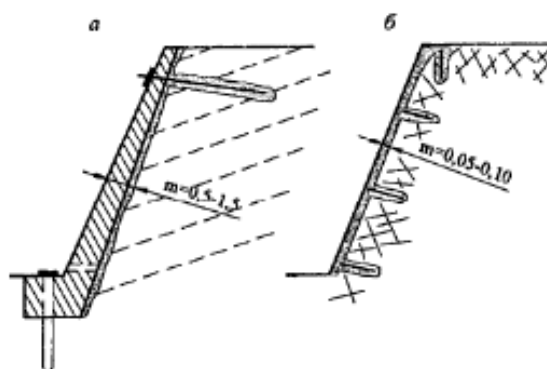


Рисунок 1.6. – Схема захисної стінки: *а* – на фундаменті; *б* – запобіжна

Для локального захисту поверхні укосів від дрібних осипів застосовують тонкі підвісні стінки завтовшки 0,05...0,1 м. Також в якості захисної стіни може бути облицювання схилів залізобетонними плитами.

Контрфорс, або привантажувальна призма, являє собою насип із порід розкриву, що використовується як інженерний засіб стабілізації укосів уступів неробочих бортів кар'єрів, капітальних траншей, а також відвалів, складених пухкими відкладами (рис. 1.7). До обмежень застосування контрфорсів відносять їх значну власну масу та потребу у великій площі розміщення, що зумовлює необхідність улаштування широких берм безпеки [14].

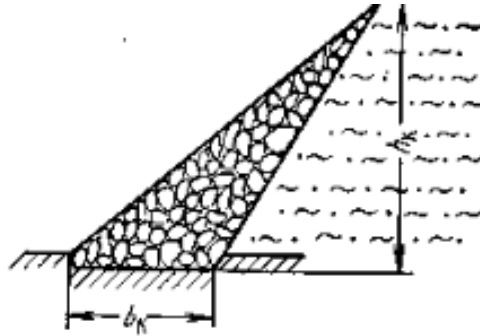


Рисунок 1.7 – Типова конструкція контрфорсу: h_k – висота контрфорсу; b_k – ширина основи контрфорсу

Для стабілізації піщаних укосів застосовують *контрбанкети*, параметри яких визначаються гідрогеологічними умовами ділянки (рис. 1.8). Улаштування контрбанкетів забезпечує захист поверхні укосу від розмиву стічними водами та знижує інтенсивність фільтраційних деформацій.

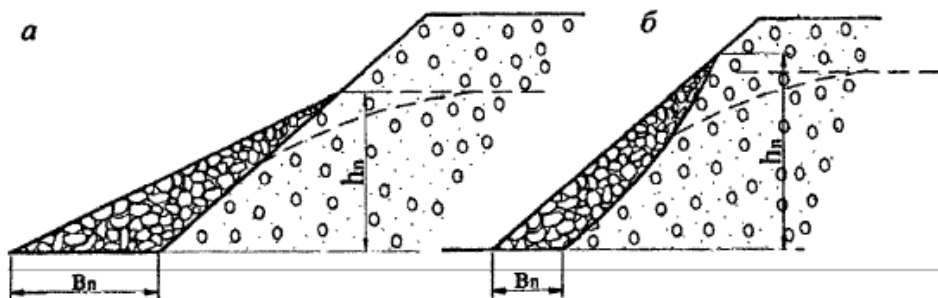


Рисунок 1.8 – Контрбанкети: *a* – без виїмки порід укосу; *б* – з частковою виїмкою порід укосу; h_n , B_n – висота та ширина основи привантажувальної призми

Опояски використовуються для зміцнення похилих нестійких шарів гірських порід у ситуаціях, коли застосування підпірних стін або контрфорсів є недоцільним. Конструктивно опояски виконуються у вигляді системи

горизонтально орієнтованих елементів, розміщених по ширині та довжині укріплюваного схилу каскадно або в шаховому порядку, що дозволяє перерозподіляти напруження в масиві [14]. *Облицювальні стінки* та *пломби* застосовуються для закріплення роздроблених і ослаблених зон скельних схилів невеликої потужності, а також для захисту поверхні порід від ерозійного руйнування. Зазначені конструкції, як правило, проєктуються з використанням монолітного або збірного бетону, кам'яної кладки на розчині чи бутобетоні.

До фізико-хімічних методів підвищення стійкості прибортового масиву відносять цементацію, силікатизацію, смолизацію та вибухове ущільнення порід.

Цементація полягає у заповненні тріщин, порожнин і великих пор гірських порід цементними, цементно-піщаними або цементно-глинистими розчинами, які після твердіння утворюють міцний зв'язок із породою, знижують її водопроникність і підвищують стійкість укосів [16, 17]. Найбільша ефективність цементації досягається у тріщинуватих породах за умови відсутності глинистого заповнювача в тріщинах і значень коефіцієнта фільтрації в межах 80–500 м/добу.

Силікатизація передбачає нагнітання в гірський масив силікатних розчинів, у результаті чого породи набувають підвищеної механічної міцності, водостійкості та зниження водопроникності. Цей метод застосовується як для збільшення несучої здатності основ гірничо-технічних споруд, так і при створенні протифільтраційних завіс.

Смолизація ґрунтується на використанні синтетичних смол як закріплювального матеріалу, що забезпечує зв'язування мінеральних частинок і надає породам додаткової міцності, стійкості та водонепроникності. Для цього застосовують епоксидні, поліефірні, фенолформальдегідні, карбамідні та меламіно-сечовинно-формальдегідні смоли.

Метод ущільнення порід вибухом може бути використаний для зміцнення укосів, складених глинами, суглинками та лесовими ґрунтами [18]. Під час підривання свердловинних зарядів формується котел, а породи в прилеглій до стін свердловини зоні зазнають інтенсивного ущільнення, що сприяє підвищенню їх механічної міцності та загальної стійкості.

Таким чином, вирішення завдань стійкості схилів за допомогою зазначених методів базується на максимальному залученні власної несучої здатності навколишнього гірського масиву. Одним із найбільш ефективних шляхів її підвищення є зміцнення контактів між структурними блоками в глибинних та приконтурних зонах масиву шляхом введення армуючих елементів чи використання комбінованих технологій. Це дозволяє комплексно вирішувати основні завдання відкритої розробки – підвищення рівня вилучення корисної копалини, зменшення втрат та забезпечення безпеки гірничих робіт.

1.3. Аналіз методів визначення стану стійкості укосів гірських масивів на кар'єрах з видобутку пухких порід

1.3.1. Визначення чинників впливу на стійкість укосів кар'єрів.

Сучасні умови ведення відкритих гірничих робіт на родовищах корисних копалин характеризуються ускладненням геологічної будови та гідрогеологічної обстановки, а також зростанням інтенсивності й концентрації виробничих процесів. Зазначені обставини безпосередньо позначаються на стійкості укосів уступів і бортів кар'єрів [19, 20]. У зв'язку з цим одним із ключових питань розробки є обґрунтування таких параметрів укосів, які забезпечували б їх довготривалу стійкість за мінімальних обсягів гірничих робіт.

Невиправдане збільшення кутів схилів спричиняє активізацію зсувних процесів, а надмірне зменшення крутизни зумовлює різке зростання обсягів розкривних робіт і втрати корисних копалин у прибортових зонах кар'єру.

Стійкість укосів кар'єрів визначається напружено-деформованим станом прибортового гірського масиву порід, формування якого відбувається під дією комплексу взаємопов'язаних чинників. За характером походження ці чинники доцільно поділяти на дві узагальнені групи: природні та гірничо-технічні [21].

До природних чинників належать кліматичні умови (температурний режим, кількість атмосферних опадів, особливості вітрового режиму), геологічні

характеристики (літологічний склад, структурна будова, порушеність і фізичний стан порід), а також гідрогеологічні умови, а саме наявність поверхневих і підземних вод, обводненість тріщин і зон структурних порушень [22].

Гірничо-технічні чинники охоплюють спосіб розкриття кар'єрного поля, прийняту систему розробки, технологію підготовки гірничої маси до виїмки, схеми відвалоутворення, а також геометричні параметри кар'єру.

Серед усього різноманіття чинників, що впливають на стійкість укосів, вирішальне значення мають:

- фізико-механічні характеристики гірських порід і породних контактів, що формують прибортовий масив;
- структурно-тектонічна будова приукосних зон [23];
- технологічні особливості ведення відкритих гірничих робіт [24].

Перші дві групи факторів мають природний характер і є об'єктивною характеристикою конкретного гірського масиву. Вони не підлягають зміні, а можуть лише детально досліджуватися та враховуватися під час розрахунків стійкості укосів. Натомість технологічний фактор формується внаслідок господарської діяльності та може цілеспрямовано регулюватися з метою забезпечення стійкого стану бортів і уступів кар'єру.

Обґрунтування безпечних параметрів укосів потребує всебічного аналізу чинників, що визначають умови розвитку зсувних процесів, а також вибору правильного розрахункового підходу, який відповідав би конкретним гірничо-геологічним і технологічним умовам та фізико-механічним властивостям порід.

Отже, в цілому стійкість схилів зумовлюється напруженим станом масиву та його характеристиками. Напружений стан визначається дією статичних і динамічних навантажень, а фізико-механічні властивості масиву характеризують опір порід зсуву вздовж потенційної поверхні ковзання. Для кількісної оцінки стійкості укосів застосовується коефіцієнт стійкості, який є інтегральним показником рівноваги масиву [21]. У зв'язку з цим важливим є встановлення геометрії та положення ймовірної поверхні ковзання, а також визначення числового значення коефіцієнта стійкості укосу.

1.3.2. Загальні засади застосування методів розрахунку та оцінювання стійкості укосів кар'єрів пухких порід.

Різноманіття гірничо-геологічних і гірничо-технічних умов, у яких здійснюється відкрита розробка родовищ, зумовили появу значної кількості методів щодо розрахунку та оцінки стійкості кар'єрних укосів, розвиток яких був спрямований на забезпечення надійного прогнозування деформаційних процесів і запобігання втратам, пов'язаним із порушенням рівноваги прибортових укосів.

Аналіз напружено-деформованого стану гірського масиву зазвичай ґрунтується на використанні двох концептуальних моделей середовища: лінійно-деформованої та гранично-напруженої [25]. Застосування лінійно-деформованої моделі при оцінюванні стійкості укосів схилів, як правило, приводить до завищених значень допустимих геометричних параметрів, що не знаходять підтвердження у виробничій практиці. Це пояснюється складною будовою гірського масиву, для адекватного опису поведінки якого необхідно залучати більш складні реологічні, пружно-пластичні або в'язко-пружні моделі.

Більш простим з точки зору практичного застосування є підхід, заснований на моделі гранично-напруженого середовища, у межах якої деформований стан масиву не аналізується, а увага зосереджується на визначенні умов досягнення граничної рівноваги. Отримані таким чином рішення дозволяють встановлювати положення поверхні ковзання та застосовувати їх у інженерних розрахунках для різних схем навантаження, що добре узгоджується з реальними спостереженнями.

Найбільшого поширення в інженерній практиці набули методи, побудовані на теорії граничної рівноваги. Основи цього напряму були закладені у працях В. Фелленіуса, Г.М. Шахунянця, Н.І. Маслова, Г.Л. Фісенка, Н.А. Цитовича, Р.Р. Чугаєва, Е.Л. Галустьяна, А.Н. Шашенко та інших дослідників.

У фундаментальних дослідженнях Г.Л. Фісенка виконано систематизацію відомих на той час методів оцінки стійкості укосів, у межах якої визначальною класифікаційною ознакою була прийнята форма поверхні ковзання.

Різноманітність умов залягання порід і технологічних рішень у кар'єрах привело до створення великої кількості методів розрахунку стійкості, які

класифікуються за низкою характерних ознак. До таких ознак належать: геометрія поверхні можливого зсуву; характер розв'язання задачі (теоретичний або емпіричний); вид розрахункових параметрів (сили, напруження, деформації, навантаження); спосіб отримання рішення (аналітичний, чисельно-аналітичний, графічний, графоаналітичний); підхід до встановлення поверхні руйнування.

Досвід показує, що практична придатність будь-якого розрахункового підходу, побудованого на певних припущеннях, може бути підтверджена лише шляхом зіставлення отриманих результатів з дослідними даними, результатами спостережень або іншими методами розрахунку [26, 27].

На сьогодні розроблено значну кількість розрахункових схем, що враховують наявність у масиві різних поверхонь ослаблення, до яких належать протяжні тріщини окремоностей, поверхні зміщень тектонічних порушень, а також контакти напластування порід. У більшості існуючих схем такі поверхні приймаються плоскими та формують призму можливого обвалення, хоча у реальних умовах їх геометрія часто є значно складнішою.

Узагальнюючи результати аналізу, слід зазначити, що у більшості розрахункових схем недостатньо враховуються параметри плікативних порушень. Водночас у практиці зустрічаються випадки, коли поверхні ослаблення мають хвилеподібну, звивисту або нерівну форму, що змінює співвідношення утримуючих і зсувних сил та, відповідно, впливає на значення коефіцієнта стійкості. Разом з тим аналіз результатів вимірювань елементів залягання таких поверхонь свідчить про їхнє згладжування до умовної площини, що й обґрунтовує прийняття плоскої поверхні ковзання в розрахункових схемах.

Таким чином, при локальній оцінці та прогнозуванні стійкості укосів кількісними методами зазвичай розв'язується плоска задача, у межах якої розглядається рівновага елементарної смуги шириною 1 м з вертикальними бічними гранями, умовно виділеної у напрямку можливого зсуву переміщення. Просторові (об'ємні) задачі використовують для аналізу рівноваги всієї маси зсуву, однак через їхню високу складність такі розрахунки виконуються вкрай рідко і, як правило, лише для об'єктів підвищеної відповідальності.

1.3.3. Аналіз методів розрахунку стійкості ґрунтових укосів за плоскими схемами.

Для визначення коефіцієнта стійкості укосів гірського масиву та ймовірної поверхні ковзання застосовується широкий спектр розрахункових методів, сформованих у межах інженерної геомеханіки [28-32]. Серед існуючих методик найбільшого поширення в практиці набули: метод круглоциліндричної поверхні ковзання; метод Ю.І. Соловйова; метод Р.Р. Чугаєва; метод горизонтальних сил; метод дотичних сил; аналітичний метод Г.М. Шахунянця; графоаналітичний метод багатокутників сил Г. М. Шахунянця; графостатичний метод Л.Л. Перковського; методи Янбу, Bishop, Spencer та Morgenstern-Price.

Проаналізуємо коротко зазначені методи.

Метод круглоциліндричної поверхні ковзання детально висвітлено у багатьох науково-технічних джерелах, однак у працях різних дослідників спостерігаються деякі відмінності щодо його теоретичного обґрунтування та практичної реалізації. Незважаючи на це, зазначений підхід залишається одним із найбільш застосовуваних при оцінюванні стійкості уступів і бортів кар'єрів, що обумовлено можливістю адаптації розрахункової процедури до різних інженерно-геологічних умов і використанням різних варіантів розрахункових схем. У зв'язку з існуванням численних модифікацій у літературі зустрічається значна кількість його назв, серед яких – класичний метод Г.Л. Фісенка, метод відсіків, метод В. Фелленіуса, шведський метод круглоциліндричних поверхонь ковзання, метод Терцагі, метод Петтерсона, метод вертикальних елементів, метод Свена Гультена, метод вагового тиску та інші [33].

Застосування методу круглоциліндричної поверхні ковзання є найбільш обґрунтованим у випадках, коли геологічна будова укосу характеризується відносною однорідністю фізико-механічних властивостей ґрунтового масиву. В основі методу лежить припущення, що можливе зсувне переміщення відбувається вздовж поверхні, яка описується дугою кола, тобто має круглоциліндричну форму (рис. 1.9).

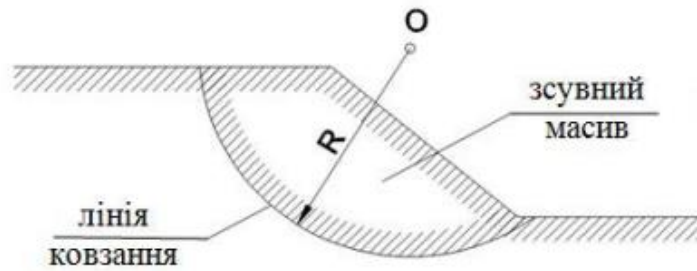


Рисунок 1.9 – Визначення стійкості укосу за методом круглоциліндричних поверхонь ковзання [33]

Таким чином, поверхня ковзання в даному випадку приймається у вигляді дуги кола радіусом R , проведеної з центра O . Коефіцієнт стійкості укосу визначають як відношення сумарних утримуючих моментів до моментів сил, що спричиняють обертання. Проведення розрахунків за цим методом зазвичай є досить трудомістким процесом [33].

Метод Ю.І. Соловйова. У цьому методі розрахунок стійкості укосів базується на використанні принципу можливих переміщень, а поверхня ковзання інтерпретується як межа контакту між потенційним зсувним клином і ґрунтовою основою, вздовж якої на масив діють односторонні сили зв'язків, а також зовнішні сили зчеплення і тертя, спрямовані дотично до цієї поверхні. Коефіцієнт запасу стійкості визначається через співвідношення сил, що протидіють зсуву, і сил, які сприяють переміщенню, за умови, що всі відсіки мають однакову горизонтальну складову переміщення. Такий підхід передбачає збереження цілісності зсувного клина під час руху без утворення розривів.

Метод Р.Р. Чугаєва. Даний підхід також відомий як метод плоских поверхонь зсуву (рис. 1.10). Метод базується на припущенні, що міцнісні характеристики ґрунту перевищують значення, які відповідають стану граничної рівноваги. Таким чином, розглядається укіс із коефіцієнтом запасу стійкості, що перевищує одиницю. Тому застосування методу для визначення стійкості нестійких або малостійких укосів є невірним.

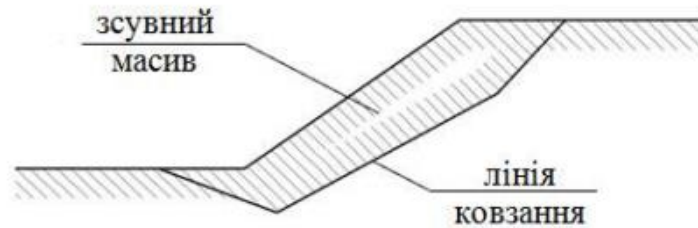


Рисунок 1.10 – Загальний вигляд зсувного схилу за методом Р. Р. Чугаєва

Метод горизонтальних сил. Зазначений підхід також відомий як метод Маслова-Берера, метод горизонтальних сил Маслова, а також шанхайський метод. Його застосування є доцільним у випадках, коли укіс сформований різнорідними ґрунтами, а зсувний процес розвивається вздовж наперед визначеної поверхні ковзання. Передбачається, що положення цієї поверхні вже встановлено, принаймні на окремих ділянках, на основі спостережень або теоретичних розрахунків. Для інших відрізків траєкторія ковзання уточнюється шляхом підбору з використанням розрахункових процедур (рис. 1.11).

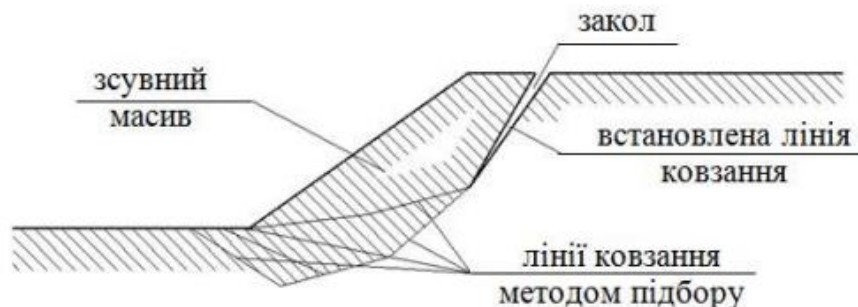


Рис. 1.11 – Визначення зсуву за методом горизонтальних сил [33]

В умовах плоскої задачі криволінійну поверхню ковзання з певним наближенням допускається замінювати сукупністю прямих ліній. Тому ґрунтовий масив поділяють на окремі розрахункові відсіки. Лінію ковзання в межах кожного відсіку приймають прямою. Метод характеризується високою практичною ефективністю, оскільки забезпечує можливість визначення сумарних зсувних і утримуючих зусиль у складних геологічних умовах, зокрема при різнорідній будові зсувної товщі та довільній формі лінії ковзання.

Метод дотичних сил. Даний підхід відомий у науково-технічній літературі під різними назвами, зокрема як звичайний метод, метод Г.М. Шахунянца, метод Петерсона, метод плоских поверхонь зсуву, метод алгебраїчного додавання сил, метод притуленого укосу та інші [33]. Метод найбільш доцільно застосовувати у випадках, коли положення лінії ковзання вже однозначно встановлене на всій її протяжності одним із наявних способів. За таких умов зручно враховувати реальні зсувні сили, спрямовані по дотичній до поверхні ковзання. Розрахункову поверхню ковзання приймають складеною з плоских ділянок (рис. 1.12).

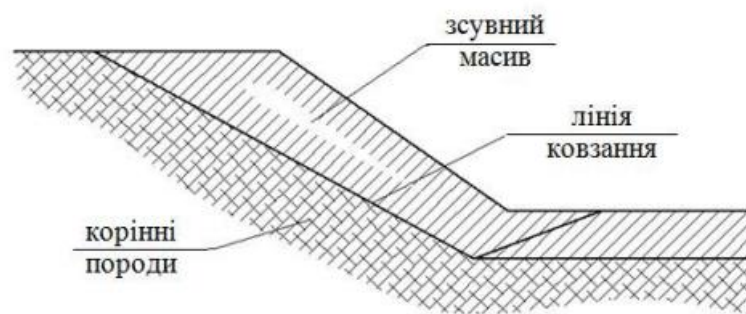


Рисунок 1.12 – Встановлення стійкості укосу методом дотичних сил [33]

Аналітичний метод Г.М. Шахунянца є найбільш доцільним у випадках, коли положення та геометрія лінії ковзання попередньо визначені по всій її довжині (рис. 1.13). За своїми основними принципами метод близький до методу дотичних сил. Для виконання розрахунків потенційний зсувний масив поділяють на ряд окремих секцій. Як правило, їх формують таким чином, щоб у межах кожної секції поверхню ковзання можна було з достатньою точністю вважати площиною, а фізико-механічні властивості ґрунту, геометрія укосу та дія зовнішніх навантажень залишалися практично однорідними.

Графоаналітичний метод багатокутників сил Г.М. Шахунянца. Застосовується у випадках, коли положення потенційної поверхні зсуву є відомим. В основу розрахункової схеми покладено модель затверділого тіла, у межах якої об'єкт розглядається як єдина система і аналізується за сумарними напруженнями.

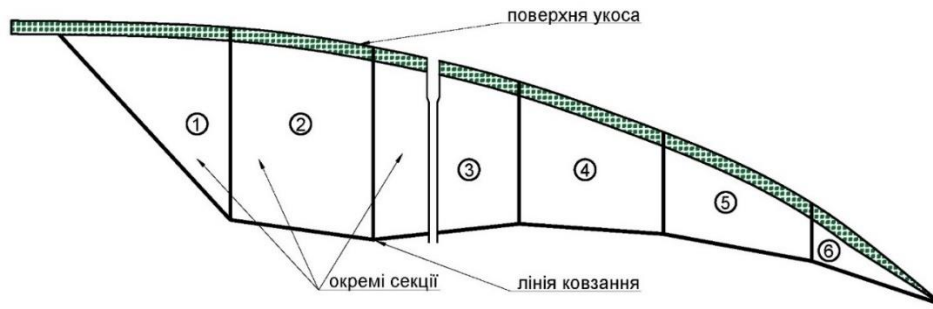


Рисунок 1.13 – Схема укосу при аналітичному методі Г.М. Шахунянца

Графостатичний метод Л.Л. Перковського розроблений із урахуванням виконання двох умов, які, як правило, не повною мірою забезпечуються більшістю інших розрахункових підходів, а саме – враховується взаємодія між відсіками; виконуються основні три умови: $\sum x = 0$; $\sum y = 0$; $\sum M = 0$, а не лише одна, як в методі круглоциліндричної поверхні ковзання. Сутність методу полягає у визначенні стану стійкості ґрунтового укосу шляхом побудови силового багатокутника. У графостатичній схемі приймається, що сили взаємодії між окремими розрахунковими відсіками орієнтовані паралельно до поверхні ковзання. З урахуванням взаємодії між окремими відсіками графостатичний метод приводить до отримання більш високих значень коефіцієнта запасу стійкості порівняно з результатами традиційних розрахункових підходів.

Метод Janbu належить до групи методів відсіків (блоків), які базуються на аналізі граничної рівноваги [34, 35]. Суть методу полягає в тому, що потенційний зсувний клин умовно поділяють вертикальними площинами на окремі частини – блоки або фрагменти – таким чином, щоб кожен із них спирався на власну плоску ділянку поверхні ковзання. Сукупність плоских поверхонь використовується для апроксимації передбачуваної лінії ковзання (рис. 1.14) [33].

Метод Bishop також належить до групи методів відсіків, що базуються на аналізі граничної рівноваги, зокрема на виконанні умови рівноваги моментів сил [36]. У межах розрахункової схеми зсувний масив поділяють на окремі стовпи, кожен з яких розглядають як абсолютно тверде тіло, що спирається на дугу поверхні ковзання, яку в розрахунках замінюють прямою лінією (рис. 1.15) [33].

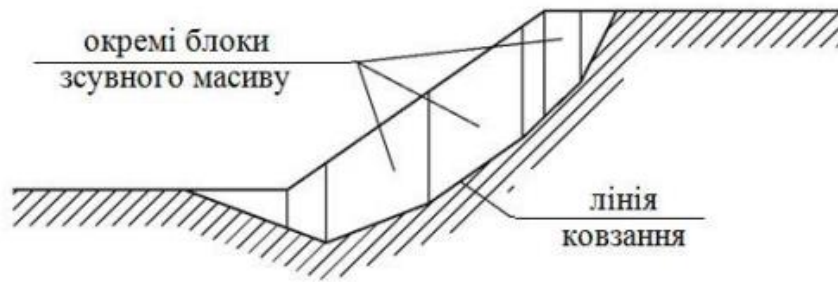


Рисунок 1.14 – Схема з визначення стійкості укосу за методом Janbu

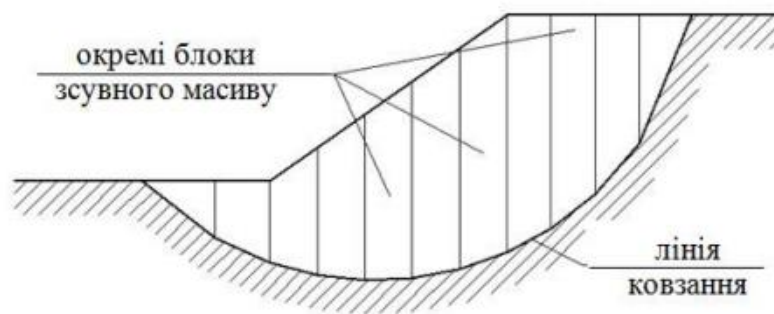


Рисунок 1.15 – Схема до розрахунку стійкості укосу за методом Bishop

Для визначення стійкості укосу за методом Бішопа використовується рівняння рівноваги моментів. Коефіцієнт стійкості обчислюється як відношення сумарного моменту утримуючих сил до моменту сил, що спричиняють зсув, відносно центра обертання.

Метод Spencer враховує наявність ненульових зсувних і утримуючих сил взаємодії між окремими блоками масиву [35]. Його відносять до найбільш точних розрахункових підходів, оскільки в межах методу забезпечується виконання всіх трьох умов рівноваги – за горизонтальними та вертикальними силами, а також за моментами. За своєю суттю метод Spencer є подальшим розвитком і вдосконаленням методу Bishop.

Метод Morgenstern-Price належить до узагальнених методів відсіків, що базуються на принципах граничної рівноваги [37]. Його застосування передбачає виконання умов рівноваги як за силами, так і за моментами, що діють на окремі елементи масиву. Формування розрахункових блоків здійснюється шляхом

поділу частини масиву, розташованої над поверхнею ковзання, вертикальними площинами.

Проведений аналіз методів оцінювання стійкості кар'єрних укосів, що ґрунтуються на теорії граничної рівноваги, свідчить про їхню спільну концептуальну основу, яка полягає у визначенні співвідношення утримуючих і зсувних сил або відповідних моментів, що діють на окремі ґрунтові відсіки (блоки). У зв'язку з цим для розрахунку стійкості укосів уступів і бортів кар'єрів, сформованих у пухких породах, з допустимою для практики точністю можуть застосовуватися спрощені варіанти методів круглоциліндричної поверхні ковзання та близькі за принципами підходи.

Одним із найпоширеніших методів з визначення круглоциліндричної поверхні ковзання є метод Г.Л. Фісенка (метод графічних побудов), який базується на положеннях теорії граничної рівноваги сипучого середовища. Цей метод вважається класичним, широко використовується при виконанні нормативних розрахунків стійкості укосів і передбачає забезпечення умови граничної рівноваги вздовж внутрішньої межі прибортового масиву кар'єру.

У недалекому минулому при виконанні інженерних розрахунків широко застосовувалися графічні побудови, використання графіків і діаграм, що забезпечувало достатню наочність, відносну простоту та відповідність практичним вимогам інженерної діяльності. Водночас такі підходи мали обмеження щодо точності та можливості виконання багатоваріантних розрахунків, що ускладнювало аналіз складних умов. Подальший розвиток інформаційних технологій сприяв створенню спеціалізованих програмних комплексів для оцінювання стійкості схилів як на основі аналітичних методів граничної рівноваги (SCAD Soft «Откос», Rocscience Slide, Slope, GeoStab 5 тощо), так і з використанням чисельних методів [19, 20], що дозволило подолати зазначені обмеження. Разом з тим для розуміння механізмів розвитку зсувних процесів важливим залишається володіння базовими класичними підходами до визначення параметрів стійкості, зокрема методом Г.Л. Фісенка [21].

1.3.4. Аналіз методів розрахунку стійкості ґрунтових укосів за просторовими схемами.

Одним із перспективних напрямків розвитку методів оцінювання стійкості ґрунтових укосів є застосування просторового аналізу [38]. У сучасній інженерній практиці тривимірне моделювання стало невід'ємною складовою проєктування укосів, зокрема при чисельному аналізі напружено-деформованого стану ґрунтових масивів. На сьогодні розроблено широкий спектр методів просторового розрахунку стійкості, що базуються як на концепції граничної рівноваги, так і на положеннях механіки суцільного середовища.

У сучасних програмних комплексах провідних розробників спеціалізованого інженерного програмного забезпечення вже реалізовано модулі тривимірного аналізу стійкості укосів, які активно застосовуються у практиці проєктування зокрема це PLAXIS, SolidWorks, SoilVisionSystems, MIDAS GTS NX, TAGAssoft, Rocscience та інші. Використання просторових схем моделювання при оцінюванні стійкості ґрунтових укосів забезпечує більш повне відображення реальних умов роботи масиву та вважається більш обґрунтованим і перспективним підходом порівняно з традиційними плоскими моделями.

Основні переваги застосування просторових методів аналізу стійкості ґрунтових укосів полягають у наступному:

- для однорідних масивів поверхня ковзання може формуватися у вигляді сегмента еліпсоїдальної поверхні, що більш адекватно відображає реальні умови розвитку зсувних процесів;
- створення тривимірних моделей забезпечує можливість урахування значної кількості факторів, які впливають на стійкість укосів, зокрема складної геометрії контактів між різними породами, тектонічних порушень, наявності пустот або включень сторонніх тіл тощо;
- просторовий підхід дозволяє прогнозувати розвиток зсувних деформацій не лише в глибині масиву, але й у плані, що створює передумови для прийняття більш обґрунтованих інженерних рішень щодо протизсувного захисту;

– можливості плоского моделювання в значній мірі вичерпані, і подальший розвиток таких підходів переважно зводиться до уточнення окремих аспектів використання вже існуючих методів.

Серед недоліків просторових методів аналізу доцільно виділити такі:

- при виконанні тривимірної аналізу значення коефіцієнта запасу стійкості, як правило, є вищим порівняно з результатами плоского розрахунку, тобто у двовимірній схемі отримані результати мають певний запас;
- методи просторового моделювання також потребують введення додаткових умов і спрощень при формуванні розрахункової схеми;
- відсутність чітко визначеної поверхні ковзання, яка є характерною особливістю класичних плоских методів оцінювання стійкості укосів.

На сучасному етапі визначення стійкості кар'єрних укосів у складних інженерно-геологічних умовах практично неможливе без використання методів чисельного моделювання. Сучасні програмні комплекси забезпечують можливість виконання розрахунків як у плоскій, так і у просторовій постановці задачі, дозволяють аналізувати взаємодію гірського масиву із захисними інженерними конструкціями та враховувати неоднорідність геологічної будови і різноманітність інженерно-геологічних факторів.

Точність результатів просторового моделювання значною мірою визначається коректністю вибору математичної моделі ґрунту та параметрів, що характеризують його поведінку. У зв'язку з цим доцільно розглянути області застосування найбільш поширених математичних моделей ґрунтів, які використовуються при моделюванні інженерних ґрунтових споруд і природних схилів. До таких моделей належать моделі: зміцнюючих ґрунтів (Hardening Soil – HS); слабких ґрунтів (Soft Soil – SS); Хоука-Брауна (Hoek Brown – HB); модифікація Мора-Кулона (Modified Mohr-Coulomb – MMC); Друкера-Прагера (Drucker Prager – DP); Мора-Кулона (Mohr-Coulomb – MC) [33].

До числа найбільш універсальних механічних моделей, що застосовуються для опису деформаційної поведінки основ, складених різними типами дисперсних ґрунтів, належить пружно-пластична *модель зміцнення ґрунтів*

Hardening Soil Model (HS). Її побудовано на положеннях класичної теорії пластичної течії з урахуванням залежності жорсткості ґрунту від рівня напружень і накопичення пластичних деформацій. Застосування цієї моделі дає змогу відтворювати складну нелінійну реакцію ґрунтових масивів при змінних умовах навантаження, що особливо важливо для задач, пов'язаних із різними траєкторіями розвитку напружено-деформованого стану основ і схилів.

Модель зміцнюючих ґрунтів забезпечує можливість врахування нелінійного характеру деформування, опису залишкових переміщень, що виникають під час розвантаження, а також відтворення ефекту переущільнення ґрунтів основи шляхом введення коефіцієнта переущільнення.

На відміну від ідеально пружно-пластичної моделі, у моделі зміцнюючих ґрунтів положення поверхні текучості не є сталим у просторі головних напружень. Межі області пружної поведінки можуть змінюватися та розширюватися внаслідок розвитку пластичних деформацій. Модель розрізняє два основні механізми зміцнення – зсувне та об'ємне (стискальне), що дозволяє більш адекватно описувати реальну поведінку ґрунтів. Крім того, вона враховує залежність модуля жорсткості від рівня напруженого стану, у зв'язку з чим параметри жорсткості зростають із підвищенням ефективного тиску.

Обмеження застосування цієї моделі полягають у тому, що вона менш придатна для розрахунків укосів, складених слабкими ґрунтами. Крім того, модель не призначена для відтворення динамічних процесів, не враховує анізотропію міцності та жорсткості, а також явища повзучості.

Модель слабого ґрунту Soft Soil (SS) [39] базується на описі об'ємних деформацій, що є більш зручним і обґрунтованим з позицій механіки ґрунтів. Ключовою особливістю цієї моделі є застосування логарифмічної залежності між об'ємною деформацією та середнім напруженням. Використання такої залежності забезпечує більш адекватне відтворення високої стисливості слабких ґрунтів і підвищує достовірність результатів їх чисельного моделювання. Модель SS ефективно використовується для моделювання основ, сформованих слабкими високостисливими ґрунтами, зокрема глинами, мулами та торфами.

У моделі *Hoek–Brown (HB)* реалізована концепція еквівалентного суцільного середовища, яка дозволяє враховувати ефект зниження напружень, характерний для руйнування тріщинуватих скельних порід [40]. У функції плинності передбачено розмежування поведінки суцільних і тріщинуватих порід, що дає змогу адекватніше відтворювати їх механічні властивості.

Модель ґрунту Drucker-Prager (DP), яка також відома як розширена модель Мізеса, являє собою модифікацію функції плинності Мора-Кулона, спрямовану на усунення геометричних особливостей, пов'язаних із кутовими точками поверхні текучості в девіаторній площині [41]. У межах цієї моделі реалізовано пружно-ідеально-пластичну схему поведінки матеріалу без урахування процесів зміцнення. Вона призначена для опису пластичних деформацій глинистих ґрунтів, процесів руйнування скельних порід, а також для моделювання поведінки бетону, полімерів і пористих середовищ.

Модифікована модель ґрунту Modified Mohr-Coulomb (MMC) є удосконаленою версією класичної моделі Мора-Кулона, створеною шляхом поєднання нелінійно-пружного та пружно-пластичного підходів з метою формування більш універсальної розрахункової схеми, придатної для моделювання пілуватих і піщаних ґрунтів [42]. Застосування цієї моделі дозволяє враховувати подвійний механізм зміцнення, який не зазнає істотного впливу зсувного руйнування та пластичної течії при стисканні. За складом вхідних параметрів і сферою застосування модель MMC є близькою до HS.

Простою та однією з найпоширеніших моделей ґрунтів є модель *Mohr–Coulomb (MC)*. Зокрема, при моделюванні ґрунтових насипів або природних схилів, за відсутності складних умов роботи ґрунтового масиву чи використання матеріалів іншого типу, саме модель MC вважається найбільш доцільною для застосування. Вона є однією з найбільш широко застосовуваних при моделюванні поведінки укосів, оскільки забезпечує достатньо надійні результати під час виконання загальних нелінійних розрахунків ґрунтів. Функція текучості для моделі Мора-Кулона наведена на рисунку 1.16 [43].

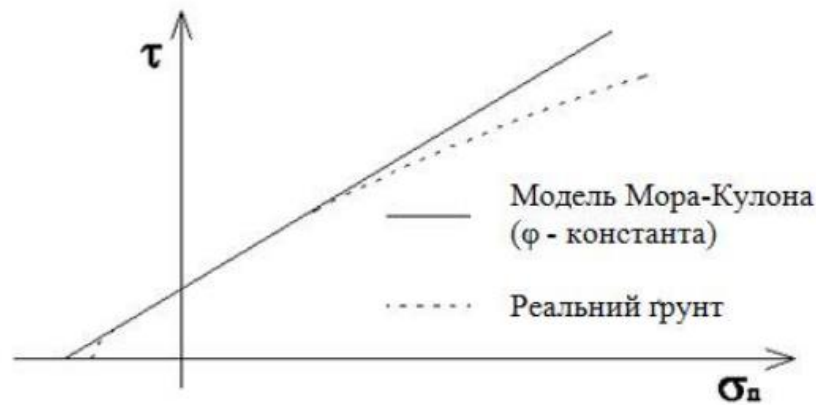


Рисунок 1.16 – Графік текучості ґрунту в моделі Мора-Кулона

Програмні комплекси, у яких реалізована модель Мора-Кулона, дозволяють враховувати зміну параметрів ґрунту, зокрема зчеплення та модуля пружності, залежно від глибини залягання. У випадку, коли зчеплення не змінюється, у розрахунках використовується його постійне значення. Якщо ж передбачено зміну зчеплення з глибиною, розрахункове значення цього параметра визначають як функцію глибини відповідно до формули (1.1):

$$c = c_{ref} + (y_{ref} - y) \cdot c_{inc} \quad \text{при } y \leq y_{ref}$$

$$c = c_{ref} \quad \text{при } y > y_{ref}.$$
(1.1)

де c_{ref} – задане значення зчеплення; c_{inc} – зміна зчеплення по глибині; y_{ref} – глибина, якій відповідає значення зчеплення; y – розрахункова глибина елемента, для якого обчислюється зчеплення.

Якщо розрахункова глибина є меншою за y_{ref} , розрахункове зчеплення може набувати від’ємних значень. З метою уникнення такої ситуації зчеплення для глибин, менших за y_{ref} , не зменшують, а приймають рівним значенню c_{ref} .

Відповідно до [44], умова настання руйнування, яка визначає перехід ґрунту у стан текучості, може бути представлена у вигляді наступного рівняння:

$$|\tau| = c - \sigma_n \cdot \tan \varphi,$$
(1.2)

де c – зчеплення; φ – кут внутрішнього тертя; σ_n – нормальне напруження.

Граничне дотичне напруження τ у (1.2) визначається як функція нормального напруження σ_n , що діє на тому ж розрахунковому майданчику.

Рівняння (1.2) свідчить, що руйнування настає в момент, коли найбільше коло Мора досягає граничної поверхні, яка відповідає моделі кулонового тертя. При цьому з нього випливає, що середнє головне напруження σ_2 ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$) не впливає на виконання умови руйнування.

Таким чином, функція текучості для площини руйнування відповідно до критерію Мора-Кулона може бути записана у наступному вигляді:

$$f = |\tau| + \sigma_n \cdot \tan \varphi - c, \quad (1.3)$$

Критерій руйнування Мора-Кулона (1.3) є одним із найпоширеніших критеріїв пластичності, що застосовуються в розрахунках ґрунтів, завдяки поєднанню відносної простоти реалізації та достатньої точності результатів.

Як зазначалося раніше, застосування чисельного моделювання розширює можливості оцінювання стійкості укосів і є особливо важливим у випадках [29]: перевірки результатів, отриманих із застосуванням методів граничної рівноваги; аналізу випадків, коли деформування укосів відхиляються від типових розрахункових схем; прогнозування подальшого розвитку деформаційних процесів і розподілу напружень у масиві; врахування нелінійного характеру поведінки порід за різних напружених станів; оцінювання впливу динамічних навантажень, зокрема від роботи обладнання або сейсмічних подій.

Чисельне моделювання дозволяє розв'язувати задачі механіки суцільного середовища із застосуванням методів кінцевих елементів, кінцевих різниць, граничних елементів, а також задачі механіки дискретних середовищ [32, 45]. У більшості випадків при чисельному аналізі стійкості масивів коефіцієнт запасу стійкості визначають шляхом поетапного зниження зсувної міцності матеріалу до моменту виникнення пластичних деформацій у розрахунковій моделі. Значення коефіцієнта запасу, отримане методом зниження міцності, як правило, є еквівалентним, визначеним із застосуванням методів граничної рівноваги.

Отже, для моделювання прибортових масивів можуть застосовуватися різні моделі деформування, зокрема пружні, пластичні, пружно-пластичні, а також моделі зі зміцненням або розміцненням, у поєднанні з різними критеріями міцності, такими як критерій Мора-Кулона, Хоека-Брауна та інші [46, 47]. При цьому геометричні межі чисельної моделі – як за висотою, так і в плані – повинні розташовуватися поза межами потенційної зони деформування масиву.

1.4. Висновки до розділу 1

1. З урахуванням наведеного аналізу можливих деформацій укосів встановлено, що одним із ключових технологічних завдань при розробці кар'єрів пухких породах є забезпечення стійкості гірського масиву та запобігання його руйнуванню внаслідок розвитку різних видів деформацій. У випадках, коли усунення причин виникнення деформацій укосу є неможливим, необхідно впроваджувати комплекс організаційно-технологічних заходів, спрямованих на мінімізацію їх негативних наслідків.

2. Встановлено, що вибір типу та конструкції утримуючої споруди визначається насамперед гірничо-технологічними умовами експлуатації кар'єру, фізико-механічними характеристиками порід, які формують укіс уступу або борта, а також економічною ефективністю, надійністю, довговічністю і технологічною простотою зведення споруди. На основі проведеного критичного аналізу існуючих способів укріплення укосів, з урахуванням геологічних і гірничо-технологічних умов розробки пухких порід та їх фізико-механічних властивостей, найбільш доцільним варіантом стабілізації укосів уступів і бортів кар'єрів визначено механічні способи закріплення, зокрема використання паль, анкерних систем та підтримуючих стінок.

3. Доведено, що стійкість укосів кар'єру визначається передусім напруженим станом прибортового масиву, який формується під дією статичних і динамічних навантажень, а також фізико-механічними характеристиками

гірських порід, зокрема їх міцністю вздовж потенційної поверхні ковзання. Для кількісної оцінки стійкості укосів застосовують показник коефіцієнта стійкості. У зв'язку з цим основними завданнями дослідження механізмів деформування гірського масиву є визначення геометрії та просторового положення поверхні ковзання, а також встановлення значення коефіцієнта стійкості укосу.

4. Для обґрунтування безпечних параметрів стійкості укосів на кар'єрах, крім детального аналізу факторів, що впливають на розвиток зсувних процесів у гірських масивах, важливе значення має вибір методу розрахунку, який повинен відповідати конкретним гірничо-геологічним і технологічним умовам, а також фізико-механічним властивостям порід. При локальній кількісній оцінці та прогнозуванні стійкості схилів зазвичай розв'язують плоску задачу. Найбільш поширеними для таких розрахунків є методи граничної рівноваги. Просторову постановку задачі застосовують у випадках, коли необхідно оцінити умови рівноваги всього об'єму зсувного масиву. Для моделювання поведінки ґрунтових основ у чисельних розрахунках найчастіше використовують модель Мора-Кулона, яка забезпечує достатньо надійні результати при виконанні загальних нелінійних аналізів ґрунтів.

5. Методи граничної рівноваги, що застосовуються для розрахунку стійкості укосів у плоскій постановці задачі, реалізовані в широкому спектрі прикладних програмних продуктів, зокрема SCAD Soft «Откос», Rocscience Slide, Slope, GeoStab 5 та інших. Просторові підходи до оцінювання стійкості ґрунтових укосів, своєю чергою, реалізуються за допомогою чисельного моделювання у спеціалізованих програмних комплексах, таких як Plaxis, SolidWorks тощо. Застосування тривимірного аналізу суттєво розширює можливості дослідження стійкості укосів і є особливо актуальним у випадках необхідності перевірки результатів, отриманих методами граничної рівноваги, при аналізі нетипових схем деформування, прогнозуванні подальшого розвитку напружено-деформованого стану масиву, врахуванні нелінійної поведінки гірських порід за різних рівнів навантаження, а також при оцінюванні впливу динамічних факторів.

РОЗДІЛ 2. СТВОРЕННЯ ГЕОПРОСТОРОВОЇ МОДЕЛІ СИХІВСЬКОГО КАР'ЄРУ

2.1. Основні засади тривимірного моделювання родовищ корисних копалин

Моделювання як один із найбільш ефективних підходів для дослідження закономірностей функціонування та розвитку природних і техногенних об'єктів широко застосовується у геології, зокрема при проектуванні процесів розробки родовищ корисних копалин [48-54]. У практиці найбільшого поширення набули фізичні (матеріальні), графічні (картографічні) та математичні моделі. Вибір оптимального типу моделі визначається, насамперед, особливостями об'єкта дослідження, поставленими інженерними або науковими задачами, а також рівнем наявної інформаційної бази. Серед зазначених підходів найбільшою універсальністю і функціональною гнучкістю відзначаються математичні моделі, широке впровадження яких стало можливим завдяки сучасному розвитку обчислювальної техніки та програмних засобів аналізу. Оскільки під час побудови математичних моделей використовуються геологічні дані, що відображають структуру, склад та інші характеристики об'єкта дослідження, такі моделі доцільно відносити до категорії геолого-математичних [55].

Висока ефективність застосування тривимірних геолого-математичних моделей зумовлена тим, що вони, окрім наочності та інформативності, характеризуються значним прогностичним потенціалом. Накопичений за останні роки досвід моделювання геологічних об'єктів свідчить, що найбільшу прикладну цінність мають комп'ютерні тривимірні математичні моделі [56, 57]. Однією з основних причин цього є можливість забезпечення максимально повного та адекватного відображення, а також збереження наявної геолого-геофізичної інформації в процесі їх побудови. Використання комп'ютерних математичних моделей дозволяє відносно просто реалізовувати безперервне моделювання, тобто моніторинг розвитку геологічних процесів і явищ у часі, що

піддаються математичному опису, фактично забезпечуючи постійне уточнення уявлень про будову об'єкта. Сучасні програмні засоби значно спрощують ці процедури, надаючи можливість оперативного коригування та деталізації моделі.

Повноцінне впровадження комп'ютерних математичних моделей геологічних об'єктів у геологорозвідувальний процес суттєво трансформувє інформаційну основу прийняття рішень при розробці родовищ корисних копалин [58, 59]. Це сприяє підвищенню рівня обґрунтованості інженерно-геологічних рішень і, як наслідок, забезпечує зростання їх геолого-економічної ефективності.

На практиці повної відповідності моделі реальному об'єкту досягти вдається не завжди, навіть за умов спрощеного уявлення про будову родовища. У зв'язку з цим виникає необхідність пошуку певного компромісу між фактичними геологічними умовами об'єкта на поточний момент і геолого-математичною моделлю, що використовується для його опису. Просторова геолого-математична модель, навіть за певної схематичності та обмеженої інформаційної забезпеченості, дозволяє сформувати цілісне уявлення про сукупність даних, залучених до її побудови. При цьому якість такого відображення, як правило, перевищує традиційні способи представлення геологічної інформації, зокрема у вигляді двовимірних карт, розрізів тощо.

2.2. Методологія геопросторового моделювання родовищ корисних копалин

Математичне моделювання геологічних об'єктів доцільно розглядати як послідовність взаємопов'язаних етапів, що включають такі основні операції [55]:

1. Визначення геологічного об'єкта, його характеристик, а також встановлення характеру взаємозв'язків між окремими властивостями.

2. Отримання вихідних даних шляхом вимірювання параметрів і характеристик геологічних об'єктів, що входять до складу системи, з метою подальшої математичної обробки.

3. Формування концептуальної геологічної моделі, яка відображає сутність досліджуваної системи, та постановка геологічної задачі.

4. Математична постановка задачі, що полягає у представленні геологічних уявлень у математичну форму через систему рівнянь, залежностей, алгоритмів.

5. Дослідження математичної моделі з метою отримання результатів, необхідних для розв'язання поставленої геологічної задачі.

6. Зіставлення результатів, отриманих у процесі моделювання, з реальними фактичними даними з метою оцінки ступеня їх відповідності та достовірності.

Залежно від поставленої задачі результати математичного моделювання можуть мати різний характер. Зокрема, моделювання дозволяє отримувати прогностні оцінки параметрів і властивостей, які складно визначити експериментально або які не піддаються безпосередньому вимірюванню. На основі порівняльного аналізу різних варіантів можна визначити математичну модель, яка найбільш адекватно відображає реальні умови, і обрати її для подальших досліджень [55].

На сучасному етапі розвитку моделювання виділяють три напрями побудови геологічних моделей: геоінформаційний, аналітичний та блоковий [55].

Геоінформаційне моделювання орієнтоване переважно на створення та аналіз картографічних матеріалів різного призначення, зокрема геологічних карт земної поверхні та карт родовищ корисних копалин [60, 61]. Для реалізації таких задач використовуються спеціалізовані програмні комплекси, наприклад ArcInfo, ArcView, Surfer та інші. Ці програмні засоби забезпечують можливість редагування і трансформації вихідних даних, відображати різні геологічні характеристики, а також їх інтеграцію в єдину картографічну модель.

Аналітичне моделювання застосовується для побудови геологічних карт і розрізів на основі даних розвідувальних виробок. Використання сучасних методів інтерполяції дає змогу відтворювати геологічні межі залягання корисних копалин як у плані, так і в розрізі.

Блокове моделювання базується на поділі простору, у межах якого залягають корисні копалини, на систему окремих блоків однакової форми та

розміру. На основі даних розвідувальних виробок для кожного блоку визначають основні параметри, зокрема якісні характеристики корисної копалини, її фізико-механічні властивості, рівень достовірності інформації та інші показники. Для створення і аналізу блокових моделей родовищ застосовуються спеціалізовані програмні комплекси, такі як Datamine, Minescape, Geostat, Surfer-3D та інші.

У межах усіх напрямів моделювання передбачено виконання комплексу операцій, що включають збір вихідних даних, їх систематизацію та обробку з метою побудови моделей геологічних об'єктів, подальше зберігання інформації, а також представлення результатів у графічній або табличній формах.

2.3. Алгоритм створення цифрових моделей родовищ корисних копалин з використанням сучасних технологій

Ефективним інструментом для вдосконалення методів інтерпретації геологорозвідувальних даних і підвищення повноти їх використання при підрахунку запасів корисних копалин є цифрова модель родовища, яка дозволяє інтегрувати різноманітні дані та відображати просторові закономірності розподілу параметрів корисних копалин.

Одним із найбільш поширених програмних комплексів у сфері геологічного моделювання є Surfer-3D. Програма забезпечує статистичний аналіз геологічних даних, автоматизацію їх обробки та інтерпретації, а також побудову цифрових моделей родовищ для виконання розрахунків і аналітичних досліджень [62]. Основною відмінною рисою моделей у Surfer-3D, є можливість їх подальшого коригування на основі нових даних, отриманих при відпрацюванні родовища.

Процес моделювання із застосуванням програмного комплексу Surfer-3D включає низку послідовних етапів, які наведені на рис. 2.1 [63]. Послідовність побудови цифрових моделей родовищ різних типів відрізняється переважно на етапі інтерпретації даних геологічної розвідки. Інші етапи є здебільшого уніфікованими та відрізняються лише окремими методичними особливостями.



Рисунок 2.1 – Етапи створення цифрової моделі родовища

Аналогічно, для родовищ, що перебувають на стадії експлуатації, процес моделювання може мати певні відмінності від наведеного підходу. Як правило, для таких об'єктів уже сформовано і постійно ведеться комплекс гірничо-графічної документації (плани, розрізи, карти), що відображає контури поширення порід у межах родовища, уточнені за результатами експлуатаційної розвідки, опробування та фактичного стану гірничих робіт [64].

Під час моделювання просторового розподілу корисних компонентів враховується широкий спектр чинників, зокрема характер варіації геологічних параметрів, особливості структури та морфології родовища, а також щільність і рівномірність розвідувальної мережі. У зв'язку з цим застосовуються різні методи інтерполяції, зокрема полігональний метод, метод зворотних відстаней (IDW) та різні види крайгінга – звичайний, індикативний і полііндикативний.

2.4. Створення цифрової моделі Сихівського родовища кварцового піску

Основним завданням при створенні цифрової моделі цього родовища є формування технологічної схеми його розробки на основі геостатистичного моделювання, зокрема визначення оптимального напрямку фронту гірничих робіт.

2.4.1. Вихідні дані для геостатистичного моделювання покладу.

Перед виконанням геостатистичного аналізу покладу здійснюється геоінформаційна оцінка всієї розвідувальної території з метою виділення найбільш економічно доцільної ділянки родовища, з якої доцільно розпочинати розкривні та видобувні роботи. Створення цифрової геоматематичної моделі покладу забезпечує можливість детального вивчення родовища та може застосовуватися для аналізу різноманітних параметрів.

Каталог географічних координат кутових точок гірничого відводу Сихівського родовища пісків (ділянка №1, площа 10,1 га) наведено в табл. 2.1.

Таблиця 2.1 – Каталог географічних координат Сихівського родовища пісків

№ п/п точок	Координати	
	Пн.Ш	Сх.Д
1	49°46'13"	24°07'00"
2	49°46'12"	24°07'03"
3	49°46'10"	24°07'07"
4	49°46'09"	24°07'11"
5	49°46'08"	24°07'14"
6	49°46'06"	24°07'15"
7	49°46'02"	24°07'12"
8	49°46'01"	24°07'06"
9	49°46'08"	24°06'53"
10	49°46'12"	24°06'57"

План гірничих робіт Сихівського родовища кварцових пісків на 2025 рік представлено на рис. 2.2 [65].

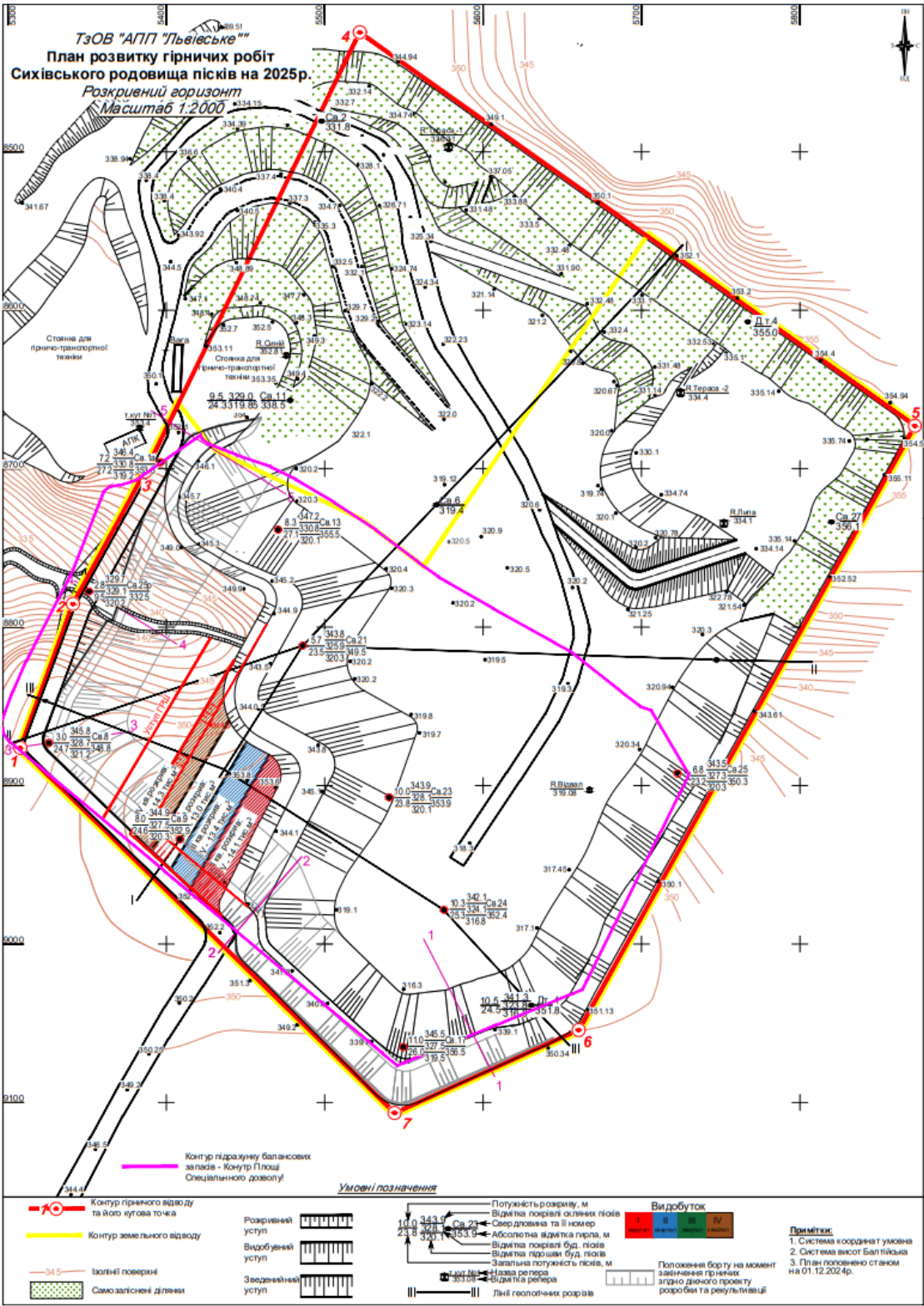


Рисунок 2.2 – План розвитку гірничих робіт Сихівського родовища пісків

В геологічній будові родовища приймають участь відклади крейдової, неогенової та четвертинної систем.

Крейдова система представлена відкладами львівської світи (K_2lv) маастрихтського віку, складеними сірими та зеленувато-сірими слабкопіщанистими мергелями. Поверхня цих відкладів характеризується нерівним рельєфом із наявністю локальних западин і підвищень. Потужність мергелів львівської світи змінюється в межах від 80 до 200 м.

На еродованій поверхні мергелів із стратиграфічною незгідністю залягають відклади неогенової системи, представлені піщаною товщею опільської світи (N_{1op}) ранньобаденського віку, у нижній частині якої спостерігаються прошарки пісковиків і вапняків.

У підосві піщаної товщі, що є корисною копалиною родовища, залягає пачка перешарування пісковиків, пісків і піщанистих вапняків. Піски та пісковики представлені кварцовим матеріалом, мають світло-сіре забарвлення та містять домішки детритового матеріалу. Потужність прошарків пісковиків становить 0,2-0,4 м, пісків – 0,4-0,6 м. Вапняки органогенно-уламкові, піщанисті, жовтуватого-сірого, щільні та міцні, утворюють прошарки потужністю 0,2-0,6 м. Загальна потужність пачки перешарування пісковиків, пісків і вапняків, розкритої свердловинами, змінюється від 0,2 м (св. № 22) до 7,75 м (св. № 4).

На рис. 2.3-2.5 представлені геолого-літологічні колонки свердловин розвідки Сихівського родовища пісків [65]. Товща пісків за фізико-механічними та хімічними особливостями розділяється на два шари – верхній і нижній.

Піски верхнього шару представлені кварцовими дрібнозернистими різновидами світло-сірого або білого забарвлення, які характеризуються високою однорідністю (97–98 % складаються з окатаних і напівокатаних зерен кварцу). Вони переважно сипучі, у нижній частині шару відмічається їх ущільнення, а також наявні прошарки пісковиків потужністю 0,1-2,65 м. За даними детальної розвідки потужність верхнього шару змінюється від 13,45 м (св. № 2) до 19,8 м (св. № 19) при середньому значенні 17,1 м; за результатами експлуатаційної розвідки – від 16,2 м (св. № 25) до 16,7 м (св. № 26).

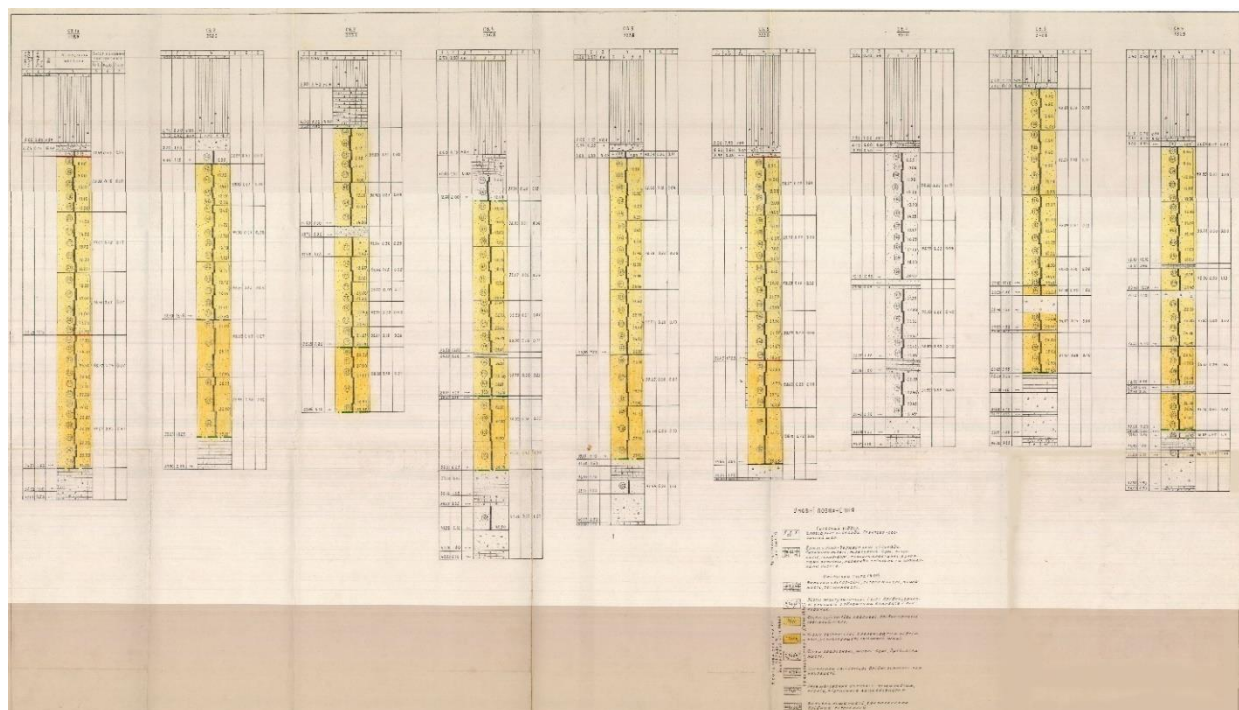


Рисунок 2.3 – Геолого-літологічні колонки свердловин №1-№9

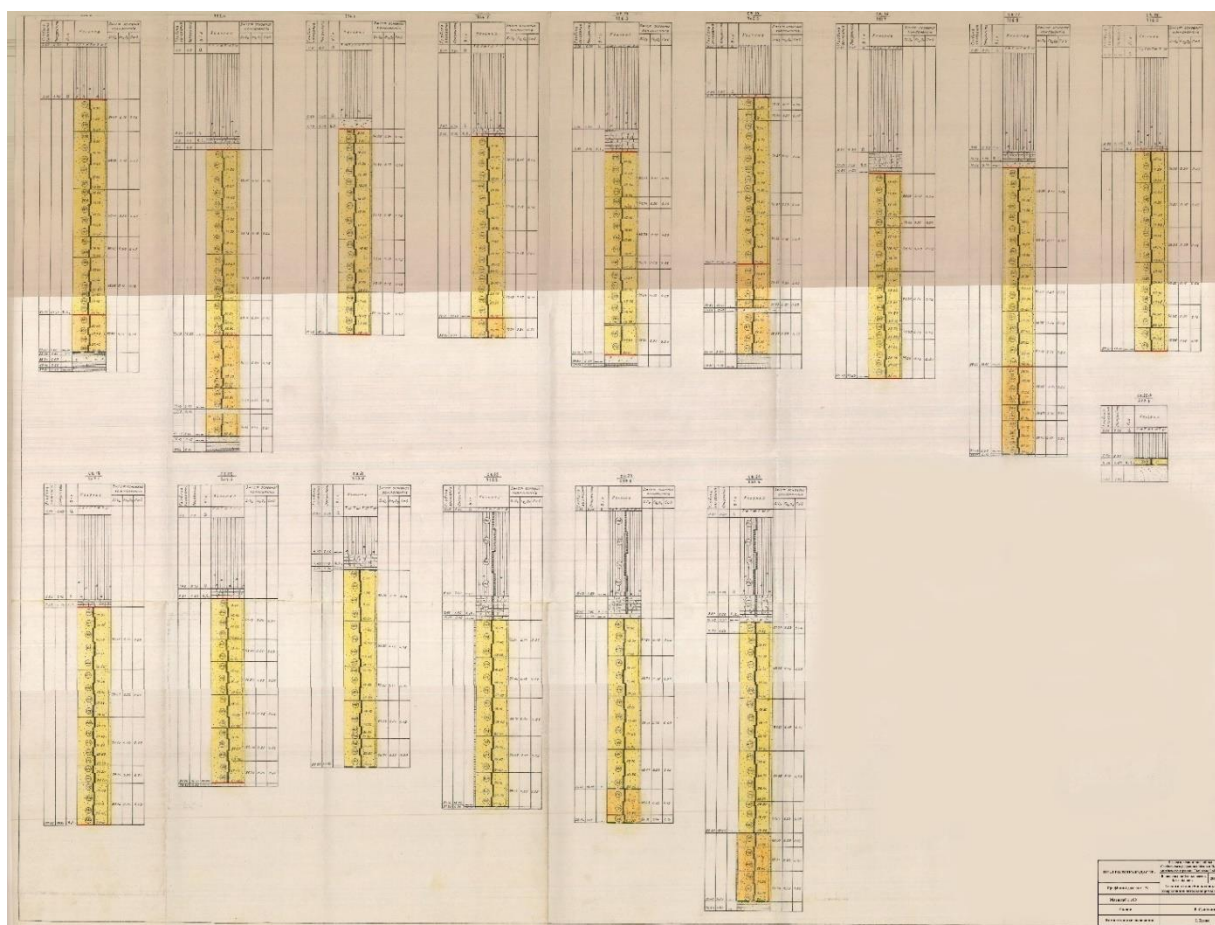


Рисунок 2.4 – Геолого-літологічні колонки свердловин №10-№24

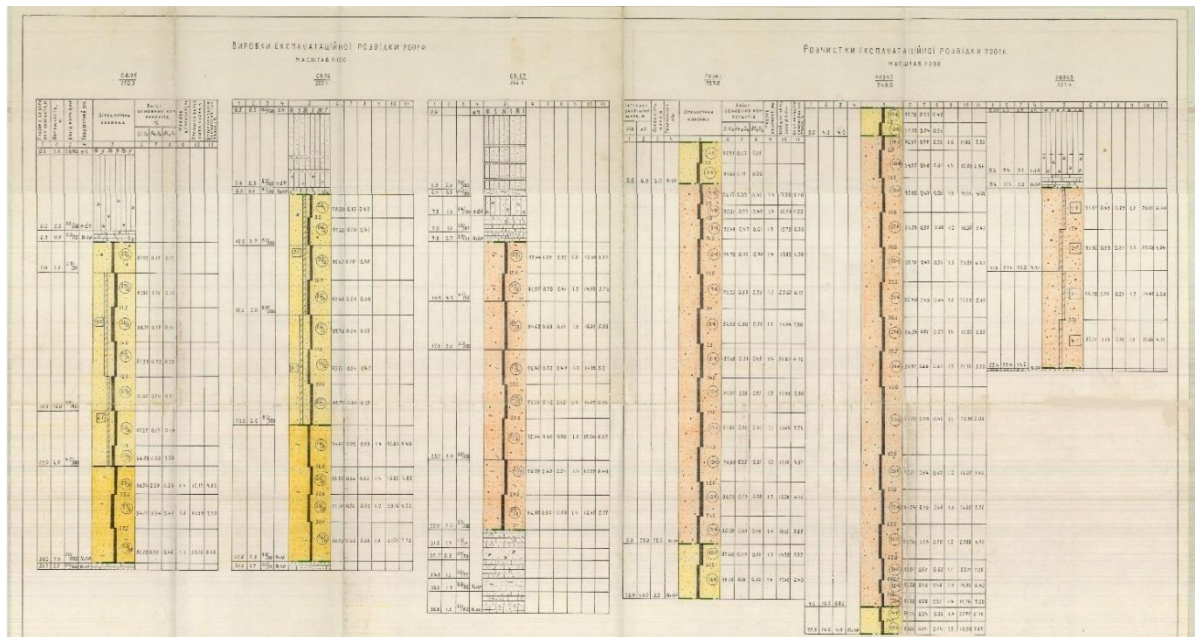


Рисунок 2.5 – Геолого-літологічні колонки свердловин №25-№27

Піски нижнього шару представлені кварцовими слабглинистими різновидами світло-сірого кольору з жовтуватим і зеленкуватим відтінком. Вони характеризуються тонко- та дрібнозернистою структурою, ущільненим станом і наявністю тонких (1,0...2,0 мм) прошарків озалізненних пісків, а також окремих більш потужних (0,1...0,65 м) прошарків кварцових пісковиків. За матеріалами геологорозвідувальних свердловин потужність нижнього шару змінюється від 5,85 м (св. № 8) до 11,6 м (св. № 1А), тоді як за результатами експлуатаційної розвідки вона становить 7,0 м (св. № 25)-9,8 м (св. № 26).

Піщана товща перекривається одновіковими літотамнієвими піщанистими вапняками жовтувато-сірого кольору, тріщинуватими за будовою, потужність яких змінюється від 0,35 м до 3,20 м, при середньому значенні по родовищу близько 0,96 м. У деяких свердловинах під вапняками розкрито шар жовтувато-сірих і коричнево-жовтих пісків із темно-бурими прошарками, що містять значну кількість уламків піщанистих вапняків і булл літотамній; їх потужність становить 0,25...2,25 м, і вони також віднесені до розкривних порід.

Таким чином, корисна товща представлена майже горизонтально залягаючим пластоподібним покладом потужності 25-26 м, сформованим

переважно кварцовими пісками з поодинокими прошарками кварцових пісковиків і піщанистих вапняків, товщина яких змінюється в межах 0,1...3,1 м.

Геологічний розріз родовища завершується відкладами четвертинного віку, представленими суглинками та ґрунтово-рослинним шаром.

Суглинки представлені жовтими, жовтувато-бурими, бурими та жовто-сірими різновидами, характеризуються щільною будовою і помірною пластичністю. У їх складі відмічаються прошарки глинистих пісків середньо- та крупнозернистого складу бурого кольору, а також уламки вапняків і пісковиків розміром до 10-15 см. Потужність суглинкової товщі змінюється в межах від 2,2 до 9,3 м, із середнім значенням близько 6,5 м [65]. Ґрунтово-рослинний шар представлений сірими опідзоленими лісовими ґрунтами потужністю 0,1...0,9 м.

Загальна потужність четвертинних відкладів змінюється від 2,5 до 9,6 м.

Отже, за ступенем складності геологічної будови Сихівське родовище пісків у цілому відноситься до II групи за класифікацією ДКЗ і характеризується як пластоподібний поклад із відносно витриманою потужністю, але ускладненою внутрішньою структурою, зумовленою наявністю прошарків пісковиків і локальних лінз засмічених пісків [65].

2.4.2. Методика створення геопросторової моделі Сихівського родовища кварцового піску.

Для побудови цифрової моделі використано програмний комплекс Surfer, призначений для створення карт і цифрових висотних сіток. Surfer-3D дозволяє формувати як плоскі, так і тривимірні моделі, що дає можливість виконувати просторовий аналіз, прогнозувати процеси та обґрунтовувати інженерні рішення. Програма також забезпечує зручну інтеграцію геологічних даних і їх подальшу візуалізацію для інженерних розрахунків [66].

Першим етапом моделювання є побудова контурної карти (Contour Map), яка відображає поверхню у вигляді ізоліній. Для цього формується база даних шляхом імпорту координат розвідувальних свердловин X і Y у системі координат UTM або WGS-84, а також відповідних висотних відміток Z [66].

Для встановлення координат розвідувальних свердловин у системі UTM виконано геоприв'язку плану гірничих робіт Сихівського родовища шляхом накладання на Google Maps у межах району робіт (рис. 2.6).



Рисунок 2.6 – Суміщення плану гірничих робіт з Google картою

У табл. 2.2 подано координати X і Y у системі UTM, визначені за даними рис. 2.6, а також висотні відмітки Z поверхні розвідувальних свердловин у межах контуру спеціального дозволу, виділеного на рис. 2.6 фіолетовим кольором, для якого виконуватиметься побудова геопросторової моделі.

Після визначення координат будуюмо карту поверхні в ізолініях з використанням висотних відміток. Дана операція складається з двох кроків:

- 1) формування допоміжного grid-файлу, у який програмне забезпечення записує результати виконаної апроксимації поверхні (обраним методом інтерполяції) (рис. 2.7);
- 2) безпосереднє формування графічного зображення поверхні.

Таблиця 2.2 – Координати X, Y і Z розвідувальних свердловин Сихівського родовища пісків у системі UTM

№ п/п свердловини	X	Y	Z
1a	292223,43	5517024,4	353,5
25p	292175,06	5516944,94	332,5
8	292146,53	5516851,83	348,8
9	292225,82	5516788,79	352,9
21	292308,39	5516906,42	349,5
13	292295,28	5516979,14	355,5
23	292359,13	5516809,36	353,9
24	292390,85	5516738,32	352,4
25	292541,29	5516818,41	350,3
17	292361,77	5516653,2	356,5

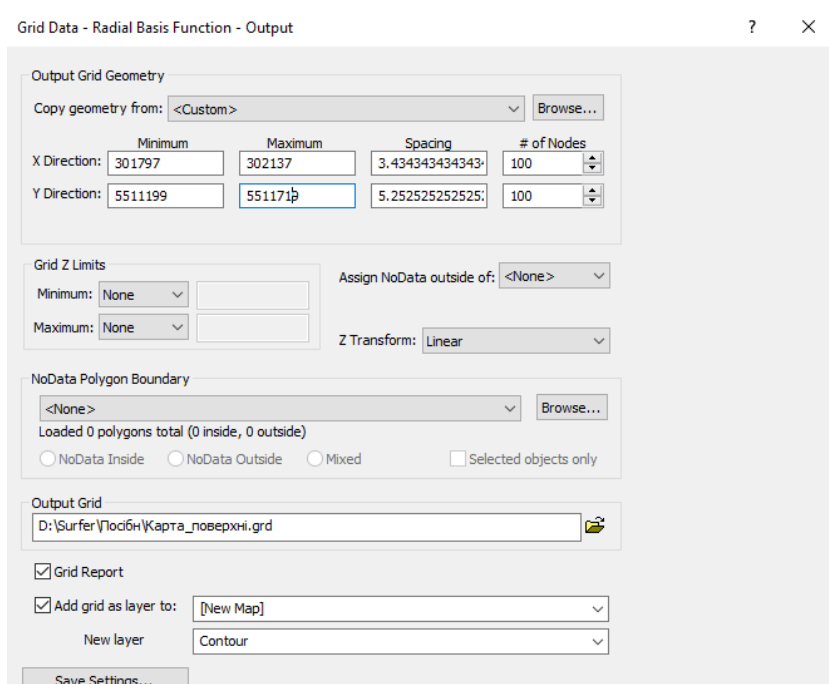


Рисунок 2.7 – Створення grid-файлу у програмі Surfer

Таким чином, на початковому етапі в програмному середовищі Surfer формується двовимірна контурна карта досліджуваної ділянки, яка використовується для наочного відображення рельєфу поверхні (рис. 2.8).

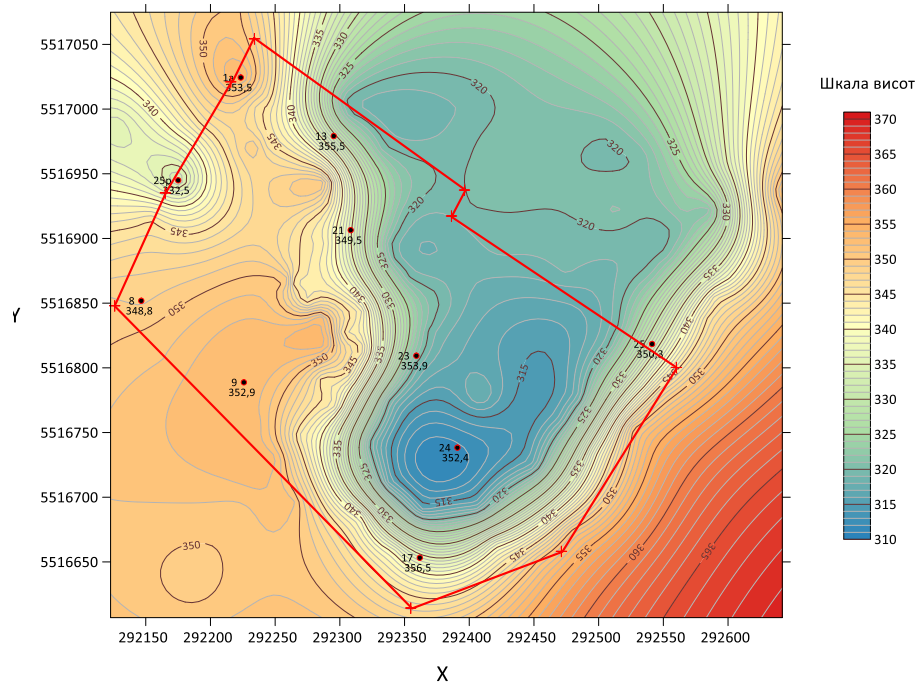


Рисунок 2.8 – Контурна карта площі Сихівського родовища в межах контуру спеціального дозволу

Рельєф поверхні використовується як основа для подальшого внесення геоданих щодо розкривних і видобувних горизонтів по кожній свердловині, що забезпечує можливість виконання розрахунків об'ємів гірських порід.

На другому етапі в програму Surfer імпортуються висотні відмітки розкривного горизонту за даними розвідувальних свердловин, після чого виконуються аналогічні операції, описані раніше. У результаті формується модель конфігурації поверхні після зняття розкривних порід та здійснюється розрахунок їх об'єму. Крім того, на основі заданого визначального параметра (наприклад, мінімальної потужності розкриття або максимальної потужності корисної товщі) програма автоматично виділяє ділянку, з якої доцільно розпочати гірничі роботи як найбільш економічно вигідну.

Оскільки товща пісків Сихівського родовища представлена двома шарами – верхнім і нижнім, третій етап моделювання доцільно виконувати окремо для кожного з них. Спочатку завантажуюмо у Surfer дані розвідувальних свердловин по підшві верхнього шару пісків і виконуємо аналогічні дії для отримання моделі, результатом якої є зображення конфігурації підшви

родовища та підрахунок запасів корисних копалин. Потім такі самі дії виконуємо по нижньому шару пісків і в подальшому визначаємо їх об'єм.

На рис. 2.9 наведена цифрова геопросторова модель Сихівського родовища кварцових пісків, яка створена за геологічними даними розвідувальних свердловин, наведених у табл. 2.2.

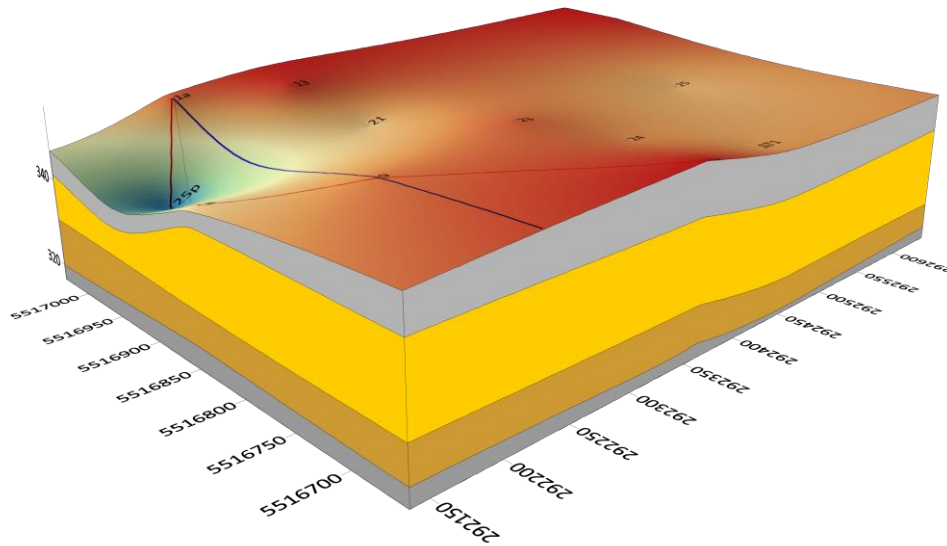


Рисунок 2.9 – Геопросторова модель Сихівського родовища кварцових пісків.

На рис. 2.10-2.13 представлені типові перерізи гірського масиву в межах Сихівського родовища (згідно даних розвідувальних свердловин). Гірські породи зверху донизу представлені наступним чином: розкривні породи (суглинки та ґрунтово-рослинний шар); верхній шар пісків; нижній шар пісків (слабоглинистих); шар пісковиків і піщаних вапняків.

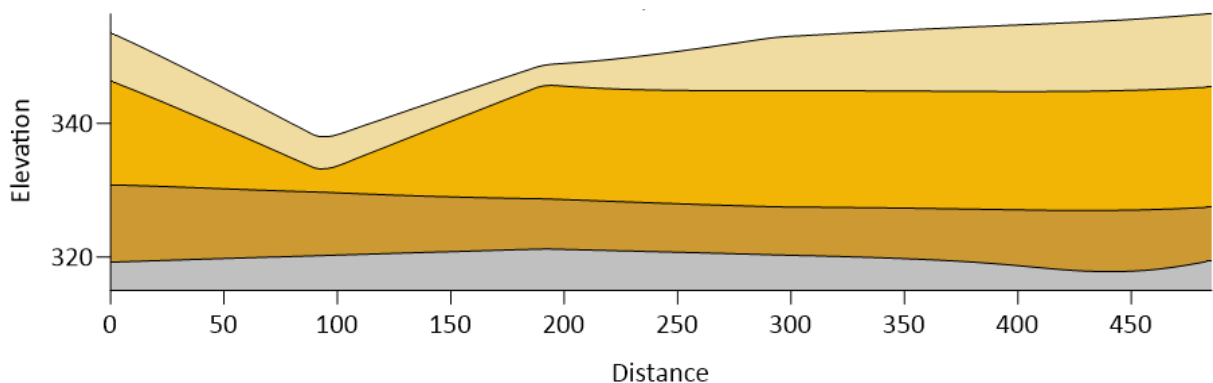


Рисунок 2.10 – Геологічний розріз по лінії свердловин 1а-25р-8-9-17

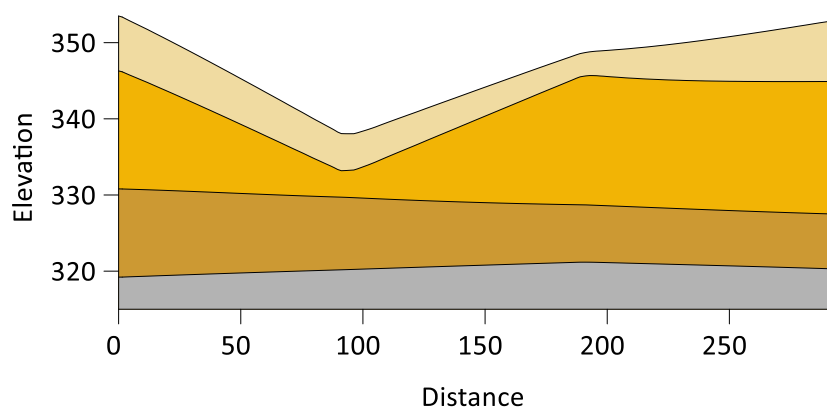


Рисунок 2.11 – Геологічний розріз по лінії свердловин 1а-25р-8-9

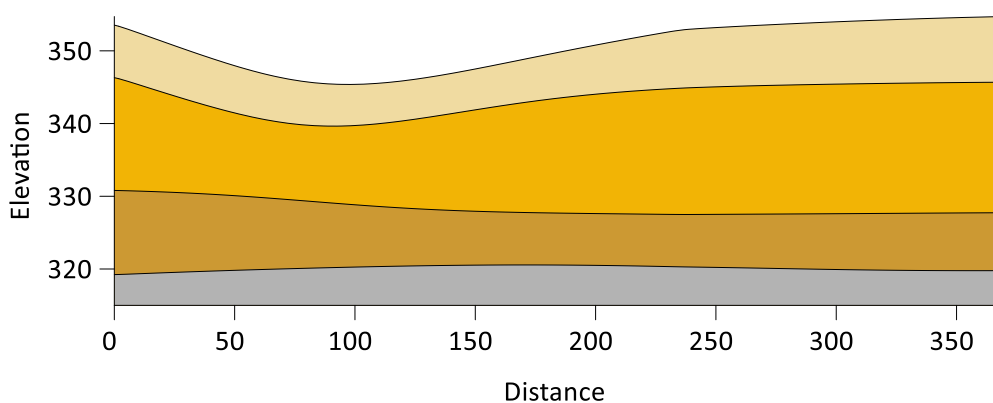


Рисунок 2.12 – Геологічний розріз по лінії розвідувальних свердловин 1а-9

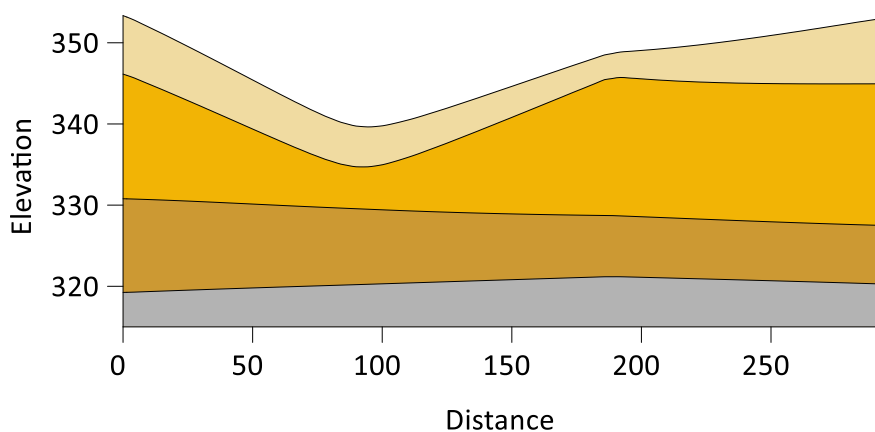


Рисунок 2.13 – Геологічний розріз по лінії розвідувальних свердловин 1а-8-9

На основі отриманих даних геостатичного аналізу покладу та розрахункових об'ємах розкритву і корисних копалин обирається оптимальний напрям розвитку гірничих робіт на родовищі.

2.4.3. Розрахунок об'ємів розкриття та видобутку кварцового піску за результатами геопросторового моделювання Сихівського родовища.

Об'єми в програмі Surfer визначаються з використанням команди Grids | Calculate | Volume яка застосовується для обчислення чистих об'ємів, об'ємів вийнятих та засипаних поверхонь, об'ємів ділянок, обмежених певними контурами, а також площ поверхонь. Розрахунки об'єму виконуються для тіл, визначених верхньою та нижньою поверхнями або 3D-полігонами. Верхня та нижня поверхні визначаються grid-файлом або площиною з постійним рівнем Z.

Розрахунки об'єму генеруються для кожної комірки сітки [67]. У ділянках, де поверхня нахилена у верхній або нижній частині комірки сітки, Surfer приблизно визначає об'єм призми у верхній або нижній частині стовпця комірок сітки. Розрахунки об'єму стають точнішими зі збільшенням щільності сітки.

Об'єм визначається між двома поверхнями в межах заданого контуру, наприклад між покрівлею та підшовою пласта. Для цього на поверхню накладають контури, за якими виконують розрахунок. Для кращої візуалізації контурну карту можна поєднати з Surface Map (рис. 2.14). Розрахункові контури об'єму гірського масиву в межах виділеної ділянки наведено на рис. 2.15.

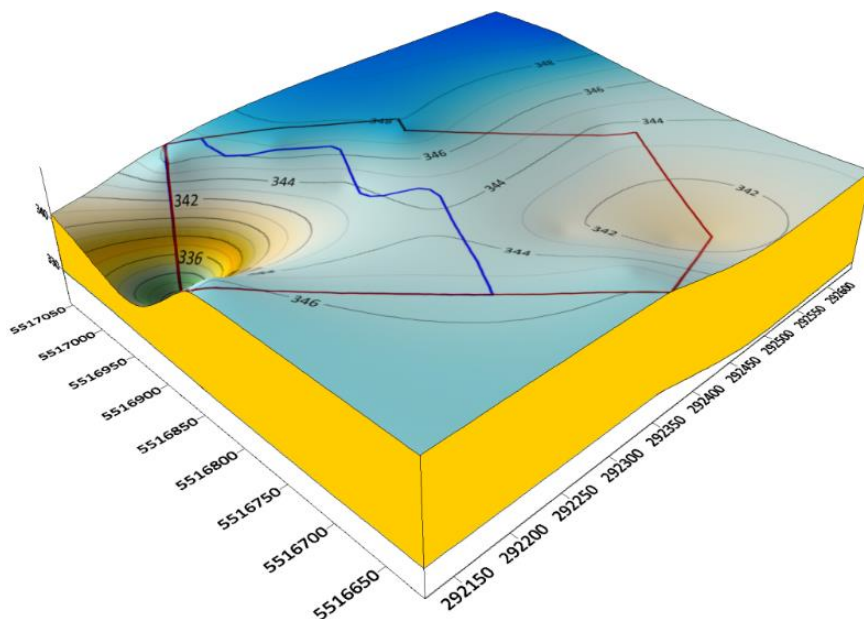


Рисунок 2.14 – Розрахункова схема для визначення об'єму гірських порід

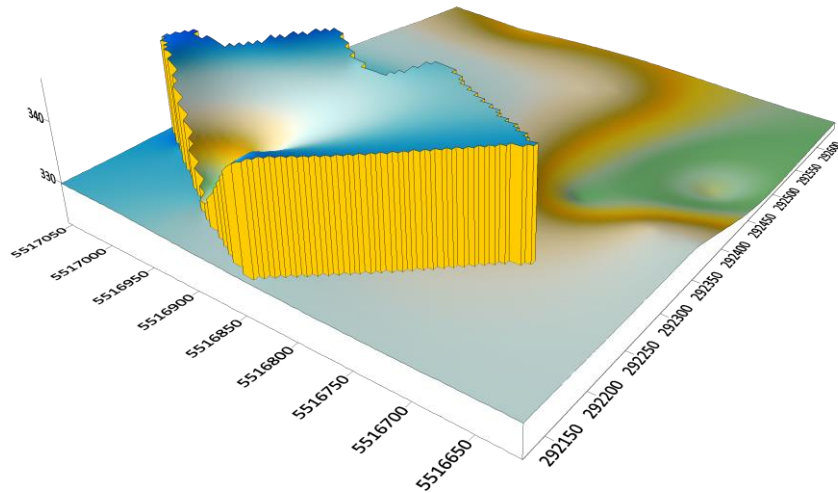


Рисунок 2.15 – Візуалізація оконтуреного об’єму гірського масиву

Виконаємо розрахунок об’ємів розкривних порід, а також верхнього і нижнього шарів пісків Сихівського родовища в межах контуру гірничого відводу (позначено червоним кольором) і контуру Спеціального дозволу на видобування (синій колір). Для цього змінимо візуалізацію контурної карти, наведеної на рис. 2.8, із відображенням меж розкривних порід (зелений колір) та корисної товщі (синій колір) у межах ділянки Спеціального дозволу (рис. 2.16).

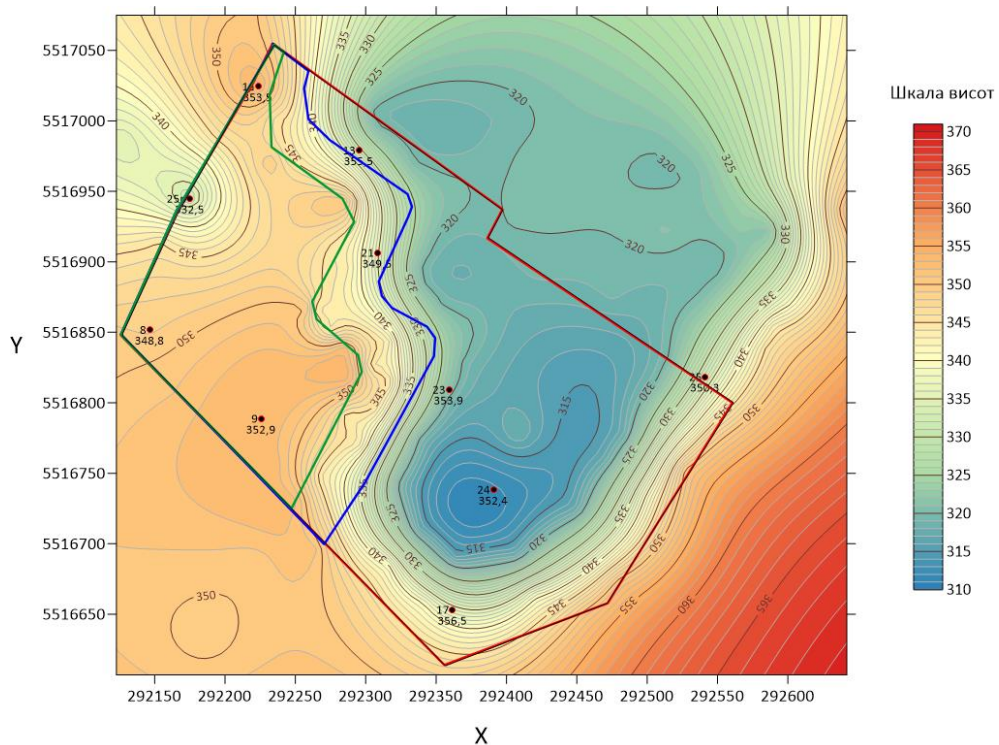


Рисунок 2.16 – Контурна карта ділянки для визначення об’ємів гірничих робіт

Спочатку визначаємо об’єм пісків нижнього шару. Для цього у grid-файл Surface вносяться дані верхньої та нижньої поверхонь відповідного шару, тобто межі між покрівлею та підшвою пісків. З метою покращення наочності цифрової моделі на поверхню додатково накладається контурна карта із відображенням конфігурації нижнього шару піску (рис. 2.17). Результати розрахунку об’єму пісків у межах синього контуру, що відповідає площі спеціального дозволу, наведено на рис. 2.18.

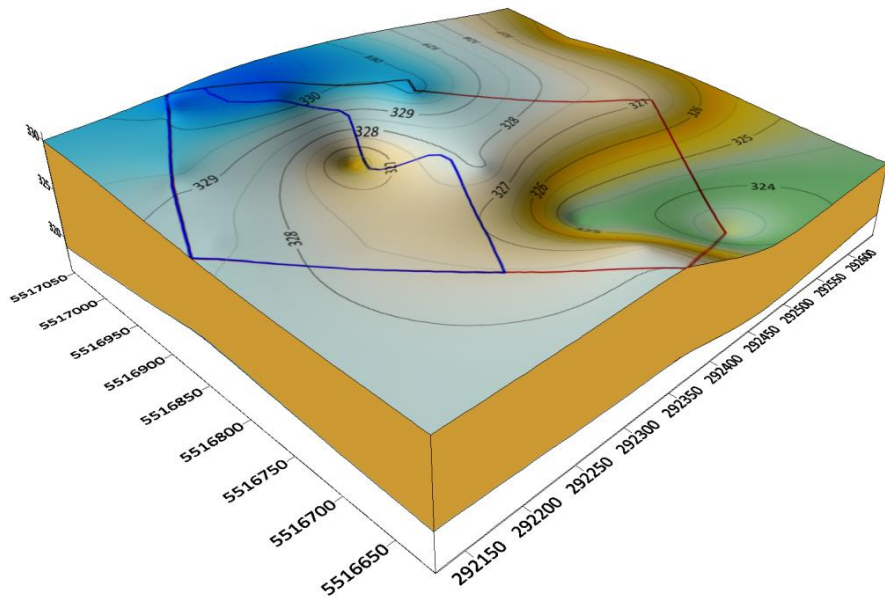


Рисунок 2.17 – Цифрова модель залягання нижнього шару пісків

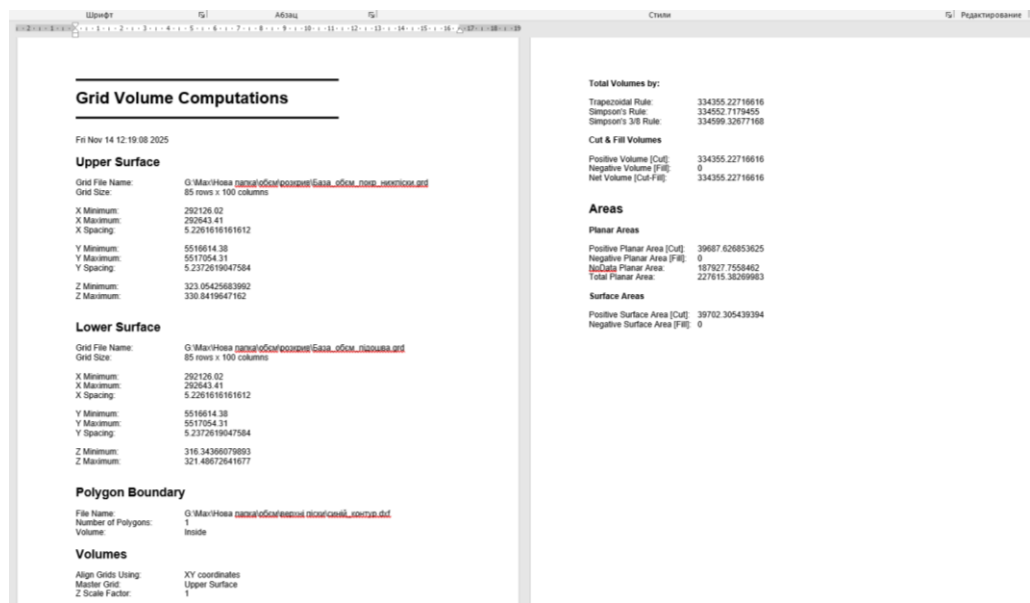
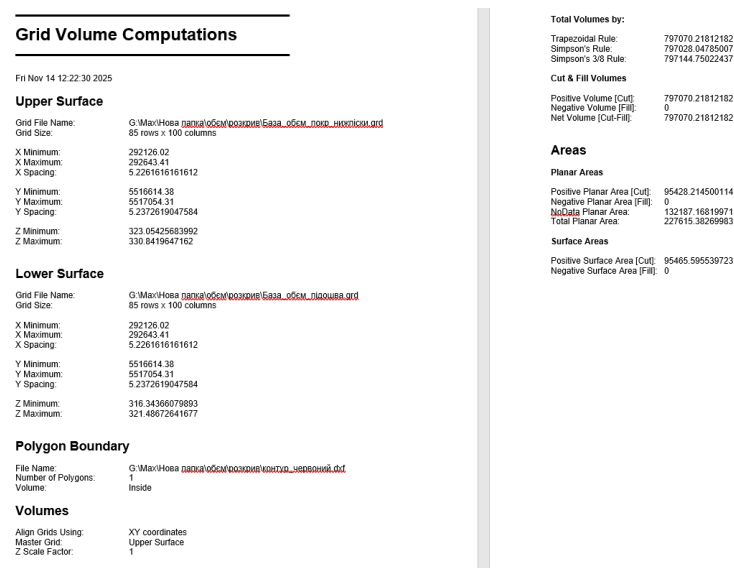


Рисунок 2.18 – Розрахункові значення об’єму пісків нижнього шару

На рис. 2.19 представлені розрахункові дані з визначення загального об’єму нижніх пісків у межах гірничого відводу родовища (червоний контур).



За результатами розрахунку отримаємо об’єм пісків верхнього шару в межах синього контуру, тобто в межах ділянки спецдозволу (рис. 2.21), а також в межах червоного контуру, а саме гірничого відводу Сихівського родовища (рис. 2.22).

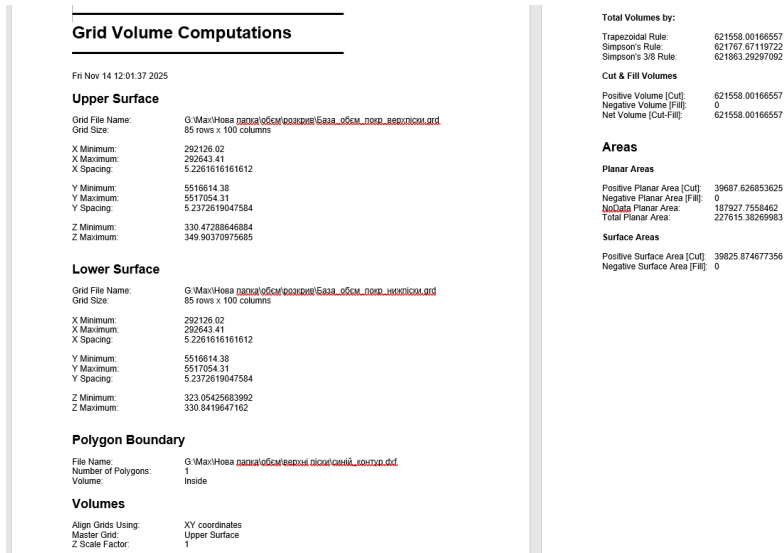


Рисунок 2.21 – Значення об’єму пісків верхнього шару в межах спеціального дозволу на ведення гірничих робіт (синій контур) на родовищі

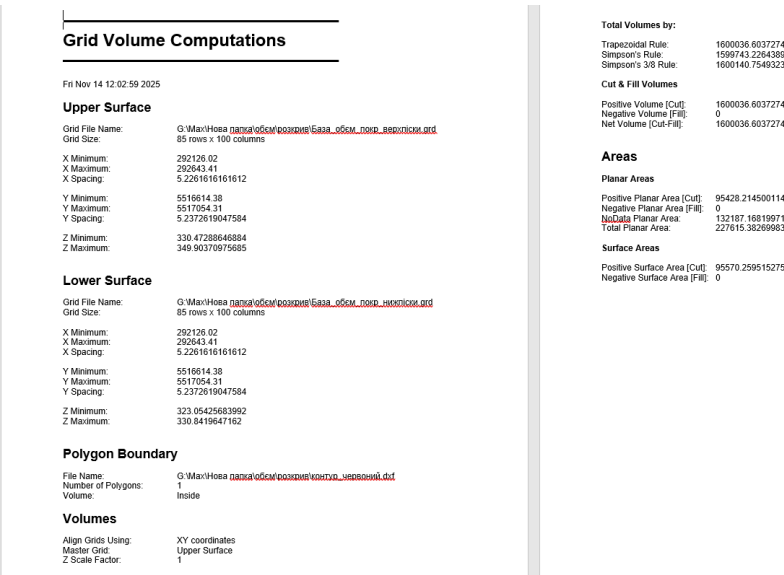


Рисунок 2.22 – Розрахунковий об’єм верхніх пісків в межах гірничого відводу родовища (червоний контур)

Аналогічно визначаємо об’єм розкриву на усій ділянці родовища (гірничий відвід) та на ще невідробленій частині (в межах ділянки Спеціального дозволу виконання робіт). Як і в попередніх випадках створюємо цифрову модель розкривних порід (рис. 2.23), а потім розраховуємо їх об’єми в межах зеленого (роботи на площі, визначеної Спеціальним дозволом ...) і червоного контурів (рис. 2.24 та рис. 2.25 відповідно).

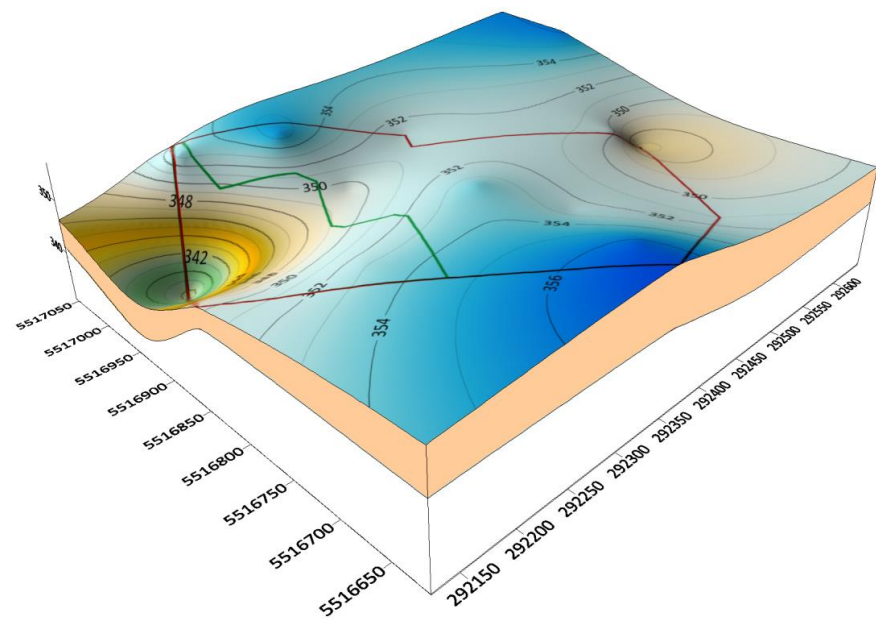


Рисунок 2.23 – Цифрова модель залягання розкривних порід на родовищі

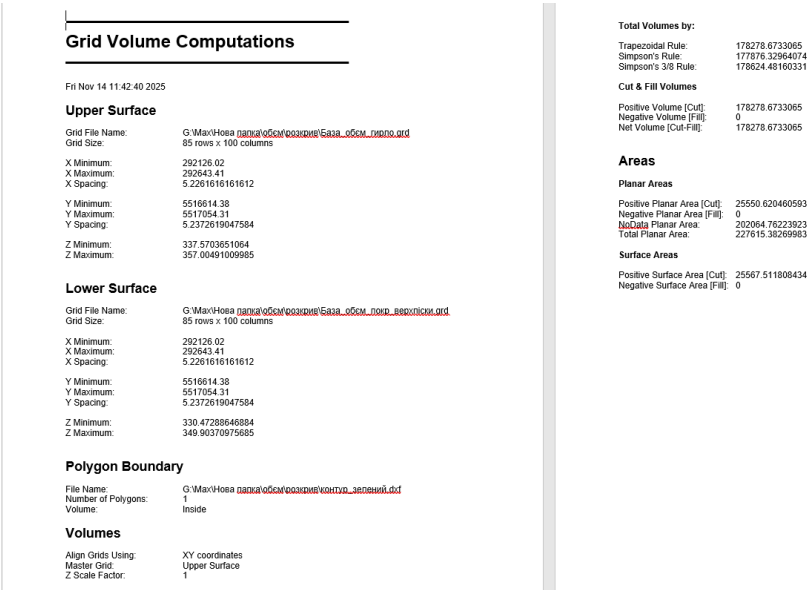


Рисунок 2.24 – Об’єм розкриву в межах ділянки спецдозволу (зелений контур)

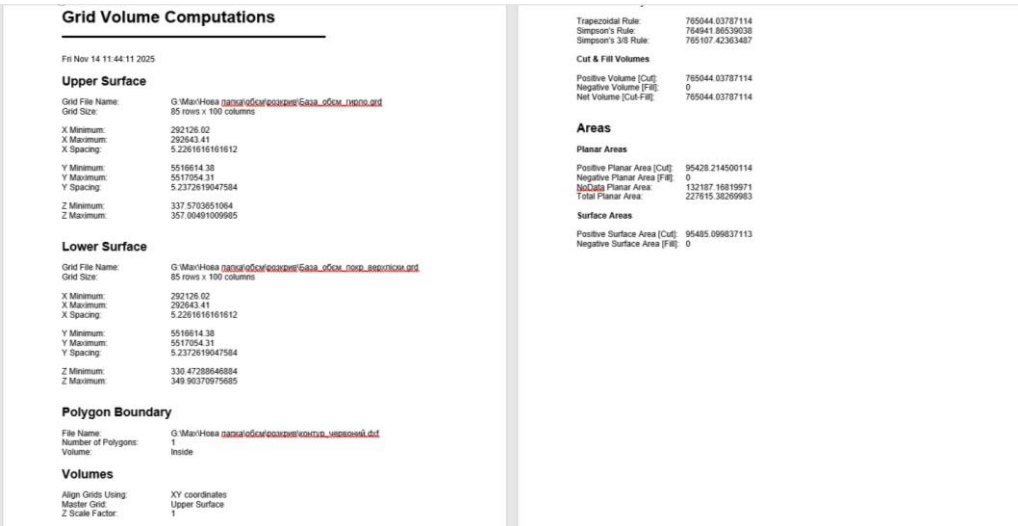


Рисунок 2.25 – Результат розрахунку об’єму розкривних порід в межах гірничого відводу Сихівського родовища (червоний контур)

Загальні значення показників площ і об’ємів гірських порід (розкриття і корисних копалин) в межах гірничого відводу і ділянки Спеціального дозволу, отриманих за результатами геопросторового моделювання Сихівського родовища кварцових пісків, наведено в таблиці 2.3.

Таблиця 2.3 – Значення площ і об’ємів гірських порід за результатами геопросторового моделювання Сихівського родовища кварцових пісків

Показники	Гірничий відвід (червоний контур)	Ділянка Спеціального дозволу (зелений і синій контури)
Площа в плані, м ²	95428.215	39687.627 – синій 25550.620 - зелений
Об’єми порід, м ³ :		
– розкриття	765044.038	178278.673
– верхній шар пісків	1600036.604	621558.002
– нижній шар пісків	797070.218	334355.227

Таким чином, за результатами цифрового моделювання в Surfer 3D отримана геопросторова модель Сихівського родовища кварцових пісків, яка надає можливість встановити оптимальний напрям руху фронту гірничих робіт.

Після аналізу геопросторової моделі родовища, основним визначальним технологічним параметром гірничих робіт обрано мінімальну потужність розкривного горизонту. Зважаючи на це, Surfer автоматично визначив ділянку, з якої рекомендовано вести гірничі роботи і яка буде найбільш економічно вигідною. Отже, найбільш доцільним буде просування фронту гірничих робіт з південно-східного у північно-західному напрямку (див. рис. 2.16). Слід зазначити, що цей напрям співпадає з проєктним запланованим фронтом просування робіт, зазначеним у Плані розвитку гірничих робіт Сихівського родовища (див. рис. 2.2).

2.5. Висновки до розділу 2

1. Доведено, що повноцінне впровадження цифрових математичних моделей геологічних об'єктів в геолого-розвідувальний процес радикально змінює інформаційну базу прийняття рішень при розробці родовищ корисних копалин. При цьому різко зростає обґрунтованість і, відповідно, геолого-економічна ефективність прийняття зазначених рішень.

2. Обґрунтована доцільність і ефективність геопросторового моделювання родовищ корисних копалин в геоінформаційному, аналітичному і блоковому напрямках для їх геологічної, технологічної і економічної оцінки, а також подальшої розробки.

3. Встановлено, що однією з найбільш прогресивних і зручних програм для створення цифрових моделей родовищ корисних копалин є Surfer-3D, яка дозволяє вирішувати великий комплекс геолого-розвідувальних завдань, що виникають при проєктуванні гірничих підприємств, а саме, статистичний аналіз геологічної інформації, автоматизація процесів обробки і інтерпретації даних

геологічної розвідки, а також використання їх для моделювання родовища з метою виконання різних розрахунків і проведення різноманітних аналізів.

4. У програмному комплексі Surfer за геологічними даними розвідувальних свердловин створена цифрова геопросторова модель Сихівського родовища кварцових пісків, яка, на основі отриманих даних геостатичного аналізу покладу та розрахункових об'ємах розкриву і корисних копалин, дозволила обрати оптимальний напрям розвитку гірничих робіт.

5. За результатами цифрового моделювання розраховані площі та об'єми гірських порід (розкрит, верхній та нижній шари пісків) на загальній ділянці гірничого відводу Сихівського родовища (червоний контур) та на ділянці, визначеній Спеціальним дозволом на користування надрами (зелений і синій контури) (див. табл. 2.3).

6. Після аналізу даних цифрової моделі родовища та визначення основного технологічного показника гірничих робіт (мінімальної потужності розкритного горизонту), визначено місце та напрям, з якого рекомендовано вести гірничі роботи і який буде найбільш економічно вигідним, а саме – найбільш доцільним буде просування фронту гірничих робіт з південно-східного у північно-західному напрямку.

РОЗДІЛ 3. АНАЛІТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ТА МОДЕЛЮВАННЯ СТІЙКОСТІ УСТУПІВ НА КАР'ЄРІ СИХІВСЬКОГО РОДОВИЩА

3.1. Методика встановлення стійкості укосу методом графічних побудов з визначенням коефіцієнту стійкості робочого уступу на Сихівському кар'єрі

Як було зазначено у 1-му розділі дисертації (див. п. 1.3.2), стійкість кар'єрних укосів у першу чергу визначається напружено-деформованим станом прибортового масиву та фізико-механічними характеристиками порід, що його складають. Напружений стан формується під впливом діючих навантажень, тоді як властивості масиву визначаються міцнісними параметрами гірських порід уздовж потенційної поверхні ковзання.

Наукові дослідження свідчать, що аналіз напружено-деформованого стану гірського масиву може здійснюватися як у межах моделі лінійно-деформованого середовища, так і за допомогою моделей гранично-напруженого стану. Водночас застосування лінійно-деформованої моделі, як правило, призводить до деякого завищення розрахункових значень граничних кутів укосу, що не завжди підтверджується практичними спостереженнями. Натомість модель гранично-напруженого середовища є більш простою з точки зору реалізації, а отримані за її допомогою параметри граничного стану, зокрема при визначенні ймовірної поверхні ковзання, добре узгоджуються з фактичними даними. Саме тому більшість сучасних методів оцінки стійкості укосів базується на підходах граничної рівноваги. Для кількісного оцінювання стійкості в межах таких методів використовується показник коефіцієнта стійкості.

У гірничій практиці при дослідженні стійкості укосів уступів, бортів кар'єрів і відвалів широкого застосування набув метод графічних побудов Г.Л. Фісенка, який базується на теорії граничної рівноваги гірничого масиву та прийнятий як основний при виконанні нормативних розрахунків стійкості укосів.

Попри простоту та зручність, застосування методу нині обмежене через значний обсяг обчислень, необхідних для досягнення нормативної стійкості

укосів. Водночас науковці рекомендують опановувати класичний графічний метод, оскільки він забезпечує базове розуміння механізмів зсувних процесів і визначення параметрів стійкості.

Як і інші розрахункові підходи, що спираються на модель гранично-напруженого середовища, метод графічних побудов Г.Л. Фісенка ґрунтується на базовому рівнянні граничної рівноваги Кулона [21]:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + C, \quad (3.1)$$

де σ , τ – нормальне та дотичне напруження, які діють уздовж лінії ковзання, МПа; C – зчеплення гірської породи, МПа; φ – кут внутрішнього тертя, град.

В однорідному гірському масиві елементарні поверхні ковзання формуються при досягненні критичного значення головного напруження σ_1 , що визначається за формулою [21]:

$$\sigma_1 = 2C \cdot \operatorname{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (3.2)$$

Поверхні ковзання починають формуватися з глибини

$$H_{90} = \frac{\sigma_1}{\gamma} = \frac{2C}{\gamma} \operatorname{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (3.3)$$

де γ – об'ємна маса порід, т/м³.

Кут між напрямком дії головного напруження та елементарною поверхнею ковзання μ визначається як:

$$\mu = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}. \quad (3.4)$$

Згідно з цією моделлю, найбільше головне напруження σ_1 у гірському масиві на певній відстані від укосу орієнтоване вертикально. У міру наближення до поверхні укосу його напрям відхиляється у бік схилу, а безпосередньо на укосі збігається з його поверхнею.

В однорідному масиві кут нахилу окремих ділянок поверхні ковзання призми можливого обвалення поступово змінюється: у верхній частині він орієнтований під кутом μ до вертикалі, а в нижній – під кутом μ до поверхні укосу. У результаті формується кругло-циліндрична поверхня ковзання.

Схему її побудови в однорідному масиві наведено на рис. 3.1, а безпосередньо побудову виконують у такій послідовності [21]:

1) На кресленні укосу проводять лінію BD на відстані H_{90} від поверхні укосу та лінію AB .

2) На лінії BD обирають довільну точку, через яку проводять лінію DC під кутом $45^\circ + \varphi/2$ до BD ; під таким самим кутом із точки B проводять лінію BC .

3) Із нижньої точки укосу M під кутом $45^\circ - \varphi/2$ до лінії укосу проводять лінію MK .

4) На лінії MK від точки M відкладають рівні відрізки MP , $P'P$, $P'P''$, а на лінії DC від точки C вниз – відповідні рівні відрізки CC' , $C'C''$ і $C''C_0$.

5) З точок P , P' , P'' проводять прямі лінії, паралельні лінії укосу MA , а з точок C' , C'' і C_0 – лінії, паралельні BC ; їх перетини визначають точки F , F_1 , F_2 , F_3 , через які проводять пряму FT до перетину з лінією MK .

6) Із т. T проводять пряму, паралельну DC , до перетину з лінією BD у т. E .

7) Із точки N опускають перпендикуляр до лінії TE , а з точки M – перпендикуляр до лінії MK ; їх перетин визначає центр кола, що проходить через точки M та E .

Після побудови поверхні ковзання виконують перевірку стійкості укосу. Для цього у вибраному масштабі будують зсувний клин і розбивають його вертикальними лініями на окремі призми (рис. 3.2) [21]. Із точок перетину зазначених ліній із поверхнею ковзання опускають перпендикуляри. Для кожної призми визначають Q_i та N_i і вимірюють кут δ_i між ними. Вимірюють площу кожного блоку S_i і визначають масу породи в кожному блоці на $b = 1$ м укосу:

$$Q_i = S_i \gamma b, \text{ т.} \quad (3.5)$$

Складові N_i та T_i обчислюють за такими залежностями:

$$\begin{aligned} N_i &= Q_i \cos \delta_i; \\ T_i &= Q_i \sin \delta_i. \end{aligned} \quad (3.6)$$

Після цього визначають загальну довжину поверхні ковзання L та обчислюють коефіцієнт стійкості укусу.

$$K_{st} = \frac{tg\varphi \sum_{i=1}^n N_i + C \cdot L}{\sum_{i=1}^n T_i}. \quad (3.7)$$

де φ – кут внутрішнього тертя, градус; C – коефіцієнт зчеплення породи, МПа; L – загальна довжина поверхні ковзання, м.

Якщо отриманий коефіцієнт стійкості є більшим або дорівнює допустимому значенню, укіс вважається стійким, якщо ж меншим – нестійким. У такому разі необхідно змінити його геометрію або застосувати інженерні заходи для забезпечення стійкості масиву.

Ширину призми можливого обвалення a визначають графічно за рис. 3.1, виконаним у відповідному масштабі. Крім того, для визначення величини a може застосовуватися аналітична залежність:

$$a = \frac{2H \left[1 - ctg\alpha \cdot tg\left(\frac{\alpha + \varphi}{2}\right) \right] - 2H_{90}}{ctg\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) + tg\left(\frac{\alpha + \varphi}{2}\right)}. \quad (3.8)$$

На практиці широко застосовується спрощена схема графічної побудови кругло циліндричної поверхні ковзання на схилі (за Г.Л. Фісенком), що перебуває у стані граничної рівноваги в однорідному масиві (рис. 3.3) [21]. Для цього від верхньої бровки укусу (т. A) у вибраному масштабі відкладають ширину призми обвалення a (відрізок AB). Із точок A і B вертикально відкладають величину H_{90} , визначену за формулою (3.3), після чого з точок A' і B' проводять лінії під кутом

$45^\circ + \varphi/2$ до горизонту. Точка їх перетину (C) використовується для побудови перпендикуляра до напрямку $B'C$, який перетинається в т. O з перпендикуляром, проведеним із точки M до напрямку MN , що утворює з укосом кут $\mu = 45^\circ - \varphi/2$. Далі радіусом $R = OC = OM$ із центром у точці O проводять дугу кола MC . Лінія $BB'SM$ визначає поверхню ковзання на побудованому розрізі укосу уступу.

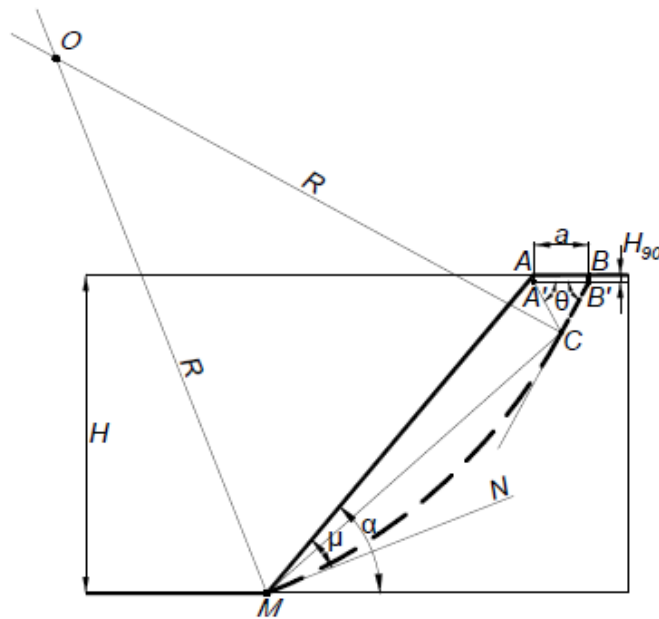


Рисунок 3.3 – Побудова поверхні ковзання в однорідному масиві спрощеним способом

Згідно з п. 2.4.1 даної дисертації, корисною копалиною Сихівського родовища є кварцові піски тонко- та дрібнозернистого складу. Фізико-механічні характеристики пісків визначені за результатами лабораторних і польових досліджень, їх середні значення становлять: об'ємна маса – $\gamma = 1,66 \text{ т/м}^3$; зчеплення пісків у гірському масиві – $C = 2 \text{ кПа}$; кут внутрішнього тертя – $\varphi = 33^\circ$; коефіцієнт розпушення – $K_p = 1,32$; природна вологість пісків – $W = 2,83 \%$; коефіцієнт пористості – $e = 0,65$ [21].

Згідно з робочим проектом розробки родовища, висота робочого уступу має становити $H = 20 \text{ м}$, а кут відкосу – $\alpha = 30^\circ$. Проте на практиці через об'єктивні причини ці параметри можуть порушуватися. Зокрема, у разі виходу з ладу обладнання або високої інтенсивності робіт кут відкосу тимчасово може

зростати до 50° (рис. 3.4). Така зміна, окрім порушення технологічних вимог і безпеки праці, підвищує ризик розвитку зсувних процесів. Тому для запобігання деформаційним явищам необхідно здійснювати постійний контроль стійкості масиву та своєчасно виявляти можливі поверхні обвалення (ковзання).



Рисунок 3.4 – Загальний вигляд робочого уступу на Сихівському родовищі кварцових пісків

Для зазначених умов розробки та фізико-механічних характеристик кварцових пісків виконано дослідження стійкості робочого уступу із застосуванням методів графічних побудов – традиційного та спрощеного.

Для наведених технологічно небезпечних умов розробки кварцових пісків ($\alpha = 50^\circ$) за методом графічних побудов, відповідно до викладеної методики, у програмі AutoCAD побудовано поверхню ковзання можливого обвалення та визначено основні параметри стійкості, зокрема коефіцієнт стійкості укусу.

За формулою (3.3) встановлено, що глибина формування поверхні ковзання становить $H_{90} = 0,44$ м, а кут між напрямком головного напруження та елементарними поверхнями ковзання – $\mu = 28^\circ 30'$ (формула 3.4). Радіус кругло циліндричної поверхні ковзання визначено як $R = 36,3$ м.

Інші параметри, відповідно до рис. 3.1 і 3.2, визначені за формулами (3.5) та (3.6) і наведені у таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 – Результати розрахунку параметрів стійкості уступу кар'єру [21]

№ блоку	Площа блоку S , m^2	Маса породи в блоці Q_i , т	Кут між складовими навантаження δ_i , град	Нормальна (утримуюча) складова N_i маси блоку, т	Дотична (зсувна) складова T_i маси блоку, т
I	16,4	27,224	54°28'	15,821	22,155
II	27,2	45,152	44°35'	32,155	31,698
III	24,0	39,840	36°10'	32,162	23,513
IV	16,6	27,556	28°35'	24,198	13,182
V	6,1	10,126	21°30'	9,421	3,711
Σ	90,3	149,898		113,759	94,257

Коефіцієнт стійкості видобувного уступу, визначений за (3.7), становить $K_{st} = 0,845$. Загальна довжина поверхні ковзання дорівнює $L = 28,76$ м, а ширина призми можливого обвалення, встановлена графічним способом, – $a = 3,46$ м.

З метою підтвердження результатів оцінки стійкості укосу, отриманих методом графічних побудов, для заданих умов розробки кварцових пісків в AutoCAD спрощеним графічним способом (рис. 3.3) також побудовано поверхню ковзання. Отриманий результат показав її ідентичність класичній побудові (за Г.Л. Фісенком): радіус кругло циліндричної поверхні обвалення становить $R = 36,3$ м. Ширину призми можливого обвалення, визначену за формулою (3.8), отримано рівною $a = 3,46$ м, що повністю збігається з графічним визначенням.

Відповідно до вимог «Інструкції зі спостереження за деформаціями бортів, укосів уступів і відвалів на кар'єрах та розробки заходів із забезпечення їх стійкості», мінімально допустиме значення коефіцієнта стійкості робочого уступу або борта кар'єру має становити $K_{stn} = 1,2$. Отже, за наведених умов розробки виїмка гірничої маси є небезпечною.

3.2. Розрахунок стійкості укосів методами граничної рівноваги у RocScience Slide з використанням критерію міцності Мора-Кулона

Із початку XXI століття стрімкий розвиток комп'ютерних технологій зумовив створення численних прикладних програм і спеціалізованих комплексів для розрахунку стійкості схилів, зокрема на основі методів граничної рівноваги (див. п. 1.3.3). Одним із найбільш поширених професійних інструментів такого типу є Rocscience Slide 2D, який забезпечує високоточний аналіз стійкості природних і техногенних схилів, складених різними ґрунтами та гірськими породами, а також дозволяє оцінювати ефективність інженерних захисних конструкцій. У програмі реалізовано низку методів граничної рівноваги, зокрема: Bishop Simplified, Corps of Engineers №1 і №2, GLE/Morgenstern–Price, Janbu Simplified, Janbu Corrected, Lowe–Karafiath, Ordinary/Fellenius, Spencer [68].

Із використанням зазначеного програмного комплексу виконано дослідження стійкості робочого уступу кварцових пісків Сихівського родовища за кількома методами аналізу граничної рівноваги [21].

Модель уступу задають у вигляді замкненої полілінії, де верхня межа відповідає поверхні уступу, а інші межі формують із урахуванням можливості виконання повного аналізу та мінімізації впливу крайових ефектів (рис. 3.5).

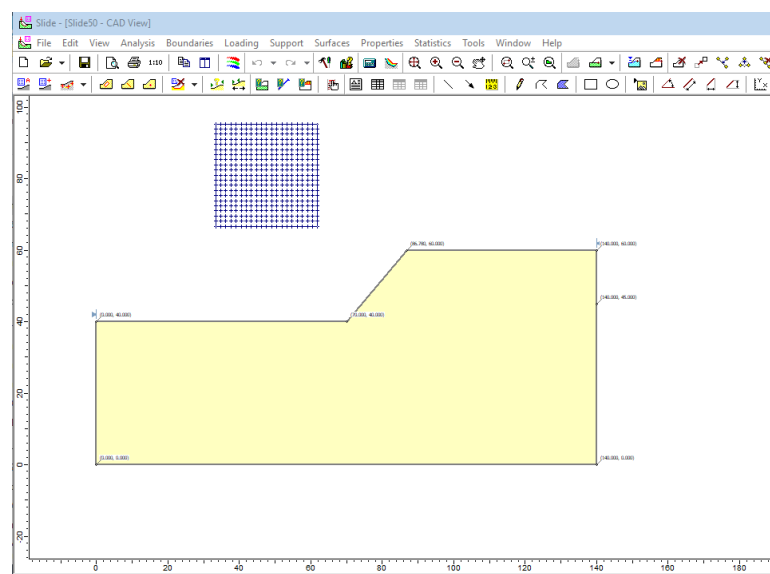


Рисунок 3.5 – Розрахункова модель уступу кварцових пісків у Slide

Пошук критичної поверхні ковзання з мінімальним коефіцієнтом стійкості виконуємо методом сіткового пошуку Grid Search. Сітка центрів поверхонь ковзання формується автоматично; інтервал 20×20 відповідає фактичній сітці 21×21 (441 центр). Кожен центр слугує точкою обертання для серії кіл ковзання, радіуси яких програма Slide визначає автоматично на основі заданих меж нахилу та припущення радіусу, що задає кількість згенерованих кіл у кожній точці.

На рис. 3.6, *а* наведено фізико-механічні характеристики пісків Сихівського родовища і обрано критерій міцності (Strength Type) – Mohr-Coulomb.

Name: quartz sand Colour: Hatch:

Unit Weight: 16.6 kN/m3 ☐ Saturated U.W. 20 kN/m3

Strength Type: Mohr-Coulomb $\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi'$

Strength Parameters

Cohesion: 2 kPa Phi: 33 degrees

Water Parameters

Water Surface: None Ru Value: 0

а

Methods

General
Methods
Groundwater
Transient
Statistics
Random Numbers
Design Standard
Advanced
Project Summary

Methods

- ☒ Bishop simplified
- ☐ Corps of Engineers #1
- ☐ Corps of Engineers #2
- ☐ GLE/Morgenstern-Price
- ☒ Janbu simplified
- ☐ Janbu corrected
- ☐ Lowe-Karafiath
- ☐ Ordinary/Fellenius
- ☒ Spencer

Convergence Options

Number of slices: 25

Tolerance: 0.005

Maximum iterations: 50

Interslice force function

б

Рисунок 3. 6 – Вихідні дані для встановлення стійкості уступу на кар'єрі:

а – фізико-механічні властивості пісків; *б* – методи аналізу гірського масиву

Для аналізу даної моделі гірського масиву обрано методи граничної рівноваги Bishop, Janbu та Spencer (рис. 3.6, *б*). Після збереження вихідних даних і виконання розрахунку отримано результати сіткового пошуку.

Зокрема, для спрощеного методу Bishop визначено: глобальну мінімальну поверхню ковзання та контури коефіцієнта стійкості в межах центральної сітки з мінімальним значенням серед усіх проаналізованих поверхонь (рис. 3.7, *а*); поверхні з мінімальним K_{st} , згенеровані в кожному вузлі сітки (рис. 3.7, *б*); повний набір поверхонь ковзання (рис. 3.7, *в*); а також поверхні зі значеннями коефіцієнта стійкості в діапазоні від 0,5 до 1,2 (нормативного) (рис. 3.7, *г*).

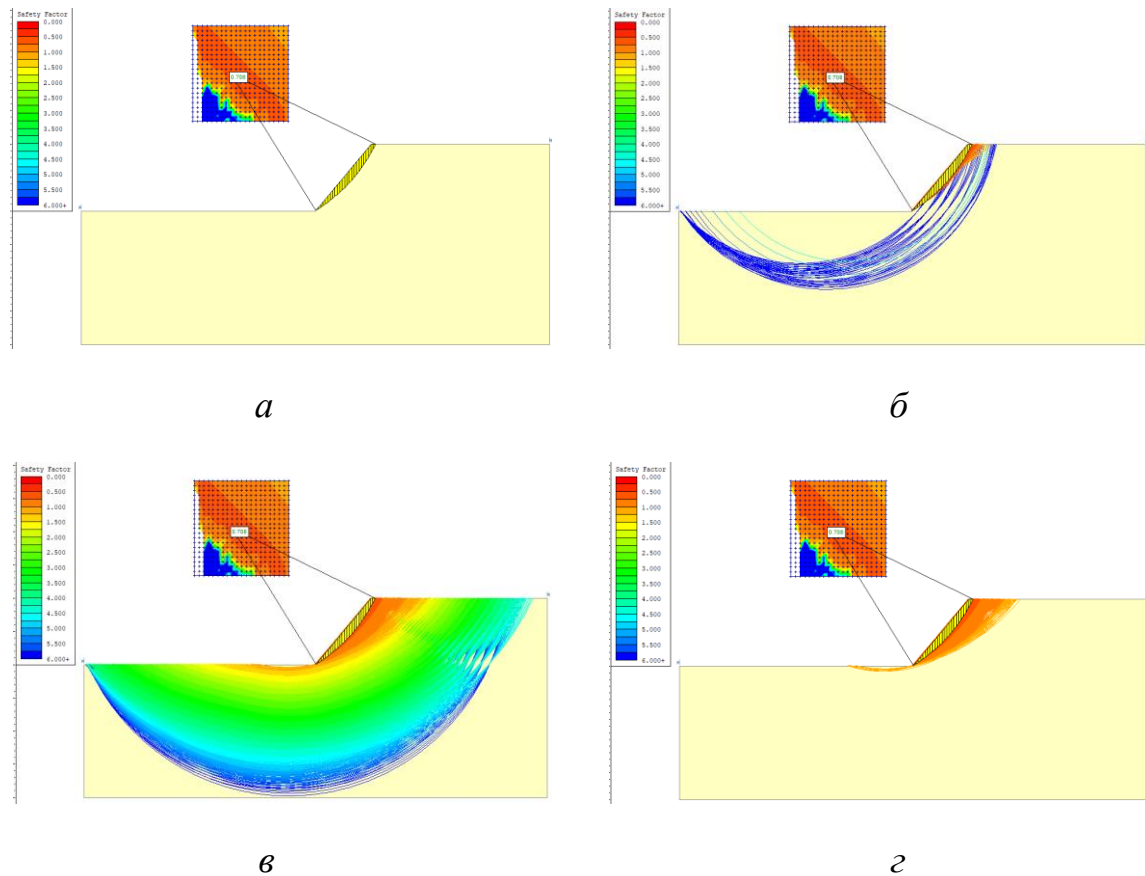


Рисунок 3.7 – Результати розрахунку стійкості робочого уступу методом аналізу Bishop: *а* – глобальна мінімальна поверхня ковзання та контури коефіцієнта стійкості; *б* – поверхня мінімального коефіцієнта стійкості; *в* – усі поверхні ковзання; *г* – поверхні ковзання з коефіцієнтом стійкості від 0,5 до 1,2

На рис. 3.8 і 3.9 наведено результати розрахунку стійкості укосу робочого уступу кварцових пісків за методами Janbu та Spencer. Як видно, отримані поверхні ковзання є подібними до результатів, отриманих за методом Bishop.

У таблиці 3.2 наведено основні розрахункові показники стійкості уступу, параметри поверхонь ковзання та значення коефіцієнтів стійкості, отримані за зазначеними методами аналізу в Slide.

Для кожного методу отримано: глобальну мінімальну поверхню ковзання та контури мінімального коефіцієнта стійкості; поверхні з мінімальним коефіцієнтом стійкості, згенеровані в кожному вузлі сітки; повний набір можливих поверхонь ковзання; а також поверхні зі значеннями коефіцієнта стійкості в діапазоні від 0,5 до 1,2 (нормативного значення).

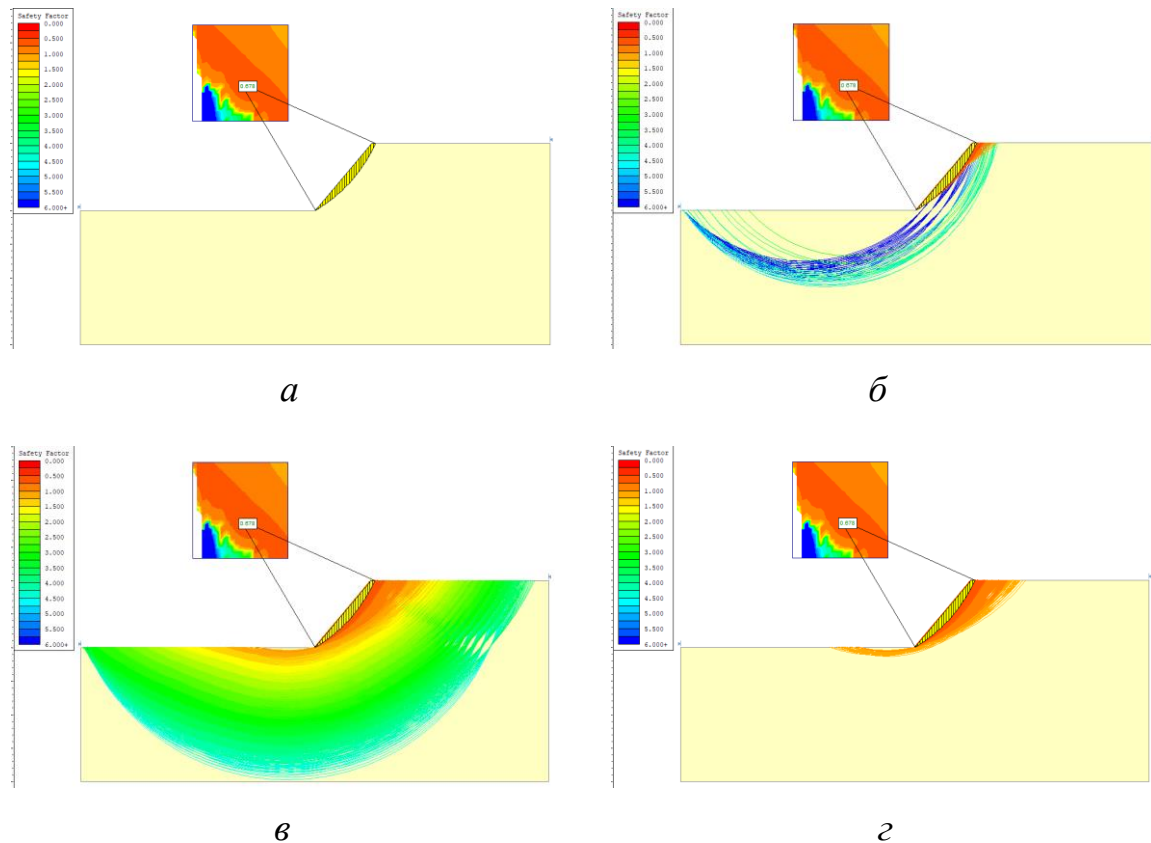


Рисунок 3.8 – Поверхні ковзання в укосі уступу за результатами розрахунку стійкості методом аналізу Janbu: *а* – глобальна мінімальна поверхня ковзання та контури коефіцієнта стійкості; *б* – поверхня мінімального коефіцієнта стійкості, що згенерована в кожній точці сітки; *в* – усі поверхні ковзання; *г* – поверхні ковзання зі значеннями коефіцієнта стійкості від 0,5 до 1,2

Аналіз розрахункових показників стійкості уступу (табл. 3.2) показує, що методи Bishop і Spencer дають практично ідентичні результати: мінімальний коефіцієнт стійкості становить $K_{st} = 0,708$ і $0,702$ відповідно. Радіуси круглоциліндричної глобальної поверхні ковзання в обох випадках однакові та дорівнюють $R = 52,145$ м, як і загальна площа зсуву при глобальному мінімумі – $S = 40,649$ м². Водночас метод Janbu демонструє відмінні показники: $K_{st} = 0,678$, $R = 38,54$ м, $S = 48,643$ м² [69].

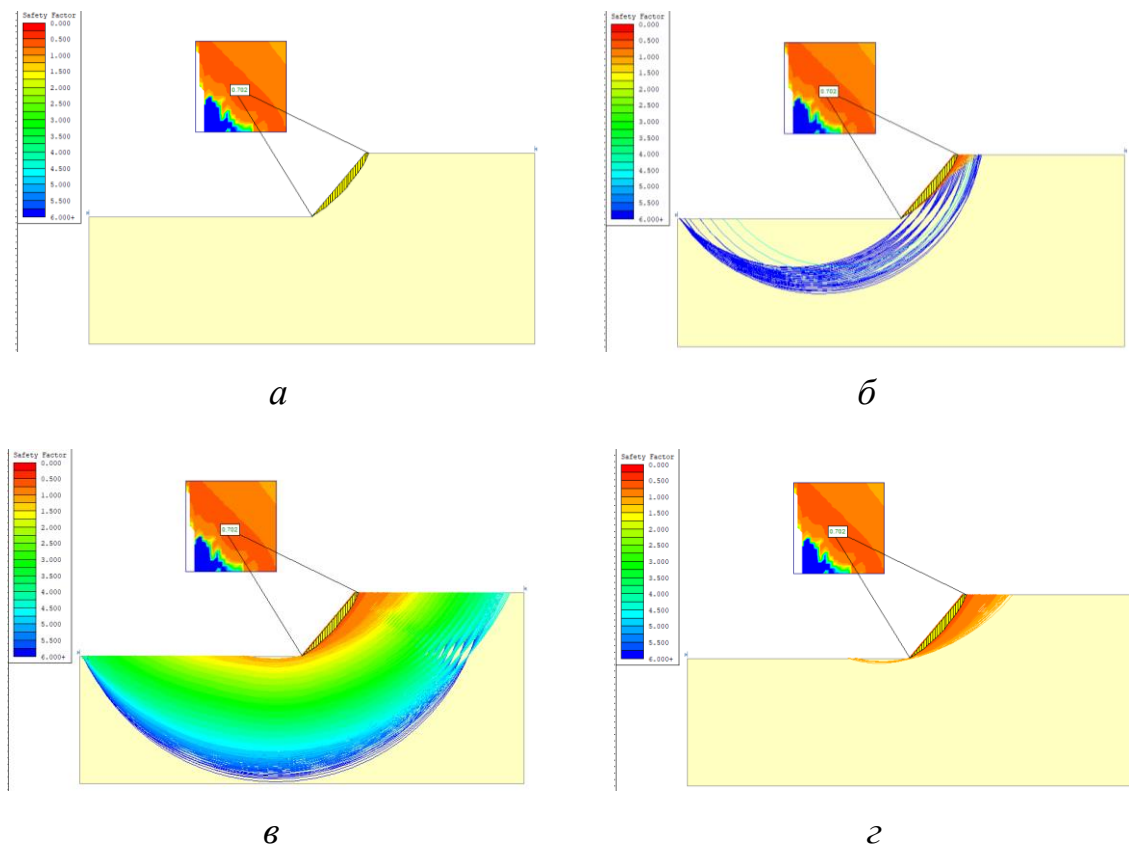


Рисунок 3.9 – Поверхні ковзання в укосі за результатами розрахунку його стійкості за методом Spencer: *а* – глобальна мінімальна поверхня ковзання та контури коефіцієнта стійкості; *б* – поверхня мінімального коефіцієнта стійкості, що згенерована в кожній точці сітки; *в* – усі поверхні ковзання; *г* – поверхні ковзання зі значеннями коефіцієнта стійкості від 0,5 до 1,2

Аналіз площ поверхонь ковзання для всіх мінімальних значень K_{st} показує, що для розглянутих методів вони відрізняються в межах 7,83 м (табл. 3.2). Водночас найбільш жорсткі вимоги до безпеки дає метод Janbu, за яким ширина призми небезпеки на поверхні уступу має становити 18,28 м, що приблизно на 1,0 м більше порівняно з іншими методами.

Отже, загалом порівняння результатів розрахунків за методами граничної рівноваги в Slide показало, що за методом Janbu уступ кварцового піску оцінюється як більш небезпечний порівняно з методами Bishop і Spencer (приблизно на 4...6 % за показниками стійкості) [69, 70].

Таблиця 3.2 – Результати розрахунку показників стійкості уступу у Slide

№ п/п	Розрахункові показники стійкості уступу	Методи аналізу		
		Bishop	Janbu	Spencer
Показники глобального мінімуму				
1.	Коефіцієнт стійкості уступу K_{st}	0,708	0,678	0,702
2.	Координати центру кругло циліндричної глобальної поверхні ковзання (x ; y), м	41,540; 83,872	51,538; 73,874	41,540; 83,872
3.	Координати лівої кінцевої точки поверхні ковзання (x ; y), м	70,333; 40,397	70,067; 40,080	70,333; 40,397
4.	Координати правої кінцевої точки поверхні ковзання (x ; y), м	87,900; 60,000	87,495; 60,000	87,900; 60,000
5.	Радіус кругло циліндричної глобальної поверхні ковзання R , м	52,145	38,54	52,145
6.	Момент опору, кН·м	18476,6	–	18321,1
7.	Зсувний момент, кН·м	26067,5	–	26067,5
8.	Горизонтальна сила опору, кН	–	271,394	236,066
9.	Зсувна сила, кН	–	401,075	335,877
10.	Загальна площа зсуву S_r , м ²	40,649	48,643	40,649
11.	Ширина призми обвалення для глобальної мінімальної поверхні ковзання a_r , м	1,02	0,61	0,95
Параметри зон зсуву				
12.	Площа поверхні мінімальних значень коефіцієнтів стійкості S_m , м ²	85,72	80,21	77,89
13.	Площа поверхні ковзання з коефіцієнтами стійкості 0,5...1,3, м ²	305,06	377,15	306,12
14.	Ширина призми можливого обвалення поверхні для мінімальних значень коефіцієнта стійкості a_m , м	7,98	7,55	7,01
15.	Ширина призми небезпеки на поверхні уступу, м	17,1	18,28	17,33

3.3. Дослідження впливу кута укосу уступу на коефіцієнт його стійкості в умовах Сихівського кар'єру

До основних чинників, що зумовлюють виникнення деформаційних явищ (осипів, обвалів, зсувів тощо), належать: недостатня вивченість гірничо-геологічних умов, зокрема структурної будови масиву та його фізико-механічних характеристик; перевищення допустимих кутів нахилу укосів; помилкова оцінка характеру і масштабів можливих деформацій; порушення технології ведення гірничих робіт; відсутність або низька ефективність інженерних протизсувних заходів; а також використання некоректних методів розрахунку безпечних параметрів стійкості укосів. Враховуючи зазначене, оцінювання стійкості бортів і уступів кар'єрів має здійснюватися на постійній основі із застосуванням доступних інженерних і комп'ютерних методів контролю, що базуються на достовірній інформації про фактичний стан гірського масиву та прийняту технологію ведення гірничих робіт.

В однорідних гірських масивах, складених пухкими породами, у разі розвитку деформацій форму потенційної поверхні ковзання зазвичай приймають кругло-циліндричною. Її положення доцільно визначати за методом Г.Л. Фісенка, розробленим на основі теорії граничної рівноваги сипучого середовища [21]. На сьогодні цей підхід зберігає нормативний статус завдяки відносній простоті виконання інженерних розрахунків та можливості їх перевірки.

В той же час, за останні роки, у практику відкритих гірничих робіт активно впроваджено програмні комплекси, які дозволяють аналізувати поведінку гірських масивів різноманітними моделі. Це істотно спрощує процес аналізу стійкості, однак висуває підвищені вимоги до кваліфікації спеціалістів, які повинні глибоко розуміти фізичну природу деформаційних процесів, коректно інтерпретувати результати розрахунків і оцінювати їх відповідність реальним інженерно-геологічним та гідрогеологічним умовам.

Отже, з'являється можливість паралельно застосовувати декілька підходів до оцінки стійкості укосів. У зв'язку з цим як на стадії проектування, так і в

процесі відпрацювання родовища рекомендовано виконувати обов'язкові перевірочні розрахунки стійкості бортів і уступів кар'єрів з урахуванням конкретних гірничо-геологічних та гірничо-технічних умов експлуатації.

У випадку, коли за результатами розрахунків, виконаних різними методами аналізу, отримані значення коефіцієнта запасу стійкості перевищують нормативні вимоги, певні розбіжності між результатами вважаються допустимими. Якщо ж хоча б за одним із методів коефіцієнт стійкості виявляється нижчим за нормативний, відмінності між розрахунковими значеннями повинні бути мінімальними (за рекомендаціями дослідників – не більше 0,05). У разі більшого розходження необхідно виконати коригування параметрів укосу або розробити додаткові інженерні заходи для безпечних умов ведення гірничих робіт.

Таким чином, забезпечення стійкості кар'єрних укосів (рис. 3.10) потребує комплексного врахування широкого спектра факторів, здатних спричинити розвиток зсувних процесів, а також організації постійного моніторингу дотримання встановлених параметрів технології ведення гірничих робіт із прогнозуванням зміни стану масиву у разі їх порушення. З урахуванням викладеного далі виконано дослідження щодо встановлення закономірності впливу кута укосу уступу кварцових пісків на величину коефіцієнта стійкості з використанням різних методів аналізу та їх подальшим порівнянням.



Рисунок 3.10 – Загальний вигляд уступу кварцових пісків

З метою визначення впливу кута укосу робочого уступу на величину коефіцієнта стійкості у середовищі AutoCAD виконано побудову можливих поверхонь ковзання за методом Г.Л. Фісенка. Для цього змодельовано варіанти укосу з кутами нахилу від 25° до 50° , після чого визначено необхідні розрахункові параметри відповідно до залежностей, наведених у формулах (3.1-3.8).

З урахуванням рекомендацій щодо поділу потенційного зсувного клину на призми однакової ширини для підвищення точності розрахунків прийнято мінімальне доцільне значення ширини елементарної призми – 2 м. Так, для кута укосу 50° , коли ширина закладення зсувного клину становить $B = 20,24$ м, масив поділено на 10 рівних частин шириною по 2,024 м кожна (рис. 3.11) [71].

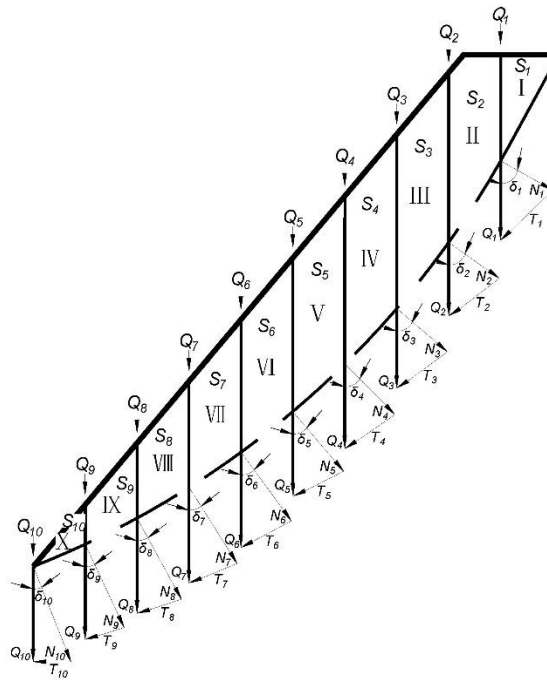


Рисунок 3.11 – Розрахункова схема (зсувний клин) для визначення коефіцієнту стійкості укосу уступу

Для інших значень кутів укосу ширину призми (секції) також прийнято орієнтовно рівною 2 м для забезпечення єдиного підходу до розрахунків і підвищення їх порівнянності. Значення всіх розрахункових і графічних параметрів наведено в табл. 3.3.

Таблиця 3.3 – Розрахункові та графічні параметри щодо визначення стійкості робочого уступу для різних значень кута відкосу [71]

Кут відкосу уступу α , град	Ширина призми обвалення a , м	Радіус поверхні ковзання R , м	Загальна довжина поверхні ковзання L , м	Ширина закладення зсувного клину B , м	Кількість секцій n , штук	Ширина секцій b , м
50	3,46	36,13	29,28	20,24	10	2,02
45	2,54	35,76	31,18	22,54	11	2,05
40	1,49	36,18	33,57	25,32	12	2,11
35	0,23	37,46	36,64	28,80	14	2,06
30	-	39,83	39,62	32,92	16	2,06
25	-	43,76	43,54	37,85	18	2,10

Для кута відкосу робочого уступу кварцових пісків Сихівського родовища $\alpha = 50^\circ$ за умови поділу ймовірного зсувного клину на 10 секцій у табл. 3.4 наведено результати розрахунку параметрів поверхні ковзання, необхідних для подальшого визначення K_{st} . Порівняння отриманих даних із результатами, наведеними в табл. 3.1 для випадку поділу клину на 5 секцій, свідчить про наявність лише незначних відмінностей у підсумкових сумарних показниках.

Аналогічний підхід застосовано і для інших значень кутів відкосу – для кожного варіанта виконано побудову ймовірної поверхні ковзання та визначено відповідні розрахункові параметри, необхідні для подальшої оцінки K_{st} .

Коефіцієнти стійкості K_{st} для всіх досліджуваних значень кутів відкосу пісків визначено за (3.7), а результати розрахунків наведено в таблиці 3.5.

Як видно з результатів розрахунків, при розбитті зсувного клину на 10 секцій, значення коефіцієнту стійкості уступу зменшується і становить $K_{st} = 0,786$ (у порівнянні з розбиттям на 5 секцій – $K_{st} = 0,845$).

Таблиця 3.4 – Результати розрахунку параметрів поверхні ковзання для кута відкосу $\alpha = 50^\circ$ при розбивці зсувного клину на 10 секцій [71]

№ секції	Площа блоку S , м ²	Маса породи в секції Q_i , т	Кут між складовими навантаження δ_i , град	Нормальна (утримуюча) складова N_i маси блоку, т	Дотична (зсувна) складова T_i маси блоку, т
<i>I</i>	4,65	7,719	60°32'	3,798	6,720
<i>II</i>	11,5	19,09	54°33'	11,072	15,551
<i>III</i>	13,7	22,742	49°31'	14,815	17,254
<i>IV</i>	13,6	22,576	44°38'	16,067	15,860
<i>V</i>	12,75	21,165	40°17'	16,147	13,683
<i>VI</i>	11,35	18,841	36°12'	15,204	11,127
<i>VII</i>	9,5	15,77	32°19'	13,327	8,431
<i>VIII</i>	7,2	11,952	28°35'	10,496	5,718
<i>IX</i>	4,55	7,553	25°00'	6,845	3,192
<i>X</i>	1,6	2,656	21°30'	2,471	0,973
Σ	90,40	150,064		110,243	98,510

Таблиця 3.5

Значення коефіцієнту стійкості залежно від кута укосу (за методом Фісенко)

Кут відкосу уступу α , град	25	30	35	40	45	50
Коефіцієнт стійкості уступу K_{st}	1,686	1,383	1,16	1,001	0,88	0,786

Аналогічні дослідження впливу кута відкосу уступу на величину коефіцієнта стійкості виконано також у Slide із застосуванням методів граничної рівноваги за тих самих умов розробки. Для кожного значення кута укосу автоматичним пошуком по розрахунковій сітці визначено критичні поверхні

ковзання, що відповідають мінімальному значенню K_{st} . Як методи аналізу використано найбільш поширені підходи – Bishop, Janbu та Spencer.

На рис. 3.12 наведено результати визначення ймовірної поверхні ковзання, із зазначенням найменшого коефіцієнта стійкості, та усіх поверхонь ковзання, отриманих за методом аналізу Bishop для досліджуваних значень кута відкосу. У таблиці 3.6 подано мінімальні значення коефіцієнта стійкості уступу, що визначені за всіма застосованими методами аналізу.

За результатами розрахунків, виконаних класичним методом графічних побудов (табл. 3.5) та у програмному комплексі Slide (табл. 3.6), побудовано графічні залежності зміни коефіцієнта стійкості робочого уступу від кута укосу кварцових пісків Сихівського родовища (рис. 3.13).

Аналіз залежностей, наведених на рис. 3.13, свідчить про подібний характер зміни результатів як для методів, реалізованих у програмному комплексі Slide, так і для класичного методу графічних побудов (за Г.Л. Фісенком). Зокрема, встановлено, що залежність коефіцієнта стійкості укосу K_{st} від кута відкосу уступу α з високим рівнем точності (достовірність апроксимації $R^2=0,999$) може бути описана поліноміальною функцією другого порядку [71]:

– для методу графічних побудов

$$K_{st} = 3,8549 - 0,1131\alpha + 0,001\alpha^2. \quad (3.9)$$

– для методу аналізу стійкості уступу Bishop

$$K_{st} = 3,4571 - 0,0964\alpha + 0,0008\alpha^2. \quad (3.10)$$

– для методу аналізу стійкості уступу Janbu

$$K_{st} = 3,3984 - 0,0951\alpha + 0,0008\alpha^2. \quad (3.11)$$

– для методу аналізу стійкості уступу Spencer

$$K_{st} = 3,4706 - 0,0972\alpha + 0,0008\alpha^2. \quad (3.12)$$

Як бачимо, чисельні значення формул (3.9)-(3.12) з визначення коефіцієнту стійкості не мають великої різниці.

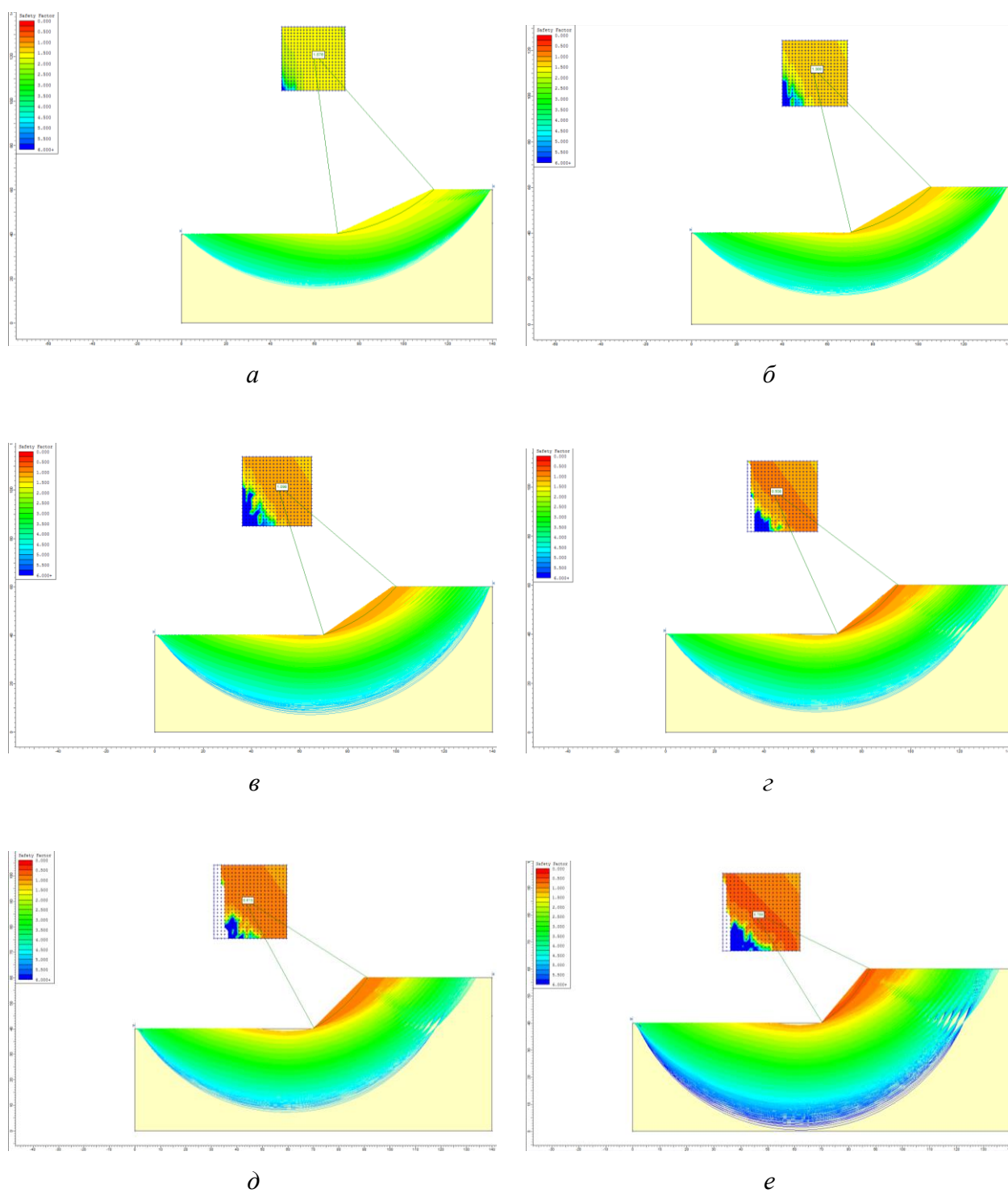


Рисунок 3.12 – Результати розрахунку поверхні ковзання мінімального коефіцієнта стійкості уступу та усіх можливих поверхонь ковзання за методом аналізу Bishop для різних значень кута відкосу уступу: *a* – $\alpha=25^\circ$; *б* – $\alpha=30^\circ$; *в* – $\alpha=35^\circ$; *г* – $\alpha=40^\circ$; *д* – $\alpha=45^\circ$; *е* – $\alpha=50^\circ$

Таблиця 3.6 – Значення мінімального коефіцієнту стійкості K_{st} для різних методів аналізу в Slide залежно від кута відкосу уступу α [71]

Кут відкосу уступу α , град	Методи аналізу стійкості уступу		
	Bishop	Janbu	Spencer
25	1,576	1,540	1,575
30	1,300	1,267	1,297
35	1,098	1,066	1,093
40	0,938	0,908	0,933
45	0,813	0,783	0,809
50	0,708	0,678	0,702

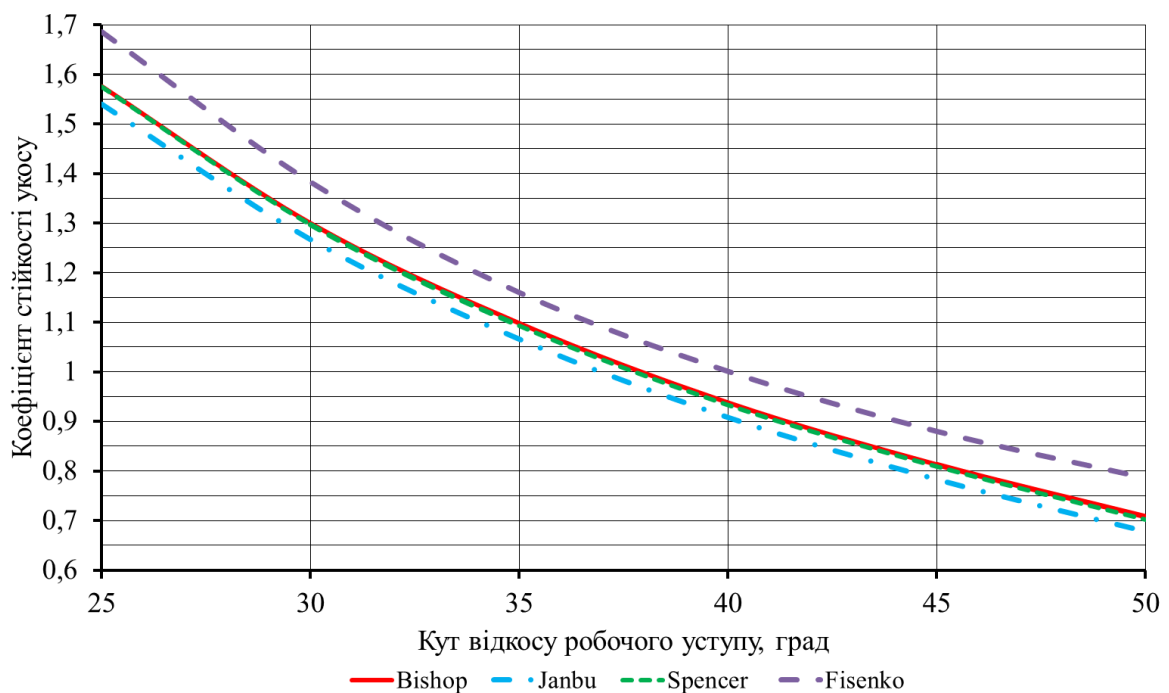


Рисунок 3.13 – Зміна коефіцієнту стійкості укосу K_{st} залежно від кута відкосу робочого уступу α для різних методів аналізу [71]

Водночас метод графічних побудов показує дещо вищі значення коефіцієнта стійкості порівняно з результатами, отриманими в Slide. Зокрема, у порівнянні з методами Bishop і Spencer значення K_{st} є більшими приблизно на 6...11 %, тоді як відносно методу Janbu перевищення становить 9...14 % при

зміні кута укосу від 25° до 50° [72]. Разом з тим залежності, отримані за методами Bishop і Spencer, практично збігаються між собою, тоді як метод Janbu дає дещо занижені значення K_{st} – приблизно на 2...4 % менші порівняно з ними [72, 73].

Слід зазначити, що нормативне значення коефіцієнта стійкості ($K_{stn}=1,2$) [74, 75] для досліджуваних методів аналізу досягається при таких кутах укосу: 34° – для графічних побудов (за Г.Л. Фісенко); 32° – Bishop і Spencer; 31° – Janbu.

Отже, подальші дослідження будуть зосереджені на встановленні причин виявлених розбіжностей для визначення найбільш достовірного методу аналізу.

3.4. Встановлення впливу ширини блоків (секцій) розбивки зсувного клину на значення коефіцієнту стійкості укосу уступу

Дослідники, які займаються проблематикою стійкості схилів гірських масивів, відзначають, що числові значення коефіцієнтів стійкості, отримані за методом графічних побудов, можуть суттєво відрізнятися від результатів, визначених із застосуванням сучасних розрахункових програмних комплексів при використанні різних методів аналізу [69, 70]. Аналогічні тенденції підтверджуються і результатами досліджень, наведеними в п. 3.3 цієї роботи.

Крім того, встановлено, що значення коефіцієнта стійкості, отримані за методом граничних побудов, можуть змінюватися залежно від прийнятої схеми поділу зсувного клину на різну кількість блоків (секцій) [71].

У методичних рекомендаціях щодо визначення кутів нахилу бортів, укосів уступів і відвалів кар'єрів зазначено, що під час розрахунку K_{st} методом алгебраїчного складання сил потенційну призму обрушення поділяють вертикальними лініями на декілька блоків однакової ширини. Водночас конкретна кількість блоків і їх геометричні параметри не регламентуються.

У рекомендаціях щодо розрахунку стійкості укосів високих насипів і глибоких виїмок зазначається, що для визначення коефіцієнта стійкості гірського масиву сформований зсувний клин поділяють вертикальними перерізами на

кілька блоків приблизно однакової ширини не більше 2-3 м. Водночас у навчальному посібнику Р.Р. Хасанова з розрахунку стійкості ґрунтових укосів зазначено, що масив сповзаючого ґрунту доцільно розбивати вертикальними лініями на блоки шириною не більше 3-4 м.

У рекомендаціях щодо кількісної оцінки стійкості зсувних схилів зазначено, що кількість відсіків (блоків) і відстані між їх боковими гранями в однорідному гірському масиві слід підбирати таким чином, щоб ламана лінія, сформована підшвами відсіків, максимально наближалася до дуги кола. У випадку ж неоднорідної та складної за будовою геологічної товщі розміри і кількість відсіків визначаються з урахуванням геологічної структури, морфології схилу та конфігурації поверхні зміщення.

У роботі [76] відмічено, що під час визначення коефіцієнта стійкості уступу зону можливого обрушення поділяють на окремі блоки: ширину першого блоку приймають рівною ширині призми можливого обвалення a , тобто $b_1 = a$, а ширину наступних блоків визначають за залежністю $b_i = 0,1R$, де R – радіус круглоциліндричної поверхні ковзання. При цьому зазначено, що збільшення кількості блоків у межах зсувного клину сприяє зменшенню похибки розрахунків.

У правилах забезпечення стійкості відкосів на вугільних розрізах вказано, що у разі, коли потенційна поверхня ковзання має плавну, близьку до круглоциліндричної форму, для її аналізу зазвичай застосовують метод алгебраїчного складання сил, який не враховує взаємодію між окремими блоками, тобто призма обвалення розглядається як єдине деформоване тіло. Унаслідок цього розрахований коефіцієнт запасу стійкості є заниженим порівняно з фактичним, а величина відхилення залежить від висоти укосу, кута його нахилу та кута внутрішнього тертя порід і може становити 3-20 %. Водночас для укосів невеликої висоти (до 100 м) та при малих значеннях кута внутрішнього тертя ($\varphi < 20^\circ$) цей метод забезпечує достатньо надійні результати.

Проблеми розбіжностей результатів визначення коефіцієнта стійкості, отриманих різними методами його розрахунку, також відзначені у публікації [77].

Проведений аналіз наукових досліджень щодо визначення показників стійкості укосів гірських масивів методом графічних побудов засвідчив, що на сьогодні відсутні чітко регламентовані вимоги або однозначні рекомендації стосовно вибору ширини блоків (секцій), на які поділяється зсувний клин під час розрахунку K_{st} . Водночас результати попередніх досліджень свідчать про безпосередній вплив ширини таких блоків на значення коефіцієнта стійкості уступу. У зв'язку з цим доцільно виконати окреме дослідження, спрямоване на встановлення закономірності впливу ширини блоків розбиття зсувного клину на розрахункове значення коефіцієнта стійкості укосу уступу кварцових пісків кар'єру Сихівського родовища при застосуванні методу графічних побудов.

За результатами досліджень, наведених у п. 3.1 та п. 3.2, встановлено, що коефіцієнт стійкості укосу, визначений методом графічних побудов (за Г.Л. Фісенко), суттєво перевищує чисельні значення, отримані у програмному комплексі Rocscience Slide при використанні різних методів аналізу [21]. За оцінками фахівців, подібні відхилення результатів є неприйнятними з точки зору забезпечення безпеки ведення гірничих робіт і потребують проведення додаткових досліджень для встановлення причин таких невідповідностей та визначення найбільш достовірного значення коефіцієнта стійкості укосу.

Слід зазначити, що при визначенні стійкості укосу уступу на Сихівському кар'єрі розбивку побудованого зсувного клину виконано на п'ять блоків однакової ширини [21]. З урахуванням величини закладення уступу 16,78 м та ширини призми можливого обвалення $a = 3,46$ м загальна ширина закладення зсувного клину становила $B = 20,24$ м. Відповідно, ширина окремих блоків приймалася рівною 4,048 м. Згідно наведеного вище аналізу наукових досліджень, прийнята ширина блоків є завищеною з точки зору забезпечення мінімальної похибки при розрахунку коефіцієнта стійкості.

У п. 3.3 при дослідженні впливу кута укосу уступу на коефіцієнт його стійкості було використано рекомендації щодо розбивки зсувного клину на блоки шириною не більше 2-3 м. Відповідно, поверхню ковзання розділено на рівні за шириною блоки в зазначених межах, а саме 2,024 м.

Проте результати проведених досліджень показали, що чисельні значення коефіцієнта стійкості, які отримані методом графічних побудов, є вищими порівняно з результатами, отриманими у Slide для однакових значень кута укосу. Зокрема, значення коефіцієнта стійкості укосу перевищують результати методів Bishop і Spencer на 6...11 %, а відносно методу Janbu — на 9...14 % у діапазоні зміни кута укосу від 25° до 50° (табл. 3.7) [71].

Таблиця 3.7 – Значення коефіцієнту стійкості для різних кутів укосу α [71]

Кут укосу уступу α , град	Метод графічних побудов	Методи аналізу Rocscience Slide		
		Bishop	Janbu	Spencer
50	0,786	0,708	0,678	0,702
45	0,880	0,813	0,783	0,809
40	1,001	0,938	0,908	0,933
35	1,160	1,098	1,066	1,093
30	1,383	1,300	1,267	1,297
25	1,686	1,576	1,540	1,575

Аналіз показує, збільшення кількості блоків розбивки зсувного клину з 5 до 10 призвело до зменшення похибки визначення коефіцієнта стійкості, розрахованого методом графічних побудов: з 20 % до 14 % у порівнянні з методом Janbu та з 16 % до 11 % – відносно методів Bishop і Spencer для кута укосу уступу $\alpha = 50^\circ$. Таким чином, встановлено, що кількість блоків, на які поділяється зсувний клин, має суттєвий вплив на розрахункове значення K_{st} .

З метою встановлення впливу ширини блоків на значення коефіцієнта стійкості укосу гірського масиву для кута відкосу уступу $\alpha = 50^\circ$ виконано серію досліджень із різною кількістю блоків розбивки зсувного клину [78]. Зокрема, зсувний клин, ширина закладення якого склала $B = 20,24$ м, поділено на 5, 10, 15, 20 та 25 блоків, що дозволило оцінити зміну коефіцієнтів стійкості K_{st} залежно від ширини окремих секцій (табл. 3.8).

Таблиця 3.8 – Значення коефіцієнтів стійкості уступу при різній ширині блоків (секцій) при розбивці зсувного клину [78]

Кількість блоків розбивки в зсувному клині, шт	5	10	15	20	25
Ширина окремого блоку, м	4,048	2,024	1,349	1,012	0,810
Коефіцієнт стійкості укосу	0,846	0,786	0,766	0,756	0,75

На рис. 3.14 представлено графічну залежність зміни чисельних значень коефіцієнта стійкості укосу уступу K_{st} , визначеного методом графічних побудов, від кількості блоків (секцій), на які поділено зсувний клин. Отримана залежність має параболічний характер і свідчить про поступову стабілізацію значень коефіцієнта стійкості зі збільшенням кількості блоків розбивки.

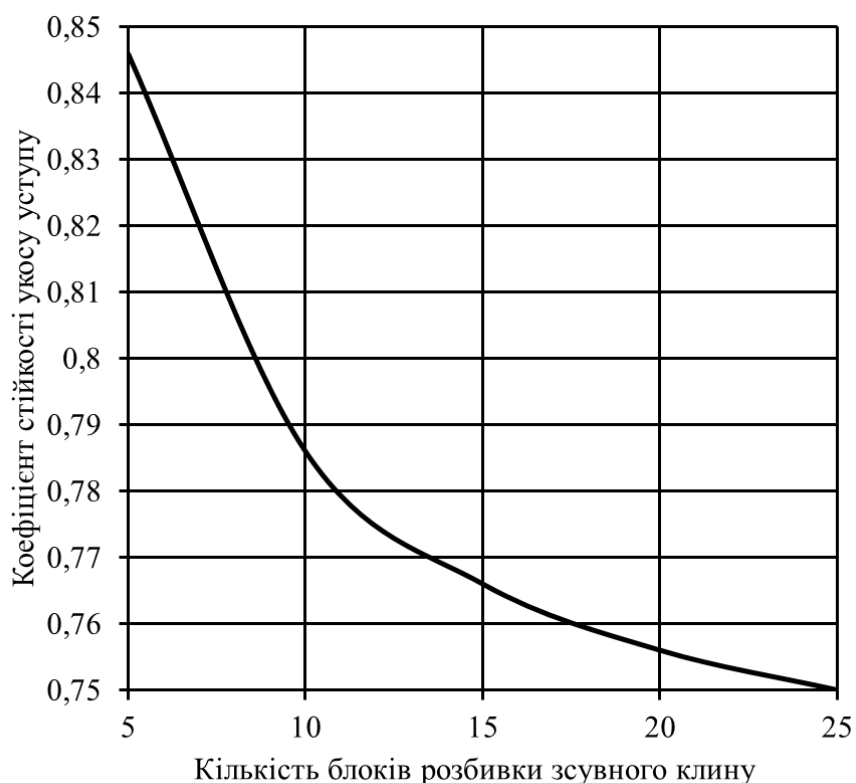


Рисунок 3.14 – Значення коефіцієнту стійкості K_{st} укосу залежно від кількості блоків (секцій), на які розбивається зсувний клин

На рис. 3.15 представлено графічну залежність коефіцієнта стійкості укосу уступу K_{st} від ширини блоків розбиття зсувного клину b для даних умов.

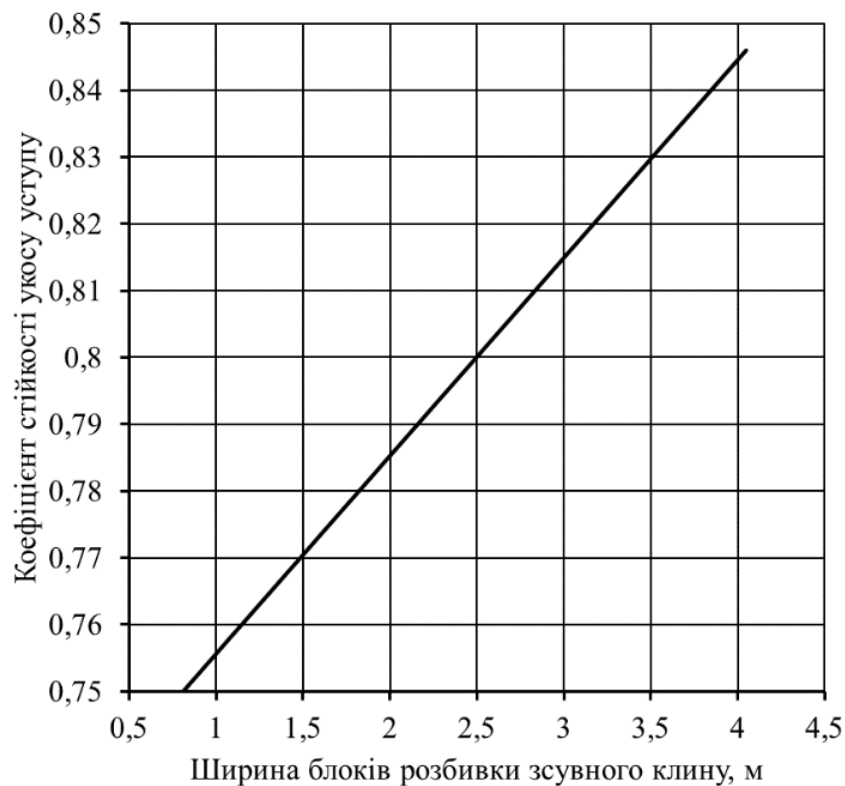


Рисунок 3.15 – Графік залежності коефіцієнту стійкості укосу уступу K_{st} від ширини блоків розбиття зсувного клину b зсувного клину [78]

Як ми бачимо, залежність на рис. 3.15 має лінійний характер і в даному діапазоні досліджень її можна описати наступною функцією:

$$K_{st} = 0,0296b + 0,726. \quad (3.13)$$

Отже, виявлено безпосередній вплив ширини блоків розбиття зсувного клину на значення коефіцієнту стійкості укосу [78]. Для даних умов встановлено, що при збільшенні кількості блоків (секцій) зсувного клину з 5 до 25, відповідно при зменшенні ширини блоків з 4,05 до 0,81 м, значення K_{st} для методу графічних побудов зменшується з 0,85 до 0,75, тобто на 0,1. Це є суттєвим з точки зору забезпечення стійкості гірського масиву і наближає значення K_{st} що визначений графічним методом, до значень, які визначенні у Slide. Так, згідно табл. 3.7, якщо

б у цих дослідях кількість блоків була більшою, тобто не на 10, а на 25 блоків, то значення K_{st} для кута укосу $\alpha = 50^\circ$ становило би не 0,786, а 0,75. В цьому разі показники стійкості уступу кварцових пісків, отриманими як нормативним, так і прикладними методами аналізу, вже відповідають один одному (Bishop – 0,708; Spencer – 0,702; Фесенко – 0,75). Відхилення між результатами розрахунків за рекомендаціями вчених має бути не більш як на 0,05 [71]. Слід відмітити, метод аналізу Janbu прогнозовано надає дещо занижені результати на 5 % ($K_{st} = 0,678$).

3.5. Чисельне моделювання напружено-деформованого стану укосу робочого уступу Сихівського родовища кварцових пісків у Plaxis 3D

3.5.1. Обґрунтування застосування чисельного моделювання для вивчення напружено-деформованого стану укосів гірських масивів

На сьогодні чисельне моделювання гірничих об'єктів, систем і процесів поступово витісняє прикладні методи розрахунків, оскільки суттєво розширює можливості оцінки стійкості укосів уступів і бортів кар'єрів та дозволяє розв'язувати задачі механіки суцільного, дискретного і дискретно-суцільного середовищ (методи кінцевих елементів, кінцевих різниць, граничних елементів, дискретних та кінцево-дискретних елементів тощо) [29, 32, 45]. Результати чисельного моделювання можуть використовуватися для підтвердження та уточнення розрахунків, виконаних методами граничної рівноваги.

Активне впровадження методів чисельного моделювання стало можливим завдяки розвитку потужної обчислювальної техніки та спеціалізованого програмного забезпечення. Це забезпечує можливість аналізу складних за будовою і геометрією зсувонебезпечних схилів у поєднанні з різноманітними інженерними спорудами, розташованими в їх межах. Висока точність розрахунків досягається за рахунок вбудованих алгоритмів, у яких імовірність похибок зведена до мінімуму, у зв'язку з чим чисельне моделювання дедалі частіше розглядається дослідниками як основний метод аналізу [79]. У більшості

випадків отримане чисельним шляхом значення коефіцієнта стійкості укосу є співставним із показником, визначеним методами граничної рівноваги.

Як зазначено в [28], метод скінченних елементів дає можливість виконувати розрахунки стійкості укосів з урахуванням ширшого спектра чинників, при цьому розрахункова схема може бути поділена на значну кількість дискретних елементів. Окрім цього, істотно скорочуються витрати часу на повторні розрахунки у разі зміни інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов об'єкта моделювання. У відповідних програмних комплексах також реалізовано процедуру поетапного зниження міцнісних характеристик гірського масиву для визначення критичних значень коефіцієнта стійкості схилу [80].

Також аналіз сучасних підходів до дослідження стійкості масивів наведено у роботах [81-83], де зазначено, що нині існує кілька способів визначення коефіцієнта стійкості укосу, серед яких вагоме місце посідають спеціалізовані програмні комплекси. При цьому будь-який розрахунковий підхід базується або на методах граничної рівноваги, або на методах чисельного моделювання.

Метод чисельного моделювання ще донедавна вважався відносно новим підходом у розрахунках стійкості укосів, що було пов'язано з відсутністю достатньо потужних засобів автоматизації для побудови розрахункових моделей. Даний метод ґрунтується на критерії міцності Мора-Кулона та використовує зсувні й міцнісні характеристики моделі, зокрема модуль деформації, коефіцієнт Пуассона, кут внутрішнього тертя породи, кут дилатансії, питоме зчеплення ґрунту, міцність на розрив тощо [84, 85]. Важливою особливістю цього підходу є те, що поверхня ковзання не задається наперед, а формується як результат розрахунку.

Перевагою цього розрахункового підходу є відсутність потреби вводити спрощені припущення щодо роботи окремих секцій зсувного масиву та їх взаємодії між собою, оскільки модель формується шляхом дискретизації середовища на систему окремих елементів. У результаті ймовірна поверхня обвалення визначається як наслідок напружено-деформованого стану масиву і відображає його поведінку більш обґрунтовано. Крім того, метод чисельного

моделювання забезпечує точніше відтворення роботи підпірних і зміцнювальних конструкцій у взаємодії з ґрунтовим або гірським середовищем.

Найбільш поширеним програмним комплексом, що реалізує метод чисельного моделювання, є PLAXIS 3D, у якому для оцінки стійкості застосовується спеціальна процедура зниження міцнісних параметрів ґрунту (метод зниження міцності), що забезпечує визначення коефіцієнта стійкості альтернативно до підходів методу граничної рівноваги.

Теоретичною основою програмного комплексу PLAXIS 3D є метод скінченних елементів, який передбачає дискретизацію геомеханічної задачі на сукупність елементів із заданими фізико-механічними характеристиками. Розрахунок здійснюється шляхом розв'язання системи рівнянь рівноваги з урахуванням нелінійних зв'язків між напруженнями та деформаціями, а також умов пластичного руйнування масиву [86]. Коректне формування розрахункової моделі забезпечує адекватне відтворення механічної поведінки ґрунтів і гірських порід у процесі зміни напруженого стану, що формується під час створення укосів кар'єрів та їх подальшої експлуатації [87, 88].

Отже, незважаючи на відносну новизну чисельних методів при оцінці стійкості масивів, саме вони забезпечують найбільш точне прогнозування поведінки природних і штучних укосів за різних гірничо-геологічних умов та при використанні різноманітних зміцнювальних конструкцій.

3.5.2. Моделювання напружено-деформованого стану укосу робочого уступу Сихівського родовища кварцових пісків.

Встановлення стійкості уступів і бортів кар'єрів у PLAXIS 3D базується на чисельному аналізі напружено-деформованого стану гірського масиву із використанням методу зниження міцнісних параметрів Strength Reduction Method (SRM). Суть підходу полягає у поступовому зменшенні параметрів міцності ґрунту – зчеплення та кута внутрішнього тертя – до моменту втрати рівноваги системи. Критичне значення коефіцієнта редукції відповідає коефіцієнту стійкості укосу [89].

Метод SRM базується на принципах нелінійної механіки і дозволяє аналізувати процес втрати стійкості укосу як поступовий розвиток пластичних деформацій у масиві. На відміну від класичних методів граничної рівноваги (Bishop, Janbu, Spencer, Morgenstern-Price), чисельний підхід не потребує попереднього припущення щодо форми поверхні ковзання. Поверхня потенційного руйнування формується автоматично в процесі розрахунку залежно від напруженого стану та геометрії укосу [87].

Порядок побудови 3D-моделі в PLAXIS 3D полягає в наступному. Спочатку задаємо геометричні розміри робочої області, параметри якої повинні бути такими, щоб вона охоплювала межі можливої зони деформування гірського масиву. В нашому випадку приймаємо: $X_{\max} = 140$ м; $Y_{\max} = 30$ м (рис. 3.16).

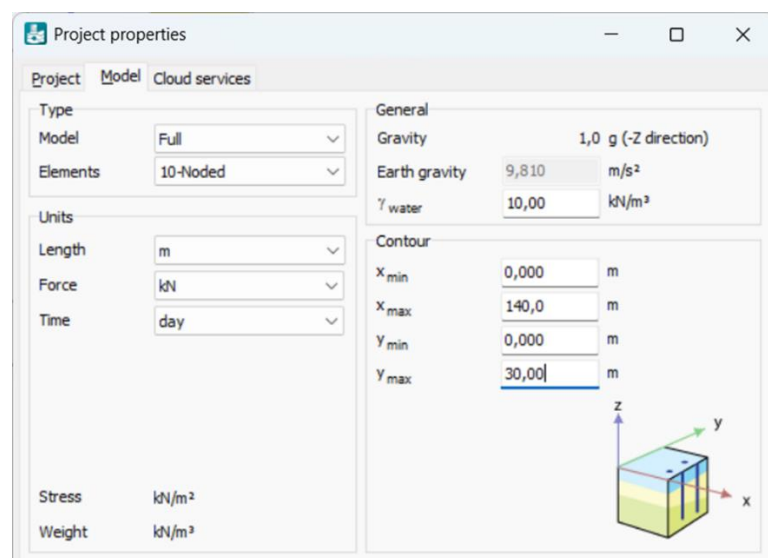


Рисунок 3.16 – Геометричні параметри моделі гірського масиву

Наступним кроком є призначення типу гірської породи, яка буде застосована в моделі, і введення фізико-механічних властивостей кварцового піску (рис. 3.17). Фізико-механічні характеристики кварцових пісків приймаємо відповідно до п. 3.1 та 3.2. Далі в межах робочої області спочатку будуємо по координатах плоску модель, а потім її переводимо у тривимірний вигляд (рис. 3.18). Після створення розрахункової сітки виконуємо розрахунки для встановлення напружено-деформованого стану гірського масиву (рис. 3.19).

Soil - Mohr-Coulomb - Fine Grained Quartz Sand

General Mechanical Groundwater Interfaces Initial

Property	Unit	Value
Material set		
Identification		Fine Grained Quartz Sand
Soil model		Mohr-Coulomb
Drainage type		Drained
Colour		RGB 250, 248, 143
Comments		
Unit weights		
γ_{unsat}	kN/m ³	16,60
γ_{sat}	kN/m ³	19,50
Void ratio		
e_{init}		0,6500
n_{init}		0,3939

Soil - Mohr-Coulomb - Fine Grained Quartz Sand

General Mechanical Groundwater Interfaces Initial

Property	Unit	Value
Stiffness		
E'_{ref}	kN/m ²	35,00E3
ν (nu)		0,3000
Alternatives		
G_{ref}	kN/m ²	13,46E3
E_{oed}	kN/m ²	47,12E3
Depth-dependency		
E'_{inc}	kN/m ² /m	0,000
z_{ref}	m	0,000
Wave velocities		
V_s	m/s	89,19
V_p	m/s	166,9
Strength		
Shear		
c'_{ref}	kN/m ²	2,000
ϕ' (phi)	°	33,00
ψ (psi)	°	3,000
Depth-dependency		
c'_{inc}	kN/m ² /m	0,000
z_{ref}	m	0,000
Tension		
Tension cut-off		☒
Tensile strength	kN/m ²	0,000

Рисунок 3.17 – Фізико-механічні властивості кварцового піску

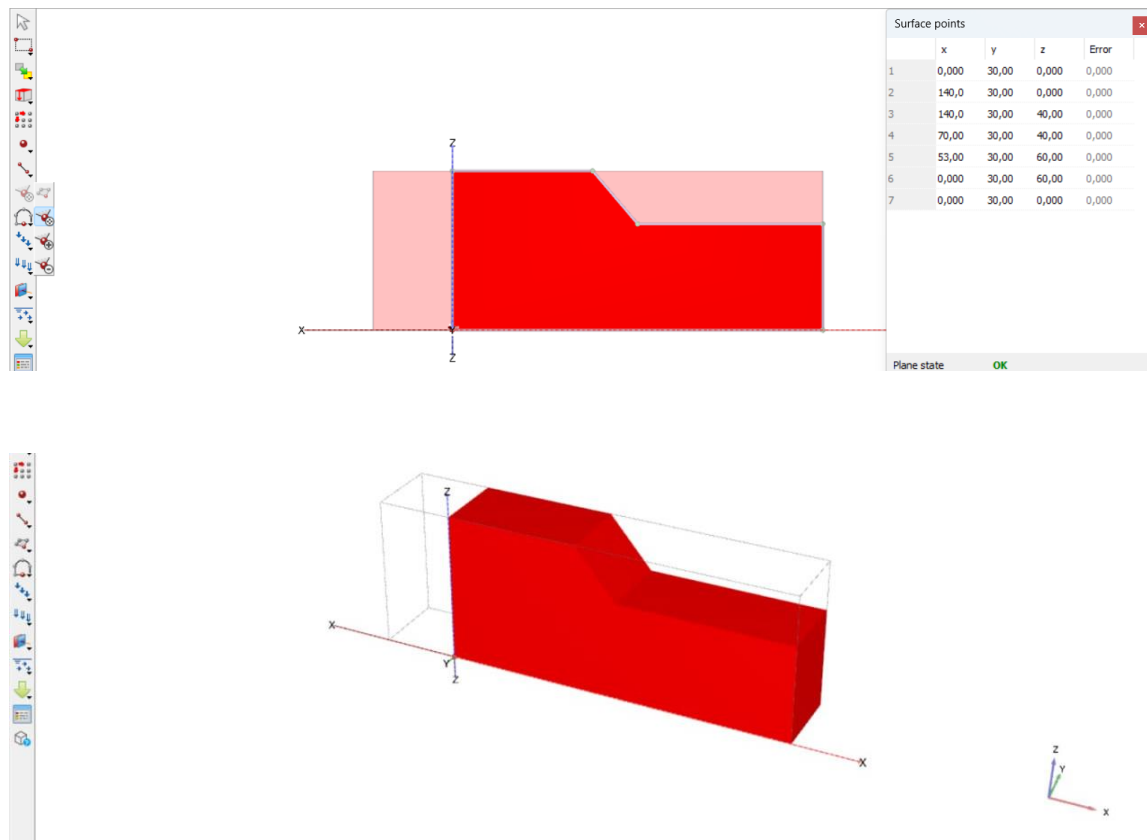


Рисунок 3.18 – Створення розрахункової моделі гірського масиву

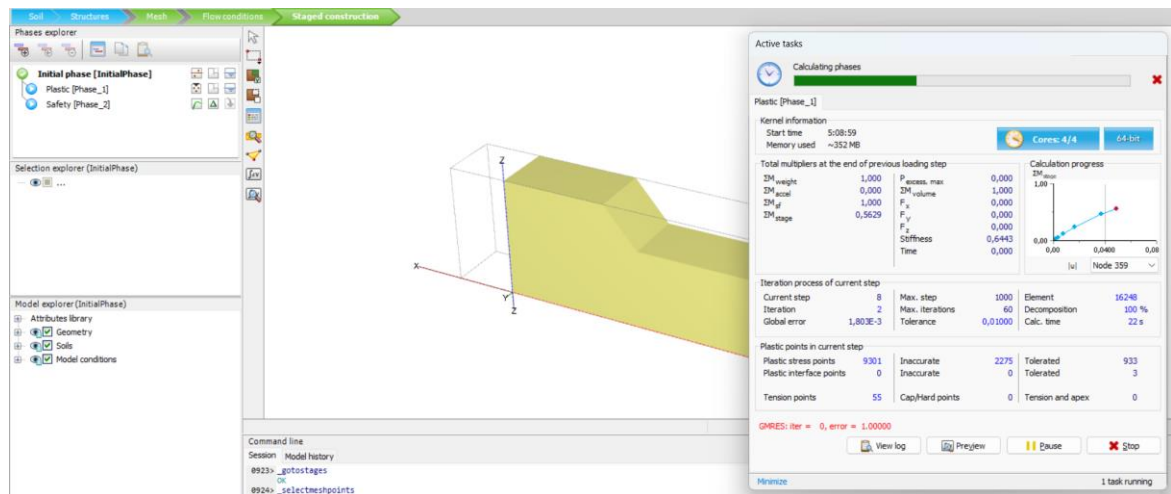


Рисунок 3.19 – Процес розрахунку стійкості тривимірної моделі уступу

За результатами розрахунку отримуємо значення коефіцієнта стійкості, тобто Reached safety factor (рис. 3.20). В нашому випадку, оскільки формування моделі відбувалося для кута укосу уступу 50° , Reached safety factor становить 0,7828. Це означає, що модель не стійка і навантаження не витримала.

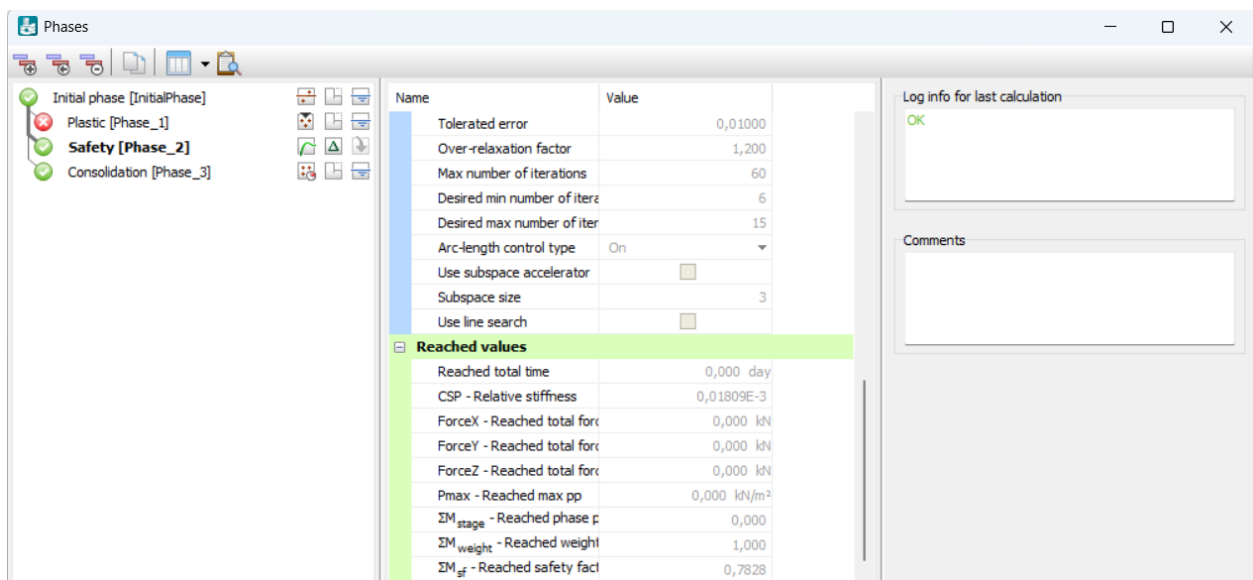
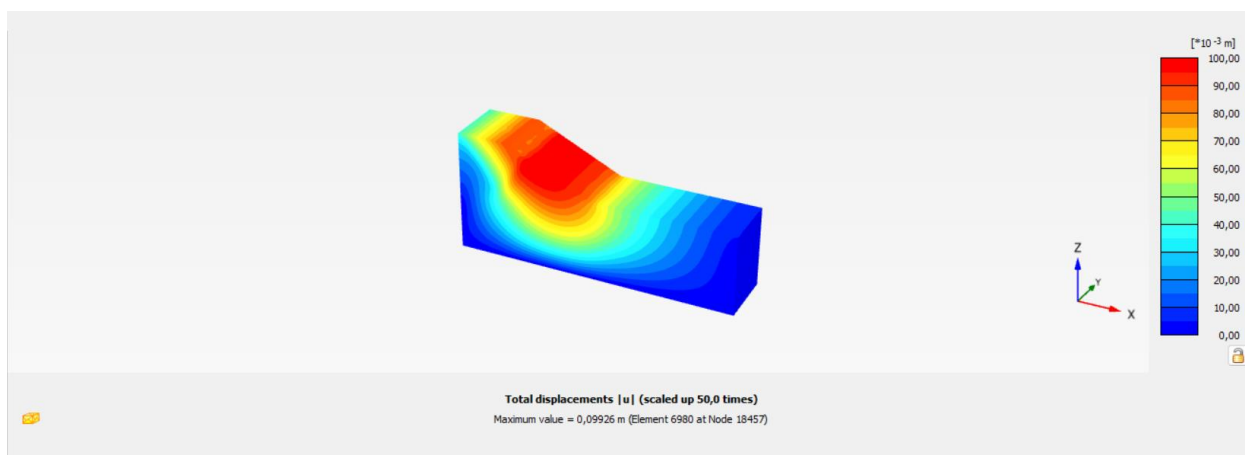
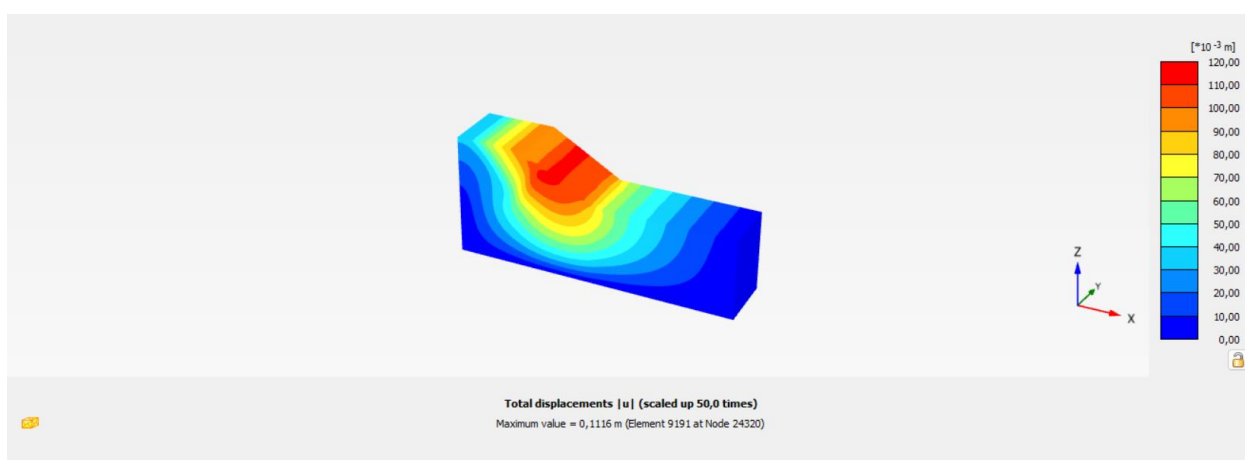


Рисунок 3.20 – Коефіцієнт стійкості укосу уступу (Reached safety factor)

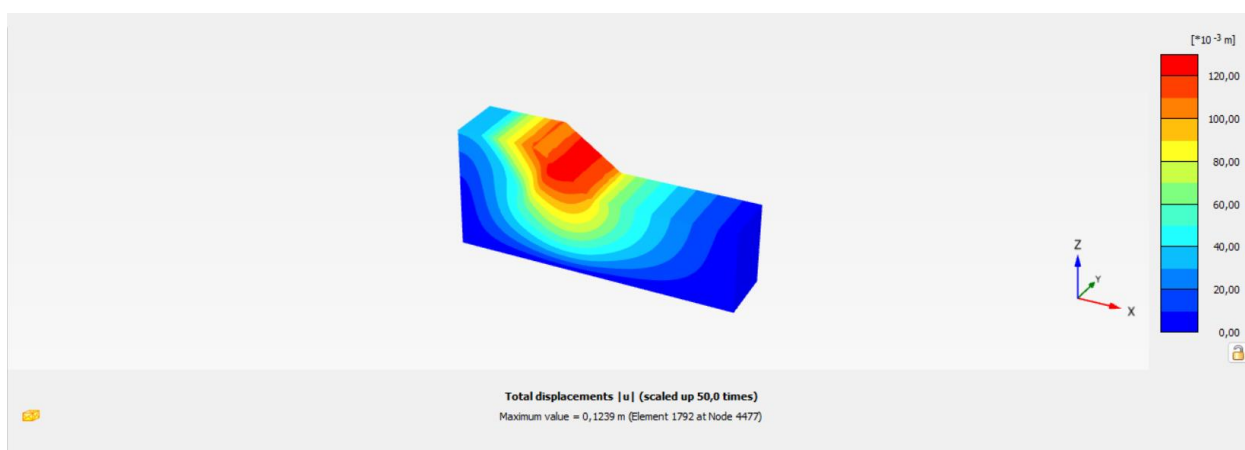
Завершальним кроком є аналіз деформацій масиву в укосі уступу. На рис. 3.21 представлені результати напружено-деформованого стану кварцових пісків на уступі кар'єру для усіх кутів укосу, які досліджувалися у цьому розділі.



a

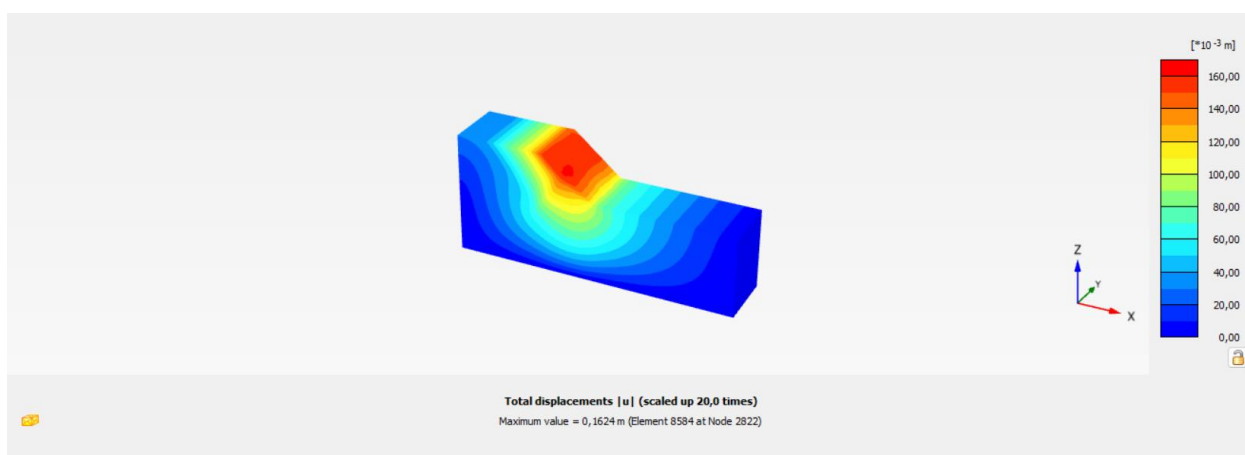


б

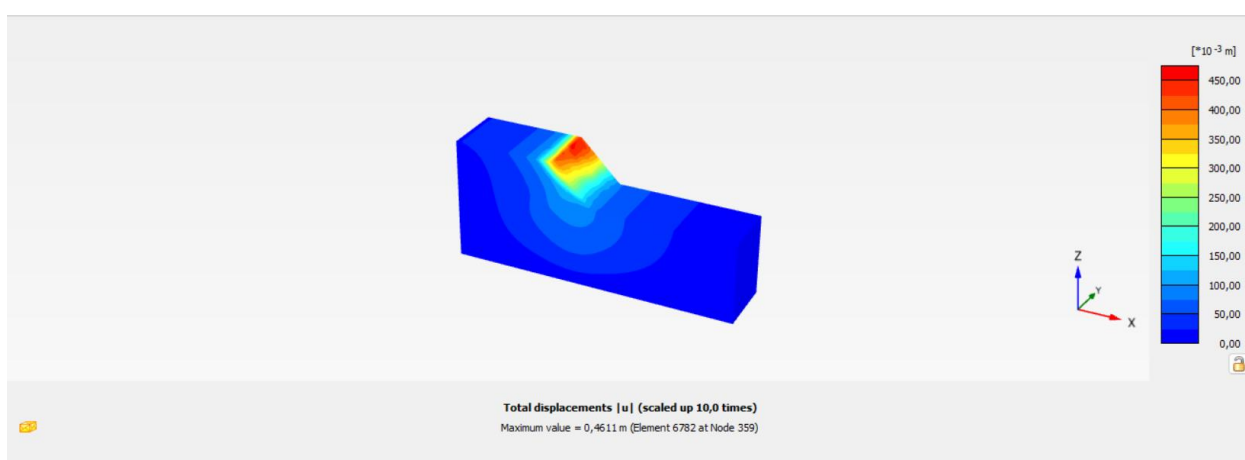


в

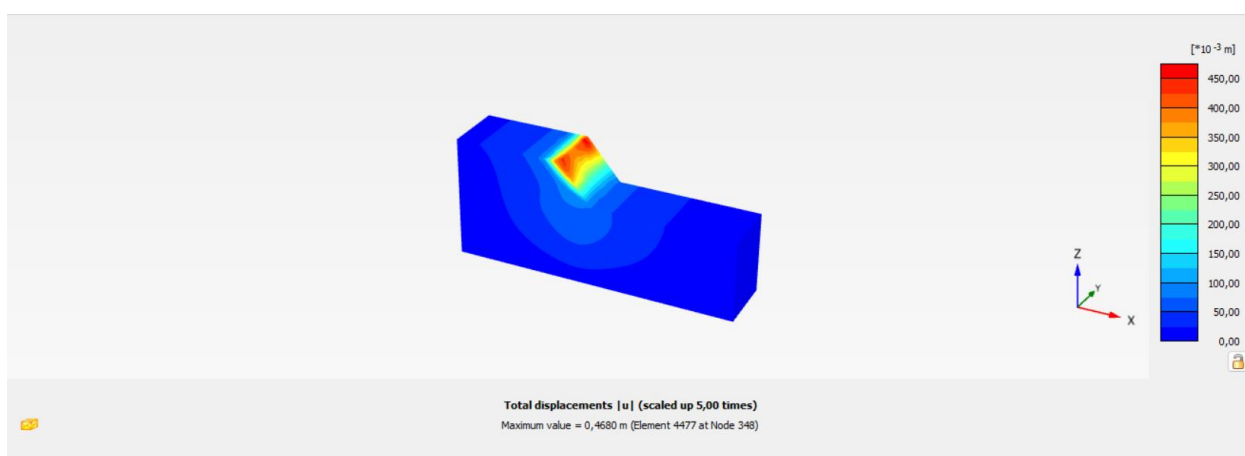
Рисунок 3.21 – Напружено-деформований стан кварцових пісків для різних значень кутів укосу: *a* – 25°; *б* – 30°; *в* – 35°



ε



∂



e

Продовження рисунку 3.21 – Напружено-деформований стан кварцових пісків
для різних значень кутів укосу: ε – 40°; ∂ – 45°; e – 50°

Відповідно до виконаних розрахунків для кожного кута укосу уступу, отримані значення коефіцієнту стійкості K_{st} (Reached safety factor) та ймовірних максимально можливих переміщень зсувного клину породи u (табл. 3.9).

Таблиця 3.9 – Значення коефіцієнтів стійкості K_{st} і переміщень гірського масиву при моделюванні напружено-деформованого стану уступу в PLAXIS 3D

Кут укосу робочого уступу, град	25	30	35	40	45	50
Коефіцієнт стійкості укосу K_{st}	1,686	1,396	1,186	1,003	0,882	0,783
Можливі переміщення гірничої маси u , м	0,099	0,112	0,124	0,162	0,461	0,468

На рис. 3.22 і рис. 3.23 наведені, відповідно, графіки зміни коефіцієнту стійкості укосу K_{st} і максимально можливих переміщень зсувного клину гірничої маси u залежно від кута укосу робочого уступу α .

Графічну залежність, зображену на рис. 3.22, можна описати поліномом:

$$K_{st} = 3,7417 - 0,1059\alpha + 0,0009\alpha^2. \quad (3.32)$$

Аналіз рис. 3.23 показує, що представлена залежність між переміщенням і кутом укосу має більш складний характер, який неможливо описати універсальними пакетами офісних програм. При збільшенні кута робочого уступу від 25° до 35° ця залежність має лінійний характер і чисельні значення переміщення поступово збільшуються в 1,25 рази. А в межах від 35° до 50° спостерігається різке підвищення значень майже у 3,8 рази відповідно.

Графічну залежність рис. 3.23 можна апроксимувати логістичною функцією

$$u = 0,095 + \frac{0,385}{1 + e^{-1,3(\alpha - 42,5)}}. \quad (3.33)$$

де α – кут укосу, град.; 0,095 – нижня межа переміщень гірничої маси u , м; 0,48 – верхня межа (граничне переміщення), м; 1,3 – параметр крутизни переходу;

42,5 – кут, що відповідає точці перегину логістичної кривої, град; e – число Ейлера (≈ 2.71828), основа натуральної експоненти.

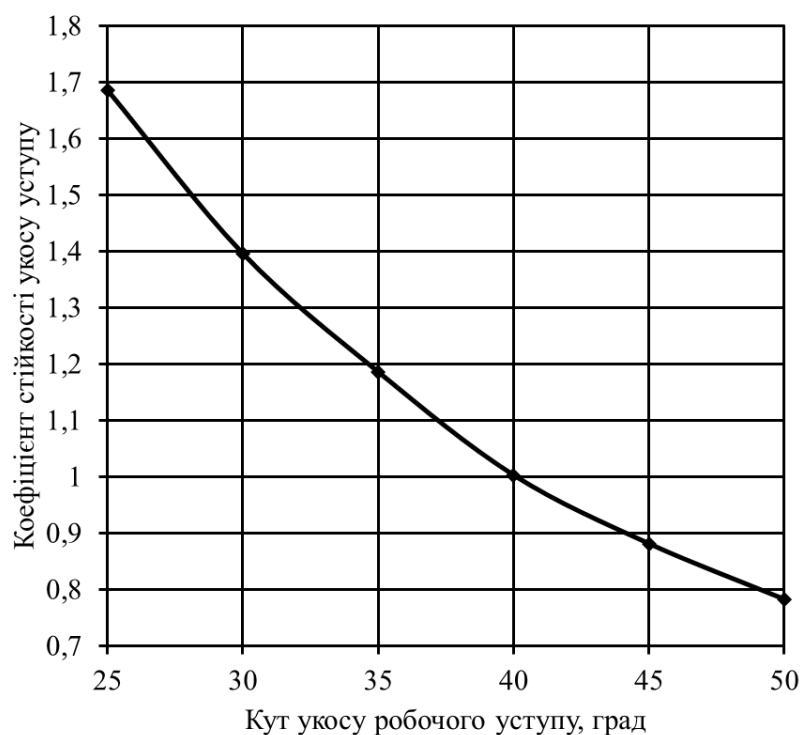


Рисунок 3.22 – Зміна коефіцієнту стійкості укосу K_{st} від кута укосу уступу α

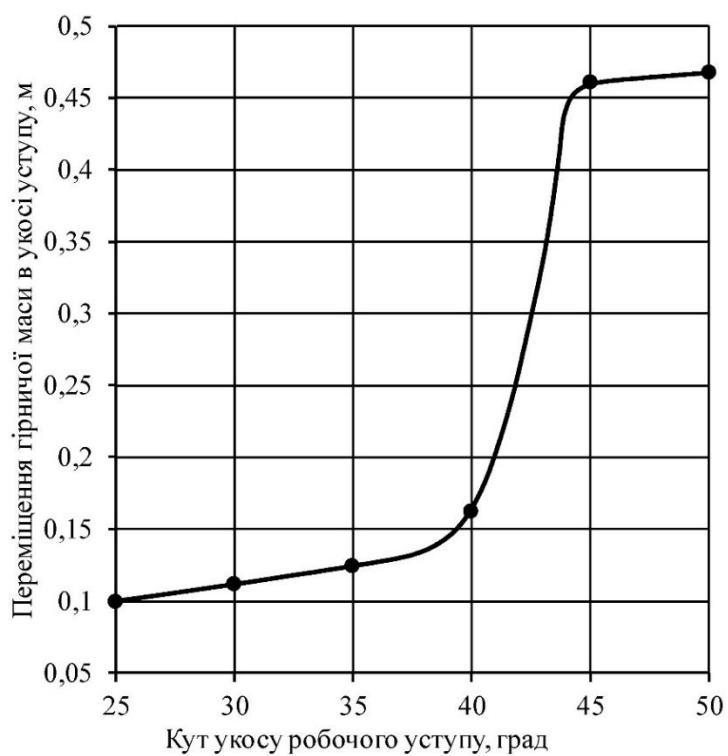


Рисунок 3.23 – Зміна переміщень гірничої маси u від кута укосу уступу α

Порівнюючи результати досліджень, наведених в 3 розділі, зі встановлення закономірностей зміни коефіцієнту стійкості від кута укосу уступу (див. табл. 3.7 та 3.9) констатуємо, що результати моделювання напружено-деформованого стану гірського масиву в PLAXIS 3D майже збігаються з методом графічних побудов (за Г.Л. Фісенко), у випадку, якщо зсувний клин масиву, при зазначених геометричних параметрах, розбивати на 10 блоків (секцій) (табл. 3.10).

Таблиця 3.10 – Значення коефіцієнту стійкості уступу кварцових пісків K_{st} для різних кутів укосу α при досліджуваних в дисертації методах аналізу

Кут укосу уступу α , град	Метод графічних побудов	Методи аналізу Slide			Моделювання в PLAXIS 3D
		Bishop	Janbu	Spencer	
50	0,786	0,708	0,678	0,702	0,783
45	0,880	0,813	0,783	0,809	0,882
40	1,001	0,938	0,908	0,933	1,003
35	1,160	1,098	1,066	1,093	1,186
30	1,383	1,300	1,267	1,297	1,396
25	1,686	1,576	1,540	1,575	1,686

Графічне відображення чисельних значень змін коефіцієнту стійкості K_{st} для методу графічних побудов, методів аналізу Rocscience Slide (Bishop, Janbu, Spencer) та моделювання в PLAXIS 3D при різних кутах укосу уступу кварцових пісків α наведено на рис. 3.24.

Таким чином, чисельне моделювання напружено-деформованого стану гірського масиву для умов кар'єру Сихівського родовища в PLAXIS 3D показало, що отримані значення коефіцієнтів стійкості є еквівалентними показникам, визначеним традиційними методами граничної рівноваги, а найбільше співпадіння результатів відбулося з методом графічних побудов.

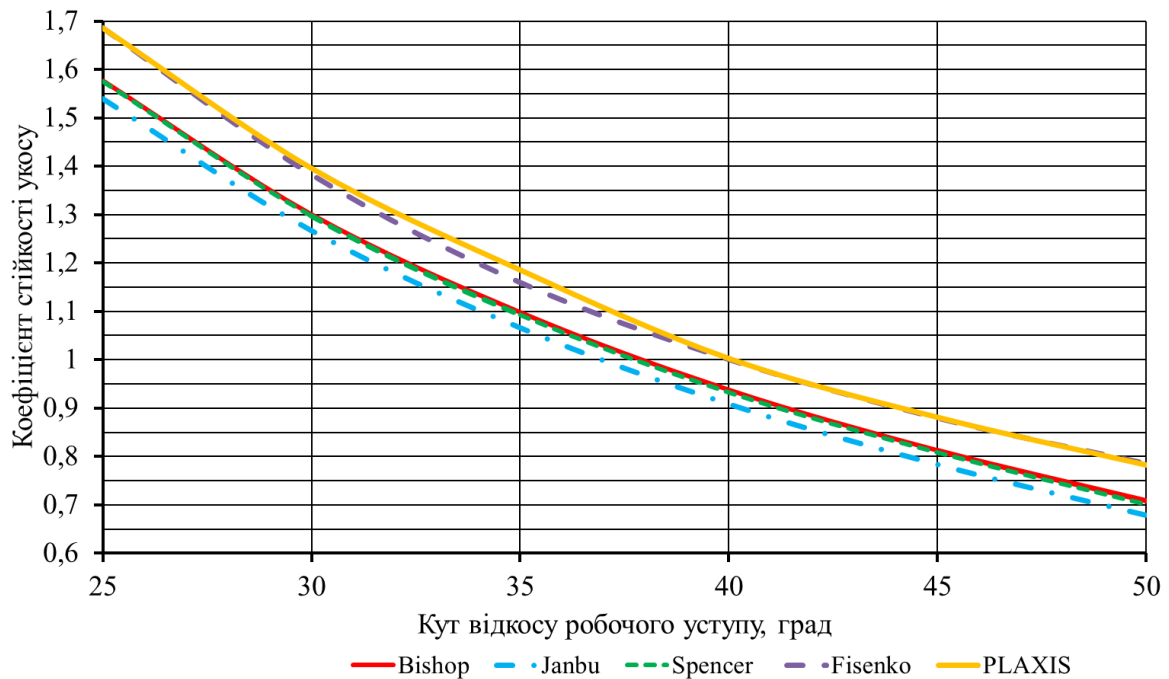


Рисунок 3.24 – Зміна коефіцієнту стійкості при різних кутах укосу робочого уступу для різних методах аналізу

3.6. Висновки до розділу 3

1. Запропонована методика встановлення стійкості укосу гірського масиву методом графічних побудов (за Г.Л. Фісенко), яка базується на використанні критерію міцності масиву Кулона-Мора, з визначенням коефіцієнту стійкості уступу. Відповідно до неї, для технологічно-небезпечних умов розробки кварцових пісків ($\alpha = 50^\circ$), отримана кругло-циліндрична поверхня ковзання, радіус якої склав $R = 36,3$ м та розраховані усі необхідні параметри для подальшого обчислення коефіцієнту стійкості укосу, який склав $K_{st} = 0,845$.

2. Для підтвердження результатів, отриманих методом графічних побудов, в Rocscience Slide виконано розрахунки стійкості укосу для таких же умов, де в якості критерію обрано тип міцності (Strength Type) = Mohr-Coulomb (Мора-Кулона) та методи аналізу – Bishop, Janbu та Spencer. Аналіз розрахункових показників стійкості уступу показує, що методи аналізу Bishop та Spencer майже ідентичні. Зокрема, мінімальний коефіцієнт стійкості уступу при методі аналізу

Bishop становить $K_{st} = 0,708$, а при Spencer – $K_{st} = 0,702$; радіуси круглоциліндричної поверхні ковзання однакові і становлять $R = 52,145$ м; загальна площа зсуву при глобальному мінімумі для цих методів також однакова $S = 40,649$ м². Метод аналізу Janbu суттєво вирізняється показниками – $K_{st} = 0,678$, $R = 38,54$ м, $S = 48,643$ м². Отже в цілому, при Janbu уступ вважається більш небезпечним, ніж в Bishop та Spencer (приблизно на 4...6 %).

3. Порівняння результатів розрахунку стійкості уступу за класичним методом графічних побудов (за Г.Л. Фісенко) з результатами у Rocscience Slide показує, що вони мають значну розбіжність отриманих даних. Найближчим до класичного методу за окремими показниками є метод аналізу Bishop, у якого – коефіцієнт стійкості $K_{st} = 0,708$, а за методом Г.Л. Фісенко – $K_{st} = 0,845$.

4. Досліджено вплив кута укосу уступу на коефіцієнт його стійкості для умов Сихівського родовища кварцових пісків при використанні різних методів аналізу, в тому числі і нормативного. Встановлено, що характер зміни графічних залежностей коефіцієнту стійкості від кута укосу є однаковим як для методів аналізу у Slide, так і для методу графічних побудов. Вони з високим ступенем достовірності описуються поліномом 2-го порядку. Однак, чисельні значення коефіцієнтів стійкості, розраховані за методом графічних побудов, вищі ніж значення у Slide. А саме, значення K_{st} більші на 6...11 % у порівнянні з коефіцієнтами, що отримані методами аналізу Bishop і Spencer та на 9...14 % у порівнянні зі значеннями методу Janbu при зміні кута укосу в межах 25°-50°. Janbu надає зменшенні K_{st} порівняно з методами Bishop і Spencer на 2...4 %.

5. За результатами виконаних досліджень доведено безпосередній вплив кількості блоків (секцій) розбивки (а відповідно, і їх ширини) зсувного клину на чисельні значення коефіцієнту стійкості, розрахованого методом графічних побудов. Встановлено, що в умовах розробки Сихівського родовища для кута укосу уступу $\alpha = 50^\circ$ та висоті уступу $H = 20$ м збільшення кількості блоків розбивки зсувного клину з 5 до 25 (тобто зменшення ширини блоків з 4,05 до 0,81 м) зменшує значення коефіцієнту стійкості укосу з 0,85 до 0,75 і наближає його значення до даних, розрахованих прикладними методами аналізу.

Отримана графічна залежність між шириною блоків розбивки зсувного клину та коефіцієнтом стійкості укосу уступу має лінійний характер в даному діапазоні досліджень. Отже, чим менша ширина блоків зсувного клину, тим менше чисельне значення коефіцієнту стійкості укосу гірського масиву.

6. Проведено чисельне моделювання напружено-деформованого стану укосу уступу Сихівського кар'єру у Plaxis 3D, який використовує спеціальний метод розрахунку стійкості – метод зниження міцності, що дозволяє виконувати оцінку стійкості альтернативним методом.

7. За результатами моделювання в PLAXIS 3D напружено-деформованого стану укосу уступу Сихівського родовища кварцових пісків отримані значення коефіцієнтів стійкості укосів K_{st} (Reached safety factor) і максимально можливих переміщень гірського масиву. Встановлено, значення коефіцієнтів стійкості для різних кутів укосів майже збігаються зі значеннями K_{st} методу графічних побудов у випадку, якщо зсувний клин масиву, при зазначених геометричних параметрах, розбивати на 10 блоків (секцій).

Графічну залежність зміни коефіцієнту стійкості укосу K_{st} від кута укосу уступу α можна описати поліномом 2-го порядку. Залежність між переміщенням і кутом укосу має більш складний характер, який можна апроксимувати логістичною функцією (див. (3.33)). При збільшенні кута робочого уступу від 25° до 35° ця залежність має лінійний характер і чисельні значення переміщення поступово збільшуються в 1,25 рази. А в межах від 35° до 50° спостерігається різке підвищення значень переміщень майже у 3,8 рази відповідно.

8. Порівнюючи результати досліджень зі встановлення закономірностей зміни коефіцієнту стійкості робочого уступу від кута укосу уступу між собою відзначаємо, що значення, отримані в результаті чисельного моделювання напружено-деформованого стану гірського масиву для умов кар'єру Сихівського родовища кварцових пісків в PLAXIS 3D, в цілому є еквівалентними показникам, що були визначені традиційними методами граничної рівноваги, а найбільше співпадіння результатів відбулося з методом графічних побудов.

РОЗДІЛ 4. ДОСЛІДЖЕННЯ ПОВЕДІНКИ УКОСУ З УТРИМУЮЧОЮ КОНСТРУКЦІЄЮ ТА РОЗРОБКА СПОСОБІВ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ СТІЙКОСТІ ГІРСЬКОГО МАСИВУ

4.1. Методика розрахунку утримуючої конструкції з буронабивних паль для забезпечення стійкості уступів і бортів кар'єра

4.1.1. Оцінка стійкості укосу і визначення зсувного зусилля.

Нормативне оцінювання стійкості укосів уступів і бортів кар'єрів здійснюється на основі методів граничної рівноваги. Серед них метод графічних побудов вважається класичним і використовується при визначенні коефіцієнта стійкості укосу з подальшим порівнянням отриманого значення з нормативним.

У п. 3.1 детально представлено методику визначення стійкості укосу за методом графічних побудов із розрахунком коефіцієнта стійкості K_{st} уступу кар'єру. Основою визначення параметрів стійкості є умова граничної рівноваги Кулона (див. формулу (3.1)), графічне представлення якої наведено на рис. 1.16.

Підсумковим результатом цієї методики є визначення коефіцієнта стійкості укосу, фізичний зміст якого полягає у встановленні співвідношення між утримуючими і зсувними силами (див. формулу 3.7). Якщо зазначене співвідношення дорівнює одиниці або перевищує її, гірський масив перебуває у стані рівноваги і прояви зсувних процесів не спостерігаються.

Відповідно до (3.7), величину зсувного зусилля для окремого блока (секції) визначають за відповідним виразом

$$T_{зсв.i} = T_i - tg\varphi \cdot N_i - C \cdot l_i. \quad (4.1)$$

де l_i – довжина дуги основи i -го блоку.

У разі застосування огорожувальної захисної конструкції для забезпечення необхідного коефіцієнта запасу стійкості схилу величину зсувного тиску слід визначати за формулою:

$$T_{зсув.i} = K_{st}^H \sum_{i=1}^n T_i - tg\varphi \sum_{i=1}^n N_i - C \cdot L. \quad (4.2)$$

де K_{st}^H – заданий (нормативний) коефіцієнт запасу стійкості укосу (схилу).

Після визначення поверхні ковзання, вздовж якої можливе обвалення гірських порід на уступі, та розрахунку параметрів зсуву, необхідних для обчислення коефіцієнта стійкості укосу, отримані результати зводять у табл. 4.1.

Таблиця 4.1 – Результати розрахунку параметрів зсуву

№ блоку	Площа блоку S , м ²	Маса породи в блоці Q_i , т	Кут між складовими навантаження δ_i , град	Нормальна (утримуюча) складова N_i ваги блоку, т	Дотична (зсувна) складова T_i ваги блоку, т	Зсувне зусилля $T_{зсув.i}$, т
I						
II						
...						
Σ						

4.1.2. Алгоритм розрахунку буронабивних паль в якості захисної конструкції для утримання укосу уступу.

4.1.2.1. Загальні положення розрахунку.

Розрахунок паль, які забезпечують утримання укосу гірського масиву, на спільну дію горизонтальної сили та моменту необхідно виконувати за схемою, поданою на рис. 4.1, складатися з таких операцій:

- а) визначення стійкості ґрунту основи, що оточує палю;
- б) перевірку перерізів паль за опором матеріалу відповідно до граничних станів першої групи (за міцністю) на спільну дію розрахункових зусиль – згинального моменту та поперечної сили [90-92].

Значення горизонтальної сили H приймається рівним величині зсувного зусилля $T_{зсув}$, яке розраховується за формулою (4.2) [14].

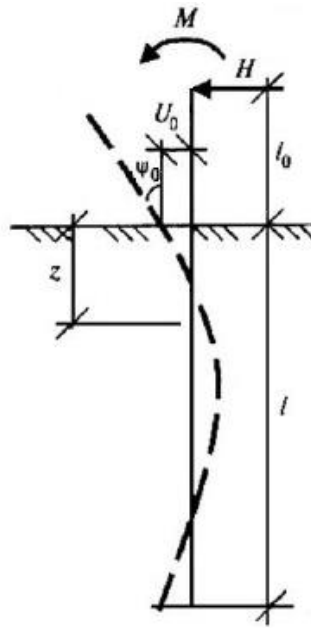


Рисунок 4.1 – Розрахункова схема навантажень на палю [14]

У випадку жорсткого закріплення палі в ростверку, тобто за відсутності можливості повороту її оголовка, під час розрахунків слід враховувати момент закріплення $M = M_f$, який діє в місці з'єднання палі зі стрічковим ростверком.

Під час розрахунку палі на дію горизонтального навантаження ґрунт, що оточує палю, допускається розглядати як лінійно деформоване середовище, яке характеризується коефіцієнтом основи ґрунту c_z [93, 94]. Розрахункове значення коефіцієнта основи ґрунту c_z на бічній поверхні палі визначають за формулою:

$$c_z = K \cdot z, \text{ кН/м}^3, \quad (4.3)$$

де K – коефіцієнт пропорційності, який приймається залежно від виду ґрунту за Додатком 1, кН/м^4 ; z – глибина розташування перерізу палі в ґрунті, для якої визначають коефіцієнт основи ґрунту, по відношенню до поверхні ґрунту, м.

Менші значення коефіцієнта K відповідають більшим значенням показника консистенції I_L глинистих ґрунтів і коефіцієнта пористості e піщаних ґрунтів, наведених у дужках, тоді як більші значення коефіцієнта K відповідають нижчим значенням I_L і e . Для ґрунтів із проміжними значеннями характеристик I_L і e величину коефіцієнта K визначають методом інтерполяції [14].

Коефіцієнт K для щільних пісків слід приймати на 30 % більшим від максимальних значень, наведених у таблиці Додатку 1 для відповідного ґрунту.

Якщо консистенція глинистих ґрунтів задається не конкретними значеннями, а у вигляді загальної характеристики, а піски визначені як середньої щільності, то коефіцієнт K приймають рівним середньому арифметичному.

За наявності в межах довжини палі кількох ґрунтових шарів допускається при визначенні опору ґрунту на її бічній поверхні використовувати одне приведенне значення коефіцієнта пропорційності K , яке приймається залежно від ґрунтів, що залягають до глибини l_K , м:

$$l_K = 3,5 d_1 + 1,5, \quad (4.4)$$

де d_1 – зовнішній діаметр круглого або сторона квадратного чи прямокутного перерізу палі, паралельна площині дії навантаження, м.

Якщо в межах глибини l_K залягають два шари ґрунту, то приведенне значення визначається за формулою

$$K = \frac{K_I l_I (2l_K - l_I) + K_{II} (l_K - l_I)^2}{l_K^2}, \quad (4.5)$$

де l_I – товщина першого (верхнього) шару ґрунту, м; K_I і K_{II} – коефіцієнти пропорційності, що приймаються за у таблиці Додатку 1 для ґрунтів I та II шарів.

4.1.2.2. Визначення довжини та геометричних характеристик перерізу залізобетонної палі.

Глибину занурення палі нижче рівня лінії ковзання визначають [95]:

$$l = \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4E_b I}{c_z d}}, \quad (4.6)$$

де E_b – початковий модуль пружності бетону буронабивної палі (при стисканні і розтягуванні), кПа; c_z – коефіцієнт основи ґрунту, кН/м³; d – діаметр палі, м; I – приведенний момент інерції поперечного перерізу залізобетонної (буронабивної) палі, м⁴, який розраховується як

$$I = I_b + \alpha I_s, \quad (4.7)$$

де I_b – момент інерції перерізу палі, який дорівнює $I_b = \pi d^4 / 64$, м⁴; α – коефіцієнт приведення арматури до бетону:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b}, \quad (4.8)$$

де E_s – модуль пружності арматури, кПа; $I_s = \sum (A_{s1} a_i^2)$ – момент інерції перерізу арматурного каркасу палі, м⁴:

$$I_s = A_{s1} \sum_{i=1}^n a_i^2, \quad (4.9)$$

де A_{s1} – площа поперечного перерізу арматурного стержня палі (дорівнює $A_{s1} = \pi d^2 / 4$), м²; a_i – відстань від осі арматури до осі перерізу палі, м.

Усі розрахунки паль за граничними станами необхідно виконувати з використанням приведеної глибини занурення палі в ґрунт $\bar{l}$ і приведеної глибини розташування перерізу палі в ґрунті $\bar{z}$, які визначаються за формулами:

$$\bar{l} = \alpha_\varepsilon l; \quad (4.10)$$

$$\bar{z} = \alpha_\varepsilon z, \quad (4.11)$$

де l і z – фактична глибина занурення палі (її нижнього кінця) у ґрунт і фактична глибина розташування перерізу палі в ґрунті, які відповідно відраховуються від поверхні ґрунту до лінії ковзання, м; α_ε – коефіцієнт деформації, 1/м:

$$\alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{\frac{K b_p}{E_b I}}, \quad (4.12)$$

де K – коефіцієнт пропорційності, значення якого приймається за Додатком 1, кН/м⁴; E_b – початковий модуль пружності бетону палі, кПа; I – приведений момент інерції поперечного перерізу палі, м⁴; b_p – умовна ширина палі, м, що приймається рівною:

– для паль-оболонок, а також паль-стовпів і буронабивних паль діаметром від 0,8 м і більше:

$$b_p = d + 1 \text{ м}; \quad (4.13)$$

– для інших видів та розмірів перерізів паль:

$$b_p = 1,5d + 0,5 \text{ м}, \quad (4.14)$$

де d – зовнішній діаметр круглого або сторона квадратного, або сторона прямокутного перерізу палі в площині, перпендикулярній дії навантаження, м.

4.1.2.3. Розрахунок переміщень палі.

Горизонтальне переміщення U_o , м, та кут повороту ψ_o , рад (див. рис. 4.2), необхідно визначати за наступними формулами [14]:

$$U_o = H_o \cdot \epsilon_{HH} + M_o \cdot \epsilon_{HM}; \quad (4.15)$$

$$\psi_o = H_o \cdot \epsilon_{MH} + M_o \cdot \epsilon_{MM}, \quad (4.16)$$

де H_o и M_o – відповідно, розрахункові значення поперечної сили, кН, і згинального моменту, кН·м, у перерізі палі на рівні лінії ковзання:

$$H_o = H; \quad (4.17)$$

$$M_o = M + H \cdot l_o, \quad (4.18)$$

де H і M – відповідно, розрахункові значення поперечної сили, кН, та згинального моменту, кН·м, що діють на голову палі (див. рис. 4.1); l_o – висота прикладання рівнодіючого зсувного навантаження $T_{зсув}$ від рівня лінії ковзання (рис. 4.2), дорівнює $l_o = h/3$ (h – висота від лінії ковзання до поверхні укопу в місці влаштування утримуючої споруди) [14];

ϵ_{HH} – горизонтальне переміщення перерізу палі, м/кН, від сили $H_o=1$ (рис. 4.3, а); ϵ_{HM} – горизонтальне переміщення перерізу палі, 1/кН, від моменту $M_o=1$ (рис. 4.3, б); ϵ_{MH} – кут повороту перерізу, 1/кН, від сили $H_o=1$ (рис. 4.3, а); ϵ_{MM} – кут повороту перерізу палі, 1/(кН·м), від моменту $M_o=1$ (рис. 4.3, б) [14].

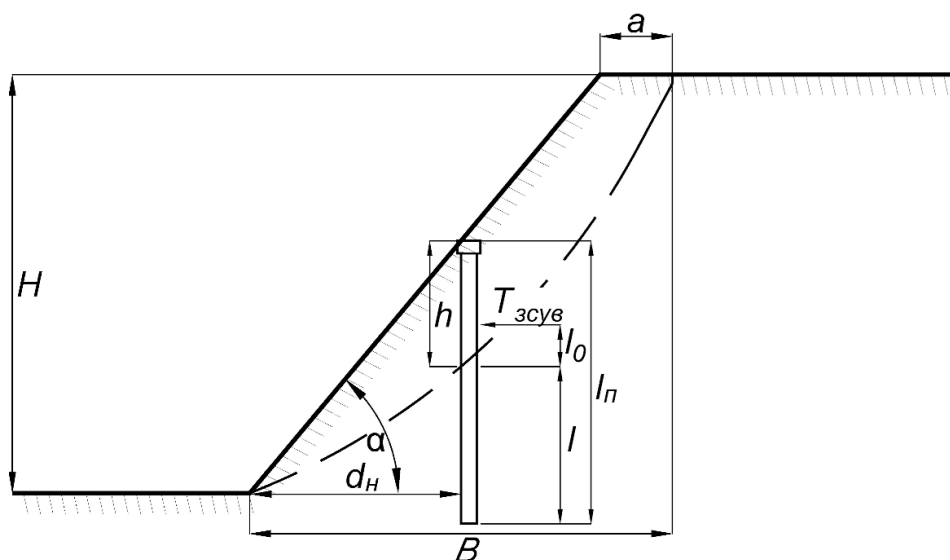


Рисунок 4.2 – Схема прикладання зсувної сили на утримуючу конструкцію з буронабивних паль

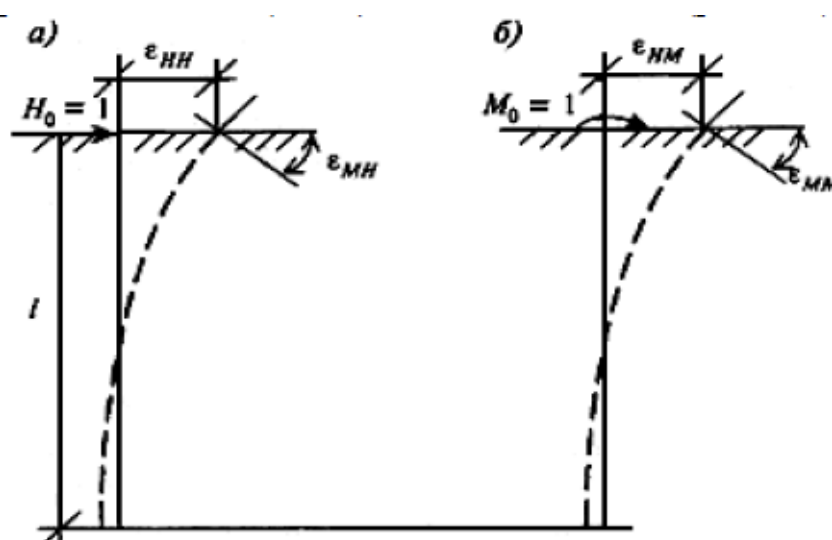


Рисунок 4.3 – Схема переміщень палі в ґрунті: а) переміщення від дії сили $H_0=1$, прикладеної на рівні поверхні ґрунту; б) переміщення від дії моменту $M_0=1$ [14]

Переміщення (горизонтальне переміщення і кут повороту) ϵ_{HH} , $\epsilon_{HM} = \epsilon_{MH}$ і ϵ_{MM} розраховують за наступними формулами:

$$\epsilon_{HH} = \frac{1}{\alpha_\epsilon^3 \cdot E_b \cdot I} A_0; \quad (4.19)$$

$$\varepsilon_{MH} = \varepsilon_{HM} = \frac{1}{\alpha_\varepsilon^2 \cdot E_b \cdot I} B_0; \quad (4.20)$$

$$\varepsilon_{MM} = \frac{1}{\alpha_\varepsilon \cdot E_b \cdot I} C_0, \quad (4.21)$$

де α_ε – коефіцієнт деформації, 1/м; E_b – початковий модуль пружності бетону палі, кПа; I – приведений момент інерції поперечного перерізу палі, м⁴; A_0, B_0, C_0 – безрозмірні коефіцієнти, які приймаються за таблицею Додатка 2 залежно від приведеної глибини закладення палі у ґрунті $\bar{l}$ (див. формулу (4.10)) [96].

4.1.2.4. Розрахунок стійкості ґрунту основи, що оточує палю.

Розрахунковий тиск σ_z , кПа, на оточуючий ґрунт по контакту з бічною поверхнею палі, що виникає на глибині z , визначають за формулою:

$$\sigma_z = Kz \left(U_0 A_1 - \frac{\Psi_0}{\alpha_\varepsilon} B_1 + \frac{M_0}{\alpha_\varepsilon^2 EI} C_1 + \frac{H_0}{\alpha_\varepsilon^3 EI} D_1 \right), \quad (4.22)$$

де σ_z – розрахунковий тиск на ґрунт, кПа, бічної поверхні палі, який визначають для наступних глибин z , м, що відраховуються від лінії ковзання:

- при $\bar{l} > 2,5$ – на глибині $z=0,85/\alpha_\varepsilon$ (α_ε визначають за формулою (4.12));
- при $\bar{l} \leq 2,5$ – на глибинах, що відповідають значенням $z = l/3$ і $z = l$;

A_1, B_1, D_1 і C_1 – коефіцієнти, що приймаються за таблицею Додатка 3 [91].

Розрахунок стійкості ґрунтової основи, що оточує палю, необхідно виконувати за умовою обмеження розрахункового тиску σ_z , який передається на ґрунт бічними поверхнями паль.

$$\sigma_z \leq \sigma_{z_{\text{уп}}}, \quad (4.23)$$

$$\sigma_{z_{\text{уп}}} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{4}{\cos \varphi} (\gamma \cdot (z + h) \cdot \operatorname{tg} \varphi + \xi \cdot c), \quad (4.24)$$

де γ – розрахункова питома вага ґрунту непорушеної структури, кН/м³; φ і c – розрахункові значення, відповідно, кута внутрішнього тертя ґрунту, град., і

питомого зчеплення ґрунту, кПа; ξ – емпіричний коефіцієнт, що приймається рівним для буронабивних паль – 0,3; h – відстань по вертикалі від поверхні укусу до лінії ковзання; η_1 – коефіцієнт, який дорівнює одиниці, крім випадків розрахунку фундаментів розпірних споруд, в яких η_1 слід приймати рівним 0,7; η_2 – коефіцієнт, що враховує частку постійного навантаження в сумарному навантаженні, яке визначається за формулою:

$$\eta_2 = \frac{M_c + M_t}{\bar{n}M_c + M_t} \quad (4.25)$$

де M_c – момент від зовнішніх постійних розрахункових навантажень у перерізі фундаменту на рівні нижніх кінців паль, кН·м; M_t – те саме, від зовнішніх тимчасових навантажень, кН·м; $M_t = 0$; $\bar{n}$ – коефіцієнт, що дорівнює 2,5.

Для особливо відповідальних споруд при $\bar{l} \leq 2,5$ приймається $\bar{n} = 4$ і при $\bar{l} \geq 5$ – $\bar{n} = 2,5$. Для проміжних значень величину визначають інтерполяцією.

Якщо розрахункові горизонтальні тиски на ґрунт σ_z не відповідають умові формули (4.23), але несуча здатність паль за матеріалом використана не повністю, а переміщення палі не перевищує гранично допустимих значень, то при приведеній глибині палі $\bar{l} > 2,5$ розрахунок необхідно повторити, прийнявши зменшене значення коефіцієнта пропорційності K у (4.22). При новому значенні K слід перевірити міцність палі за матеріалом, її переміщення, а також виконання умови (4.23).

4.1.2.5. Перевірка перерізів палі на міцність при згинанні.

Перевірку перерізів залізобетонної палі на міцність при дії згину виконують за умовою:

$$M_z \leq M_p \quad (4.26)$$

де M_z – розрахунковий згинальний момент, кН·м, що діє на глибині z в перерізі палі; M_p – граничне значення згинального моменту, яке сприймається нормальним перерізом залізобетонної палі, кН·м [14].

Розрахунковий згинальний момент M_z , що діє на глибині z в перерізі палі, слід визначати за формулою:

$$M_z = \alpha_\epsilon^2 EI U_0 A_3 - \alpha_\epsilon EI \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_\epsilon} D_3, \quad (4.27)$$

де A_3 , B_3 , C_3 і D_3 – коефіцієнти, що приймаються за табл. 4.4.

Горизонтальне переміщення U_0 , кут повороту ψ_0 , а також розрахункові значення поперечної сили H_0 і згинального моменту M_0 у перерізі палі на рівні лінії ковзання визначають за формулами п.п. 4.1.2.3.

Граничну величину згинального моменту, яку сприймає нормальний переріз залізобетонної палі M_p визначають за формулою:

$$M_p = R_s A_s (0,8h_0 - a_s), \quad (4.28)$$

де R_s – розрахунковий опір арматури на розтяг, кПа; A_s – площа поперечного перерізу розтягнутих арматурних стрижнів (умовно допускається прийняти рівною половині площі поперечного перерізу всіх стрижнів), м²; h_0 – робоча висота круглого перерізу палі, м; a_s – відстань від краю палі до осі арматури, м; 0,8 – коефіцієнт поправки при приведенні круглого перерізу палі в квадратний.

Розрахунковий момент закріплення M_f , кН·м, який ураховується при розрахунку палі із жорстким закладенням у ростверку, що виключає можливість повороту голови палі, визначають за формулою:

$$M_f = - \frac{\epsilon_{MH} + l_0 \epsilon_{MM} + \frac{l_0^2}{2EI}}{\epsilon_{MM} + \frac{l_0}{EI}} \cdot H. \quad (4.29)$$

Усі позначення у (4.29) є такими самими, як і в попередніх формулах.

При цьому знак «—» означає, що при дії горизонтальної сили H , спрямованої, наприклад, зліва направо, на голову палі з боку закладення передається момент, спрямований проти годинникової стрілки.

Після визначення лінії ковзання виконано перевірку стійкості укосу, тобто визначено коефіцієнт його стійкості. Для цього у масштабі побудовано зсувний клин і відповідно до рекомендацій науковців вертикальними лініями поділено його на 10 секцій однакової ширини по 2,024 м кожна (див. рис. 3.11). Згідно з методикою визначення коефіцієнта стійкості після побудови зсувного клину та вимірювання необхідних графічних параметрів (зокрема площ окремих блоків S і кутів між складовими діючого навантаження δ_i) визначено масу породи в кожному блоці Q_i , а також нормальну N_i і дотичну T_i складові цієї маси.

У табл. 4.2 подано результати розрахунку параметрів поверхні ковзання, необхідних для подальшого визначення коефіцієнта стійкості укосу, а також обчислення зсувного зусилля для кожного блоку за формулою (4.1) з метою подальшого визначення параметрів залізобетонних захисних паль.

Таблиця 4.2 – Результати розрахунку параметрів поверхні ковзання

№ секції	Площа блоку S , м ²	Маса породи в секції Q_i , т	Кут між складовими навантаження δ_i , град	Нормальна складова N_i маси блоку, т	Дотична складова T_i маси блоку, т	Довжина дуги основи i -го блоку l_i , м	Зсувне зусилля $T_{зсув.i}$, т
<i>I</i>	4,65	7,719	60°32'	3,798	6,720	4,67	3,32
<i>II</i>	11,5	19,09	54°33'	11,072	15,551	3,77	7,61
<i>III</i>	13,7	22,742	49°31'	14,815	17,254	3,28	6,98
<i>IV</i>	13,6	22,576	44°38'	16,067	15,860	2,97	4,83
<i>V</i>	12,75	21,165	40°17'	16,147	13,683	2,74	2,65
<i>VI</i>	11,35	18,841	36°12'	15,204	11,127	2,58	0,74
<i>VII</i>	9,5	15,77	32°19'	13,327	8,431	2,45	-0,71
<i>VIII</i>	7,2	11,952	28°35'	10,496	5,718	2,35	-1,57
<i>IX</i>	4,55	7,553	25°00'	6,845	3,192	2,27	-1,71
<i>X</i>	1,6	2,656	21°30'	2,471	0,973	2,2	-1,07
Σ	90,40	150,064		110,243	98,510	29,28	21,06

Згідно (3.7) визначено коефіцієнт стійкості робочого уступу при куті відкосу $\alpha = 50^\circ$, який становить $K_{st} = 0,786$. Таким чином, за наведених параметрів ведення гірничих робіт укіс уступу є нестійким.

4.2.2. Розрахунок залізобетонних паль на спільну дію горизонтальної сили та згинального моменту.

4.2.2.1. Розрахунок буронабивної палі діаметром 0,75 м.

Для виконання розрахунку та проектування споруди попередньо приймаємо такі параметри палі: діаметр палі – $d = 750$ мм; клас бетону – В15; клас арматури – А400; кількість та діаметр арматури – $8\varnothing 18$ мм; товщина захисного шару арматури – $a = 50$ мм [97].

Утримуючу конструкцію з буронабивних паль на уступі доцільно розміщувати приблизно посередині, у кінці 5-го блоку (див. рис. 3.11).

Визначимо глибину заглиблення палі l нижче рівня підлоги уступу (лінії ковзання) за формулою (4.6). Для цього необхідно обчислити геометричні характеристики перерізу палі.

Модулі пружності бетону та арматури приймаємо, відповідно:

$$E_b = 24000 \text{ МПа} = 2,4 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2;$$

$$E_s = 200000 \text{ МПа} = 2,0 \cdot 10^8 \text{ кН/м}^2.$$

Коефіцієнт приведення арматури до бетону визначаємо з (4.8):

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{24000} = 8,33$$

Момент інерції перерізу бетону палі:

$$I_b = \frac{\pi \cdot d^4}{64} = \frac{3,14 \cdot 0,75^4}{64} = 0,0155 \text{ м}^4.$$

Момент інерції арматурного каркасу (формула 4.9):

$$I_s = A_{s1} \sum_{i=1}^n a_i^2 = A_{s1} \left(\frac{n}{2} a_1^2 + a_2^2 \right) = 0,000254 \cdot \left(\frac{8}{2} \cdot 0,23^2 + 0,325^2 \right) = 1,07 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$$

де A_{s1} – розрахункова площа стержня діаметром 18 мм; n – кількість стрижнів арматури; a_1, a_2 – відстані від центру ваги арматури до головних осей інерції

$$a_2 = \frac{d}{2} - a = \frac{0,75}{2} - 0,050 = 0,325 \text{ м};$$

$$a_1 = a_2 \cdot \cos 45^\circ = 0,325 \cdot 0,707 = 0,23 \text{ м}$$

Момент інерції перерізу палі визначимо за (4.7):

$$I = I_b + \alpha \cdot I_s = 0,0155 + 8,33 \cdot 1,07 \cdot 10^{-4} = 0,0164 \text{ м}^4.$$

Розрахункове значення коефіцієнта ліжка ґрунту c_z на бічній поверхні палі визначаємо за формулою (4.3):

$$c_z = K \cdot z = 4000 \cdot 1 = 4000, \text{ кН/м}^3,$$

де $K=4000 \text{ кН/м}^4$ – коефіцієнт пропорційності для суглинку туго-пластичного, значення обрано за табл. Додатку 1; $z = 1 \text{ м}$ – умовна глибина при попередньому визначенні довжини палі.

Глибину заглиблення палі нижче рівня лінії ковзання – за (4.6):

$$l = \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4E_b I}{c_z d}} = \frac{3,14}{2} \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 2,4 \cdot 10^7 \cdot 0,0164}{4000 \cdot 0,75}} = 7,51 \text{ м}.$$

Розрахунок палі за граничними станами двох груп проводимо з застосуванням приведеної глибини занурення палі в ґрунт $\bar{l}$ і приведеної глибини розташування перерізу палі в ґрунті $\bar{z}$ (формули 4.10, 4.11), попередньо визначивши коефіцієнт деформації α_ϵ за (4.12).

Значення коефіцієнту деформації становить:

$$\alpha_\epsilon = \sqrt[5]{\frac{K b_p}{E_b I}} = \sqrt[5]{\frac{4000 \cdot 1,625}{2,4 \cdot 10^7 \cdot 0,0164}} = 0,44 \text{ м}^{-1}.$$

Умовна ширина для буронабивних паль b_p з діаметром менше 0,8 м розраховується за (4.14):

$$b_p = (1,5d + 0,5) = 1,5 \cdot 0,75 + 0,5 = 1,625 \text{ м}.$$

Тоді приведена глибини занурення палі в ґрунт $\bar{l}$ і приведена глибина розташування перерізу палі в ґрунті $\bar{z}$ становлять

$$\bar{l} = \alpha_{\varepsilon} l = 0,44 \cdot 7,5 = 3,3 \text{ м}; \quad \bar{z} = \alpha_{\varepsilon} z = 0,44 \cdot 1,93 = 0,85 \text{ м.}$$

Далі виконуємо *розрахунок переміщень палі*.

Спочатку визначаємо значення поперечної сили H_0 і згинального моменту M_0 у перерізі палі за (4.17) і (4.18) відповідно:

$$H_0 = H = T_{\text{зсув},i} = 210,6 \text{ кН};$$

$$M_0 = M + H \cdot l_0 = 0 + 210,6 \cdot 2,0 = 421,2 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

де $l_0 = h/3 = 6,01/3 \approx 2,0 \text{ м}$ – висота прикладення рівнодіючого зсувного навантаження $T_{\text{зсув}}$ від рівня лінії ковзання (рис. 4.3); $h = 6,01 \text{ м}$ – висота від лінії ковзання до поверхні укусу в місці влаштування утримуючої палі (рис. 4.3).

Далі за формулами (4.19)-(4.21) розраховуємо горизонтальні переміщення і кут повороту палі.

Горизонтальне переміщення перерізу палі ε_{HH} від сили $H_0 = 1$

$$\varepsilon_{HH} = \frac{1}{\alpha_{\varepsilon}^3 \cdot E_b \cdot I} A_0 = \frac{1}{0,44^3 \cdot 2,4 \cdot 10^7 \cdot 0,0164} \cdot 2,552 = 7,6 \cdot 10^{-5} \text{ м/кН.}$$

Горизонтальне переміщення перерізу ε_{HM} від моменту $M_0 = 1$ та кут повороту перерізу ε_{MH} від сили $H_0 = 1$

$$\varepsilon_{MH} = \varepsilon_{HM} = \frac{1}{\alpha_{\varepsilon}^2 \cdot E_b \cdot I} B_0 = \frac{1}{0,44^2 \cdot 2,4 \cdot 10^7 \cdot 0,0164} \cdot 1,667 = 2,18 \cdot 10^{-5} \text{ 1/кН.}$$

Кут повороту перерізу ε_{MM} від моменту $M_0 = 1$

$$\varepsilon_{MM} = \frac{1}{\alpha_{\varepsilon} \cdot E_b \cdot I} C_0 = \frac{1}{0,44 \cdot 2,4 \cdot 10^7 \cdot 0,0164} \cdot 1,770 = 1,02 \cdot 10^{-5} \text{ 1/(кН} \cdot \text{м)}$$

де $A_0 = 2,552$; $B_0 = 1,667$; $C_0 = 1,770$ – безрозмірні коефіцієнти, що приймаються за Додатком 2, залежно від приведеної глибини закладення паль у ґрунті [96].

Горизонтальне переміщення палі U_0 та кут її повороту ψ_0 визначаємо за формулами 4.15 та 4.16:

$$U_0 = H_0 \varepsilon_{HH} + M_0 \varepsilon_{HM} = 210,6 \cdot 7,6 \cdot 10^{-5} + 421,2 \cdot 2,18 \cdot 10^{-5} = 0,0252 \text{ м};$$

$$\psi_0 = H_0 \varepsilon_{MH} + M_0 \varepsilon_{MM} = 210,6 \cdot 2,18 \cdot 10^{-5} + 421,2 \cdot 1,02 \cdot 10^{-5} = 0,0089 \text{ рад.}$$

Розрахунок стійкості ґрунтової основи, що оточує палю, виконують за умовою (4.23) обмеження розрахункового тиску σ_z , який чинять на ґрунт бічні поверхні палі.

Розрахунковий тиск у ґрунті σ_z та граничний допустимий тиск на ґрунт $\sigma_{z \text{ доп}}$ визначаємо на глибинах $z = 1,0; 2,0; 3,0; 4,0; 5,0$, які відраховуються від рівня лінії ковзання укусу. При цьому коефіцієнт η_2 визначаємо за співвідношенням між моментами від зовнішніх постійних розрахункових навантажень і від зовнішніх розрахункових навантажень (див. формулу (4.25)). Оскільки тимчасові навантаження відсутні, приймаємо $M_t = 0$, тоді:

$$\eta_2 = \frac{M_c + M_t}{\bar{n}M_c + M_t} = \frac{1 + 0}{2,5 \cdot 1 + 0} = 0,4.$$

Розрахунковий тиск σ_z на ґрунт по контакту з бічною поверхнею палі, що виникає на глибині z , визначаємо за (4.22). Тоді для глибини $z = 1 \text{ м}$ він становить:

$$\begin{aligned} \sigma_z &= Kz \left(U_0 A_1 - \frac{\psi_0}{\alpha_\varepsilon} B_1 + \frac{M_0}{\alpha_\varepsilon^2 EI} C_1 + \frac{H_0}{\alpha_\varepsilon^3 EI} D_1 \right) = \\ &= 4000 \cdot 1 \cdot \left(0,0252 \cdot 1 - \frac{0,0089}{0,44} \cdot 0,44 + \frac{421,2}{0,44^2 \cdot 2,4 \cdot 10^7 \cdot 0,0164} \cdot 0,098 + \right. \\ &\quad \left. + \frac{210,6}{0,44^3 \cdot 2,4 \cdot 10^7 \cdot 0,0164} \cdot 0,015 \right) = 67,743 \text{ кПа.} \end{aligned}$$

Аналогічно визначаємо тиск σ_z для усіх інших значень z . Результати розрахунків заносимо до таблиці 4.3.

Розрахунковий тиск σ_z на ґрунт по контакту з бічною поверхнею палі для значення $z = 0$, згідно формули (4.22), буде дорівнювати нулю: $\sigma_z = 0 \text{ кПа}$.

Таблиця 4.3 – Розрахункові параметри для перевірки стійкості ґрунту основи

z , м	$\bar{z}$	A_1	B_1	C_1	D_1	σ_z , кПа	$\sigma_{z_{\text{нр}}}$, кПа
0	0	1,000	0	0	0	0	–
1	0,440	1,000	0,440	0,098	0,015	67,743	187,398
2	0,880	0,995	0,879	0,388	0,114	81,240	213,958
3	1,320	0,966	1,305	0,868	0,383	61,802	240,518
4	1,760	0,859	1,677	1,519	0,902	28,602	267,078
5	2,200	0,575	1,887	2,272	1,720	-6,334	293,638

Припустимо значення тиску на ґрунт на певній глибині z визначаємо за формулою (4.24). Для глибини $z = 1$ м воно становить

$$\begin{aligned}\sigma_{z_{\text{доп}}} &= \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{4}{\cos \varphi} (\gamma \cdot (z + h) \cdot \operatorname{tg} \varphi + \xi \cdot c) = \\ &= 1 \cdot 0,4 \cdot \frac{4}{\cos 33^\circ} (16,6(1 + 6) \operatorname{tg} 33^\circ + 0,3 \cdot 2) = 187,398 \text{ кПа}.\end{aligned}$$

Усі подальші результати розрахунків з перевірки стійкості ґрунту основи, що оточує палю, також зведемо у табл. 4.3.

Як видно з таблиці, максимальні значення тиску в ґрунті σ_z спостерігаються на глибині $z = 2$ м. Перевіримо виконання умови (4.23).

$$\sigma_z = 81,240 \text{ кПа} < \sigma_{z_{\text{нр}}} = 213,958 \text{ кПа}.$$

Умова виконується, тому стійкість ґрунтової основи, що оточує палю, забезпечена.

На рис. 4.5 наведено епюру розподілу розрахункового тиску на ґрунт σ_z уздовж довжини палі діаметром 0,75 м.

Виконаємо *перевірку перерізів палі за міцністю на вигин*.

Розрахунковий згинальний момент M_z , що діє в перерізі палі на глибинах $z = 1,0; 2,0; 3,0; 4,0$ і $5,0$ м, які відраховуються від рівня лінії ковзання укусу, визначимо за (4.27).

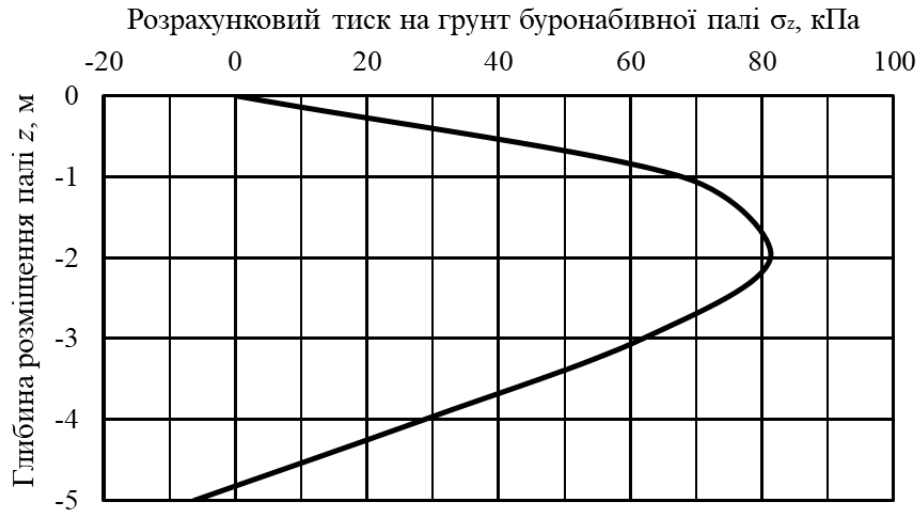


Рисунок 4.5 – Епюра розподілу розрахункового тиску на ґрунт σ_z по довжині буронабивної палі діаметром 0,75 м

Для глибини $z = 1$ м згинальний момент M_z буде дорівнювати

$$\begin{aligned}
 M_z &= \alpha_\varepsilon^2 E I U_0 A_3 - \alpha_\varepsilon E I \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_\varepsilon} D_3 = \\
 &= 0,44^2 \cdot 2,4 \cdot 10^7 \cdot 0,0164 \cdot 0,0252 \cdot (-0,015) - \\
 &- 0,44 \cdot 2,4 \cdot 10^7 \cdot 0,0164 \cdot 0,0089 \cdot (-0,0032) + \\
 &+ 421,2 \cdot 1 + \frac{210,6}{0,44} \cdot 0,44 = 607,928 \text{ кН} \cdot \text{м}.
 \end{aligned}$$

Для усіх інших значеннях z результати розрахунків визначення згинальних моментів у перерізах палі зведено у табл. 4.4.

Для $z = 0$, згинальний момент буде визначатися тільки третьою складовою формули (4.27), оскільки значення коефіцієнтів A_3 , B_3 , C_3 і D_3 , що приймаються за таблицею Додатка 3 становлять: $A_3=0$; $B_3=0$; $C_3=1,0$; $D_3=0$.

Отже

$$\begin{aligned}
 M_z &= \alpha_\varepsilon^2 E_b I U_0 A_3 - \alpha_\varepsilon E_b I \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_\varepsilon} D_3 = \\
 &= 0,349^2 \cdot 3,0 \cdot 10^7 \cdot 0,05167 \cdot 0,0117 \cdot 0 - 0,349 \cdot 3,0 \cdot 10^7 \cdot 0,05167 \cdot 0,0032 \cdot 0 + \\
 &+ 421,2 \cdot 1,0 + \frac{210,6}{0,349} \cdot 0 = 421,2 \text{ кН} \cdot \text{м}.
 \end{aligned}$$

Таблиця 4.4 – Згинальні моменти у перерізах палі на різних глибинах

$z, \text{ м}$	$\bar{z}$	A_3	B_3	C_3	D_3	$M_z, \text{ кН}\cdot\text{м}$
0	0	0	0	1,000	0	421,20
1	0,440	-0,015	-0,0032	1,000	0,44	607,928
2	0,880	-0,114	-0,051	0,986	0,877	694,765
3	1,320	-0,383	-0,254	0,899	1,290	652,138
4	1,760	-0,897	-0,797	0,576	1,594	511,527
5	2,200	-1,693	-1,906	-0,271	1,575	326,489

На рис. 4.6 наведена епюра розподілу розрахункового тиску на ґрунт σ_z по довжині палі діаметром 0,75 м.

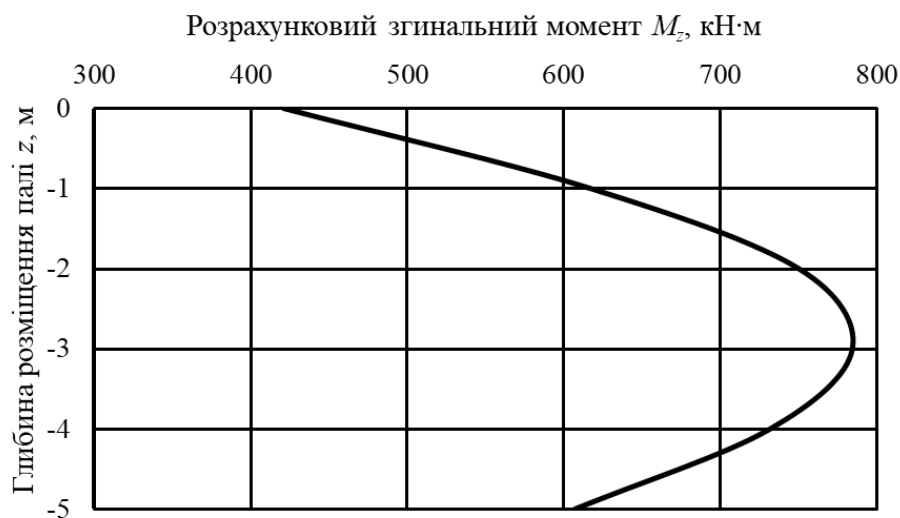


Рисунок 4.6 – Епюра розподілу розрахункового згинального моменту M_z за довжиною буронабивної палі діаметром 0,75 м

Визначаємо несучу здатність палі на вигин за формулою (4.28):

$$M_p = R_s A_s (0,8h_0 - a_s) = 355000 \cdot 10,18 \cdot 10^{-5} \cdot (0,8 \cdot 0,691 - 0,059) = 184,3 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

де $R_s = 355000$ кПа – розрахунковий опір арматури класу А400 на розтягнення;
 $A_s = 10,18 \cdot 10^{-5} \text{ м}^2$ – сумарна площа поперечного перерізу 4-х стрижнів поздовжньої робочої арматури, які працюють на розтягнення; a_s – відстань від краю палі до осі арматури:

$$a_s = a + d_a/2 = 50 + 18/2 = 59 \text{ мм} = 0,059 \text{ м},$$

де $a = 50$ – товщина захисного шару арматури, мм; $d_a = 18$ – діаметр арматури, мм;
 h_0 – робоча висота перерізу палі:

$$h_0 = d - a_s = 0,750 - 0,059 = 0,691 \text{ м}.$$

Як видно наведених даних з табл. 4.7, максимальні значення згинальних моментів M_z виникають також на глибині $z = 2$ м. Тому для цієї глибини перевіряємо виконання умови (4.26)

$$M_z = 694,765 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_p = 184,3 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Як видно, умова не виконується, тобто несуча здатність перерізу палі на вигин не забезпечена. Прийнятої робочої арматури 8Ø18 А400 недостатньо для сприйняття згинального моменту. Отже, необхідно змінити конструктивні характеристики палі з метою підвищення її несучої здатності.

4.2.2.2. Розрахунок буронабивної палі діаметром 1,0 м.

З урахуванням результатів розрахунків, отриманих у попередньому пункті, приймаємо такі характеристики палі: діаметр палі – $d = 1000$ мм; клас бетону – В25; клас арматури – А500; кількість та діаметр арматури – 16Ø22 мм; товщина захисного шару арматури – $a = 50$ мм [96].

Модулі пружності бетону та арматури:

$$E_b = 30000 \text{ МПа} = 3,0 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2; E_s = 200000 \text{ МПа} = 2,0 \cdot 10^8 \text{ кН/м}^2.$$

Коефіцієнт приведення арматури до бетону:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{30000} = 6,67$$

Момент інерції перерізу бетону палі:

$$I_b = \frac{\pi \cdot d^4}{64} = \frac{3,14 \cdot 1,0^4}{64} = 0,0491 \text{ м}^4.$$

Момент інерції арматурного каркасу:

$$I_s = A_{s1} \sum_{i=1}^n a_i^2 = A_{s1} \left(\frac{n}{2} a_1^2 + a_2^2 \right) = 0,00038 \cdot \left(\frac{16}{2} \cdot 0,318^2 + 0,450^2 \right) = 3,85 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$$

де A_{s1} – розрахункова площа стержня $\varnothing 22$ мм ($A_{s1} = 3.14 \cdot 0,022^2 / 4 = 0,00038$); $n = 16$ – кількість стрижнів арматури; a_1, a_2 – відстані від центру ваги арматури до головних осей інерції

$$a_2 = \frac{d}{2} - a = \frac{1,0}{2} - 0,050 = 0,450 \text{ м};$$

$$a_1 = a_2 \cdot \cos 45^\circ = 0,450 \cdot 0,707 = 0,318 \text{ м}$$

Момент інерції перерізу палі:

$$I = I_b + \alpha \cdot I_s = 0,0491 + 6,67 \cdot 3,85 \cdot 10^{-4} = 0,05167 \text{ м}^4.$$

Розрахункове значення коефіцієнта основи ґрунту c_z на бічній поверхні палі залишається таке саме: $c_z = 4000 \text{ кН/м}^3$.

Глибина заглиблення палі нижче рівня лінії ковзання становить:

$$l = \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4E_b I}{c_z d}} = \frac{3,14}{2} \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 3 \cdot 10^7 \cdot 0,05167}{4000 \cdot 1,0}} = 9,856 \text{ м}.$$

Значення коефіцієнту деформації:

$$\alpha_\epsilon = \sqrt[5]{\frac{Kb_p}{E_b I}} = \sqrt[5]{\frac{4000 \cdot 2,0}{3 \cdot 10^7 \cdot 0,05167}} = 0,349 \text{ м}^{-1}.$$

Умовна ширина для буронабивних паль b_p з діаметром більше 0,8 м розраховується за (4.13):

$$b_p = (d + 1,0) = 1,0 + 1,0 = 2,0 \text{ м}.$$

Приведені глибини занурення палі в ґрунт $\bar{l}$ і розташування перерізу палі у ґрунті $\bar{z}$ становлять

$$\bar{l} = \alpha_\epsilon l = 0,349 \cdot 9,856 = 3,44 \text{ м}; \quad \bar{z} = \alpha_\epsilon z = 0,349 \cdot 2,44 = 0,85 \text{ м}.$$

Для визначення *переміщень палі* значення поперечної сили H_0 і згинального моменту M_0 залишаються незмінними: $H_0 = 210,6$ кН; $M_0 = 421,2$ кН·м.

Горизонтальне переміщення перерізу палі ε_{HH} від сили $H_0 = 1$

$$\varepsilon_{HH} = \frac{1}{\alpha_\varepsilon^3 \cdot E_b \cdot I} A_0 = \frac{1}{0,349^3 \cdot 3,0 \cdot 10^7 \cdot 0,05167} \cdot 2,502 = 3,80 \cdot 10^{-5} \text{ м/кН.}$$

Горизонтальне переміщення перерізу ε_{HM} від моменту $M_0 = 1$ та кут повороту перерізу ε_{MH} від сили $H_0 = 1$

$$\varepsilon_{MH} = \varepsilon_{HM} = \frac{1}{\alpha_\varepsilon^2 \cdot E_b \cdot I} B_0 = \frac{1}{0,349^2 \cdot 3,0 \cdot 10^7 \cdot 0,05167} \cdot 1,641 = 0,869 \cdot 10^{-5} \text{ 1/кН.}$$

Кут повороту перерізу ε_{MM} від моменту $M_0 = 1$

$$\varepsilon_{MM} = \frac{1}{\alpha_\varepsilon \cdot E_b \cdot I} C_0 = \frac{1}{0,349 \cdot 3,0 \cdot 10^7 \cdot 0,05167} \cdot 1,757 = 0,325 \cdot 10^{-5} \text{ 1/(кН·м)}$$

де $A_0 = 2,502$; $B_0 = 1,641$; $C_0 = 1,757$ – безрозмірні коефіцієнти, що приймаються за таблицею Додатка 2, залежно від приведеної глибини закладення паль у ґрунті.

Горизонтальне переміщення палі U_0 та кут її повороту ψ_0 становлять:

$$U_0 = H_0 \varepsilon_{HH} + M_0 \varepsilon_{HM} = 210,6 \cdot 3,8 \cdot 10^{-5} + 421,2 \cdot 0,869 \cdot 10^{-5} = 0,0117 \text{ м;}$$

$$\psi_0 = H_0 \varepsilon_{MH} + M_0 \varepsilon_{MM} = 210,6 \cdot 0,869 \cdot 10^{-5} + 421,2 \cdot 0,325 \cdot 10^{-5} = 0,0032 \text{ рад.}$$

Розрахунок стійкості ґрунтової основи, що оточує палю, виконують за умовою (4.23), яка передбачає обмеження розрахункового тиску σ_z , що передається на ґрунт бічними поверхнями паль.

Розрахунковий тиск у ґрунті σ_z і граничний допустимий тиск на ґрунт $\sigma_{z \text{ доп}}$ визначаємо на глибинах $z = 1,0$; $2,0$; $3,0$; $4,0$; $5,0$, які відраховуються від рівня лінії ковзання укусу. Коефіцієнт η_2 , що враховує частку постійного навантаження у сумарному навантаженні, залишається таким самим: $\eta_2 = 0,4$.

Розрахунковий тиск σ_z на ґрунт по контакту з бічною поверхнею палі на глибині $z = 1$ м становить

$$\sigma_z = Kz \left(U_0 A_1 - \frac{\Psi_0}{\alpha_\varepsilon} B_1 + \frac{M_0}{\alpha_\varepsilon^2 E_b I} C_1 + \frac{H_0}{\alpha_\varepsilon^3 E_b I} D_1 \right) =$$

$$= 4000 \cdot 1 \cdot \left(0,0117 \cdot 1 - \frac{0,0032}{0,349} \cdot 0,35 + \frac{421,2}{0,349^2 \cdot 3,0 \cdot 10^7 \cdot 0,05167} \cdot 0,063 + \right.$$

$$\left. + \frac{210,6}{0,349^3 \cdot 3,0 \cdot 10^7 \cdot 0,05167} \cdot 0,008 \right) = 34,628 \text{ кПа}.$$

Результати розрахунків σ_z для усіх інших значень z заносимо до табл. 4.5.

Розрахунковий тиск σ_z на ґрунт по контакту з бічною поверхнею палі для $z = 0$, згідно формули (4.22), буде дорівнювати нулю: $\sigma_z = 0$ кПа.

Таблиця 4.5 – Розрахункові параметри для перевірки стійкості ґрунту основи

z , м	$\bar{z}$	A_1	B_1	C_1	D_1	σ_z , кПа	$\sigma_{z_{\text{нр}}}$, кПа
0	0	1,000	0	0	0	0	–
1	0,349	1,000	0,350	0,063	0,008	34,628	187,398
2	0,698	0,999	0,7	0,245	0,057	47,990	213,958
3	1,047	0,991	1,046	0,552	0,195	46,302	240,518
4	1,396	0,955	1,379	0,974	0,456	34,555	267,078
5	1,745	0,863	1,670	1,503	0,887	19,455	293,638

На рис. 4.7 наведена епюра розподілу розрахункового тиску на ґрунт σ_z по довжині палі діаметром 1,0 м згідно даних табл. 4.5.

Припустимо значення тиску на ґрунт на певній глибині z визначаємо за формулою (4.24). Для глибини $z = 1$ м воно становить

$$\sigma_{z_{\text{дон}}} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{4}{\cos \varphi} (\gamma \cdot (z + h) \cdot \operatorname{tg} \varphi + \xi \cdot c) =$$

$$= 1 \cdot 0,4 \cdot \frac{4}{\cos 33^\circ} (16,6(1 + 6) \operatorname{tg} 33^\circ + 0,3 \cdot 2) = 187,398 \text{ кПа}.$$

Усі подальші розрахунки щодо перевірки стійкості ґрунту основи, що оточує палю, також наведено в таблиці 4.5.

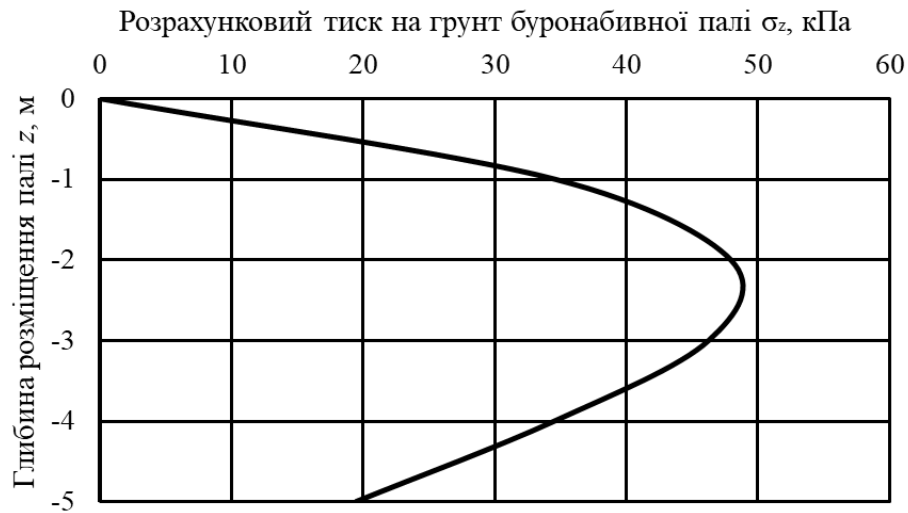


Рисунок 4.7 – Епюра розподілу розрахункового тиску на ґрунт σ_z по довжині буронабивної палі діаметром 1,0 м

Як видно з таблиці, максимальні значення тиску в ґрунті σ_z виникають на глибині $z = 2$ м. Перевіряємо умову (4.23)

$$\sigma_z = 47,990 \text{ кПа} < \sigma_{z_{\text{пр}}} = 213,958 \text{ кПа}.$$

Умова виконується, отже, стійкість основи, що оточує палю, забезпечена.

Перевірка перерізів палі за міцністю на вигин. Розрахунковий згинальний момент M_z , що діє в перерізі палі на глибинах $z = 1,0; 2,0; 3,0; 4,0; 5,0$ м, які відраховуються від лінії ковзання, визначимо за формулою (4.27).

Для глибини $z = 1$ м:

$$\begin{aligned} M_z &= \alpha_\varepsilon^2 E_b I U_0 A_3 - \alpha_\varepsilon E_b I \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_\varepsilon} D_3 = \\ &= 0,349^2 \cdot 3,0 \cdot 10^7 \cdot 0,05167 \cdot 0,0117 \cdot (-0,008) - \\ &- 0,349 \cdot 3,0 \cdot 10^7 \cdot 0,05167 \cdot 0,0032 \cdot (-0,0015) + \\ &+ 421,2 \cdot 1 + \frac{210,6}{0,349} \cdot 0,35 = 617,328 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Усі результати розрахунків визначення згинальних моментів у перерізах палі для інших значень z наведені у табл. 4.6. Для $z = 0$ значення згинального моменту для палі діаметром 1,0 м не змінюється: $M_z = 421,20 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Таблиця 4.6 – Згинальні моменти у перерізах палі на різних глибинах

$z, \text{ м}$	$\bar{z}$	A_3	B_3	C_3	D_3	$M_z, \text{ кН}\cdot\text{м}$
0	0	0	0	1,000	0	421,20
1	0,349	-0,008	-0,0015	1,000	0,35	617,328
2	0,698	-0,057	-0,02	0,996	0,699	750,028
3	1,047	-0,195	-0,103	0,968	1,042	784,057
4	1,396	-0,455	-0,319	0,866	1,358	731,369
5	1,745	-0,882	-0,779	0,588	1,589	606,755

На рис. 4.8 наведена епюра розподілу розрахункового тиску на ґрунт σ_z по довжині палі діаметром 1,0 м.

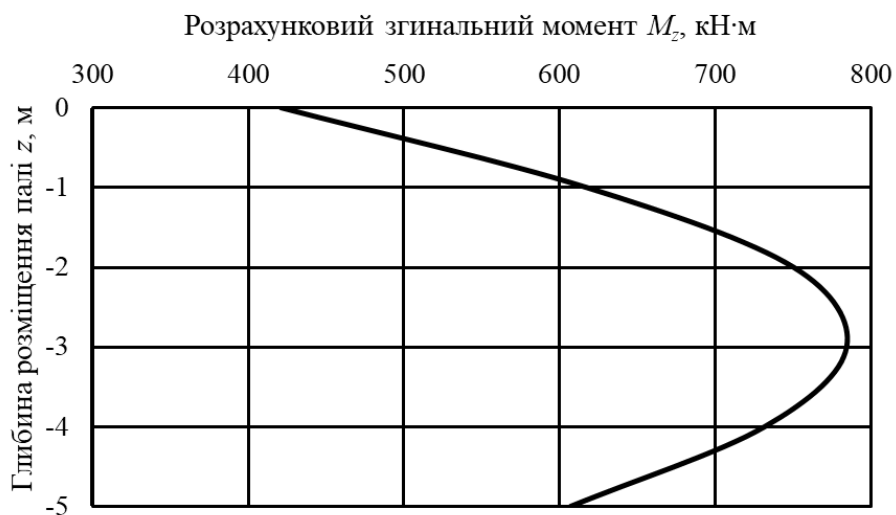


Рисунок 4.8 – Епюра розподілу розрахункового згинального моменту M_z по довжині буронабивної палі діаметром 1,0 м

Несуча здатність палі на вигин:

$$M_p = R_s A_s (0,8h_0 - a_s) = 435000 \cdot 0,003041 \cdot (0,8 \cdot 0,939 - 0,061) = 913,020 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

де $R_s = 435000 \text{ кПа}$ – розрахунковий опір арматури класу А500 на розтягнення;
 $A_s = 0,003041 \text{ м}^2$ – сумарна площа поперечного перерізу 8-х стрижнів поздовжньої робочої арматури, які працюють на розтягнення; a_s – відстань від краю палі до осі арматури:

$$a_s = a + d_a/2 = 50 + 22/2 = 59 \text{ мм} = 0,061 \text{ м},$$

де $a = 50$ – товщина захисного шару арматури, мм; $d_a = 18$ – діаметр арматури, мм;
 h_0 – робоча висота перерізу палі:

$$h_0 = d - a_s = 1,0 - 0,059 = 0,939 \text{ м}.$$

Як видно наведених даних з табл. 4.9, максимальні значення згинальних моментів M_z виникають на глибині $z = 3$ м. Тому для цієї глибини перевіряємо виконання умови (4.26)

$$M_z = 784,057 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_p = 913,020 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Як бачимо, умова виконується, тобто несуча здатність перерізу палі на вигин забезпечується. Прийнятої робочої арматури 16Ø22 A500 достатньо для сприйняття згинального моменту.

Таким чином, для подальшого моделювання поведінки укусу із застосуванням захисної споруди, приймаємо конструкцію з залізобетонних буронабивних паль діаметром 1,0 м, клас бетону – B25, арматурний каркас палі складається з 16 арматурних стержнів класом A500 діаметром Ø22 мм.

4.3. Дослідження стійкості укусу гірського масиву із застосуванням захисної конструкції з буронабивних паль

4.3.1. Моделювання стійкості укусу кварцових пісків у програмному комплексі Slide.

Як зазначено в розділі 3, Slide призначений для розрахунку стійкості схилів методами граничної рівноваги у двовимірній постановці (2D).

У Slide передбачено три методи пошуку поверхонь ковзання [68]:

- пошук по сітці – Grid Search;
- пошук схилу – Slope Limits;
- автоматичний пошук – Auto Refine Search.

Для виконання пошуку методом Grid Search необхідно сформувати сітку центрів поверхні ковзання. Кожна точка сітки є центром обертання серії кіл ковзання. Програма Slide автоматично визначає радіуси кіл у кожній точці сітки на основі меж нахилу та кроку приращення радіусу. Значення приращення радіусу визначає кількість кіл, що генеруються в кожній точці сітки.

Метод пошуку схилу дає змогу визначати ділянки з мінімальними значеннями K_{st} на схилі з використанням меж схилу (Slope Limits).

При застосуванні методу автоматичного пошуку (Auto Refine Search) область на схилі автоматично уточнюється в процесі пошуку. У багатьох випадках цей метод дозволяє визначити глобальний мінімум коефіцієнта стійкості точніше, ніж пошук по сітці.

Для геологічних умов розробки пісків Сихівського родовища (див. п. 3.1) та гірничо-технічних параметрів укосу, прийнятих у п. 4.2, підсиленого захисною конструкцією з буронабивних паль діаметром 1,0 м, виконано дослідження стійкості уступу кварцових пісків у Slide. Розрахункову схему визначення стійкості укосу наведено на рис. 4.9.

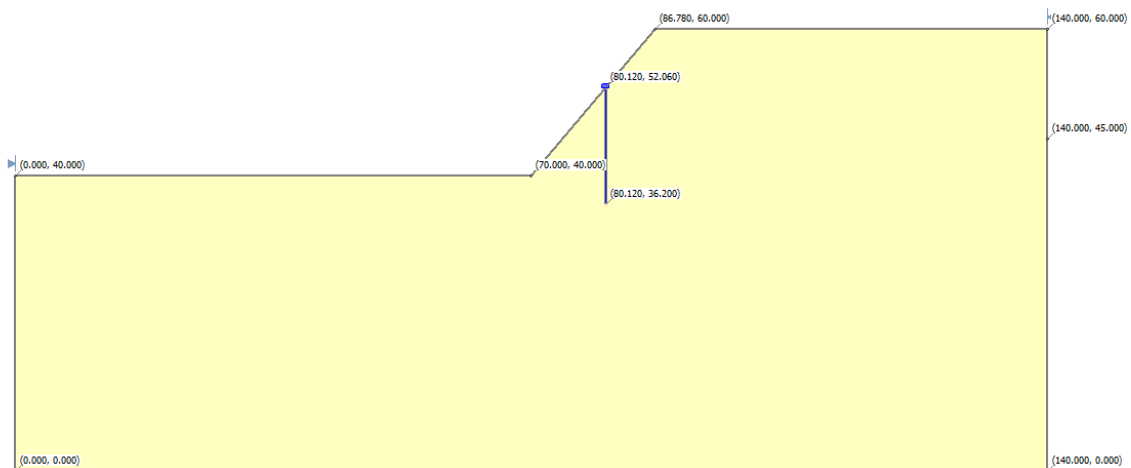


Рисунок 4.9 – Розрахункова схема визначення стійкості укосу

Стійкість укосу визначали при різних положеннях буронабивних паль на схилі. Для зручності виконання розрахунків положення палі прив'язували до секції поділу зсувного клину, тобто при поділі зсувного клину на 10 секцій було досліджено 10 варіантів розміщення палі на схилі.

Таким чином, довжина буронабивної палі визначалась місцем її розташування, а саме довжиною зсувного клину в кінці кожної секції від поверхні укосу до лінії ковзання h (рис. 4.10) та глибиною занурення палі нижче рівня ймовірної лінії ковзання l (рис. 4.11):

$$l_{\text{п}} = h + l, \text{ м.} \quad (4.30)$$

Згідно з п.п. 4.2.2 для прийнятого діаметра палі $d=1000$ мм та її конструктивних характеристик глибина занурення палі нижче лінії ковзання становить $l=9,856$ м.

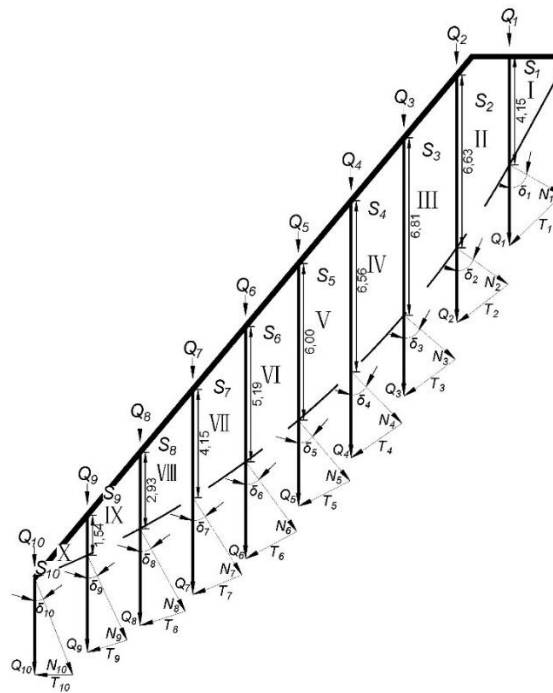


Рисунок 4.10 – Довжини секцій зсувного клину

З урахуванням наведеного у табл. 4.7 подано довжини буронабивних паль $l_{\text{п}}$, розташованих у кінці секцій поділу зсувного клину.

На рис. 4.12 наведено основні характеристики паль, які використовувалися при розрахунку K_{st} у Slide на межі V і VI секцій зсувного клину.

На рис. 4.13 наведено результати розрахунку стійкості укосу, підсиленого огорожувальною конструкцією з буронабивних паль, розташованою між V і VI секціями зсувного клину, методом пошуку кругло-циліндричної поверхні ковзання Grid Search (пошук по сітці).

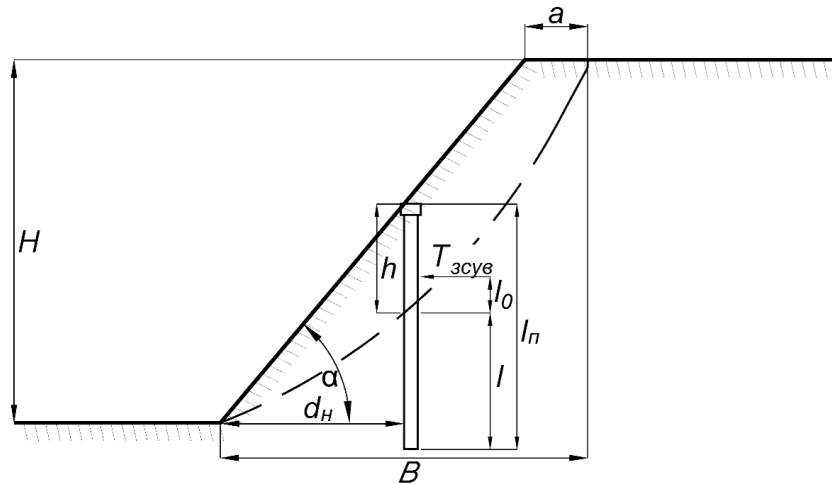


Рисунок 4.11 – Розрахункова схема укосу уступу з розміщенням буронабивної палі: d_H – горизонтальна відстань від нижньої бровки уступу до палі, м

Таблиця 4.7 – Довжини буронабивних паль l_p в кінці кожної секції розбиття

№ секції	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
Висота секції h , м	4,15	6,63	6,81	6,56	6,00	5,19	4,15	2,93	1,54	0
Заглиблення палі l , м	9,86	9,86	9,86	9,86	9,86	9,86	9,86	9,86	9,86	9,86
Довжина палі l_p , м	14,01	16,49	16,67	16,42	15,86	15,05	14,01	12,79	11,4	9,86

На рис. 4.14 наведено результати розрахунку стійкості укосу для тих самих умов методами пошуку кругло-циліндричних поверхонь ковзання Slope Limits (пошук схилу) та Auto Refine Search (автоматичний пошук).

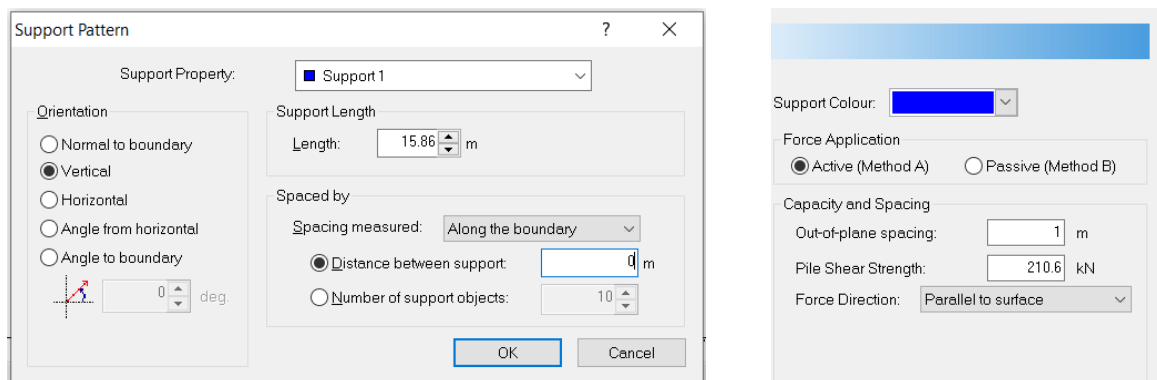


Рисунок 4.12 – Основні параметри палі на межі V і VI секцій зсувного клину

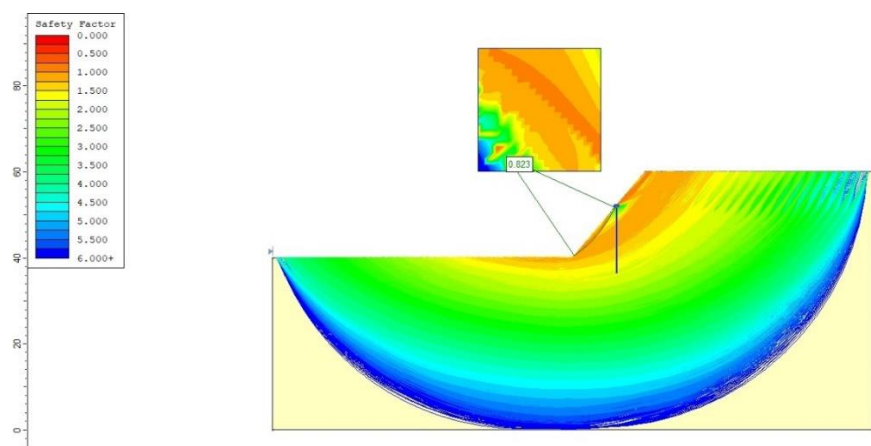
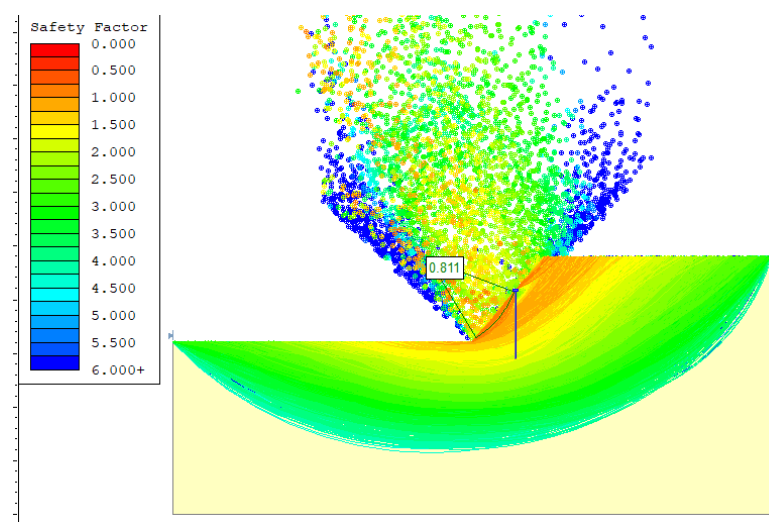
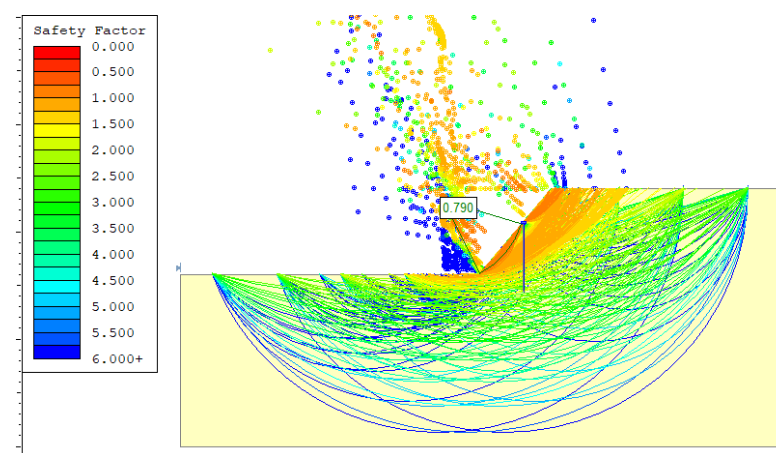


Рисунок 4.13 – Результати розрахунку стійкості укосу, закріпленого палями між V і VI секціями зсувного клину, методом Grid Search (пошук по сітці)



a



б

Рисунок 4.14 – Результати розрахунку стійкості укосу методами пошуку поверхонь ковзання: *a* – Slope Limits; *б* – Auto Refine Search

Значення мінімальних коефіцієнтів стійкості укосу для всіх досліджуваних положень буронабивної палі на схилі, визначених різними методами пошуку кругло-циліндричних поверхонь ковзання (Grid Search, Slope Limits та Auto Refine Search) із застосуванням методів аналізу стійкості уступу Bishop, Janbu та Spencer, наведено в таблицях 4.8–4.10.

Таблиця 4.8 – Значення коефіцієнтів стійкості укосу K_{st} для різних положень буронабивної палі на схилі з використанням методу аналізу Bishop

№ секції	X	IX	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I	0
d_H , м	0	2,024	4,048	6,072	8,096	10,12	12,144	14,168	16,192	18,216	20,24
Grid Search (пошук по сітці)											
K_{st}	0,708	0,723	0,741	0,776	0,798	0,823	0,761	0,745	0,728	0,709	0,708
Slope Limits (пошук схилу)											
K_{st}	0,708	0,724	0,746	0,79	0,832	0,811	0,772	0,749	0,729	0,715	0,708
Auto Refine Search (автоматичний пошук)											
K_{st}	0,708	0,723	0,744	0,76	0,829	0,79	0,759	0,754	0,731	0,713	0,708

Таблиця 4.9 – Значення коефіцієнтів стійкості укосу K_{st} для різних положень буронабивної палі на схилі з використанням методу аналізу Janbu

№ секції	X	IX	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I	0
d_H , м	0	2,024	4,048	6,072	8,096	10,12	12,144	14,168	16,192	18,216	20,24
Grid Search (пошук по сітці)											
K_{st}	0,678	0,692	0,716	0,758	0,764	0,797	0,728	0,705	0,682	0,678	0,678
Slope Limits (пошук схилу)											
K_{st}	0,678	0,692	0,712	0,761	0,78	0,752	0,739	0,713	0,696	0,678	0,678
Auto Refine Search (автоматичний пошук)											
K_{st}	0,678	0,689	0,717	0,725	0,781	0,75	0,719	0,713	0,692	0,677	0,678

Таблиця 4.10 – Значення коефіцієнтів стійкості укосу K_{st} для різних положень буронабивної палі на схилі з використанням методу аналізу Spencer

№ секції	X	IX	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I	0
d_n , м	0	2,024	4,048	6,072	8,096	10,12	12,144	14,168	16,192	18,216	20,24
Grid Search (пошук по сітці)											
K_{st}	0,702	0,718	0,734	0,77	0,79	0,816	0,755	0,738	0,721	0,703	0,702
Slope Limits (пошук схилу)											
K_{st}	0,702	0,718	0,74	0,784	0,827	0,804	0,765	0,744	0,724	0,711	0,702
Auto Refine Search (автоматичний пошук)											
K_{st}	0,702	0,716	0,739	0,754	0,823	0,786	0,754	0,747	0,726	0,706	0,702

За результатами розрахунків, наведених у таблицях 4.8-4.10, побудовано графічні залежності значень коефіцієнта стійкості укосу K_{st} від місця розміщення буронабивної палі на укосі відносно нижньої бровки уступу d_n для зазначених методів аналізу стійкості із застосуванням різних методів пошуку кругло-циліндричних поверхонь ковзання (рис. 4.15-4.17).

Аналіз табличних даних і графічних залежностей зміни K_{st} від положення буронабивної палі відносно нижньої бровки уступу показує, що, незважаючи на перевірку захисної конструкції із залізобетонних паль діаметром 1,0 м на стійкість основи і вигин (див. п.4.2), досліджуваний уступ залишився нестійким.

Усі застосовані методи аналізу Bishop, Janbu і Spencer при використанні методів пошуку Grid Search, Slope Limits та Auto Refine Search дають значення K_{st} менше 1,0. Найбільші значення коефіцієнта стійкості отримано за методом аналізу Bishop при визначенні мінімального значення методом Slope Limits – $K_{st} = 0,832$ при розміщенні палі між V і VI секціями зсувного клину.

Якщо врахувати висновки досліджень, наведених у п. 3.2, про те, що метод графічних побудов дає вищі значення коефіцієнта стійкості K_{st} , ніж методи аналізу в Slide, зокрема порівняно з методом Bishop це завищення становить близько 11 %, то значення коефіцієнта стійкості може становити 0,924.

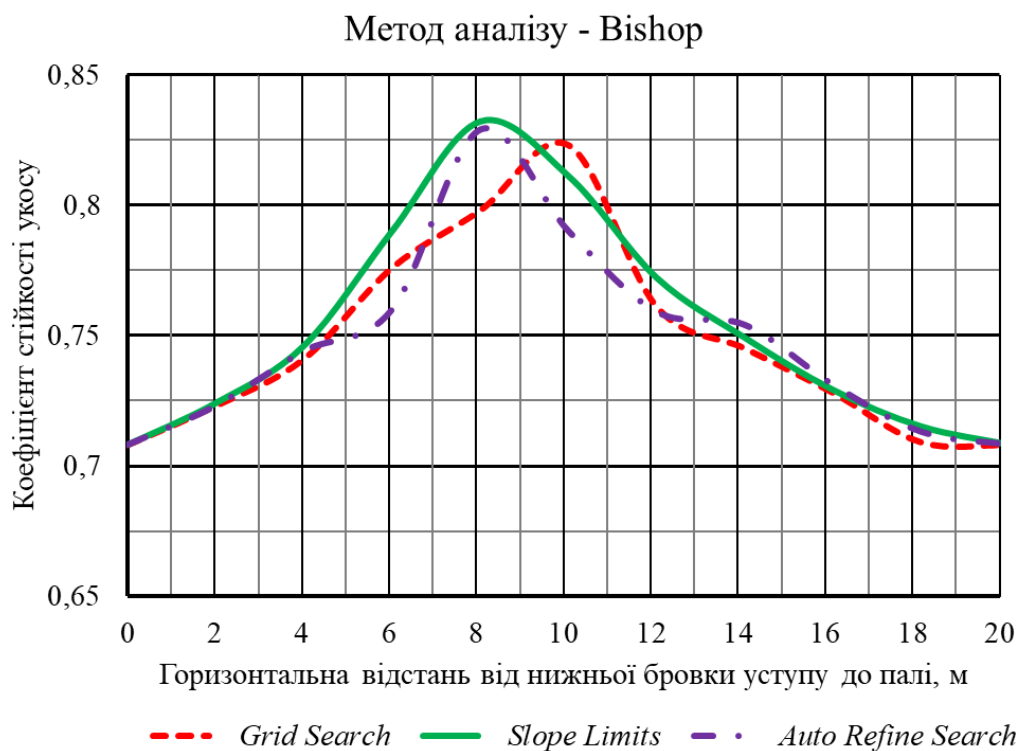


Рисунок 4.15 – Значення коефіцієнту стійкості K_{st} залежно від місця розміщення палі на укосі відносно нижньої бровки уступу d_h для методу аналізу Bishop

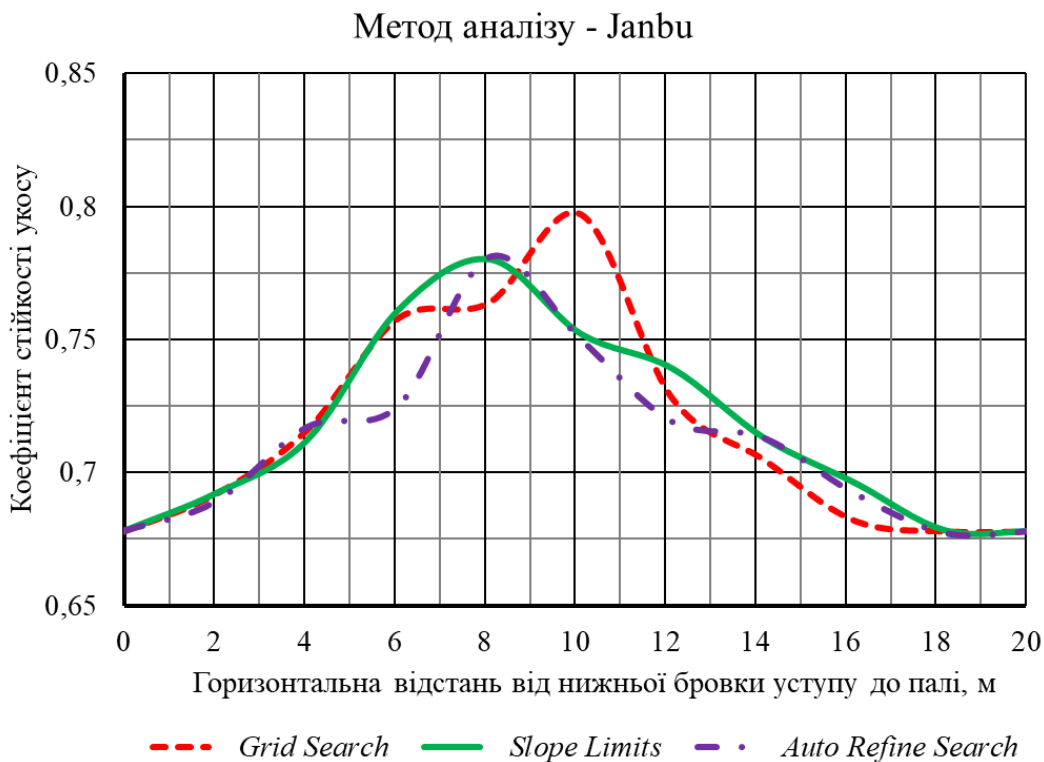


Рисунок 4.16 – Значення коефіцієнту стійкості K_{st} залежно від місця розміщення палі на укосі відносно нижньої бровки уступу d_h для методу аналізу Janbu

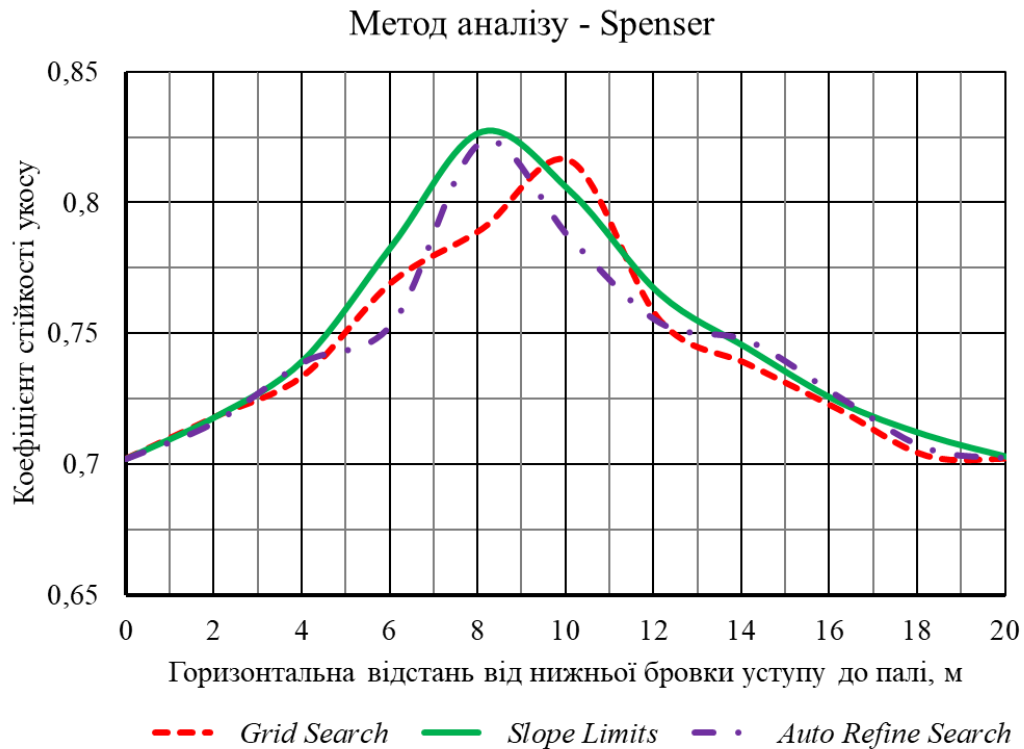


Рисунок 4.17 – Значення коефіцієнту стійкості K_{st} залежно від місця розміщення палі на укосі відносно нижньої бровки уступу d_h для методу аналізу Spenser

У цілому ж усі залежності зміни коефіцієнта стійкості від місця розташування паль мають параболічний характер із максимальними значеннями на відстані палі до нижньої бровки уступу від 8 м (метод пошуку Grid Search) до 10 м (методи пошуку Slope Limits та Auto Refine Search).

4.3.2. Моделювання стійкості укосу у PLAXIS 3D.

Як зазначено вище (див. п. 3.5), метод чисельного моделювання є альтернативним підходом до методу граничної рівноваги при оцінюванні стійкості гірських масивів і дозволяє більш точно прогнозувати поведінку природних та штучних укосів за будь-яких умов, у тому числі при застосуванні різних огорожувальних конструкцій.

У зв'язку з цим для перевірки результатів досліджень стійкості укосу з огорожувальною конструкцією з буронабивних паль, виконаних методом графічних побудов в Slide, проведено моделювання стійкості уступу кварцових пісків у PLAXIS 3D.

Відповідно до вихідних даних Сихівського родовища кварцових пісків побудовано 3D-модель із розташуванням у ній одного ряду буронабивних паль діаметром 1,0 м з відстанню між палями 1,0 м. Положення огорожувальної конструкції на укосі змінювалося відносно нижньої бровки уступу d_n . Як і в попередньому випадку досліджувалося 10 варіантів розміщення паль, тобто вони встановлювалися між секціями поділу зсувного клину.

Розрахункова модель має такі розміри: $X = 140$ м; $Y = 30$ м; $Z_{\max} = 40$ м (рис. 4.18). Алгоритм побудови 3D-моделі в PLAXIS 3D детально наведено в п.п. 3.5.3. Довжини буронабивних паль l_n , розташованих між секціями поділу зсувного клину, приймалися відповідно до табл. 4.7.

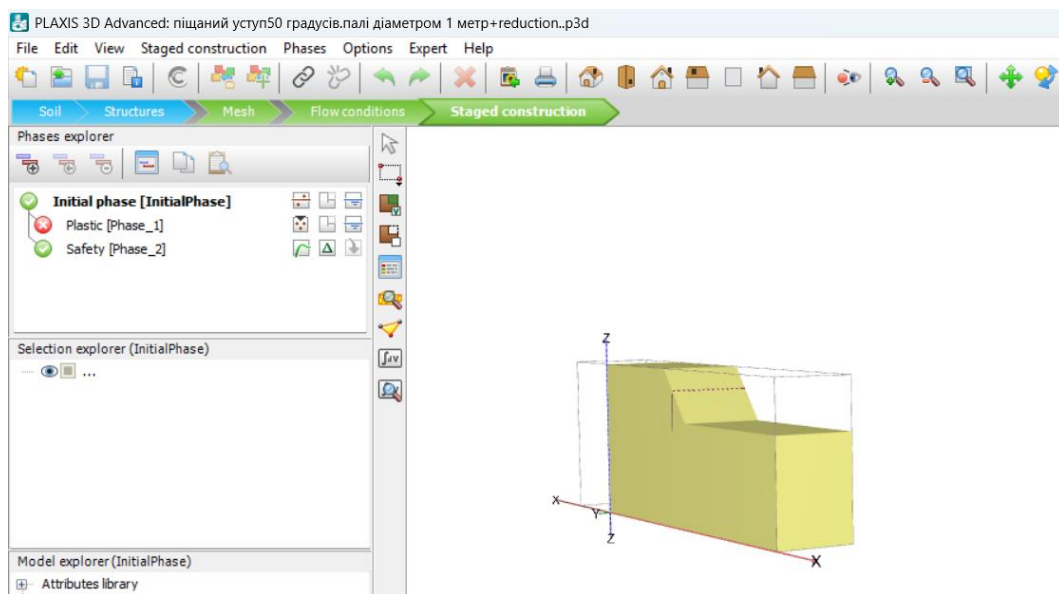


Рисунок 4.18 – Розрахункова 3D модель уступу кварцових пісків з розміщенням на укосі одного ряду буронабивних паль

У табл. 4.11 наведено результати розрахунків мінімальних коефіцієнтів стійкості укосу K_{st} і і можливих зміщень гірського масиву u для різних положень буронабивної палі в PLAXIS 3D. За даними табл. 4.11 побудовано графічні залежності зміни значень коефіцієнта стійкості укосу K_{st} (рис. 4.19) і можливих зміщень гірського масиву u (рис. 4.20) від місця встановлення буронабивної палі, а саме горизонтальної відстані від нижньої бровки уступу до палі d_n .

Таблиця 4.11 – Значення коефіцієнтів стійкості укусу K_{st} і зміщень гірського масиву u при різних положеннях буронабивної палі на схилі d_n

№ секції	X	IX	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I	0
d_n , м	0	2,024	4,048	6,072	8,096	10,12	12,144	14,168	16,192	18,216	20,24
K_{st}	0,763	0,794	0,84	0,9	0,916	0,996	0,921	0,88	0,828	0,804	0,783
u , м	0,468	0,451	0,411	0,367	0,334	0,325	0,356	0,404	0,438	0,456	0,468

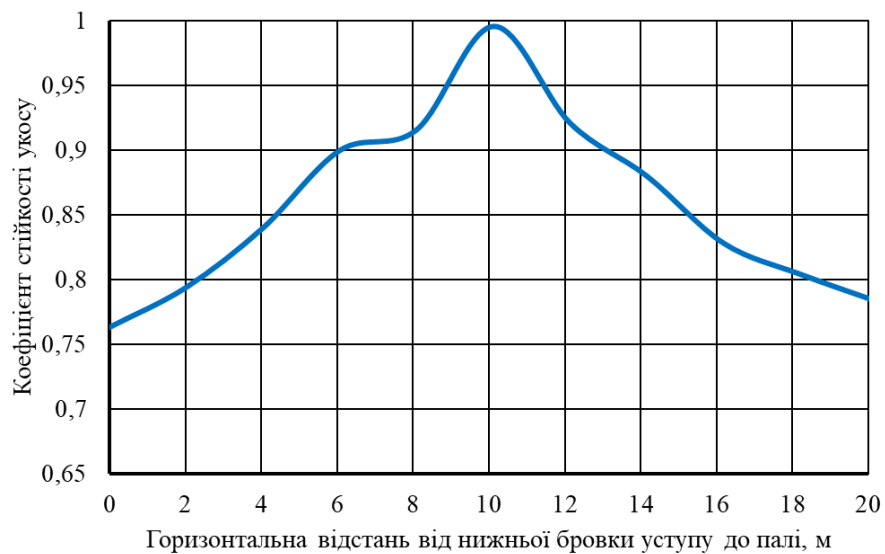


Рисунок 4.19 – Зміна значень коефіцієнтів стійкості укусу K_{st} від горизонтальної відстані від нижньої бровки уступу до буронабивної палі d_n

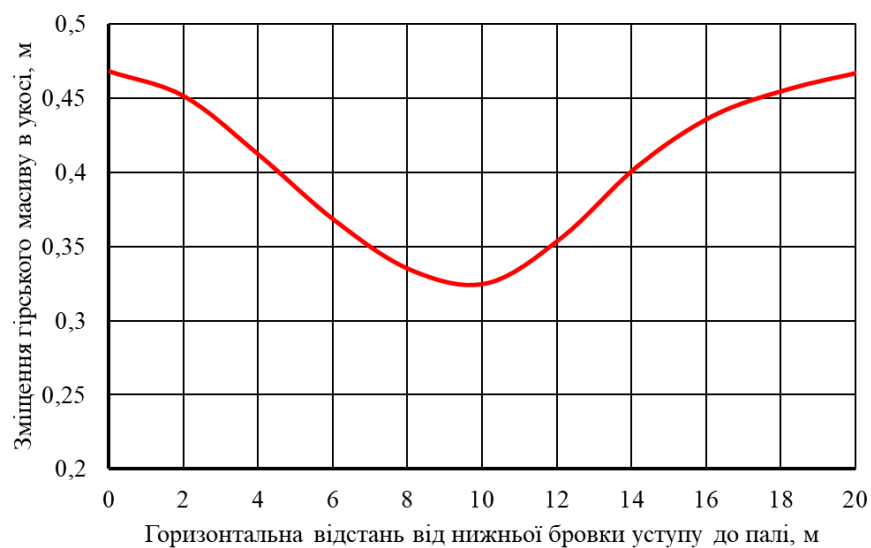


Рисунок 4.20 – Зміна можливих зміщень гірського масиву u відносно горизонтальної відстані від нижньої бровки уступу до буронабивної палі d_n

На рис. 4.21 наведено результат розрахунку стійкості досліджуваного гірського масиву із зазначенням коефіцієнта стійкості Reached safety factor при розміщенні буронабивної палі між V і VI секціями зсувного клину.

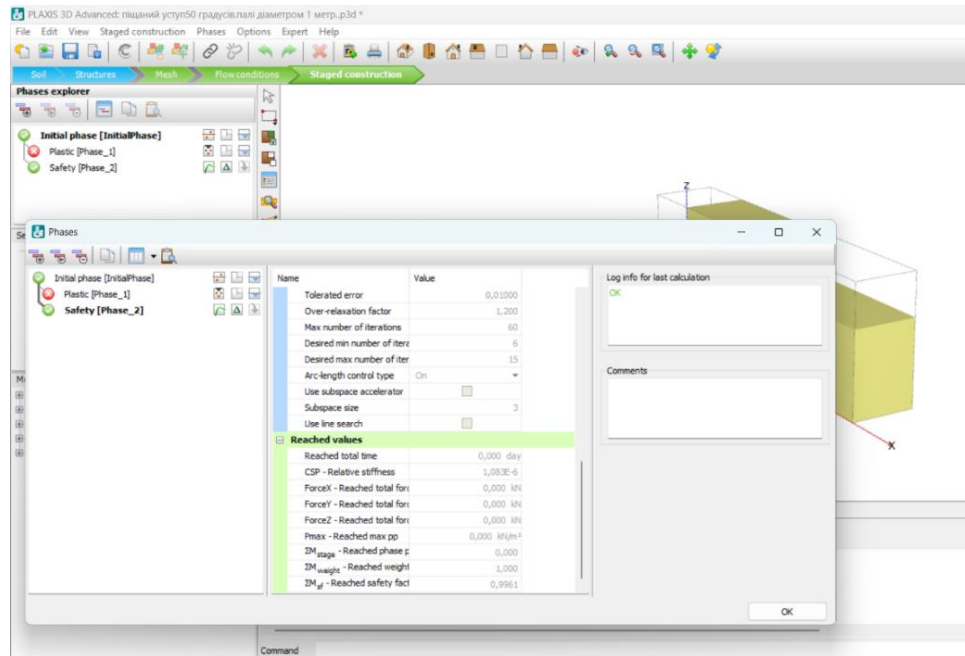
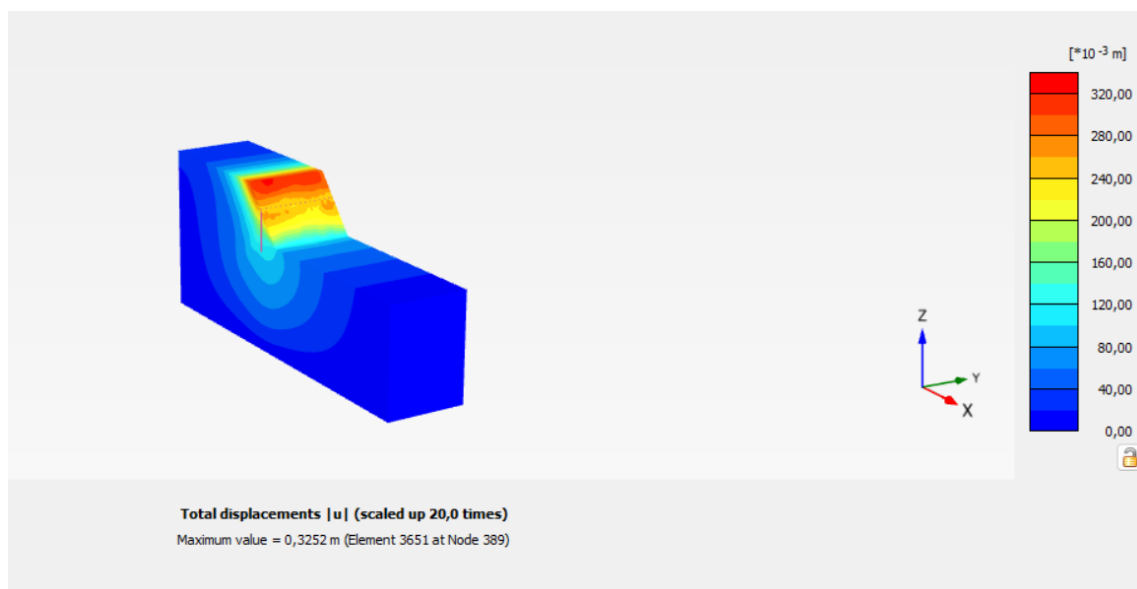


Рисунок 4.21 – Результат розрахунку параметрів стійкості гірського масиву

На рис. 4.22 наведено напружено-деформований стан уступу пісків із зазначенням максимального зміщення гірського масиву для зазначених умов.

Таким чином, за результатами моделювання в PLAXIS 3D стійкості укосу кварцових пісків, закріпленого одним рядом буронабивних паль, встановлено, що максимальне значення коефіцієнта стійкості досягається при розміщенні палі між V і VI секціями зсувного клину, тобто на відстані $d_n = 10,12$ м від нижньої бровки уступу, і становить $K_{st} = 0,996$. Графічна залежність зміни значень коефіцієнта стійкості укосу K_{st} від відстані розміщення палі d_n відносно нижньої бровки уступу має параболічний характер, а саме зміщеної параболі (див. рис. 4.19). Слід зазначити, що характер цієї залежності є ідентичним аналогічним графікам, отриманим у Slide методами граничної рівноваги Bishop, Janbu та Spencer (див. рис. 4.15-4.17). Водночас чисельні значення коефіцієнтів стійкості загалом є вищими приблизно на 19–20 %.



a



б

Рисунок 4.22 – Напружено-деформований стан уступу кварцових пісків: *a* – розподіл зміщень гірського масиву в межах моделі; *б* – загальний вигляд уступу після зсувних явищ

Максимальне зміщення гірського масиву в уступі кар'єру для заданих умов моделювання становить $u = 0,325$ м і є мінімальним значенням порівняно з іншими показниками при інших положеннях захисної конструкції. Графічні залежності зміни можливих зсувів гірничої маси u від місця встановлення буронабивної палі мають вигляд зміщеної оберненої параболи (див. рис. 4.20).

4.4. Моделювання стану стійкості укосу із застосуванням комбінованої захисної конструкції з буронабивних паль та ґрунтових анкерів

4.4.1. Обґрунтування вибору типу і конструктивних параметрів ґрунтових анкерів.

Результати моделювання в Slide і PLAXIS 3D (п. 4.3) поведінки укосу гірського масиву показало, що, незважаючи на застосування утримуючої конструкції з одного ряду буронабивних паль, уступ кварцового піску з кутом відкосу 50° залишається нестійким. Зокрема, максимальне значення коефіцієнту стійкості, що отримане в Slide методом граничної рівноваги Bishop, становить $K_{st} = 0,832$, а при чисельному моделюванні в PLAXIS 3D – $K_{st} = 0,996$ (нормативне значення – $K_{stn} = 1,2$). Тому було прийнято рішення посилити вже спроектовану захисну конструкцію ґрунтовими анкерами, які добре себе зарекомендували у цивільному будівництві при укріпленні зсувонебезпечних природних і штучних схилів (див. рис. 1.4) [98].

У практиці будівництва та гірничих робіт застосовують ґрунтові анкери (анкерні палі) довжиною від 10-15 м до 50-60 м і більше. За призначенням вони поділяються на дві категорії: тимчасові – використовуються під час будівельного періоду; постійні – забезпечують стійкість об'єкта протягом усього періоду експлуатації. У конструктивному відношенні тимчасові і постійні анкери принципово не відрізняються між собою, за винятком рівня їх захисту від корозії.

За способом улаштування та принципом взаємодії анкерної закладки з ґрунтом анкери поділяються на буроін'єкційні та якірні (саморозкривні). Основні конструктивні елементи буроін'єкційних анкерів показано на рис. 4.23.

Закладення анкера (корінь) повинно розташовуватися за межами розрахункової зони обвалення, випору або поверхні ґрунту. Відстань від будь-якої розрахункової поверхні обвалення до кореня анкера має становити не менше 1,5 м або $0,2H$ (де H – найбільша висота утримуваного масиву). Відстань між коренями паралельних анкерів у плані повинна бути не меншою за три діаметри кореня анкера, але не менше 1,2 м.



Рисунок 4.23 – Принципова конструкція ін'єкційного анкера

Розрахунки загальної стійкості виконують залежно від типу та конструкції анкерної споруди. У результаті розрахунків визначають основні габаритні параметри споруди, а також розрахункове навантаження на анкер, його довжину та розташування кореневої частини.

При розрахунку несучої здатності анкера повинна виконуватися умова:

$$\frac{\gamma_c}{\gamma_{da}} F \leq \frac{\gamma_d}{\gamma_n} R. \quad (4.31)$$

де F – розрахункове навантаження на анкер; R – розрахункове значення узагальненої несучої здатності анкерів; γ_n – коефіцієнт надійності споруди: при розрахунках природних схилів $\gamma_n = 1,0$; γ_c – коефіцієнт умов роботи: в експлуатаційний період приймається $\gamma_c = 1,0$; γ_{da} – коефіцієнт умов роботи, що враховує ступінь точності визначення анкерного зусилля: для постійних анкерів – $\gamma_{da} = 0,85$; для тимчасових анкерів – $\gamma_{da} = 0,95$; γ_d – коефіцієнт умов роботи анкера в ґрунтовому масиві: $\gamma_d = 0,85$ і $\gamma_d = 0,95$ – для розрахунку міцності постійних і тимчасових анкерів відповідно.

Розрахункове навантаження, що використовується при розробленні проектної та робочої документації, слід приймати таким, щоб воно не перевищувало межу міцності анкера на розрив наприкінці прийнятого розрахункового строку служби з урахуванням припуску на корозію.

Відповідно до умови (4.31), при застосуванні постійних ґрунтових анкерів для укріплення схилів загальний коефіцієнт їх надійності повинен становити:

$$\frac{R}{F} \geq 1,384. \quad (4.32)$$

Моделювання в Slide та PLAXIS 3D не потребує детального розрахунку анкерних конструкцій. Необхідно лише вибрати тип анкера та задати його несучу здатність, після чого підбирають інші конструктивні і технологічні параметри такої захисної конструкції.

Найбільше поширення в Україні отримали анкера з канатною анкерною тягою, яка виготовляється за технологією «Soletanche-Bachy» (Франція). Вони можуть бути довжиною до 40 м і розраховані на навантаження 120 т. Коренева частина таких анкерів закріплюється шляхом ін'єктування цементного розчину в зону закріплення. Діаметр канатів становить від 15 до 30 мм і більше, залежно від навантаження. Зазвичай використовуються оцинковані канати з подвійним переплетінням: 6×19M+WSC, 7×19M+WSC, 6×36WC-IWRC та ін.

Також застосовуються ґрунтові анкери Ischebeck Titan (Німеччина), які використовуються при значних навантаженнях і являють собою трубчасті конструкції. Їх установлюють за один робочий цикл буріння без використання обсадних труб, проміжного підйому бурового інструмента та армування [99].

4.4.2. Моделювання стійкості укосу із застосуванням комбінованої захисної конструкції з буронабивних паль і ґрунтових анкерів у Slide.

Зважаючи на гірничо-геологічні і технологічні умови, приймаємо постійну анкерну конструкцію з поясами у вигляді балок, а також у складі ростверку, що пов'язує буронабивні палі [100]. Технологію влаштування буроін'єкційних анкерів застосовуємо буроопускну, тобто в попередньо пробурену свердловину опускається анкерна тяга і заповнюється цементно-піщаним розчином.

Схема розміщення буроін'єкційних ґрунтових анкерів на уступі кар'єра наведена на рис. 4.24.

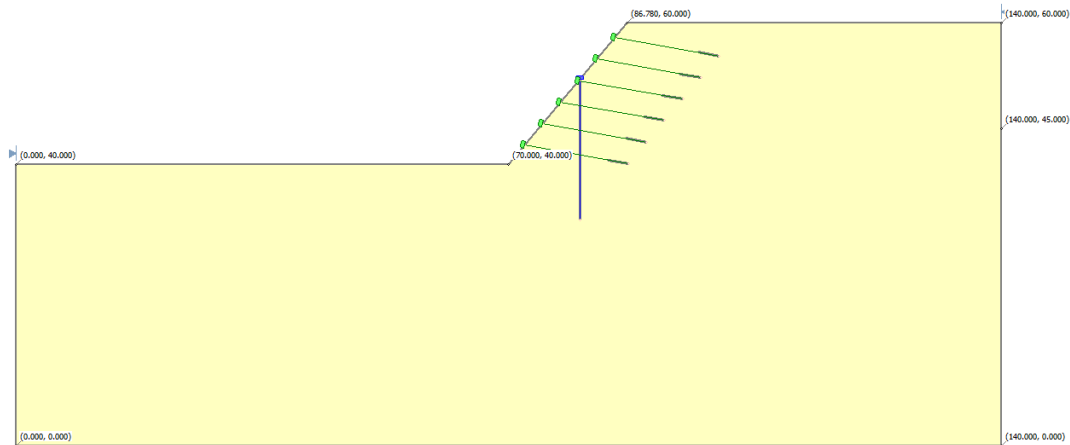


Рисунок 4.24 – Схема розміщення анкерів у складі захисної конструкції

Технологічні параметри розміщення ґрунтових анкерів на уступі вводимо у діалоговому вікні (Support Pattern). Встановлюємо орієнтацію анкерів: кут від горизонталі (Angle from Horizontal) – -10° ; довжина анкерів (Length) – 15 м; інтервал між рядами (Distance between support) – 4,0 м (рис. 4.25). Встановлений інтервал між рядами анкерів визначає кількість рядів анкерів – 6.

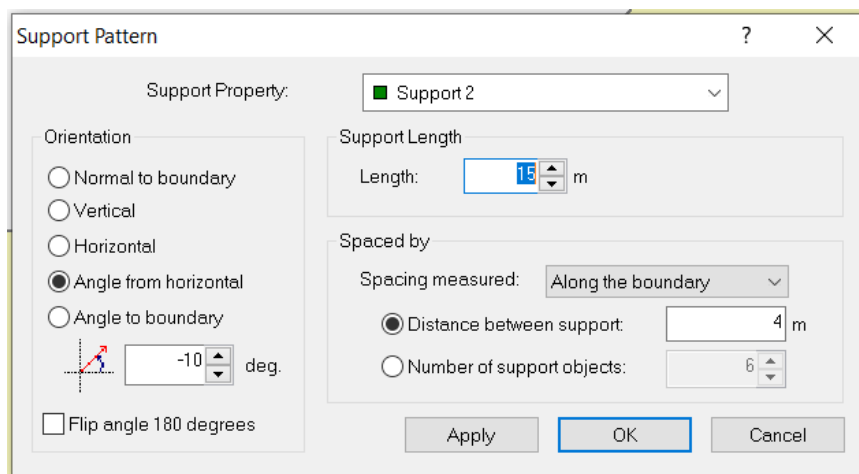


Рисунок 4.25 – Технологічні параметри розміщення ґрунтових анкерів на уступі

У діалоговому вікні «Визначення властивостей опори» (Define Support Properties) задаємо довжину зчеплення (bond length) = 30 % та міцність зчеплення (bond strength) = 15 кН/м. Довжина зчеплення зображується більш товщим сегментом лінії вздовж довжини зчеплення кожного опорного елемента. Відстань між анкерами в ряду (Out of plane spacing) приймаємо 2 м (рис. 4.26).

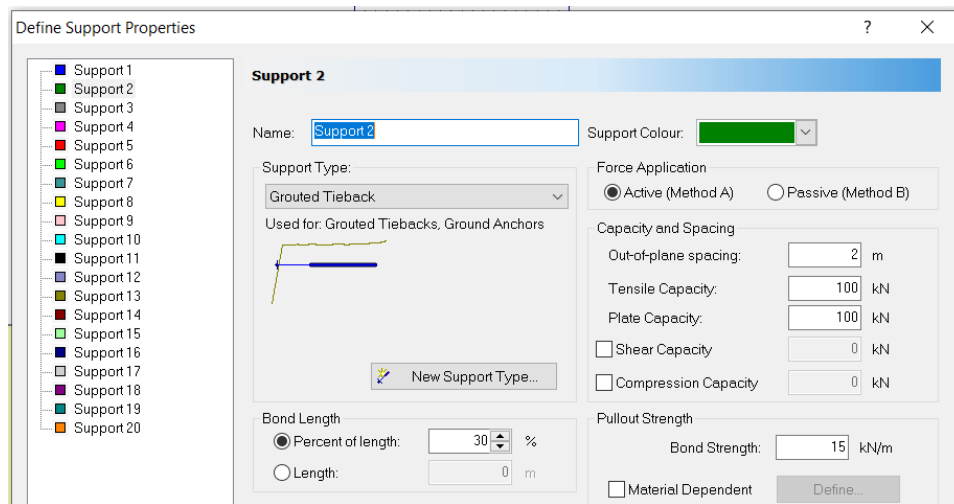


Рисунок 4.26 – Властивості конструкції з ґрунтових анкерів

Як і при визначенні напружено-деформованого стану уступу, підсиленого рядом буронабивних паль, у розрахунках з визначення коефіцієнтів стійкості використовуємо три методи пошуку поверхонь ковзання: Grid Search; Slope Limits; Auto Refine Search із застосуванням методів аналізу стійкості уступу Bishop, Janbu та Spencer. Результати розрахунків наведено в таблиці 4.12.

Таблиця 4.12 – Значення коефіцієнтів стійкості укосу K_{st} для комбінованою огорожувальної конструкції з буронабивних паль і ґрунтових анкерів

Методи пошуку поверхонь ковзання	Методи аналізу стійкості уступу		
	Bishop	Janbu	Spencer
Grid Search	1,269	1,134	1,240
Slope Limits	1,254	1,132	1,261
Auto Refine Search	1,266	1,122	1,251

На рисунках 4.27-4.29 представлено результати розрахунків для різних методів пошуку поверхонь ковзання для аналізу стійкості по Bishop.

Аналіз результатів розрахунків стійкості укосу уступу пісків показує, що додаткове застосування, в якості захисного елемента, буроін'єкційних ґрунтових анкерів значно підвищує коефіцієнт стійкості укосу. Якщо при застосуванні

одного ряду буронабивних паль найбільше значення коефіцієнта стійкості отримане $K_{st} = 0,832$ при методі аналізу по Bishop за пошуком за Slope Limits, то при використанні комбінованої конструкції «буронабивна паля + ґрунтовий анкер» максимальний коефіцієнт стійкості укосу становить вже $K_{st} = 1,269$ при методі аналізу Bishop за пошуком по сітці (Grid Search).

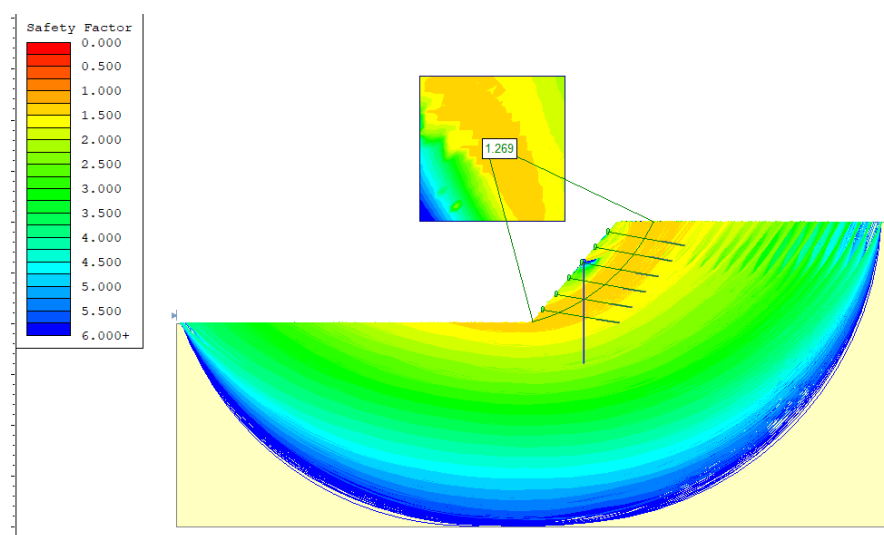


Рисунок 4.27 – Результати розрахунку стійкості укосу пошуком Grid Search

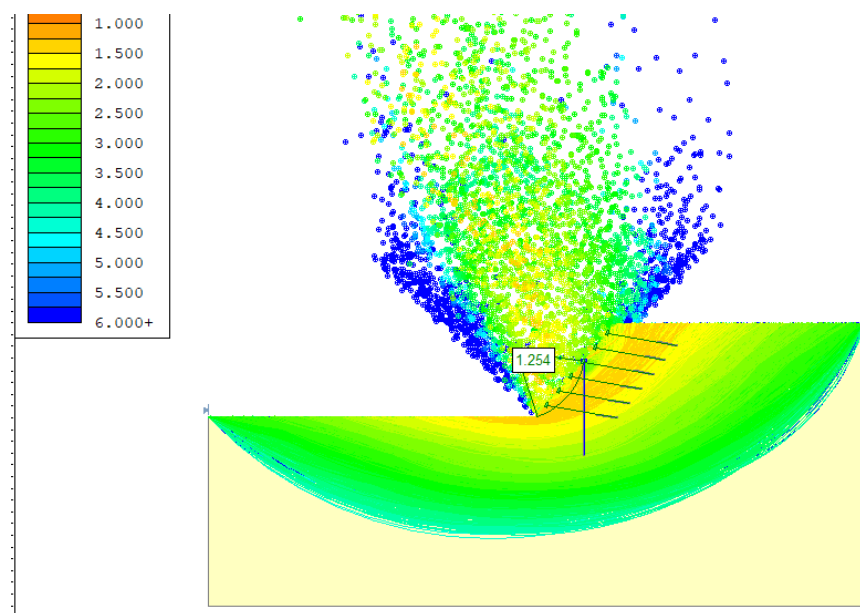


Рисунок 4.28 – Результати розрахунку стійкості укосу пошуком Slope Limits

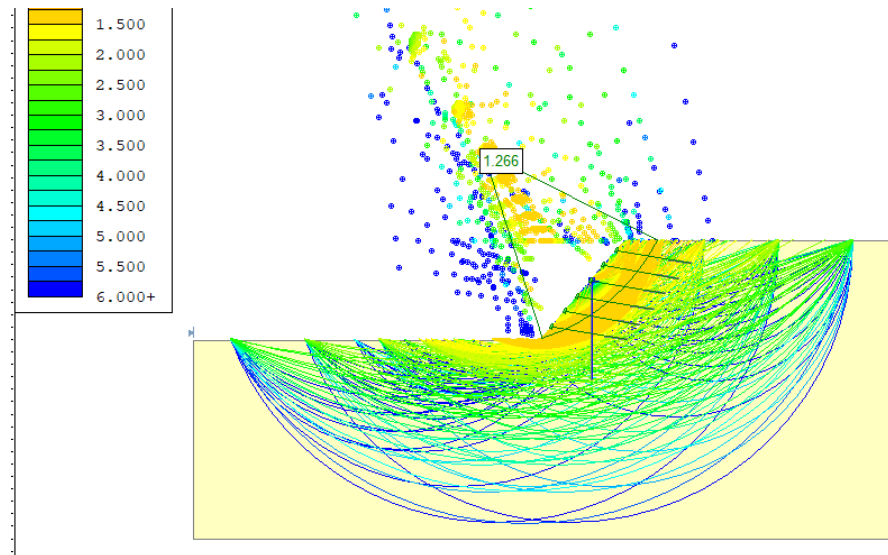


Рисунок 4.29 – Результати розрахунку стійкості укосу пошуком Auto Refine Search

Однак слід зазначити, що розрахунок стійкості уступу за методом аналізу Janbu у цьому випадку дав занижені на 11 % значення K_{st} (при Bishop – 1,269, при Janbu – 1,134). Тому отримані результати потребують додаткової перевірки шляхом визначення стійкості даного укосу при моделюванні його напружено-деформованого стану в PLAXIS 3D.

4.4.3. Моделювання дії комбінованої захисної конструкції на напружено-деформований стан уступу в PLAXIS 3D.

Моделювання в PLAXIS 3D стійкості укосу кварцових пісків із застосуванням захисної конструкції у вигляді одного ряду буронабивних паль (п.п. 4.3.2) показало, що максимально можливе значення коефіцієнту стійкості становить $K_{st} = 0,996$, тобто нормативна стійкість укосу також не забезпечується ($K_{stn} = 1,2$), хоча за значеннями близька до умовної стійкості. Тому для підсилення дії запропонованої захисної конструкції додатково застосуємо закріплення гірського масиву ґрунтовими анкерами.

Схему розміщення ґрунтових анкерів на уступі і їх технологічні властивості приймаємо як при моделюванні в Slide.

Послідовність створення розрахункової моделі в PLAXIS 3D і власне моделювання виконується в наступній послідовності.

За основу приймаємо раніше створену геометричну модель уступу кварцових пісків із розташуванням у ній ряду буронабивних паль (див. рис. 4.18). Далі створюємо анкер із заданими характеристиками (рис. 4.30) і формуємо масив анкерів (рис. 4.31). Таким чином, розрахункова модель включає один ряд буронабивних паль і систему буроін'єкційних ґрунтових анкерів із 6 рядів з відстанню між ними 4 м та кроком у ряду 2 м між їх центрами, що забезпечує комплексне інженерне закріплення укосу.

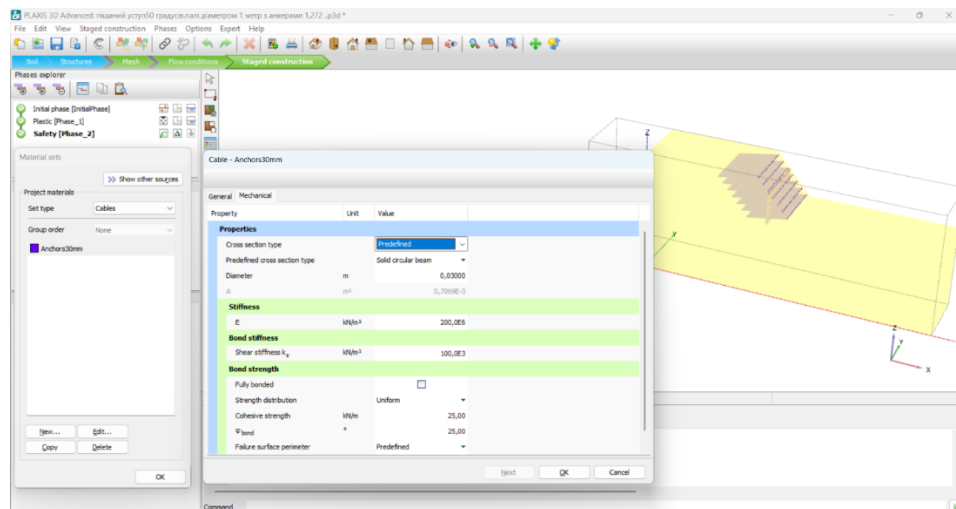


Рисунок 4.30 – Фізико-механічні характеристики анкерів

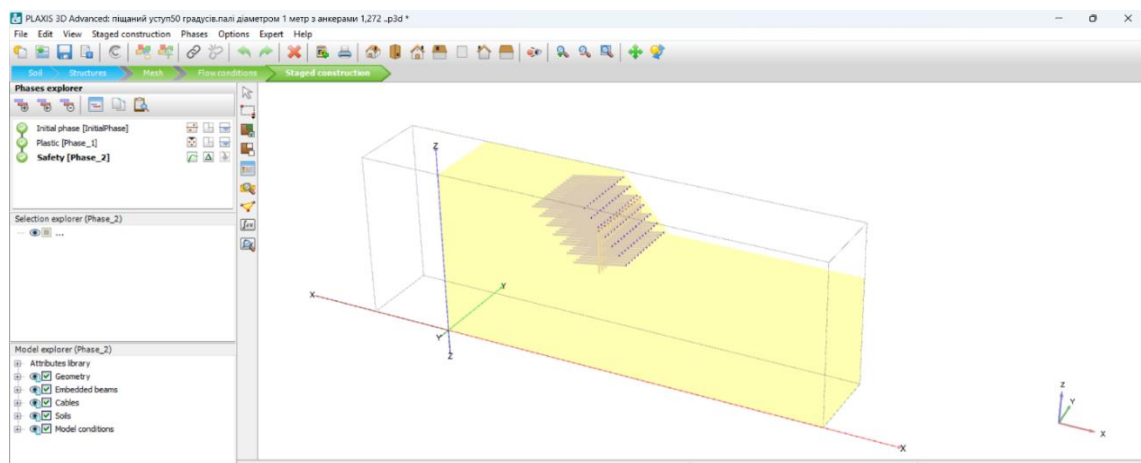


Рисунок 4.31 – Розрахункова модель гірського масиву із захисною конструкцією з буронабивних паль і буроін'єкційних ґрунтових анкерів

Виконуємо обчислення створеної моделі для кожної розрахункової фази. Аналіз виконується окремо для Plastic та Safety фаз, що дозволяє комплексно оцінити поведінку укосу та ефективність системи буронабивних паль та анкерного кріплення (рис. 4.32, 4.33).

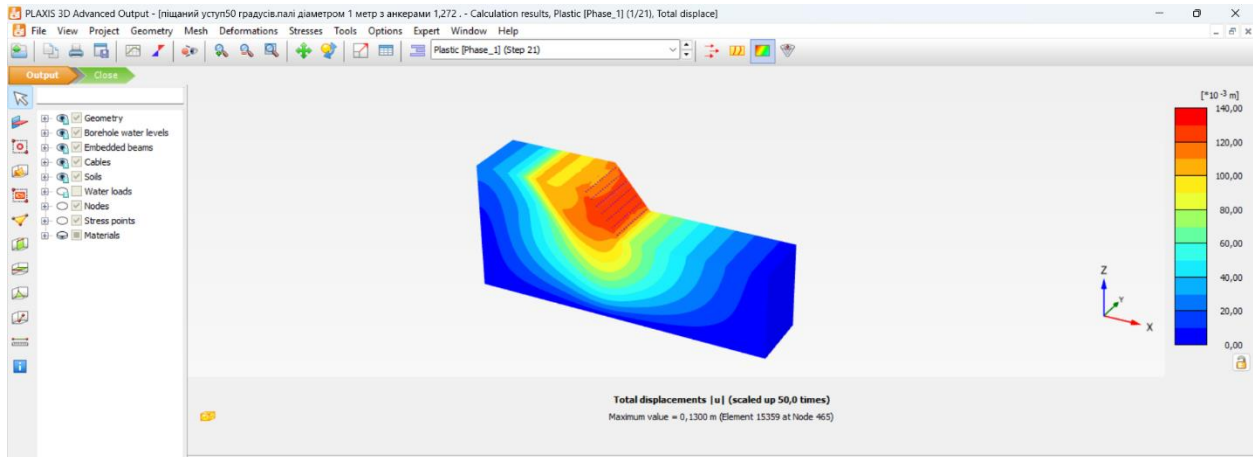


Рисунок 4.32 – Напружено-деформований стан закріпленого масиву K_{st}

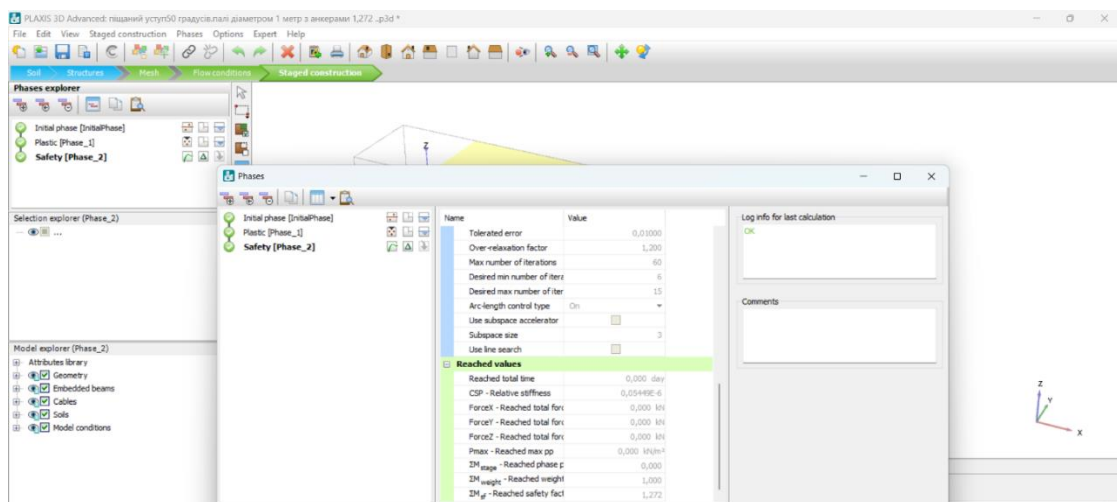


Рисунок 4.33. Значення коефіцієнта запасу стійкості закріпленого масиву

Отже, результати моделювання в PLAXIS 3D показують, що після влаштування на уступі огорожувальної конструкції «буронабивна паля + ґрунтовий анкер» коефіцієнт запасу стійкості укосу підвищився до значення $K_{st} = 1,272$, що є достатнім для забезпечення нормативної стійкості уступу, а застосована захисна конструкція є ефективною.

4.5. Висновки до розділу 4

1. Запропоновано удосконалену методику розрахунку утримуючої конструкції з буронабивних паль для забезпечення стійкості уступів і бортів кар'єра, в основі якої закладена оцінка стану укосу, визначення зсувного зусилля можливої призми обрушення та розрахунок палі на спільну дію горизонтальної сили і моменту.

2. За результатами розрахунку стійкості уступу кварцових пісків з кутом відкосу $\alpha = 50^\circ$ і висотою $H = 20$ м на Сихівському кар'єрі, підсиленого захисною конструкцією, встановлено, що, при перевірці перерізів паль щодо опору матеріалу за граничними станами першої групи (за міцністю) на спільну дію розрахункових зусиль: стійкості основи ($\sigma_z = 47,990 < \sigma_{znp} = 213,958$ кПа) та згинального моменту ($M_z = 784,057 < M_p = 913,020$ кН·м.), утримання укосу забезпечить залізобетонна буронабивна паля діаметром 1,0 м, клас бетону – В25, арматурний каркас складається з 16 арматурних стрижнів класом А500 діаметром $\varnothing 22$ мм.

3. Виконані дослідження впливу розташування буронабивної палі відносно нижньої бровки уступу на значення коефіцієнтів стійкості укосу у Slide показали, що, незважаючи на перевірку захисної споруди на стійкість основи та вигин, досліджуваний гірський масив є нестійким. Усі застосовувані методи аналізу Bishop, Janbu і Spencer при різних методах пошуку мінімального показника стійкості Grid Search, Slope Limits та Auto Refine Search надають значення K_{st} нижче 1,0. Найбільше значення коефіцієнта стійкості надає метод аналізу Bishop при пошуку мінімального значення за Slope Limits $K_{st} = 0,832$ при розташуванні палі між V і VI секціями зсувного клину, тобто на відстані $d_n = 8$ м від палі до нижньої бровки уступу.

4. Отримані графічні залежності розподілу коефіцієнту стійкості залежно від місця розміщення паль мають параболічний характер з максимальними їх значеннями при відстані від 8 (метод пошуку Grid Search) до 10 м (методи пошуку Slope Limits та Auto Refine Search) від палі до нижньої бровки уступу.

5. При моделюванні стійкості укосу кварцових пісків у PLAXIS 3D встановлено, що максимальне значення коефіцієнту стійкості також досягається при розміщенні палі між V і VI секціями зсувного клину, тобто на відстані $d_n = 10,12$ м від нижньої бровки уступу, і становить $K_{st} = 0,996$. Характер графічної залежності зміни коефіцієнтів стійкості укосу K_{st} від відстані розміщення палі d_n відносно нижньої бровки уступу є ідентичним графікам, отриманим в Slide методами граничної рівноваги Bishop, Janbu та Spencer. Однак чисельні значення коефіцієнтів стійкості в цілому вищі за них на 19-20 %.

6. Результати моделювання стійкості укосу гірського масиву із застосуванням комбінованої огорожувальної конструкції в Slide показують, що додаткове застосування, в якості захисного елемента конструкції, буроін'єкційних ґрунтових анкерів значно підвищує коефіцієнт стійкості укосу. При використанні комбінованої конструкції «буронабивна паля + ґрунтовий анкер» максимальне значення коефіцієнту стійкості укосу становить $K_{st} = 1,269$ при методі аналізу Bishop за пошуком по сітці (Grid Search). Однак, необхідно відзначити, що за методом Janbu значення K_{st} є меншим на 11% ($K_{st} = 1,134$).

7. При моделюванні дії захисної конструкції з буронабивних паль і ґрунтових анкерів на напружено-деформований стан уступу в PLAXIS 3D встановлено, що коефіцієнт запасу стійкості укосу підвищився до значення $K_{st} = 1,272$, що є цілком прийнятним для забезпечення нормативної стійкості уступу ($K_{sth} = 1,2$), а зазначена огорожувальна конструкція є достатньо ефективною.

РОЗДІЛ 5. ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ У ВИРОБНИЦТВО ПРИ РОЗРОБЦІ ПУХКИХ ПОРІД ТА ОБГРУНТУВАННЯ ЇХ ЕФЕКТИВНОСТІ

5.1. Удосконалення технології закріплення зсувонебезпечних ділянок борта кар'єра буронабивними палями і ґрунтовими анкерами

Влаштування буронабивних паль і ґрунтових анкерів на природних або штучних схилах, а тим більше на борту кар'єра, традиційними методами будівництва практично неможливо. Тому ці роботи відносять до спеціальних гірничо-будівельних робіт, в яких задіяні спеціальні технічні засоби, особливі матеріальні ресурси та професійно-підготовлений персонал [101]. Їх виконання повинне забезпечити високу продуктивність, необхідну якість та безпечність виконання робіт в складних гірничо-геологічних умовах.

5.1.1. Технологічні особливості влаштування паль на схилах.

Технологія спорудження буронабивних паль на схилах передбачає використання традиційних способів буріння у поєднанні з додатковими заходами стабілізації ґрунту і забезпечення стійкості бурового обладнання [102].

Основні етапи цієї технології включають:

1. Підготовку робочого майданчика, що передбачає влаштування тимчасових горизонтальних терас (берм) для забезпечення стійкої роботи бурових установок (рис. 5.1). На крутих схилах застосовують спеціалізовану техніку з виносними опорами (аутригерами).

2. Буріння свердловин. Під час буріння у слабких незв'язних ґрунтах, як правило, використовують метод обсадної труби (див. рис. 5.1), що запобігає обваленню стінок і потраплянню верхніх шарів ґрунту в свердловину. Глибину свердловин приймають такою, щоб буронабивна паля занурювалась у міцні породи не менше ніж на 1,5-2 м [98].



Рисунок 5.1 – Робочий майданчик для влаштування буронабивної палі на укосі із застосування обсадної труби

3. Армування і бетонування. Після буріння у свердловину встановлюють просторовий арматурний каркас (рис. 5.2), після чого виконують бетонування методом вертикально переміщуваної труби (рис. 5.3) або через порожнистий шнек (технологія CFA/НШ), що запобігає утворенню порожнин у тілі палі.



Рисунок 5.2 – Занурення у свердловину просторового арматурного каркасу



Рисунок 5.3 – Заповнення бетоном свердловини з арматурним каркасом

4. Об'єднання в систему. Готові палі з'єднують між собою жорстким залізобетонним ростверком, який розподіляє навантаження між ними і утримує схил від зміщення (рис. 5.4).

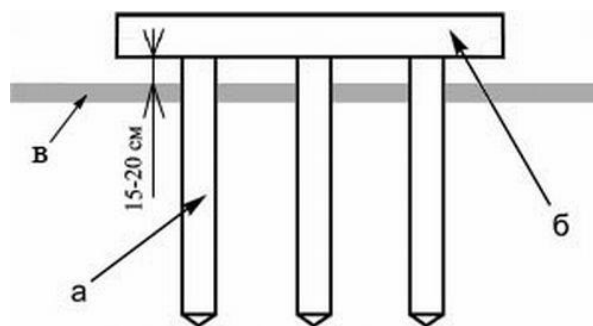


Рисунок 5.4 – Схема зв'язування буронабивних паль між собою жорстким залізобетонним ростверком: *а* – паля; *б* – ростверк; *в* – ґрунт

Для буріння незв'язних ґрунтів зазвичай застосовують шнековий бур, яким руйнують ґрунт і транспортують його на поверхню. Такий бур встановлюється на копрову установку, яка, у свою чергу, є навісним обладнанням екскаватора, крана або бульдозера відповідної потужності (рис. 5.5).

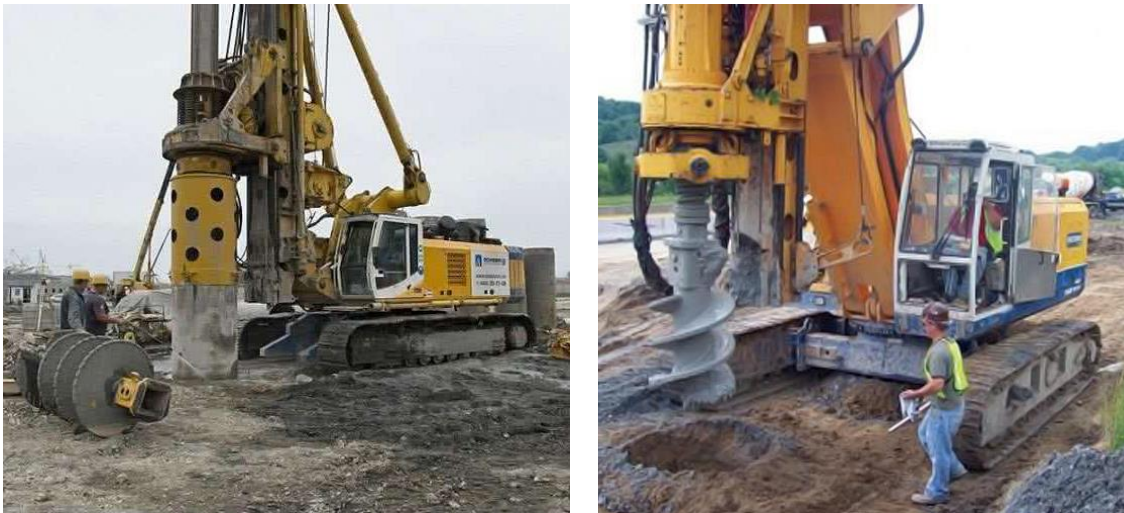


Рисунок 5.5 – Буріння свердловини для влаштування буронабивної палі

Сучасні шнекові бурові установки для улаштування свердловин під палі забезпечують буріння практично в будь-яких гідрогеологічних умовах. Відсутність вібрацій і ударних навантажень дозволяє безпечно застосовувати їх на зсувонебезпечних укосах. Можливість виконувати буровою установкою як буріння, так і занурення обсадної труби суттєво підвищує їх ефективність.

5.1.2. Технологія влаштування ґрунтових анкерів.

Залежно від інженерно-геологічних умов майданчика, конструкції та технології влаштування анкерів буріння свердловин під них може виконуватися із застосуванням обсадних труб або під глинистим розчином [101, 103, 104].

Буріння свердловин для встановлення анкерів виконується спеціальною технікою (рис. 5.6), призначеною для улаштування анкерів, а також буровим обладнанням, що забезпечує влаштування свердловин відповідно до проєкту.

Конструктивно ґрунтові анкери поділяються на два типи: канатні та стержньові. Канатні анкери є класичними, їх конструкцію вперше розроблено фірмою «Солетанш». Несучими елементами є високоміцні канати діаметром до 15 мм, кількість яких визначається розрахунковим навантаженням [101]. Несуча здатність таких анкерів може досягати 1800 кН. У стержневих анкерах несучим елементом є арматурний стержень, перевагу надають гвинтовим. Розрахункове навантаження таких однострижневих анкерів становить до 350 кН.



Рисунок 5.6 – Бурові установки для влаштування ґрунтових анкерів

Технологія встановлення ґрунтового анкера із зануренням обсадної труби та винесенням породи через неї (рис. 5.7) є такою [101]:

- а) буріння свердловини під анкер;
- б) встановлення канатної тяги всередину обсадної труби;
- в) поетапне нагнітання цементного розчину під тиском, починаючи з вибою, у зону закладення анкера у міру їх витягування через кожні 0,5 м;
- г) витягування обсадних труб із одночасним заповненням свердловини цементним розчином, після досягнення цементним розчином проектної міцності та закріплення анкера на конструкції (рис. 5.8).

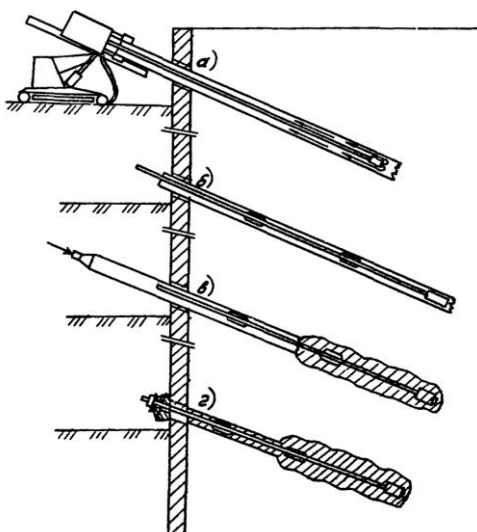


Рисунок 5.7 – Послідовність встановлення ґрунтового анкера з зануренням обсадної труби



Рисунок 5.8 – Закріплення ґрунтового анкера в свердловині

Наведена технологія влаштування анкерів є базовою. Проте це не виключає її подальшого удосконалення. Зокрема, застосування трубних буроін'єкційних анкерів Ischebeck Titan дозволяє встановлювати їх без застосування обсадних труб, проміжного підйому бурового снаряда та армування.

5.2. Характеристика природних і технологічних умов на неробочій ділянці борта кар'єра

Відповідно до генплану робочого проєкту «Розробка та рекультивація Сихівського кар'єру пісків в Львівському районі Львівської області», вздовж неробочого борта кар'єру, а саме в його південній частині, проходить автомобільний шлях з інтенсивним рухом кар'єрного транспорту, який використовується для переміщення гірничої маси (рис. 5.9). Це викликає додаткове навантаження на прибортовий гірський масив і може стати додатковим визначальним фактором в утворенні зсуву гірничої маси на зазначеній ділянці [105]. Тому було прийнято рішення зміцнити найбільш небезпечні ділянки борту з урахуванням отриманих результатів досліджень [95].

За даними розвідувальних свердловин гірський масив на даній ділянці представлений розкривними ґрунтами (суглинки та ґрунтово-рослинний шар), верхнім і нижнім шарами пісків та підстеляючим шаром вапняків. Основні фізико-механічні характеристики суглинків у природному стані наступні:

- кут внутрішнього тертя – $\varphi_c = 18^\circ$;
- питоме зчеплення у гірському масиві – $c_c = 29$ кПа;
- питома вага – $\gamma_c = 19,4$ кН/м³.

Фізико-механічні властивості кварцових пісків наведено в п. 3.1.

Необхідні для розрахунку властивості вапняків мають наступні значення:

- питома вага – $\gamma_v = 25,0$ кН/м³;
- кут внутрішнього тертя – $\varphi_v = 40^\circ$;
- питоме зчеплення пісків у гірському масиві – $c_v = 250$ кПа.

Лінійне навантаження та довжина ділянки розподілу навантаження визначаються за табличними даними діючих нормативних документів (СНіП 2.05.03-84) залежно від виду колісного навантаження (однієї чотиривісної машини) НК-80 загальною вагою 785 кН (80 тс). Для встановленого виду навантаження приймаємо: $\psi = 186 \text{ кН/м}$; $a_0 = 3 \text{ м}$.

У цьому разі нормативний вертикальний тиск на поверхню дорожнього покриття, тобто $h = 0 \text{ м}$, згідно формули (5.1) буде становити

$$p_v = \frac{186}{3+0} = 62 \text{ кН/м}^2.$$

Для чотиривісної машини типу НК-80 загальною вагою 785 кН (80 тс) ширина дії вертикального тиску становить $b = 3,5 \text{ м}$ [106]. Згідно плану гірничих робіт (див. рис.5.9) автодорога проходить на відстані 4 м від верхньої бровки уступу.

5.3. Моделювання стану стійкості борта кар'єру при дії на нього додаткового навантаження

5.3.1. Встановлення стану стійкості прибортового масиву при моделюванні в програмному комплексі Slide.

Відповідно до гірничо-геологічних умов розробки Сихівського родовища піску та плану розвитку гірничих робіт на кар'єрі побудовано розрахункову модель ділянки неробочого борту згідно з даними п. 5.2 з урахуванням додаткового навантаження від руху автосамоскидів (рис. 5.10) [107, 108].

Розрахунки показують, що досліджуваний борт кар'єру є нестійким (табл. 5.1). а ймовірна поверхня ковзання і найменше значення коефіцієнту стійкості устанавлюються наявним шаром кварцового піску (рис. 5.11).

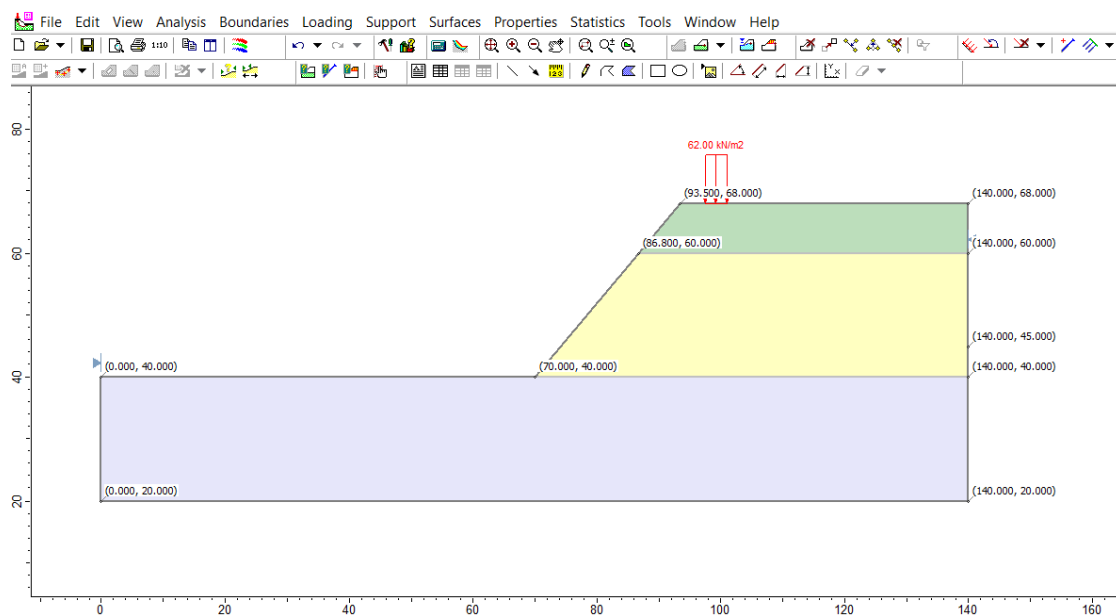


Рисунок 5.10 – Розрахункова модель ділянки неробочого борту у Slide

Таблиця 5.1 – Значення коефіцієнтів стійкості K_{st} борта кар'єру

Методи пошуку поверхонь ковзання	Методи аналізу стійкості уступу		
	Bishop	Janbu	Spencer
Grid Search	0,723	0,688	0,718
Slope Limits	0,726	0,685	0,720
Auto Refine Search	0,719	0,684	0,713

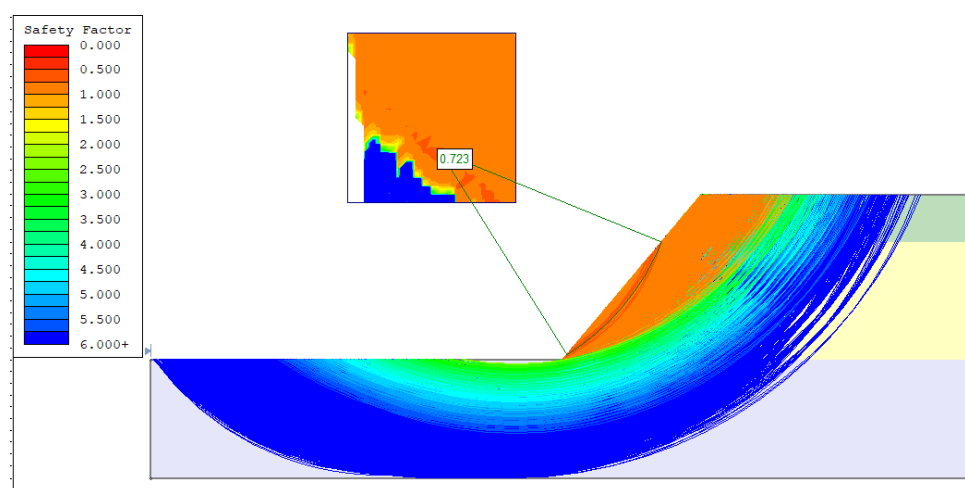


Рисунок 5.11 – Критична поверхня ковзання і значення коефіцієнту стійкості борта за Bishop при Grid Search

Для посилення стійкості борта кар'єра встановлюємо підтримуючу конструкцію з одного ряду бурунабивних паль, параметри та характеристики якої приймаємо у відповідності до результатів досліджень, викладених у п.п. 4.3.1 (рис. 5.12). Діаметр палі становить 1 м, відстань між осями паль в ряду – 2 м, відстань від нижньої бровки уступу до палі дорівнює 11,5 м, кінець палі заглиблений у підстеляючий шар вапняку на 2 м. Результати розрахунку за методом аналізу Bishop при пошуку за Grid Search наведено на рис. 5.13.

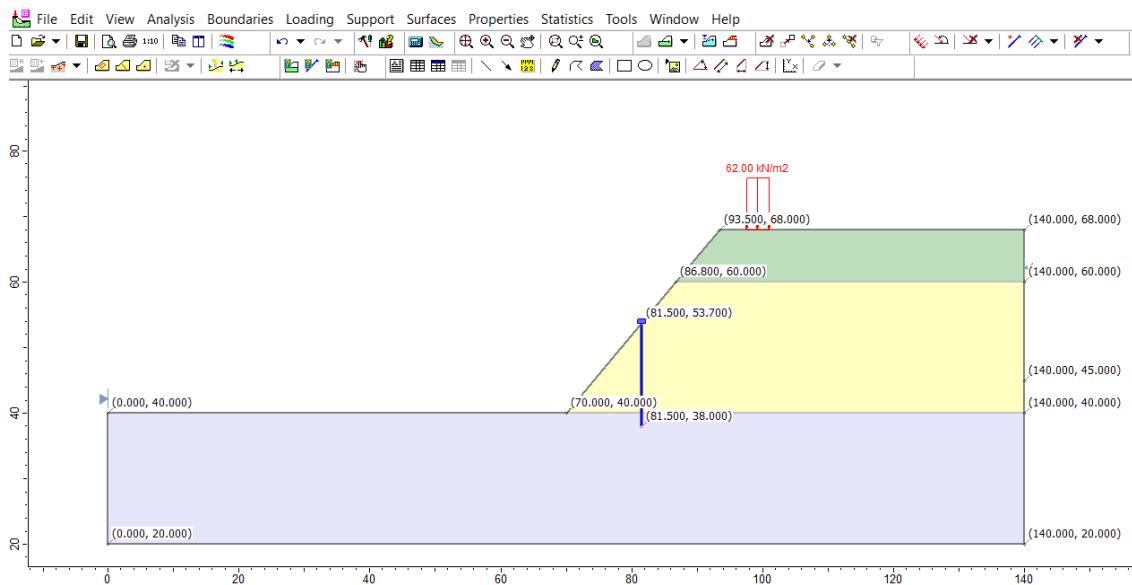


Рисунок 5.12 – Розрахункова модель борту кар'єра під навантаженням і бурунабивною палею

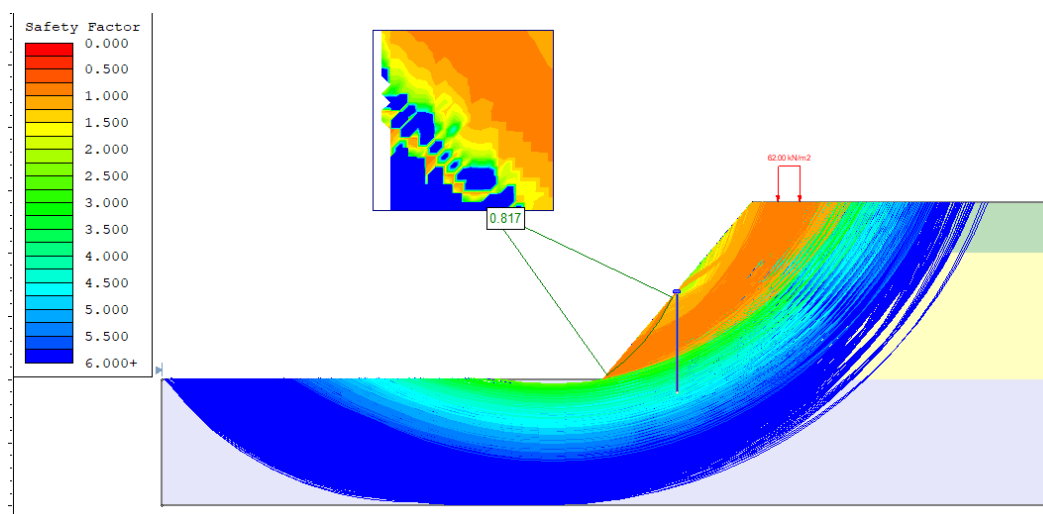


Рисунок 5.13 – Поверхня ковзання і значення коефіцієнту стійкості прибортового масиву із захисною конструкцією за Bishop при Grid Search

Усі результати розрахунку коефіцієнтів стійкості K_{st} борта наведено в табл. 5.2. Дані таблиці показують, що борт залишається нестійким, хоча значення коефіцієнтів стійкості збільшилося приблизно на 11,0 ... 11,5 %.

Таблиця 5.2 – Значення коефіцієнтів стійкості укосу K_{st} борта з палями

Методи пошуку поверхонь ковзання	Методи аналізу стійкості уступу		
	Bishop	Janbu	Spencer
Grid Search	0,817	0,799	0,810
Slope Limits	0,781	0,743	0,774
Auto Refine Search	0,776	0,735	0,769

Для підсилення огорожувальної конструкції з одного ряду буронабивних паль розглянемо два типи: перший – системою ґрунтових анкерів з поясами; другий – додатковими рядами паль, з'єднаних між собою ростверками [95].

На рис. 5.14 представлено розрахункову модель борта кар'єру під дією додаткового навантаження та захисною спорудою у вигляді ряду буронабивних паль і системи ґрунтових анкерів. Параметри розміщення анкерів на схилі та їх характеристики підібрано таким чином, щоб чисельні значення коефіцієнта стійкості K_{st} були не меншими за 1,2. Приймаємо 12 рядів анкерів з відстанню між рядами – 3 м, у ряду – 2 м. Довжина анкерів становить 20 м (рис. 5.15).

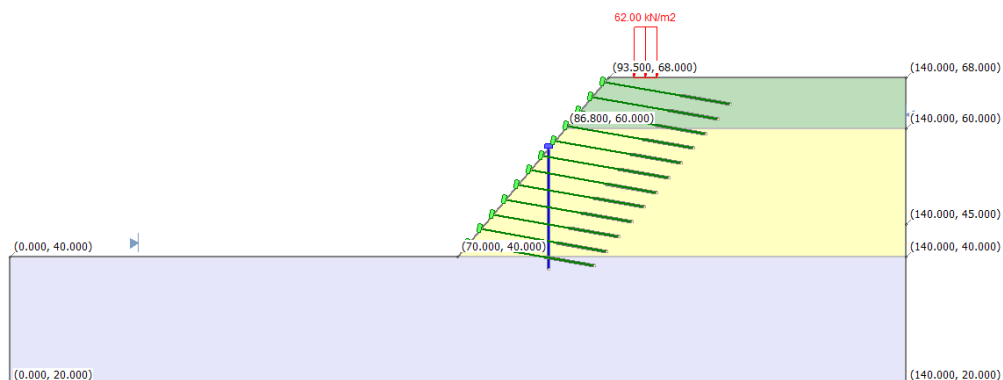


Рис. 5.14. Модель борта кар'єру під додатковим навантаженням і захисною спорудою у вигляді ряду буронабивних паль і системою ґрунтових анкерів.

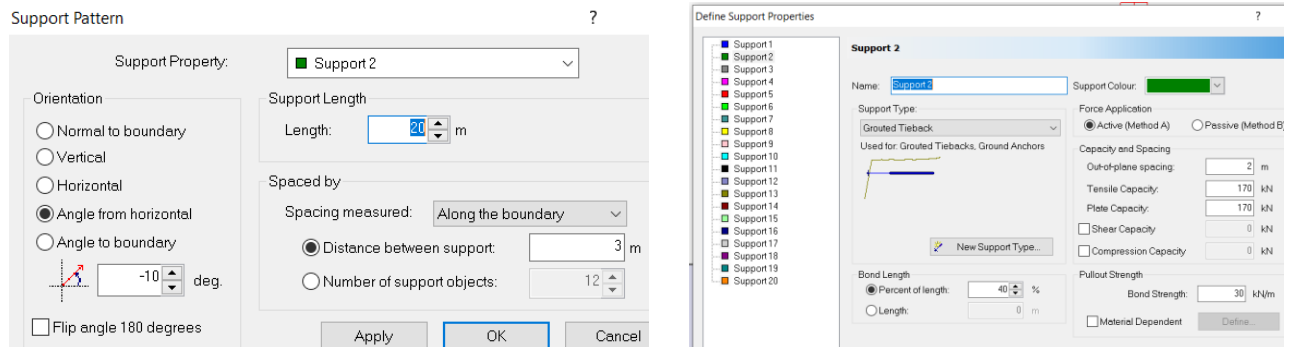


Рис. 5.15. Параметри розміщення і характеристики ґрунтових анкерів на укосі

В табл. 5.3 наведено усі результати розрахунку K_{st} при додатковому укріпленні його анкерами.

Таблиця 5.3 – Значення коефіцієнтів стійкості K_{st} борта з ґрунтовими анкерами

Методи пошуку поверхонь ковзання	Методи аналізу стійкості уступу		
	Bishop	Janbu	Spencer
Grid Search	1,353	1,249	1,348
Slope Limits	1,369	1,263	1,364
Auto Refine Search	1,346	1,22	1,339

На рис. 5.16 для наочності наведено результати пошуку мінімального значення K_{st} методом аналізу Bishop при Grid Search.

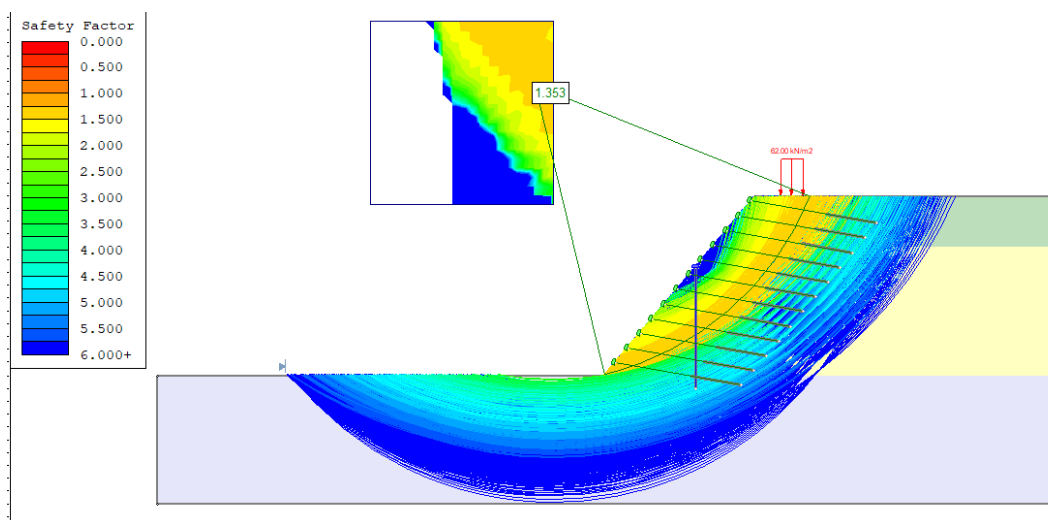


Рисунок 5.16 – Результати пошуку K_{st} методом Bishop при Grid Search

Як видно з таблиці 5.3 визначена схема розміщення анкерів та їх параметри забезпечують стійкість прибортового масиву при будь-яких методах аналізу і пошуку коефіцієнтів стійкості.

Дослідимо поведінку борта кар'єру, підсиленого декількома рядами паль. Моделювання різних варіантів розташування буронабивних паль показало, що підсилення доцільно виконувати в нижній частині гірського масиву. У зв'язку з цим було підібрано найбільш оптимальну схему розміщення паль із чотирьох рядів: перший ряд паль влаштовується на відстані 3 м від нижньої бровки; другий ряд – на відстані 4 м від першого; третій – на відстані 4 м від другого; четвертий ряд розташований на відстані 5 м від третього (рис. 5.17).

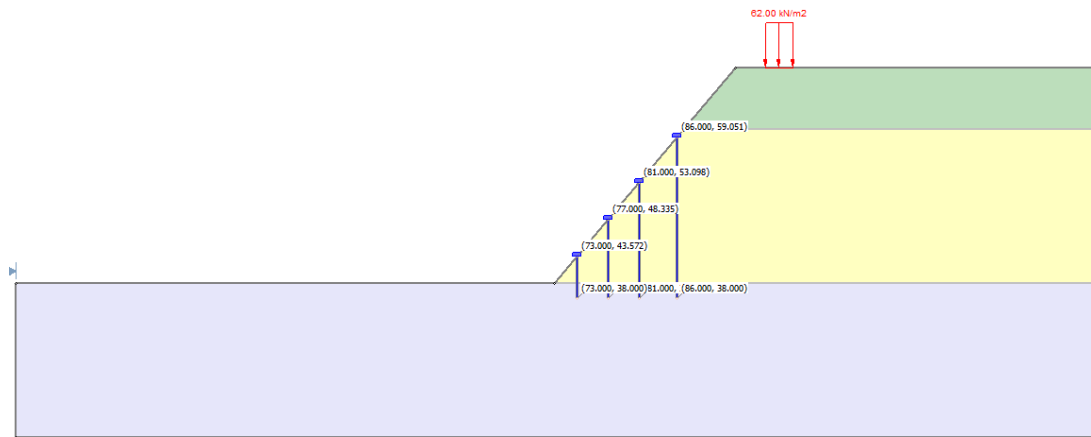


Рисунок 5.17 – Розрахункова схема розміщення буронабивних паль на борту

Результати розрахунку K_{st} згідно схеми рис. 5.17 наведено в табл. 5.4.

Таблиця 5.4 – Значення коефіцієнтів стійкості укусу K_{st} борта, підсиленого 4-ма рядами паль

Методи пошуку поверхонь ковзання	Методи аналізу стійкості уступу		
	Bishop	Janbu	Spencer
Grid Search	1,548	1,271	1,531
Slope Limits	1,355	1,158	1,354
Auto Refine Search	1,590	1,258	1,556

Як видно з табл. 5.4, метод аналізу стійкості уступу Janbu дає досить низькі показники і при пошуку поверхонь ковзання за Slope Limits показує коефіцієнт стійкості $K_{st} = 1,158 (< 1,2)$, який фіксується між першим та другим рядами паль (рис. 5.18). Усі інші методи аналізу та варіанти пошуку дають досить високі, навіть дещо завищенні результати (рис. 5.19).

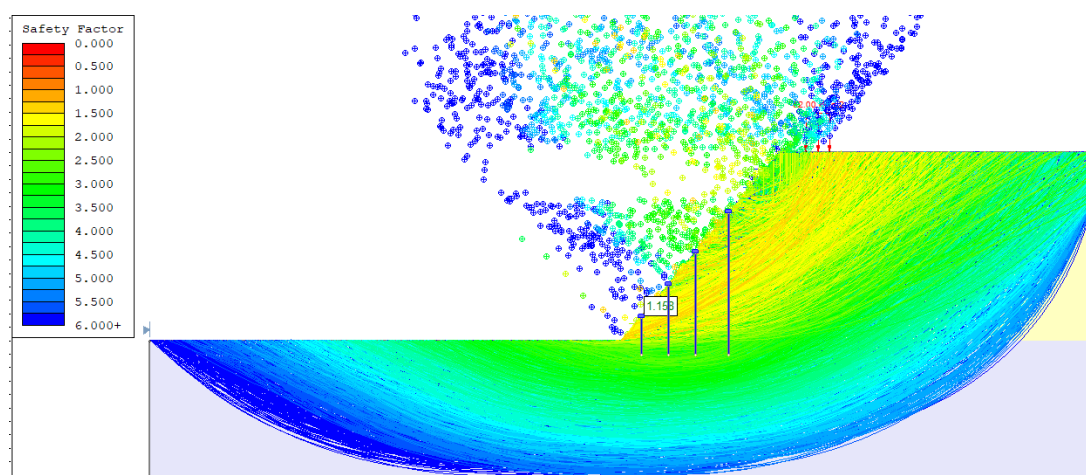


Рисунок 5.18 – Результат визначення коефіцієнту K_{st} при Janbu за Slope Limits

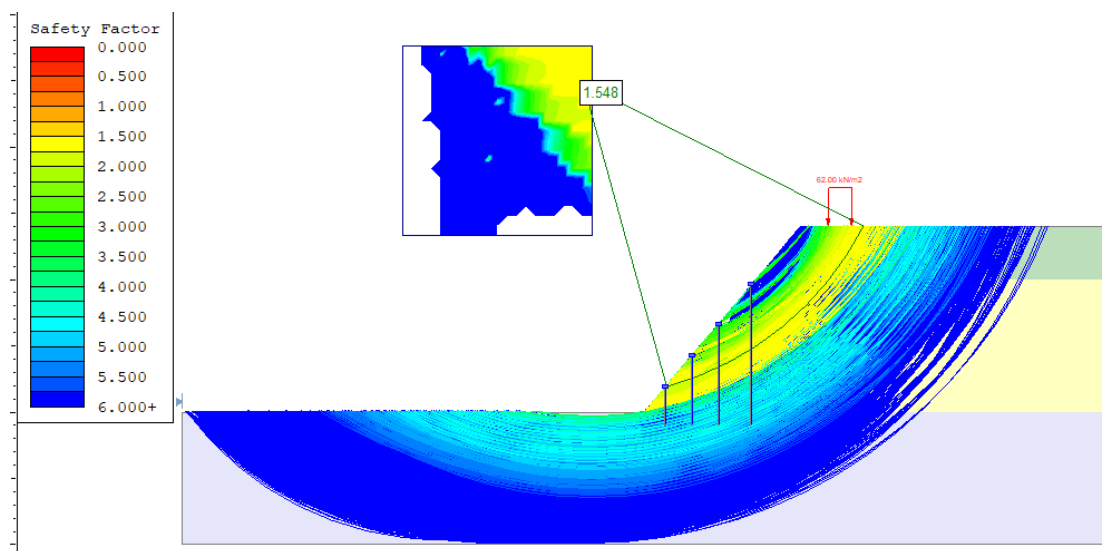


Рисунок 5.19 – Результат моделювання за Bishop при Grid Search

Однак, слід зважати на те, що моделювання в Slide 2D не враховує просторової взаємодії системи буронабивних паль. Тому отримані результати перевіримо у PLAXIS 3D.

5.3.2. Визначення оптимальних характеристик захисної конструкції шляхом моделювання поведінки прибортового масиву в PLAXIS 3D.

Модель борта, встановлення його напружено-деформованого стану і визначення коефіцієнту стійкості укосу наведено на рис. 5.20-5.22.

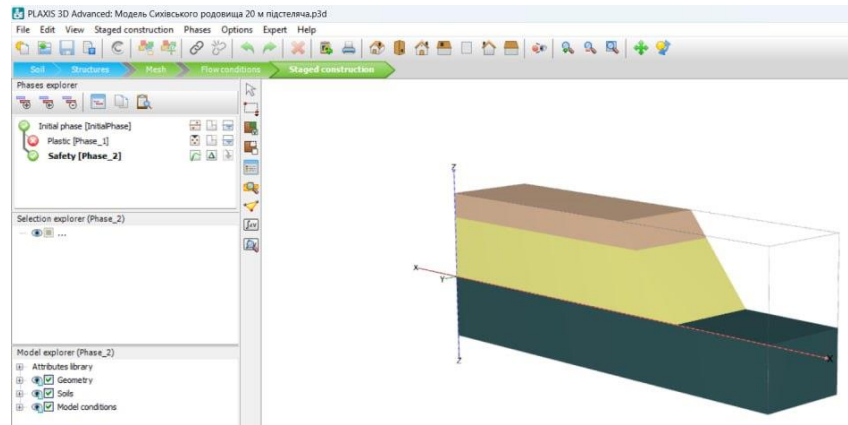


Рисунок 5.20 – Модель борта кар'єра

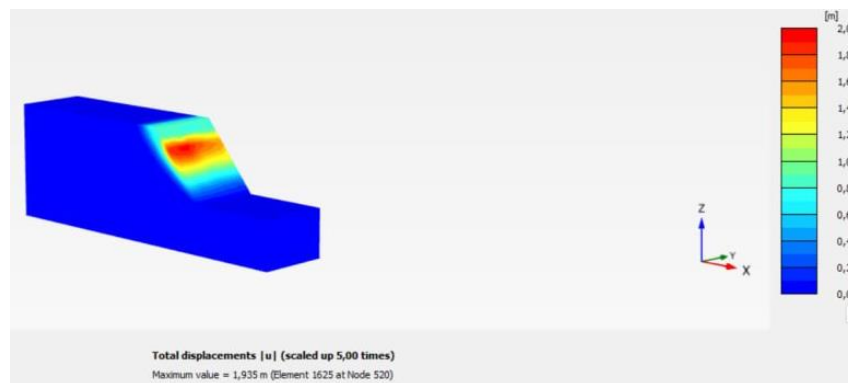


Рисунок 5.21 – Напружено-деформований стан укосу

Name	Value
Tolerated error	0,010000
Over-relaxation factor	1,200
Max number of iterations	60
Desired min number of iter	6
Desired max number of iter	15
Arc-length control type	On
Use subspace accelerator	☐
Subspace size	3
Use line search	☐
Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	0,436 E-3
ForceX - Reached total for	0,000 kN
ForceY - Reached total for	0,000 kN
ForceZ - Reached total for	0,000 kN
Pmax - Reached max pp	0,000 kN/m²
ZM _{stage} - Reached phase p	0,000
ZM _{weight} - Reached weight	1,000
ZM _{st} - Reached safety fact	0,7504

Рисунок 5.22 – Результати розрахунку коефіцієнту стійкості борта

Бачимо, борт в його природному стані є нестійким з $K_{st} = 0,7504$.

Як зазначено в п. 5.2, по борту кар'єра пролягає автомобільна дорога для транспортування гірничої маси, яка спроектована на нормативне вертикальне навантаження 62 кН/м^2 . Розрахунок показує, що, при прикладенні цього навантаження, коефіцієнт стійкості зменшується до $K_{st} = 0,7445$ (рис. 5.23-5.24).

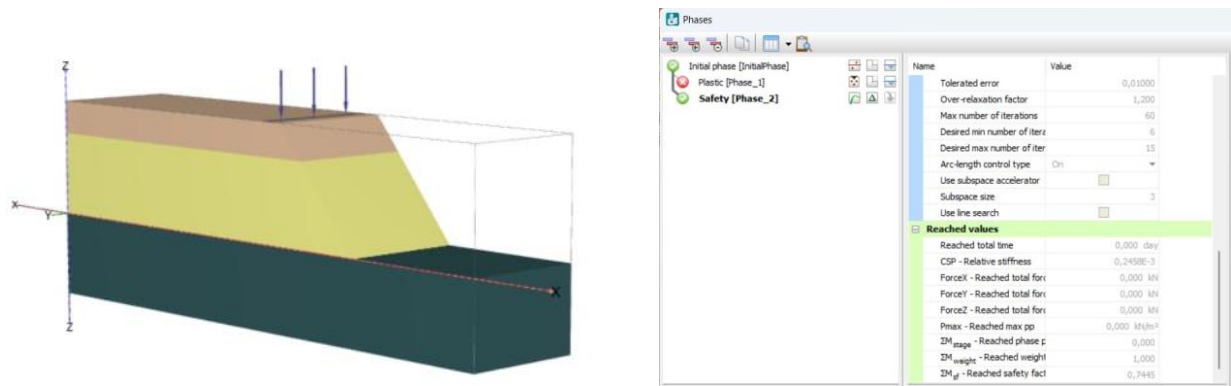


Рисунок 5.23 – Модель борта з навантаженням та результати визначення K_{st}

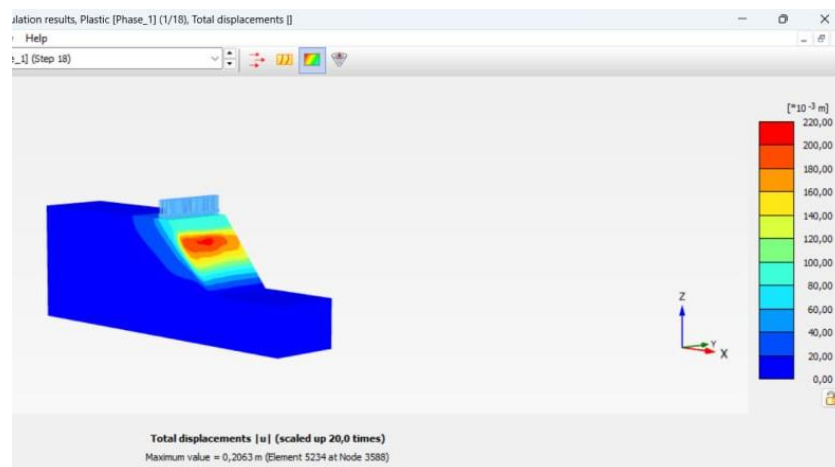


Рисунок 5.24 – Напружено-деформований стан борта під навантаженням

Спочатку створюємо огорожувальну конструкцію з одного ряду буронабивних паль, положення яких на укосі визначаємо з урахуванням результатів досліджень, наведених у п.п. 4.3.2 (рис. 5.25). Відстань від нижньої бровки уступу до осі палі становить 14,2 м. Усі інші характеристики пальнової огорожі приймаємо такими самими, як у п.п. 5.3.1. Модель та результати розрахунку наведено на рис. 5.25-5.26.

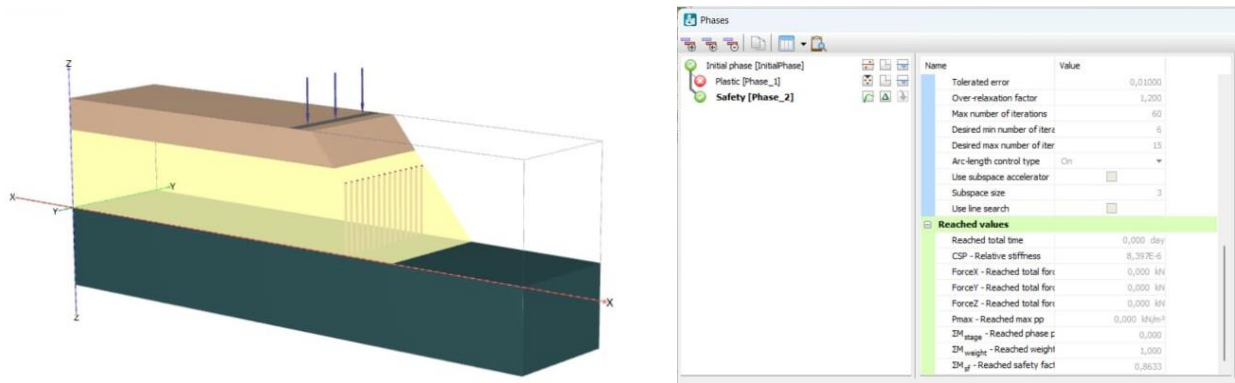


Рисунок 5.25 – Модель борта під навантаженням з одним рядом паль

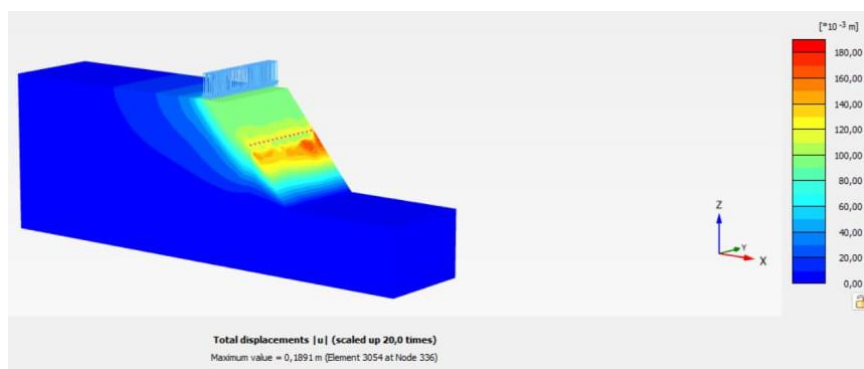


Рисунок 5.26 – Напружено-деформований стан укосу під навантаженням, підсиленого одним рядом буронабивних паль K_{st}

Аналіз результатів розрахунків показує, що укріплення укосу борта рядом буронабивних паль не забезпечує його стійкості. Коефіцієнт стійкості K_{st} збільшується лише з 0,7445 до 0,8633. Тому, як і в попередньому дослідженні у програмі Slide, змодельюємо встановлення додаткової підсилюючої конструкції.

Спочатку дослідимо ефективність застосування анкерного кріплення. Параметри розташування ґрунтових анкерів на укосі приймаємо такими самими, як у п.п. 5.3.1: відстань між рядами анкерів – 3,0 м; відстань між анкерами в ряду – 2,0 м; довжина анкерів – 20 м; кількість рядів – 12 шт.

Розрахункове значення коефіцієнта стійкості при такій комбінованій огорожувальній конструкції становить $K_{st} = 1,258$, що повністю задовольняє вимогам безпеки (рис. 5.27, 5.28).

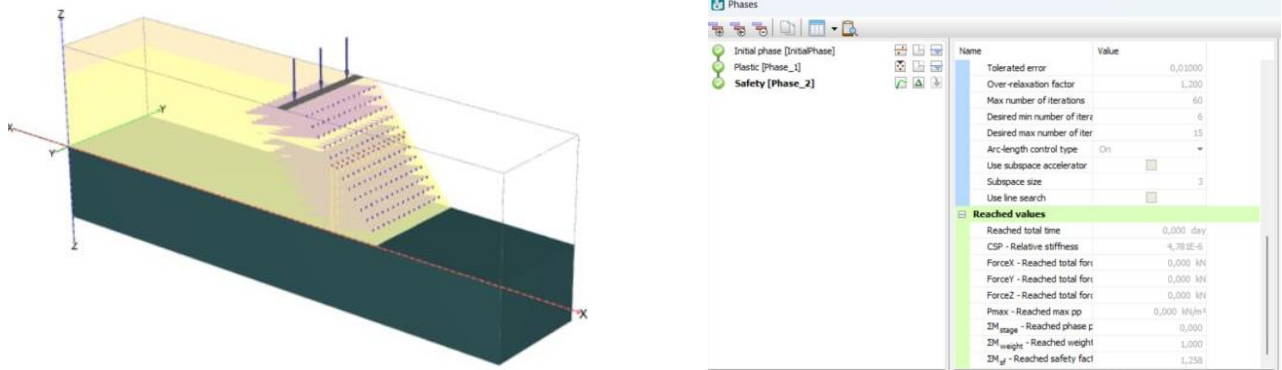


Рисунок 5.27 – Результати стійкості масиву з комбінованим підсиленням укосу

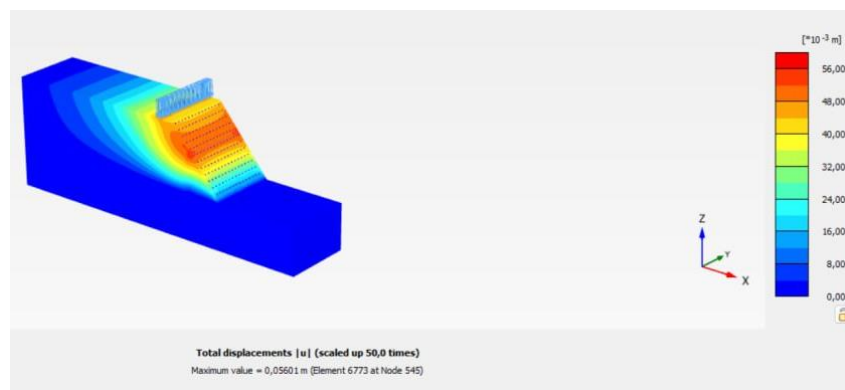


Рисунок 5.28 – Стан борта під навантаженням, підсиленого одним рядом буронабивних паль і системою ґрунтових анкерів

Також можливим способом укріплення гірського масиву є влаштування декількох рядів буронабивних паль. За результатами дослідження різних варіантів їх розміщення та виконаних розрахунків до розгляду запропоновано огорожувальну конструкцію з трьох рядів паль, відстань між якими становить 5,0 м. Перший ряд розміщено на відстані 5,0 м від нижньої бровки уступу. Як і при моделюванні в Slide, відстань між палями в ряду становить 2,0 м.

За результатами розрахунків отримано значення коефіцієнту стійкості борта $K_{st} = 1,438$ (рис. 5.29, рис. 5.30).

Як бачимо, результати моделювання стану гірського масиву в Slide і PLAXIS для забезпечення його стійкості показують істотну розбіжність у параметрах розташування та, відповідно, кількості паль на укосі, а саме у Slide необхідно 4 ряди паль, а у PLAXIS 3D достатньо для стійкості укосу 3 ряди.

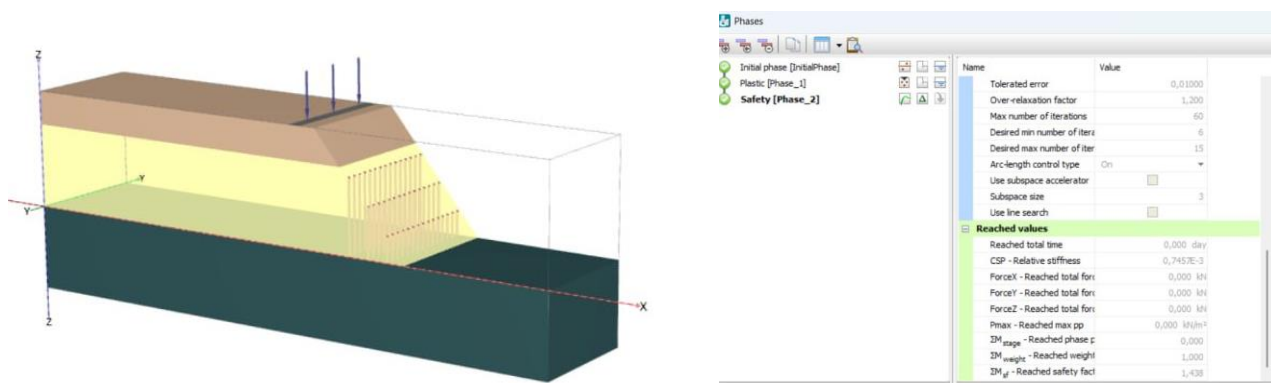


Рисунок 5.29 – Модель борта, підсиленого 3-ма рядами буронабивних паль

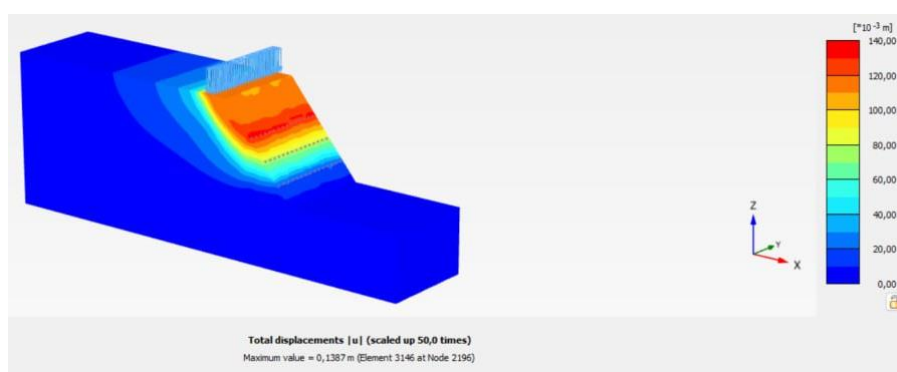


Рисунок 5.30 – Напружено-деформований стан борта з 3-ма рядами паль

Остаточний тип огорожувальної конструкції для підсилення стійкості борта кар'єру, який перебуває під дією додаткового навантаження, визначимо на основі економічного розрахунку.

5.4. Техніко-економічне обґрунтування ефективності впровадження результатів досліджень

Результати моделювання напружено-деформованого стану борта кар'єру під дією додаткового навантаження щодо забезпечення його нормативної стійкості дозволили встановити чотири можливі варіанти підсилення гірського масиву огорожувальними конструкціями: два з них отримано у Slide, а два – у PLAXIS 3D.

За першим варіантом (результати моделювання у Slide) встановлюємо один ряд буронабивних паль на відстані 11,5 м від нижньої бровки уступу. Довжина паль становить 15,7 м, їх кількість на борту довжиною 100 м – 50 шт, оскільки відстань між осями паль 2,0 м. Потім цей борт підсилюємо системою (поясами) ґрунтових анкерів довжиною 20,0 м, яка складається з 12 рядів з відстанями між рядами 3,0 м, а в ряду – 2,0 м. Загальна кількість анкерів на укосі довжиною 100 м буде становити 600 шт (50 в одному ряду).

При другому варіанті моделювання у Slide захисна конструкція буде складатися з 4 рядів паль, розміщення яких показано на рис. 5.17. Довжина паль 1-го ряду становить 5,57 м, 2-го ряду – 10,33 м, 3-го – 15,1 м і 4-го – 21,05 м. Кількість паль в ряду становить 50 шт при відстані між осями паль 2,0 м.

Третій варіант підсилення борта майже аналогічний першому, лише з тією різницею, що ряд паль розміщено на відстані 14,2 м від нижньої бровки уступу, оскільки при моделюванні в PLAXIS 3D це показало найкращий результат. В цьому разі довжина паль в ряду становить 18,91 м. Параметри розташування ґрунтових анкерів на укосі такі самі як в першому варіанті.

Моделювання в PLAXIS 3D поведінки борта, закріпленого декількома рядами буронабивних паль (четвертий варіант), показало, що гарантована стійкість гірського масиву забезпечується 3-ма рядами паль, відстань між якими, в тому числі і від нижньої бровки, становить 5,0 м. Відповідно, довжини паль наступні: для 1-го ряду – 7,95 м, 2-го ряду – 13,91 м і для 3-го – 19,86 м. Відстань між палями 2,0 м, кількість паль в кожному ряду – 50 шт.

Результати моніторингу цін з влаштування буронабивних паль і ґрунтових анкерів для підсилення нестійких гірських масивів в Україні показав, що вартість закріплюючих робіт (робота, матеріали та робоча документація) визначається питомими об'ємами, які в середньому становлять:

- для буронабивних паль – 200 у.о./м³;
- для ґрунтових анкерів – 70 у.о./п.м.

Для палі діаметром 1,0 м, в переведенні на погонний метр (п.м.), вартість складе 157 дол./п.м.

З урахуванням вищенаведених конструктивних параметрів огорожувальних елементів по варіантам укріплення борту, визначені об'єми виконання робіт та розрахована їх вартість (табл. 5.5).

Таблиця 5.5 – Об'єми виконання робіт і їх вартість за варіантами укріплення борта кар'єру

Параметри	I варіант		II варіант		III варіант		IV варіант	
	Паля	Анкер	Паля	Анкер	Паля	Анкер	Паля	Анкер
Кількість елементів, шт	50	600	50	–	50	600	50	–
			50				50	
			50				50	
			50				–	
Довжина окремого елемента, м	15,7	20	5,57	–	18,91	20	7,95	–
			10,33				13,91	
			15,1				19,86	
			21,05				–	
Загальний об'єм, п.м	785,0	12000	2602,5	–	945,5	12000	2086	–
Вартість п.м., у.о.	157	70	157	–	157	70	157	–
Вартість кон-ції, у.о.	123245	840000	408593	–	148444	840000	327502	–
Загальна вартість робіт, у.о.	963245		408593		988444		327502	

Примітка: У II та VI варіантах стовпчики з палями розбиті на кількість їх рядів.

Аналіз отриманих розрахункових даних з визначення вартості робіт показує, що найбільш економічно-доцільним є VI варіант укріплення борту 3-ма рядами буронабивних палей, поведінка якого змодельована в PLAXIS 3D, а

значення коефіцієнту стійкості дорівнює $K_{st} = 1,438$. Він на 20 % дешевший за II варіант, на 66 % – від I варіанту та на 67 % – від III варіанту (в 3,1 рази).

Економічну ефективність впровадження результатів досліджень визначимо виходячи з бортових втрат корисних копалин (рис. 5.31).

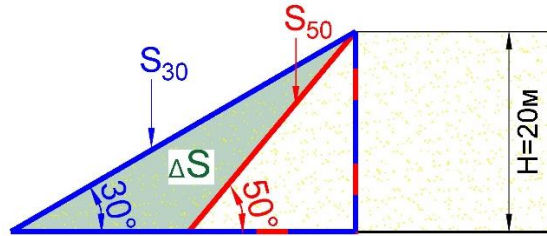


Рисунок 5. 31 – Схема до розрахунку збільшення корисних копалин

Якщо кут укосу уступу піску в борту кар'єра становить $\alpha = 50^\circ$, то при товщі корисної копалини $H = 20$ м, величина закладення дорівнює $d_{50} = 16,78$ м. Тоді площа такого укосу в перерізі буде становити

$$S_{50} = 0,5 \cdot H \cdot d_{50} = 0,5 \cdot 20 \cdot 16,78 = 167,8 \text{ м}^2. \quad (5.2)$$

При куті укосу $\alpha = 30^\circ$, величина закладення має значення $d_{30} = 34,64$ м, а площа такого укосу в перерізі дорівнює

$$S_{30} = 0,5 \cdot H \cdot d_{30} = 0,5 \cdot 20 \cdot 34,64 = 346,4 \text{ м}^2. \quad (5.3)$$

Різниця площ укосів з різними кутами становить

$$\Delta S = S_{30} - S_{50} = 346,4 - 167,8 = 178,6 \text{ м}^2. \quad (5.4)$$

З урахуванням довжини борта кар'єру $L_y = 100$ м, який передбачено до укріплення, об'єм приросту запасів буде становити

$$\Delta V = L_y \cdot \Delta S = 100 \cdot 178,6 = 17860 \text{ м}^3. \quad (5.5)$$

Відпускна ціна на кварцовий пісок для виготовлення скла становить близько $c_{\pi} = 55$ у.о, а вартість приросту запасів складе

$$C = c_{\pi} \cdot \Delta V = 55 \cdot 17860 = 982\,300 \text{ у.о.} \quad (5.6)$$

Отже, обраний варіант укріплення борту 3-ма рядами буронабивних паль повністю окупає витрати на встановлення захисної конструкції (додатки 4, 5).

5.5. Висновок до розділу 5

1. Запропоновано удосконалену технологію укріплення зсувонебезпечного борта кар'єра буронабивними палями і ґрунтовими анкерами за рахунок застосування сучасних технічних засобів та спеціальних матеріально-технічних ресурсів.

2. Для ділянки борта кар'єра, що рекомендована для укріплення, визначено припустимий нормативний вертикальний тиск на дорожнє покриття від автотранспорту, який становить 62 кН/м^2 .

3. Виконано моделювання в програмних комплексах «Rocscience» Slide та PLAXIS 3D поведінки борта кар'єра Сихівського родовища, що підлягає зміцненню, при дії на нього додаткового навантаження від руху автотранспорту. Встановлено, борт є нестійким, а коефіцієнти стійкості укосу становлять: у Slide – $K_{st} = 0,648-0,723$ (залежно від методу аналізу і методу пошуку поверхні ковзання); у PLAXIS 3D – $K_{st} = 0,745$.

4. Запропоновано, для забезпечення нормативної стійкості борта кар'єра, два типи огорожувальних конструкцій: 1-й – одним рядом буронабивних паль і системою ґрунтових анкерів з поясами; 2-й – декількома рядами паль, з'єднаних між собою ростверками.

При моделюванні у Slide встановлено, що: 1-й тип забезпечує коефіцієнти стійкості $K_{st} = 1,22-1,369$ (менші значення завжди надає метод аналізу Janbu) при влаштуванні одного ряду буронабивних паль, розміщеного на відстані 11,5 м від нижньої бровки уступу, і 12 рядів анкерів довжиною 20 м з відстанню між рядами – 3 м та в ряду – 2 м; 2-й тип надає значення $K_{st} = 1,158-1,590$ при оптимальній схемі розміщення паль в 4 рядів: перший ряд паль влаштовується на відстані 3 м від нижньої бровки; другий ряд – на відстані 4 м від першого; третій влаштовується на 4 м від другого і четвертий – на 5 м від третього.

Моделювання у PLAXIS 3D надає наступні оптимальні параметри захисної конструкції: для 1-го типу – влаштування одного ряду буронабивних паль з його розміщенням 14,6 м від нижньої бровки уступу, і 12 рядів анкерів довжиною 20

м з відстанню між рядами – 3 м та в ряду – 2 м (коефіцієнту стійкості становить $K_{st} = 1,258$); для 2-го типу – 3 ряди паль з відстанню між ними 5,0 м, перший ряд розміщено на відстані 5,0 м від нижньої бровки уступу, відстань між палями в ряду, як і при моделюванні в Slide, дорівнює 2,0 м ($K_{st} = 1,438$).

5. За результатами моделювання напружено-деформованого стану борта кар'єру під дією додаткового навантаження для забезпечення його нормативної стійкості встановлено чотири можливі варіанти укріплення гірського масиву огорожувальними конструкціями, техніко-економічне порівняння яких виявило, що найбільш доцільним є укріплення борту на ділянці довжиною 100 м (VI варіант) 3-ма рядами буронабивних паль ($K_{st} = 1,438$) загальною вартістю робіт 327502 у.о, який на 20 % дешевший за II варіант, на 66 % – від I варіанту та на 67 % – від III варіанту (у 3 рази).

6. Обраний VI варіант укріплення борту 3-ма рядами буронабивних паль повністю окупає витрати на встановлення захисної конструкції, оскільки приріст запасів в цьому випадку складе 982 300 у.о.

ВИСНОВКИ

Дисертація є завершеною науково-дослідною роботою, в якій, на основі комплексної оцінки стану стійкості гірського масиву на усіх етапах проектування захисних конструкцій за рахунок постійного моніторингу чисельного значення коефіцієнта стійкості, представлено нове рішення актуальної науково-практичної задачі з удосконалення технології закріплення укосів кар'єрів з видобутку пухких гірських порід.

Виконані дослідження дали змогу отримати наступні наукові висновки:

1. Встановлено, що для обґрунтування безпечних параметрів стійкості укосів на кар'єрах, крім детального аналізу факторів, що впливають на розвиток зсувних процесів, важливе значення має вибір методу розрахунку, який повинен відповідати конкретним гірничо-геологічним і технологічним умовам. При локальній кількісній оцінці та прогнозуванні стійкості схилів зазвичай розв'язують плоску задачу методами граничної рівноваги. Просторову постановку задачі застосовують, коли необхідно оцінити умови рівноваги всього об'єму зсувного масиву. Застосування тривимірного аналізу суттєво розширює можливості дослідження стійкості укосів і є особливо актуальним у випадках необхідності перевірки результатів, отриманих методами граничної рівноваги.

2. Вперше розроблена цифрова геопросторова модель Сихівського родовища кварцових пісків у програмному комплексі Surfer дозволила, на основі отриманих даних геостатичного аналізу покладу та розрахункових об'ємах розкриву і корисних копалин, обрати оптимальний напрям розвитку гірничих робіт, а саме – з південно-східного у північно-західному напрямку.

3. За результатами визначення стійкості укосу гірського масиву методом графічних побудов і аналітичними методами аналізу у Slide – Bishop, Janbu та Spencer, в яких використовується критерій міцності Mohr-Coulomb встановлено, що вони мають значну розбіжність отриманих даних. Найближчим до графічного методу (коефіцієнт стійкості $K_{st} = 0,845$) є метод аналізу Bishop, у якого $K_{st} = 0,708$, далі Spencer – $K_{st} = 0,702$ і Janbu – $K_{st} = 0,678$, тобто значення

K_{st} графічного методу вищі на 6...11 % у порівнянні з даними, що отримані Bishop і Spencer та на 9...14 % вищі у порівнянні зі значеннями методу Janbu.

4. Вперше доведено безпосередній вплив кількості блоків розбивки (а відповідно, і їх ширини) зсувного клину на значення коефіцієнту стійкості в методі графічних побудов. Встановлено, що в умовах Сихівського родовища для кута укосу уступу $\alpha = 50^\circ$ та висоті $H = 20$ м збільшення кількості блоків розбивки з 5 до 25 (зменшення ширини блоків з 4,05 до 0,81 м) знижує значення K_{st} з 0,85 до 0,75 і наближає його значення до даних, розрахованих прикладними методами аналізу у Slide. Отримана графічна залежність між шириною блоків розбивки зсувного клину та коефіцієнтом стійкості укосу має лінійний характер.

5. За результатами моделювання в PLAXIS 3D напружено-деформованого стану уступу пісків отримано значення коефіцієнтів стійкості K_{st} (Reached safety factor) для різних кутів укосів, які майже збігаються зі значеннями K_{st} методу графічних побудов. Графічна залежність зміни коефіцієнту стійкості K_{st} від кута укосу α описується поліномом 2-го порядку. Залежність між переміщенням і кутом укосу має більш складний характер, який можна апроксимувати логістичною функцією. При збільшенні кута від 25° до 35° ця залежність має лінійний характер (переміщення збільшуються в 1,25 рази), а при кутах від 35° до 50° спостерігається різке підвищення переміщень майже у 3,8 рази відповідно.

6. Запропоновано удосконалену методику розрахунку утримуючої конструкції з буронабивних паль для забезпечення стійкості укосів кар'єрів, в основі якої закладена комплексна оцінка стану гірського масиву, визначення зсувного зусилля можливої призми обрушення та розрахунок палі на спільну дію горизонтальної сили і моменту. За результатами розрахунку стійкості уступу, підсиленого палями, встановлено, що, при перевірці перерізів паль на спільну дію розрахункових зусиль стійкості основи ($\sigma_z = 47,990 < \sigma_{znp} = 213,958$ кПа) та згинального моменту ($M_z = 784,057 < M_p = 913,020$ кН·м.), утримання укосу забезпечить залізобетонна буронабивна паля діаметром 1,0 м, класом бетону – В25, арматурним каркасом з 16 стрижнів класом А500 діаметром Ø22 мм.

7. Виконані дослідження впливу розташування буронабивної палі відносно нижньої бровки уступу на значення K_{st} у Slide показали, що, незважаючи на перевірку палі на стійкість основи та вигин, гірський масив є нестійким. Методи аналізу Bishop, Janbu і Spencer при різних методах пошуку мінімального показника стійкості Grid Search, Slope Limits та Auto Refine Search надають значення K_{st} нижче 1,0. Отримані графічні залежності коефіцієнту стійкості від місця розміщення паль мають параболічний характер з максимальними їх значеннями при відстані від 8 (метод пошуку Grid Search) до 10 м (методи пошуку Slope Limits та Auto Refine Search) від палі до нижньої бровки уступу.

Встановлено, що у PLAXIS 3D характер графічної залежності зміни коефіцієнтів K_{st} від відстані палі d_n до нижньої бровки уступу є ідентичним графікам, отриманим в Slide, однак чисельні значення K_{st} вищі за них на 19-20 % (максимальний показник $K_{st} = 0,996$ при $d_n = 10,12$ м від нижньої бровки уступу).

8. При використанні комбінованої конструкції «буронабивна паля + ґрунтовий анкер» максимальне значення коефіцієнту стійкості є $K_{st} = 1,269$ (метод аналізу Bishop за Grid Search у Slide), однак, за Janbu значення K_{st} є меншим за припустиме ($K_{st} = 1,134$). При моделюванні в PLAXIS 3D – $K_{st} = 1,272$, що є прийнятним для забезпечення нормативної стійкості уступу ($K_{stn} = 1,2$).

9. Для умов Сихівського родовища виконано моделювання поведінки борта кар'єра при дії на нього додаткового навантаження від автотранспорту. Встановлено, борт є нестійким: у Slide – $K_{st} = 0,648-0,723$ (залежно від методу аналізу і методу пошуку поверхні ковзання); у PLAXIS 3D – $K_{st} = 0,745$.

10. За результатами моделювання напружено-деформованого стану борта кар'єру під дією додаткового навантаження для забезпечення його нормативної стійкості встановлено чотири можливі варіанти укріплення гірського масиву, техніко-економічне порівняння яких виявило, що найбільш доцільним є конструкція з 3-х рядів буронабивних паль ($K_{st} = 1,438$) загальною вартістю робіт 327 502 у.о., яка на 20-67 % дешевша за інші розглянуті варіанти. Обраний варіант укріплення борту повністю окупає витрати на встановлення захисної конструкції, оскільки вартість приросту запасів буде становити 982 300 у.о.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Begalinov A. Formulation of methods reducing landslide phenomena and the collapse of career slopes during open-pit mining / A. Begalinov, V. Khomiakov, Y. Serdaliyev, Y. Iskakov, A. Zhanbolatov // E3S Web of Conferences, 2020. Vol. 168. P. 1-10.
2. Романенко А. О. Виділення факторів та їх параметрів для проведення оцінки стійкості бортів Глеюватського кар'єру /А. О. Романенко // Збірник «Сучасні ресурсозберігаючі технології гірничого виробництва» – Науково-виробничий збірник: Кременчуцький національний університет імені Михайла Остроградського. – Кременчук: КрНУ, 2021. Вип. 1/2019 (23). С. 28-38.
3. Паламар А.Ю. Аналіз методів прогнозування стійкості бортів кар'єрів та відвалів / А.Ю. Паламар, Д.Д. Лауфер // Гірничий вісник: Зб. наук. праць, 2015. Вип. 99. С. 57-60.
4. Kadirov V. Study on the influence of the deformation zones of the quarry sides on the rock mass movement / V. Kadirov, S. Karimov, U. Qushshayev, D. Sharapova // E3S Web of Conferences, 2021. Vol. 304. 9 p.
5. Дзьоба М. В. Проблема забезпечення стійкості укосів уступів і бортів кар'єрів / М. В. Дзьоба, А. А. Міщенко, О. О. Фролов // Тези Всеукраїнської науково-практичної online-конференції здобувачів вищої освіти і молодих учених «Гірничі, будівельні, природоохоронні технології та екологія». – Житомир: Житомирська політехніка, 2023. С. 202-207.
6. Ковров О. С. Оцінка впливу гідрогеологічних характеристик ґрунтів на стійкість природних схилів для прогнозу зсувів / О. С. Ковров // Екологічна безпека, 2013, № 1/2013 (15). С. 72-76.
7. Черкез Є. А. Вплив просторової мінливості властивостей ґрунтів на стійкість схилу / Є. А. Черкез, Д. В. Мелконян, В. І. Скальський // Вісник Одеського національного університету. Географічні та геологічні науки, 2019. Т. 24, № 2 (35). С. 115-129.

8. Черняєв О. В. Технологічні аспекти формування стійких приконтурних та внутрішніх відвалів при розробці нерудних родовищ / О. В. Черняєв // Збірник наукових праць НГУ, 2017. № 51. С. 84-93.

9. Dzoba M. V. Analysis of the causes of deformation of slopes in open-pit mine / M. V. Dzoba, V. M. Fastovshchuk, O. O. Frolov // Матеріали XV науково-технічної конференції навчально-наукового інституту енергозбереження та енергоменеджменту «Енергетика. Екологія. Людина». Збірник наукових праць НН ІЕЕ КПІ ім. Ігоря Сікорського. – Київ : НН ІЕЕ, 2023. С. 115-119.

10. Дзьоба М. В. Доцільність використання ковзаючих з'їздів при розробці родовищ будівельних матеріалів / М. В. Дзьоба, Л. І. Бесарабець, О. О. Фролов // Тези ІХ Всеукраїнської науково-практичної конференції студентів, аспірантів та молодих вчених «Перспективи розвитку гірничої справи та раціонального використання природних ресурсів». – Житомир: Житомирська політехніка, 2022. С. 36-38.

11. Дзьоба М. В. Встановлення закономірностей зміни продуктивності екскаватору від гранулометричного складу флювіогляціальних відкладів на розкритті кар'єру Соснівського родовища гранітів / М. В. Дзьоба, І. Д. Литвинчук, О. О. Фролов // Технічна інженерія: наук. видання державного ун-ту «Житомирська політехніка», 2022. № 1(89). С. 158-165.

12. Dzoba M. V. Investigation of the influence of contact boundary of different rocks in the massif on the results of the explosion / M. V. Dzoba, L. I. Besarabets, O. O. Frolov // 5nd International Scientific and Technical Internet Conference “Innovative development of resource-saving technologies and sustainable use of natural resources”. Book of Abstracts. – Petroșani: UNIVERSITAS Publishing, 2022. P. 185-187.

13. Ковров О.С. Управління зсувонебезпечністю природних схилів та техногенних укосів з неоднорідною структурою в мінливих геокліматичних умовах: автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.15.09, 21.06.01 / Ковров О.С.; Нац. техн. ун-т "Дніпров. політехніка". - Дніпро, 2019. 36 с.

14. Міщенко А. А. Удосконалення технології з забезпечення стійкості укосів геоінженерних об'єктів: магістерська дис. – Київ, 2024. 122 с.

15. Дзьоба М.В. Утримуючі споруди для забезпечення стійкості укосів уступів та бортів кар'єрів / М.В. Дзьоба, А.А. Міщенко, О.О. Фролов // Тези II Всеукраїнської науково-практичної конференції «Сучасні проблеми гірництва та будівництва», 21 листопада 2024 року. Житомир: Житомирська політехніка, 2024. С.25-27.

16. Гайко Г. І. Ґрунтобетонне кріплення підземних споруд / Г. І. Гайко, А. Л. Ган, І. О. Матвійчук // Науковий журнал Метінвест Політехніки. Серія: Технічні науки, 2025. № 4. С. 287-294.

17. Гайко Г. І. Аналіз прогресивних конструктивних рішень підземних споруд цивільного захисту / Г. І. Гайко, А. Л. Ган, В. В. Вапнічна, І. О. Матвійчук // Збірник наукових праць УДУНТ. Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика, 2024. № 26. С. 31-40.

18. Boiko V. Efficiency of Using Explosive Foam Compositions for Compacting Structurally Unstable Soil / V. Boiko, V. Kravets, O. Han, A. Han, R. Zakusylo // Central European Journal of Energetic Materials, 2023. Vol. 20. № 4. P. 442-454.

19. Тютюкін О. Л. Критичний огляд методів розрахунку стійкості укосів і схилів / О. Л. Тютюкін, О. І. Дубінчик, В. Р. Кільдєєв // Збірник наукових праць «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика», 2023. № 23. С. 79-87.

20. Ягольник А. М. Оцінювання стійкості зсувонебезпечних схилів при зміні властивостей ґрунтів / А. М. Ягольник, В. І. Марченко // Збірник наукових праць ПолтНТУ. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво, 2016. № 1(46). С. 164-173.

21. Дзьоба М. В. Встановлення стійкості уступу кварцових пісків на кар'єрі Сихівського родовища / О. О. Фролов, М. В. Дзьоба // Технічна інженерія: наук. видання держ. ун-ту «Житомирська політехніка», 2023. № 2(92). С. 258-267.

22. Зуєвська Н. В. Прогнозування зон зі змінними фізико-механічними характеристиками ґрунтових масивів / Н. В. Зуєвська, Л. В. Шайдецька, Т. В. Косенко, І. О. Матвійчук // Збірник наукових праць Національного гірничого університету, 2024. № 77. С. 118-125.

23. Kutybayev A. Prognostic modelling of structural block size distribution in the rock mass / A. Kutybayev, S. Lutsenko, Y. Hryhoriev, I. Tuhtamov, D. Titov // *Naukovyi Visnyk Natsionalnoho Hirnychoho Universytetu*, 2026. № 1. P. 68-75.
24. Lutsenko S. The Study of the Influence of System Development Parameters on the Intensity of Deposit Mining / A. Kutybayev, S. Lutsenko, Y. Hryhoriev, N. Kuantayev, A. Zhiyenbayev // *Universitet Enbekteri – University Proceedings*, 2025. № 1 (98). P. 153-159.
25. Захарова Л. М. Моделювання незворотного деформування ґрунтів і масивів гірських порід методами теорії пружності / Л. М. Захарова // *Міжнародний науково-технічний журнал «Фізико-хімічна механіка матеріалів»*, 2017. Т. 53. № 5. С. 78-84.
26. Луценко С. О. Адаптація кінцевих контурів кар'єрів № 2-біс та № 3 ПАТ «АрселорМіттал Кривий Ріг» в умовах динаміки гірничо-геологічних факторів / С. О. Луценко, Ю. І. Григор'єв, Д. В. Бровко, І. В. Баранов, С. О. Жуков // *Гірничий вісник : наук.-техн. зб. – Кривий Ріг*, 2024. Вип. 112. С. 77-83.
27. Луценко С. О. Проектування та планування відкритих гірничих робіт у програмному забезпеченні MICROMINE BEYOND / Н. В. Баряцька, С. О. Луценко, Ю. І. Григор'єв, О. В. Плотніков, Н. Г. Сафронова // *Науковий журнал Метінвест Політехніки. Серія: Технічні науки*, 2025. № 3. С. 203-209.
28. Ягольник А. М. Оцінювання стійкості зсувонебезпечних схилів при зміні властивостей ґрунтів / А. М. Ягольник, В. І. Марченко // *Зб. наук. праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*, 2016. Вип. 1 (46). С. 164-173.
29. Тют'кін О. Л. Аналіз методів розрахунку стійкості зсувонебезпечних схилів / О. Л. Тют'кін, О. І. Дубінчик, В. Р. Кільдєєв, Р. Б. Новік // *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 2022. Вип. 22. С. 85-92.
30. Jiang S. H. Efficient system reliability analysis of slope stability in spatially variable soils using Monte Carlo simulation / S. H. Jiang, D. Q. Li, Z. J. Cao, C. B. Zhou, K. K. Phoon // *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2015. Vol. 141, № 2. 13 p.

31. Бойко В. В. Оцінка напружено-деформованого стану схилів зсувонебезпечних територій, на яких розташовані об'єкти критичної інфраструктури / В. В. Бойко, А. Л. Ган, Т. В. Хлевнюк, Є. А. Загоруйко, О. В. Ган, В. Г. Дубовик // Збірник наукових праць НГУ. – Дніпро : Національний ТУ «Дніпровська політехніка», 2024. № 77. С. 7-17.

32. Li D. Q. A multiple response-surface method for slope reliability analysis considering spatial variability of soil properties / D. Q. Li, S. H. Jiang, Z. J. Cao, W. Zhou, C. B. Zhou, L. M. Zhang // Engineering Geology, 2015. № 187. P. 60-72.

33. Великий Д. І. Стійкість ґрунтових споруд з урахуванням просторового ефекту: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Д. І. Великий. – Одеса: Одеська державна академія будівництва та архітектури, 2020. 171 с.

34. Janbu N. Slope stability computation / N. Janbu // Embankment–Dam Engineering, 1973. Casagrande volume. P. 47-86.

35. Albataineh N. Slope stability analysis using 2D and 3D methods: dis. / N. Albataineh. – The University of Akron, 2006.

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

37. 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, 1967. Vol. 4, P. 388-393.

38. Fomenko I. K. Proceeding of the technical meeting TC207 – Workshop on soil–structure interaction and retaining walls / I. K. Fomenko, O. V. Zerkal // Three-dimensional slope stability analysis. – Dubrovnik, 2011. P. 125-129.

39. 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 // Proceedings of the 7th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics. – Cairns, 1990. Vol. 1. P. 555-560.

40. Balasubramaniam A. S. Yielding of weathered Bangkok clay / A. S. Balasubramaniam, Z. M. Hwang // Soils and Foundations, 1980. Vol. 20. № 2. P. 1-15.

41. Balasubramaniam A. S. Bored and driven pile testing in Bangkok subsoils / A. S. Balasubramaniam, E. Y. N. Oh, N. Phienwej // *Journal of Lowland Technology International*, 2009. Vol. 11. № 1. P. 29-36.
42. Balasubramaniam A. S. Deformation and strength characteristics of soft Bangkok clay / A. S. Balasubramaniam, A. R. Chaudhry // *Journal of Geotechnical Engineering Division (ASCE)*, 1978. Vol. 104. P. 1153-1167.
43. Balasubramaniam A. S. Critical state parameters and peak stress envelopes for Bangkok clays / A.S. Balasubramaniam, Z.M. Hwang, U. Waheed, A. R. Chaudhry, Y. G. Li // *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 1978. Vol.1. P. 219-232.
44. Gitirana G. Three-dimensional analysis of the Lodalen slide / G. Gitirana (Jr.), M. A. Santos, M. Fredlund // *Proceedings of the GeoCongress 2008*. – New Orleans, 2008. P. 345-352.
45. Моргун А. С. Нелінійні проблеми механіки ґрунтів : монографія / А. С. Моргун. – Вінниця: ВНТУ, 2016. 135 с.
46. Винников Ю. Л. Вибір моделі ґрунтів основ відвалів гірничо-збагачувальної промисловості / Ю. Л. Винников, Р. О. Повзик // *Форум гірників – 2013 : матеріали міжнар. конф. – Дніпропетровськ, 2013. Т. 2. С. 233-242.*
47. Захарова Л. М. Кінематичні особливості необоротних зрушень ґрунту під час його локального зсуву / Л. М. Захарова // *Вісник НУВГП. Серія «Технічні науки»*, 2017. № 1(77). С. 124-136.
48. Kynytska M. Digital simulation of open-pit mining organization system / M. Kynytska, A. Lunov, A. Panasiuk, S. Iskov, V. Shlapak // *GEOMATE Journal*, 2023. Vol. 25, № 109. P. 197-204.
49. Панасюк А. В. Інтеграція GNSS-технологій у систему геодезичного моніторингу та управління гірничим транспортом / А. В. Панасюк, В. О. Шлапак, Д.О. Тарнавський, Я.Р. Шапар // *Технічна інженерія*, 2025. Вип. 2(96). С. 305-312.
50. Hrebenuk T. Assessment of mineral resources for Yukon's gold mining district using GIS technologies / T. Hrebenuk, L. Shaidetska, V. Bronytskyi, E. Shukurlu // *Collection of Research Papers of the National Mining University*, 2025. № 81. P. 28-36.

51. Іськов С. С. Використання методів математичного програмування під час проєктування технологічних комплексів та планування гірничих робіт на кар'єрах / С. С. Іськов, В. О. Шлапак, С. В. Кальчук, А. О. Криворучко // Технічна інженерія, 2025. Вип. 2(96). С. 213-218.

52. Sobolevskyi R. Cluster analysis of fracturing in the deposits of decorative stone for the optimization of the process of quality control of block raw material / R. Sobolevskyi, N. Zuievskia, V. Korobiichuk, O. Tolkach, V. Kotenko // Eastern-European Journal of Enterprise Technologies, 2020. Vol. 5, № 3(83). P. 21-29.

53. Sobolevskyi R. Optimization of the process of efficiency management of the primary kaolin excavation on the curved face of the conditioned area / R. Sobolevskyi, V. Korobiichuk, V. Levytskyi, O. Kamskykh, L. Kovalevych // Rudarsko Geološko Naftni Zbornik. 2020. Vol. 3. № 1. P. 123-137.

54. Korobiichuk V. Evaluation of the effectiveness of natural stone surface treatment from Ukraine by mechanical and chemical methods / V. Korobiichuk, V. Shamrai, V. Levytskyi, R. Sobolevskyi, O. Sydorov // Rudarsko Geološko Naftni Zbornik, 2018. Vol. 33. № 4. P. 15-21.

55. Дзьоба М. В. Формування технологічної схеми розробки родовища гравійно-піщаної суміші на основі геостатистичного моделювання : магістерська дис. / М. В. Дзьоба. – Київ: НТУУ «КПІ», 2019. 98 с.

56. Зуєвська Н. В. Оцінка фракційності мінералів з використанням геоінформаційних систем в інженерно-геологічних вишукуваннях / Н. В. Зуєвська, Т. В. Косенко, Е. Шукюрлю, В. В. Коробійчук // Технічна інженерія, 2024. Вип. 1(93). С. 332-338.

57. Криворучко А. О. Дослідження просторової мінливості показників якості покладу Мурзинського родовища вторинних каолінів / А. О. Криворучко, С. С. Іськов, М. С. Куницька, О. В. Олійник, В. О. Шлапак // Технічна інженерія, 2023. Вип. 1(91). С. 347-355.

58. Зуєвська Н. В. Застосування ГІС аналізу для інженерно-геологічної оцінки кімберлітових родовищ / Н. В. Зуєвська, Д. Г. Дармостук, Т. В. Косенко,

П. Хаджієв, Н. Шукюрлю // Збірник наукових праць Національного гірничого університету, 2025. № 80. С. 51-63.

59. Зуєвська Н. В. ГІС-оцінка мідно-цинкових родовищ в умовах підземного видобутку / Н. В. Зуєвська, Д. Г. Дармостук, Т. В. Косенко, Р. І. Семчук, О. О. Овчаров // Збірник наукових праць Національного гірничого університету, 2025. № 80. С. 40-50.

60. Поморцева О. Технологія використання геоінформаційних систем при обробці геодезичних даних / О. Поморцева, М. Пілічева, Т. Анопрієнко // Технічні науки та технології, 2019. № 4. С. 229-237.

61. Шипулін В. Д. Основи ГІС-аналізу: навч. посіб. / В. Д. Шипулін. – Харків: Харківський національний університет міського господарства ім. О. М. Бекетова, 2014. 330 с.

62. Косенко Т. В. Перспективи розробки золоторудних родовищ на основі геодезичного моніторингу та ГІС технологій / Т. В. Косенко, Е. Шукюрлю // Збірник наукових праць Національного гірничого університету, 2024. № 79. С. 38-48.

63. Дзьоба М. В. Створення цифрових моделей родовищ корисних копалин за допомогою геологічної геоінформаційної системи SURFER-3D / М. В. Дзьоба, Т. В. Косенко, О. О. Фролов // Тези III Всеукраїнської науково-практичної конференції «Сучасні проблеми гірництва та будівництва». – Житомир: Житомирська політехніка, 2025. С. 33-35.

64. Зуєвська Н. В. Прогнозування зон зі змінними фізико-механічними характеристиками ґрунтових масивів / Н. В. Зуєвська, Л. В. Шайдецька, Т. В. Косенко, І. О. Матвійчук // Збірник наукових праць Національного гірничого університету, 2024. № 77. С. 118-125.

65. Робочий проєкт «Розробка та рекультивація Сихівського кар'єру піску в Львівському районі Львівської області. Корегування». – Львів, 2022. 132 с.

66. Zhukov N. N. Tema 10. Surfer [Електронний ресурс]. – Режим доступу: http://www.geol.univ.kiev.ua/lib/zhukov_n_n/Tema_10_Surfer.pdf

67. Surfer 8. User's Guide. Contouring and 3D Surface Mapping for Scientists and Engineers. – Golden Software Inc., 2002. 640 p.

68. Rocscience Inc. Slide2 Quick Start Tutorial [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://www.rocscience.com/help/slide2/tutorials/tutorials-overview/quick-start-tutorial>

69. Dzoba M. V. Study of the stability of the working bench of quartz sands / M. V. Dzoba, I. D. Lytvynchuk, O. O. Frolov // 6th International Scientific and Technical Internet Conference “Innovative development of resource-saving technologies and sustainable use of natural resources”. Book of Abstracts. – Petroșani : UNIVERSITAS Publishing, 2023. P. 15-154.

70. Дзьоба М. В. Встановлення ступеню стійкості уступу кварцових пісків / М. В. Дзьоба, Д. Д. Чміленко, О. О. Фролов // Тези Всеукраїнської науково-практичної конференції «Сучасні проблеми гірництва та будівництва». – Житомир: Житомирська політехніка, 2023. С. 22-24.

71. Дзьоба М. В. Дослідження впливу кута укосу робочого уступу кварцових пісків на коефіцієнт його стійкості / М. В. Дзьоба, О. О. Фролов // Збірник наукових праць НГУ. – Дніпро: Національний ТУ «Дніпровська політехніка», 2024. № 76. С. 51-62.

72. Dzoba M. V. Study of the influence of the slope angle of a quartz sand ledge on its stability coefficient / M. V. Dzoba, D. A. Chmilenko // Збірник наукових праць XVI науково-технічної конференції «Енергетика. Екологія. Людина». – Київ : НН ІЕЕ КПІ ім. Ігоря Сікорського, 2024. С. 94-98.

73. Дзьоба М. В. Встановлення залежності коефіцієнту стійкості уступу кварцових пісків від кута його укосу / М. В. Дзьоба, Д. А. Чміленко, О. О. Фролов // Тези Всеукраїнської науково-практичної онлайн-конференції аспірантів, молодих учених та студентів, присвяченої Дню науки. – Житомир : Житомирська політехніка, 2024. С. 155-156.

74. Норми технологічного проектування гірничодобувних підприємств відкритим способом розробки родовищ корисних копалин. Ч. 1–2. Гірничі роботи. Ліквідація гірничодобувних підприємств. Техніко-економічна оцінка та

показники: СОУ-МПП 73.020-078-1:2007. [Чинний від 2017-01-04]. Київ: Міністерство промислової політики України, 2007. 224 с.

75. Методичні вказівки з визначення оптимальних кутів нахилу бортів укосів уступів і відвалів залізородних та флюсових кар'єрів / Мін-во промислової політики України, ІППЕ НАН України. – Дніпропетровськ, 2009. 201 с.

76. Yusupov J. M. Justification of ledge stability in open-pit mining : thesis / J. M. Yusupov. – Almaty: Satbayev University, 2021. 43 p.

77. Agama M. W. Slope Sensitivity Analysis using Spencer's Method in Comparison with General Limit Equilibrium Method / M. W. Agama, M. H. M. Hashima, M. I. Murada, H. Zabidia // Procedia Chemistry, 2016. № 19. P. 651-658.

78. Дзьоба М. В. Встановлення закономірностей впливу ширини блоків розбивки зсувного клина на значення коефіцієнта стійкості укосу уступу кварцових пісків / М. В. Дзьоба, І. Д. Литвинчук, О. О. Фролов // Технічна інженерія: наук. видання державного ун-ту «Житомирська політехніка», 2024. № 1(93). С. 325–331.

79. Ігнатенко Д. Ю. Обґрунтування параметрів ґрунтоцементних пальових підпірних конструкцій на зсувонебезпечних схилах: дис. ... канд. техн. наук: 05.15.09 / Д. Ю. Ігнатенко. – Дніпро: Нац. техн. ун-т «Дніпровська політехніка», 2021. 182 с.

80. Lim K. Slope stability analysis for fill slopes using finite element limit analysis / K. Lim, A. Li, A. Lyamin // Proceedings of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. – Edinburgh, 2015. P. 1597-1602.

81. Chubka P. Yu. Comparison of methods for calculating the stability of soil arrays / P. Yu. Chubka, Yu. Sh. Chubka // The Eurasian Scientific Journal, 2021. Vol. 13, № 5.

82. Prokopov A. The experience of strengthening subsidence of the soil under the existing building in the city of Rostov-on-Don / A. Prokopov, M. Prokopova, Ya. Rubtsova // MATEC Web of Conferences, 2017. Vol. 106.

83. Abramson L. W. Slope stability and stabilization methods / L. W. Abramson, T. S. Lee, S. Sharma, G. M. Boyce. – 2nd ed. – New York: Wiley, 2002. 501 p.

84. Kravchenko G. Resistance of fractal structures to natural and man-made influences / G. Kravchenko, L. Pudanova [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/1001/1/012096>.

85. Akopyan V. Experimental and Theoretical Investigation of the Interaction of the Reinforced Concrete Screw Piles with the Surrounding Soil / V. Akopyan, A. Akopyan [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://www.researchgate.net/publication/305788067>.

86. Zienkiewicz O. C. The Finite Element Method / O. C. Zienkiewicz, R. L. Taylor. – Oxford : Butterworth-Heinemann, 2000. P. 89-210.

87. Duncan J. M. Soil Strength and Slope Stability / J. M. Duncan, S. G. Wright. – Wiley, 2005. P. 154-268.

88. Wood D. M. Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics / D. M. Wood. – Cambridge: Cambridge University Press, 1990. Vol. 4. No.3. P. 75-143.

89. Griffiths D. V. Slope Stability Analysis by Finite Elements / D. V. Griffiths, P. A. Lane // Géotechnique, 1999. P. 387-403.

90. Тютюкін О. Л. Визначення раціональних параметрів підпірних конструкцій із ґрунтоцементних паль на зсувонебезпечних схилах / О. Л. Тютюкін, Д. Ю. Ігнатенко // Наука та прогрес транспорту, 2020. № 6(90). С. 97-105.

91. Ito T. Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles / T. Ito, T. Matsui // Soils and Foundations, 1975. Vol. 15. № 4. P. 43-59.

92. Маєвська І. В. Автоматизований розрахунок пальових фундаментів : електронний навчальний посібник [Електронний ресурс] / І. В. Маєвська, М. М. Попович, Н. В. Блащук. – Вінниця: ВНТУ, 2023. 155 с.

93. ДСТУ-Н Б В.1.1-37:2016 Настанова щодо інженерного захисту територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. [Чинний від 2017-01-04]. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. 43 с.

94. ДБН В.1.1-46:2017 Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення. [Чинний від 2017-04-25]. Київ:

Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. 47 с.

95. Дзьоба М. В. Забезпечення стійкості укосу гірського масиву при дії на нього додаткового навантаження / М. В. Дзьоба, О. О. Фролов // Збірник наукових праць НГУ. – Дніпро: Національний ТУ «Дніпровська політехніка», 2024. № 79. С. 26–37.

96. ДБН В.2.1-10-2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. [Чинний від 2018-02-08]. Київ: Мінрегіон України, 2018. 36 с.

97. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. [Чинний від 2009-12-24]. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.

98. ДБН В.1.1-24:2009 Захист від небезпечних геологічних процесів. Основні положення проектування. [Чинний від 2010-07-29]. Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. 108 с.

99. Schmitz T. Report About the Testing of an Anchor Section Reinforced With a TITAN 30/11 Hollow Bar as Tension Element / T. Schmitz // Ischebeck Titan Injection Anchor System, 2007. 29 p.

100. Зуєвська Н. В. Оптимізація параметрів геотехнічних споруд для стабілізації напружено-деформованого стану масиву / Н. В. Зуєвська, В. Є. Губашова, Л. В. Шайдецька, М. Алталабані // Збірник наукових праць НГУ. – Дніпро: Державний вищий навч. заклад «Національний гірничий університет», 2021. №65. С. 130-141. doi: <https://doi.org/10.33271/crpnmu/65.130>

101. Пшінько О. М. Технологія спеціальних робіт: навч. посіб. / О. М. Пшінько, А. В. Радкевич, М. І. Нетеса, А. М. Нетеса. – Дніпро: Журфонд, 2020. 432 с.

102. Якименко О. В. Сучасні методи влаштування паль та шпунтових огорожень: навч. посіб. / О. В. Якименко. – Харків: ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2020. 119 с.

103. Зуй Д. А. Забезпечення стійкості ґрунтових укосів в умовах щільної міської забудови / Д. А. Зуй, А. Л. Ган // Тези VI Всеукраїнської науково-практичної конференції студентів, аспірантів та молодих вчених «Перспективи

розвитку гірничої справи та раціонального використання природних ресурсів». – Житомир: ЖДТУ, 2019. С. 34-38.

104. Кунтше К. Влаштування глибоких котлованів і відкосів в умовах міської забудови / К. Кунтше // Розвиток міст і геотехнічне будівництво, 2010. № 2. С. 1-17.

105. Дзьоба М. В. Дослідження впливу додаткового навантаження на забезпечення стійкості укосу гірського масиву / М. В. Дзьоба, Д. А. Вилобков, О. О. Фролов // Тези Всеукраїнської науково-практичної онлайн-конференції здобувачів вищої освіти і молодих учених, присвяченої Дню науки. – Житомир : Житомирська політехніка, 2025. С. 156-157.

106. ДБН В.1.2.-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. [Чинний від 2007-01-01]. Київ: Мінбуд України, 2006. 59 с.

107. Дзьоба М. В. Обґрунтування параметрів протизсувних конструкцій для забезпечення стійкості прибортових масивів / М. В. Дзьоба, О. О. Фролов // Матеріали наукової конференції «Аспірантські читання імені професора Артура Веніаміновича Праховника». – Київ: КПІ ім. Ігоря Сікорського, Вид-во «Політехніка», 2025. С. 202-207.

108. Дзьоба М. В. Розробка захисних конструкцій для забезпечення стійкості борта кар'єра при дії на нього додаткового навантаження / М. В. Дзьоба, О. О. Фролов // Матеріали міжнародної науково-технічної конференції «Сучасний стан і перспективи розвитку геотехнічної інженерії. GEO-25» [Електронний ресурс]. – Київ : КПІ ім. Ігоря Сікорського, 2025. С. 111-115.

ДОДАТКИ

Додаток 1

Таблиця – Значення коефіцієнту пропорційності для паль

Вид ґрунту, що оточує палі, та його характеристика	Коефіцієнт пропорційності K для паль, кН/м ⁴	
	Забивні палі	Буронабивні, палі-оболонки і палі-стовпи
Глини і суглинки текучо-пластичні ($0,75 < I_L \leq 1$)	650-2500	500-2000
Глини і суглинки м'яко-пластичні ($0,5 < I_L \leq 0,75$); супіски пластичні ($0 \leq I_L \leq 1$); піски пилюваті ($0,6 \leq e \leq 0,8$)	2500-5000	2000-4000
Глини і суглинки туго-пластичні та напівтверді ($0 \leq I_L \leq 0,5$); супіски тверді ($I_L < 0$); піски мілкі ($0,6 \leq e \leq 0,75$); піски середньої крупності ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	5000-8000	4000-6000
Глини і суглинки тверді ($I_L < 0$); піски крупні ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	8000-13000	6000-10000
Піски гравелисті ($0,55 \leq e \leq 0,7$); гравій и галька з піщаним заповнювачем	—	10000-20000

Додаток 2

Таблиця – Значення безрозмірних коефіцієнтів A_0 , B_0 , C_0 залежно від
приведеної глибини закладення палі у ґрунті $\bar{l}$

$\bar{l}$	У разі спирання палі на нескельний ґрунт			У разі спирання палі на скельні породи			При закладенні палі в скельні породи		
	A_0	B_0	C_0	A_0	B_0	C_0	A_0	B_0	C_0
0,5	72,004	192,026	576,243	48,005	96,037	192,291	0,042	0,125	0,5
0,6	50,007	111,149	278,059	33,314	55,609	92,912	0,072	0,18	0,6
0,7	36,745	70,023	150,278	24,507	35,059	50,387	0,114	0,244	0,699
0,8	28,14	46,943	88,279	18,775	23,533	29,763	0,17	0,319	0,798
0,9	22,244	33,008	55,307	14,851	16,582	18,814	0,241	0,402	0,896
1	18,03	24,106	36,486	12,049	12,149	12,582	0,329	0,494	0,992
1,1	14,916	18,16	25,123	9,933	9,196	8,836	0,434	0,593	1,086
1,2	12,552	14,041	17,914	8,418	7,159	6,485	0,556	0,698	1,176
1,3	10,717	11,103	13,235	7,208	5,713	4,957	0,695	0,807	1,262
1,4	9,266	8,954	10,05	6,257	4,664	3,937	0,849	0,918	1,342
1,5	8,101	7,319	7,838	5,498	3,889	3,24	1,014	1,028	1,415
1,6	7,154	6,129	6,268	4,887	3,308	2,758	1,186	1,134	1,48
1,7	6,375	5,189	5,133	4,391	2,868	2,419	1,361	1,232	1,535
1,8	5,73	4,456	4,299	3,935	2,533	2,181	1,532	1,321	1,581
1,9	5,19	3,878	3,679	3,653	2,277	2,012	1,693	1,397	1,617
2	4,737	3,418	3,213	3,381	2,081	1,891	1,841	1,46	1,644
2,2	4,032	2,758	2,591	2,977	1,819	1,758	2,08	1,545	1,675
2,4	3,526	2,327	2,227	2,713	1,673	1,701	2,24	1,586	1,685
2,6	3,163	2,048	2,013	2,518	1,6	1,687	2,33	1,596	1,687
2,8	2,905	1,869	1,889	2,153	1,572	1,693	2,371	1,593	1,687
3	2,727	1,758	1,818	2,403	1,568	1,707	2,385	1,586	1,691
3,5	2,502	1,641	1,757	2,394	1,597	1,739	2,389	1,584	1,711
4	2,441	1,621	1,751	2,419	1,618	1,75	2,401	1,6	1,732

Додаток 3

Таблиця – Значення безрозмірних коефіцієнтів A_i , B_i , C_i залежно від приведеної глибини розташування перетину палі в ґрунті $\bar{z}$

Приве- дена глибина $\bar{z}$	Коефіцієнти											
	A_1	B_1	C_1	D_1	A_3	B_3	C_3	D_3	A_4	B_4	C_4	D_4
0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1
0,1	1	0,1	0,005	0	0	0	1	0,1	-0,005	0	0	1
0,2	1	0,2	0,02	0,001	-0,001	0	1	0,2	-0,02	-0,003	0	1
0,3	1	0,3	0,045	0,005	-0,005	-0,001	1	0,3	-0,045	-0,009	-0,001	1
0,4	1	0,4	0,08	0,011	-0,011	-0,002	1	0,4	-0,08	-0,021	-0,003	1
0,5	1	0,5	0,125	0,021	-0,021	-0,005	0,999	0,5	-0,125	-0,042	-0,008	0,999
0,6	0,999	0,6	0,18	0,036	-0,036	-0,011	0,998	0,6	-0,18	-0,072	-0,016	0,997
0,7	0,999	0,7	0,245	0,057	-0,057	-0,02	0,996	0,699	-0,245	-0,114	-0,03	0,994
0,8	0,997	0,799	0,32	0,085	-0,085	-0,034	0,992	0,799	-0,32	-0,171	-0,051	0,989
0,9	0,995	0,899	0,405	0,121	-0,121	-0,055	0,985	0,897	-0,404	-0,243	-0,082	0,98
1	0,992	0,997	0,499	0,167	-0,167	-0,083	0,975	0,994	-0,499	-0,333	-0,125	0,967
1,1	0,987	1,095	0,604	0,222	-0,222	-0,122	0,96	1,09	-0,603	-0,443	-0,183	0,946
1,2	0,979	1,192	0,718	0,288	-0,287	-0,173	0,938	1,183	-0,716	-0,575	-0,259	0,917
1,3	0,969	1,287	0,841	0,365	-0,365	-0,238	0,907	1,273	-0,838	-0,73	-0,356	0,876
1,4	0,955	1,379	0,974	0,456	-0,455	-0,319	0,866	1,358	-0,967	-0,91	-0,479	0,821
1,5	0,937	1,468	1,115	0,56	-0,559	-0,42	0,811	1,437	-1,105	-1,116	-0,63	0,747
1,6	0,913	1,553	1,264	0,678	-0,676	-0,543	0,739	1,507	-1,248	-1,35	-0,815	0,652
1,7	0,882	1,633	1,421	0,812	-0,808	-0,691	0,646	1,566	-1,396	-1,613	-1,036	0,529
1,8	0,843	1,706	1,584	0,961	-0,956	-0,867	0,53	1,612	-1,547	-1,906	-1,299	0,374
1,9	0,795	1,77	1,752	1,126	-1,118	-1,074	0,385	1,64	-1,699	-2,227	-1,608	0,181
2	0,735	1,823	1,924	1,308	-1,295	-1,314	0,207	1,646	-1,848	-2,578	-1,966	-0,057
2,2	0,575	1,887	2,272	1,72	-1,693	-1,906	-0,271	1,575	-2,125	-3,36	-2,849	-0,692
2,4	0,347	1,874	2,609	2,195	-2,141	-2,663	-0,949	1,352	-2,339	-4,228	-3,973	-1,592
2,6	0,033	1,755	2,907	2,724	-2,621	-3,6	-1,877	0,917	-2,437	-5,14	-5,355	-2,821
2,8	-0,385	1,49	3,128	3,288	-3,103	-4,718	-3,108	0,197	-2,346	-6,023	-6,99	-4,445
3	-0,928	1,037	3,225	3,858	-3,541	-6	-4,688	-0,891	-1,969	-6,765	-8,84	-6,52
3,5	-2,928	-1,272	2,463	4,980	-3,919	-9,544	-10,34	-5,854	1,074	-6,789	-3,692	-13,826
4	-5,853	-5,941	-0,927	4,548	-1,614	-11,731	-17,919	-15,076	9,244	-0,358	-5,611	-23,14

Додаток 4

ТЗОВ «АПП «Львівське»
81135, Львівська обл.,
Пустомитівський р-н,
с.Зубра, вул.Б.Хмельницького, 144

" ЛЬВІВСЬКЕ "

APP "Lvivske" LTD
81135, Lviv region,
Pustomytskyj district,
Zubra village, B.Hmelnychkogo Street 14

IBAN: UA643257960000026002303079048 Філія Львівське ОУ АТ «Ощадбанк» МФО 325796
ЄДРПОУ 20789952

Вих. № 10
від «10» березня 2026 р.

ДОВІДКА

Товариство з обмеженою відповідальністю «АПП«Львівське» цією довідкою підтверджує, що результати дисертаційної роботи здобувача наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 184 Гірництво *Дзьоби Максима Вадимовича* на тему: «Удосконалення технології закріплення укосів кар'єрів з видобутку пухких гірських порід» мають практичну значущість та розглянуті для впровадження у виробничу діяльність підприємства.

Встановлено, що в умовах розробки Сихівського родовища кварцових пісків, зокрема на південному борті кар'єру, існує підвищене техногенне навантаження на прибортовий масив, зумовлене розташуванням автомобільної дороги, по якій здійснюється рух великовантажного автотранспорту (автосамоскидів). Це створює додаткові зсувонебезпечні умови та потребує впровадження ефективних інженерних рішень для забезпечення нормативної стійкості укосу.

За результатами аналізу матеріалів дисертаційного дослідження встановлено доцільність застосування удосконаленої технології закріплення укосу уступу із використанням трьох рядів буронабивних паль, що забезпечить підвищення коефіцієнта стійкості прибортового масиву та зниження ризику розвитку зсувних процесів.

Підприємством ТЗОВ «АПП«Львівське» планується впровадження зазначених технічних рішень при виконанні гірничих робіт на південному борті кар'єру. Очікується, що реалізація запропонованої технології дозволить:

- забезпечити нормативну стійкість укосу в умовах дії додаткового навантаження;
- підвищити безпеку ведення гірничих робіт;
- зменшити ризик втрат корисних копалин у бортах кар'єру;
- оптимізувати обсяги розкривних робіт.

Попередні техніко-економічні розрахунки свідчать, що впровадження результатів дисертаційної роботи *Дзьоби М.В.* забезпечить економічний ефект у розмірі близько 655 тис. у.о. (умовних одиниць у доларовому еквіваленті).

Комісія у складі:

генерального директора
начальника кар'єру

підтверджує доцільність впровадження
дослідження у виробничу діяльність підприємства.



Депаса Юрія Петровича;
Броди Ігоря Олексійовича,
результатів дисертаційного

Додаток 5

**ТОВАРИСТВО з ОБМЕЖЕНОЮ ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ
“ЖИДАЧІВСЬКЕ ЗАВОДОУПРАВЛІННЯ ЦЕГЕЛЬНИХ ЗАВОДІВ”**

81700, м. Жидачів, вул. Заводська, 2
р/р 26008300104664 філія Львівське ОУ АТ «Ощадбанк» м.Жидачів, МФО 325796 ЗКПО 22351881
свідоцтво №100317525, ЄДРПОУ 22351881

Вих. № 11
від «11» березня 2026 р.

АКТ

впровадження результатів дисертаційної роботи
здобувача наукового ступеня доктора філософії
за спеціальністю 184 Гірництво
Дзюби Максима Вадимовича

на тему: «Удосконалення технології закріплення укосів кар'єрів з видобутку пухких гірських порід»

Комісія у складі:

- голови комісії – директора підприємства Зубіка Володимира Йосифовича;
- членів комісії:

головного інженера Шумського Зіновія Миколайовича;

маркшейдера підприємства Шумської Любові Степанівни,

розглянула матеріали дисертації Дзюби Максима Вадимовича та за результатами розгляду постановила наступне:

1. В умовах розробки родовищ пухких гірських порід, зокрема суглинків, забезпечення стійкості укосів уступів та бортів кар'єрів є одним із ключових факторів ефективності та безпечності гірничих робіт. Встановлена необхідність удосконалення методів оцінки стійкості укосів з урахуванням реальних гірничо-геологічних умов та технологічних факторів.

2. Здобувачем доведена необхідність в удосконаленні методичних підходів до оцінки стійкості укосів кар'єрів шляхом комплексного використання аналітичних методів, методу графічних побудов та чисельного моделювання (зокрема у програмних комплексах Rocscience Slide та PLAXIS 3D), а також встановлення закономірностей зміни коефіцієнта стійкості залежно від параметрів укосу та умов навантаження.

3. Практична цінність отриманих результатів полягає у можливості їх застосування при експлуатації кар'єрів Жидачівського родовища суглинків, а саме для:

- визначення раціональних параметрів укосів уступів і бортів кар'єру;
- прогнозування розвитку зсувних процесів у прибортовому масиві;
- обґрунтування конструкцій укріплення укосів із застосуванням буронабивних паль та інших утримуючих споруд;
- підвищення рівня безпеки гірничих робіт та зниження ризику аварійних ситуацій.

4. Результати дисертаційного дослідження рекомендовані до використання у виробничій діяльності ТзОВ «ЖИДАЧІВСЬКЕ ЗАВОДОУПРАВЛІННЯ ЦЕГЕЛЬНИХ ЗАВОДІВ» при плануванні та веденні відкритих гірничих робіт, а також при розробці заходів щодо забезпечення нормативної стійкості укосів кар'єру та оптимізації техніко-економічних показників розробки родовища.

Голова комісії:

Члени комісії:



Зубік В.Й. /Зубік В.Й./

Шумський З.М. /Шумський З.М./

Шумська Л.С. /Шумська Л.С./