

Міністерство освіти і науки України
Національний технічний університет
«Дніпровська політехніка»

Кваліфікаційна наукова праця
на правах рукопису

ОЛШЕВСЬКА Софія Олегівна

УДК 624.131.543

ДИСЕРТАЦІЯ
СТІЙКІСТЬ ПРИРОДНИХ ҐРУНТОВИХ СХИЛІВ В УМОВАХ
КЛІМАТИЧНИХ І ТЕХНОГЕННИХ ВПЛИВІВ

Спеціальність: 131 Прикладна механіка

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

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

Наукові керівники: Шаповал Володимир Григорович, доктор технічних наук,
професор

Сдвижкова Олена Олександрівна, доктор технічних наук,
професор

Дніпро – 2025

АНОТАЦІЯ

Олішевська С. О. Стійкість природніх ґрунтових схилів в умовах кліматичних і техногенних впливів. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 131 – «Прикладна механіка». – Національний технічний університет «Дніпровська політехніка», Дніпро, 2025.

Мета роботи полягає в обґрунтуванні методу розрахунку граничного напружено-деформованого стану геотехнічної системи «ґрунтовий схил-охоронна конструкція» в умовах кліматичних і техногенних впливів.

Об'єкт дослідження - геотехнічні процеси, що розвиваються в природньому ґрунтовому схилі в умовах кліматичних і техногенних впливів.

Предмет дослідження - граничний напружено-деформований стан ґрунтового схилу і параметри підтримуючої конструкції.

У першому розділі акцентується увага на порушенні стійкості природніх ґрунтових схилів, що можуть призвести до великих людських втрат і матеріальних збитків. Детально розглянуті існуючі класифікації ґрунтових схилів за умов їх оповзання. Наведені приклади порушення стійкості природніх ґрунтових схилів у світовому масштабі, на рівні України, Дніпропетровської області і навкруги міста Дніпро. Звертається увага на те, що останніми роками на всіх рівнях відмічається активізація зсувних процесів. Причиною такої активізації слугують різні процеси, серед яких найбільш суттєвими є кліматичні і техногенні впливи.

Прогноз стійкості ґрунтових схилів природнього походження базується на використанні відповідних методик розрахунку, де, в свою чергу, приймають у якості критеріїв руйнування ґрунтових масивів ту чи іншу теорію міцності. Детально розглянуті відомі методики розрахунку стійкості ґрунтових схилів, більшість яких базується на критерії міцності Кулона-Мора. При цьому зроблено акцент на недосконалоості цього критерію як лінійної частини огибаючої кіл

руйнування Мора та необхідності вдосконалення цього критерію з урахуванням можливого пластичного деформування ґрунту під дією різноманітних природних та техногенних факторів. Зазначено також, що найбільш поширеними в наш час є розрахунки стійкості ґрунтових схилів за допомогою чисельних методів суцільного середовища, реалізованих в сучасних програмних продуктах. Вибір для таких розрахунків адекватного критерію руйнування, який би урахував кліматичні і техногенні впливи на стан ґрунтового масиву, є актуальною задачею. У якості фізичного об'єкту досліджень обрано балку Тунельна, що знаходиться в межах міста Дніпро. Сформульовані мета, основні задачі і методи досліджень.

У другому розділі проаналізовано існуючі уявлення щодо механізму руйнування твердих тіл, до класу яких належать і ґрунтові масиви. Показано, що найбільш обґрунтованою серед них є мікродфектна теорія міцності А. Гриффітса з відповідним нелінійним критерієм руйнування. Але цей критерій більш адекватно описує руйнування крихких твердих тіл. З сучасних теорій руйнування ґрунтових масивів найбільш обґрунтованою є теорія, що запропонована Л. Я. Парчевським та О. М. Шашенком, нелінійний критерій якої за структурою нагадує критерій А. Гриффітса, але на відміну від останнього охоплює більш широкий клас ґрунтів – від крихких до пластичних.

Виконано математичні перетворення, які дозволили перейти від нелінійної залежності Парчевського-Шашенка до лінійної функції Кулона-Мора. Таким чином, лінійний критерій Кулона-Мора був модифікований шляхом лінеаризації параболічної огинаючої кіл Мора, запропонованої Л. Я. Парчевським та О. М. Шашенком, та введення умовних величин зчеплення та кута внутрішнього тертя. Це дозволило врахувати вплив напруженого стану схилу, який характеризується відношенням власної ваги ґрунтового масиву до межі міцності ґрунту на стискання, на міцнісні характеристики ґрунту.

Для зразків супіщаних та суглинистих ґрунтів, що відібрані зі схилу Тунельної балки, виконано лабораторні дослідження. В результаті отримані необхідні для подальших розрахунків фізико-механічні характеристики ґрунтів і

додатково підтверджено, що використання модифікованого критерію руйнування типу Кулона-Мора дозволяє отримати більш точні результати при оцінці стійкості природніх схилів.

Спираючись на відомі дослідження, що були виконані в роботах О. С. Коврова і Н. М. Шепель, у запропоновану залежність для модифікованого критерію руйнування було інтегровано додаткові члени, які ураховують вплив кліматичних і техногенних факторів на міцнісні характеристики ґрунту. Кліматичні явища у вигляді опадів насичують вологою ґрунтові масиви, що може суттєво зменшити їх міцність. Динамічні впливи від руху потягів, що проходять по залізничній колії поблизу схилу, додатково ще більше можуть знизити міцність зволжених ґрунтів. У сукупності це може призвести до зповзання схилу у бік залізничної колії і спричинити аварійну ситуацію.

У третьому розділі виконано критичний огляд існуючих програмних продуктів, які використовуються при визначенні напружено-деформованого стану геотехнічних систем. Це, перш за все, програмні комплекси, що засновані на використанні методу скінчених елементів, методу граничних елементів і методу дискретних елементів. В результаті у якості інструменту для подальших досліджень було обрано ліцензований програмний продукт Phase2 компанії Rocscience. Цей програмний комплекс заснований на використанні методу скінчених елементів і лінійного критерію руйнування типу Кулона-Мора.

Взявши за основу відомий випадок зповзання ґрунтового схилу, для якого було визначено його структуру, фізико-механічні характеристики, рівень вологості, а також геометричні параметри, що включали і форму кривої лінії зповзання, у програмному комплексі Phase2 було побудовано скінченоелементну модель схилу і визначено розрахункову форму лінії ковзання. При цьому у якості критерія руйнування був використаний отриманий вище модифікований критерій Кулона-Мора. Параметри лінії ковзання відрізнялися від тієї, що була виміряна в натурних умовах, максимально на 12%. Таким чином було перевірено на адекватність використання і програмного комплексу, і запропонованого модифікованого критерію руйнування. Показано, що геомеханічна модель,

заснована на використанні критерію Кулона-Мора, модифікованого на основі лінеаризації нелінійного критерію руйнування Парчевського-Шашенка, дає оцінку міцності ґрунтового схилу, яка є на 22% меншою в порівнянні з моделлю, що заснована на використанні класичного критерію Кулона-Мора без урахування впливу напруженого стану ґрунтового масиву на фізико-механічні властивості матеріалу. Таким чином, доведено, що запропонована модифікація критерію Кулона-Мора запобігає отриманню надлишково оптимістичних оцінок стійкості ґрунтових схилів.

Обстеження ґрунтового схилу Тунельної балки показали що по його довжині переважно суглинисті породи чергуються з супіщаними. Відповідно до цього було досліджено дві скінченоелементні моделі тієї частин схилу, що знаходилась в зоні динамічного впливу від руху потягів. Кут нахилу змінювався в межах 35° , 45° та 55° . При моделюванні схилу, складеного суглинистим ґрунтом, кут внутрішнього тертя варіювався в межах 15° , 25° та 30° , а питоме зчеплення - в межах 10кПа, 20 кПа та 30 кПа. При моделюванні схилу, складеного супіщаним ґрунтом кут внутрішнього тертя змінювався в межах 15° , 25° та 30° , а питоме зчеплення - в межах 3 кПа, 5 кПа та 7 кПа. Протяжність зони впливу було прийнято такою, що дорівнює 40 м, висота схилу складала 10 м.

В результаті чисельного експерименту було встановлено параметри фізико-механічних характеристик, при яких стає можливим зповзання ґрунтового схилу і визначено геометричні параметри зсуву. Отримано нові кореляційно-регресійні залежності, які поєднують вплив вологи (за рахунок опадів) і динаміки (за рахунок вібрації від залізничних потягів), що дозволило виявити небезпечні комбінації впливаючих факторів (міцнісні характеристики ґрунту, геометрія схилу, показники вологості та вібрацій).

У четвертому розділі виконано огляд заходів, що забезпечують стійкість ґрунтових схилів. Це, перш за все, підпірні стіни і палеві конструкції. Додатково було перевірено надійність розрахунків призми ковзання, що були отримані методом скінчених елементів, а також методом відсіків. В результаті виконаних

розрахунків підтверджено ті параметри призми ковзання, що були отримані у попередньому розділі. У якості конструктивних елементів, що утворюють геотехнічну систему «ґрунтовий схил-захисна конструкція» було обрано пальову конструкцію з анкерами. Обчислено її параметри для інженерно-геологічних умов Тунельної балки. Показано, що при проектуванні елементів утримуючої конструкції з використанням українських будівельних норм потрібно на 22 кілограми арматури на 1 елемент менше, ніж це потрібно при використанні європейських будівельних норм (185 кг замість 207 кг).

Таким чином, дисертація є завершеною науково-дослідною роботою, в якій на підставі виконаних досліджень отримані нові закономірності руйнування ґрунтів, що дозволило дослідити стійкість ґрунтових схилів, які знаходяться під одночасним впливом кліматичних і техногенних чинників; отримати для геологічних умов Тунельної балки (м. Дніпро) нові прогностичні моделі у вигляді регресійних залежностей, які дозволяють оцінити рівень стійкості ґрунтових схилів, і для небезпечного сполучення механічних, техногенних та кліматичних факторів запропонувати конструкцію підпірної стінки та розрахувати її параметри. Таким чином вирішено актуальне науково-технічне завдання, яке полягає в обґрунтуванні методу розрахунку і параметрів охоронних конструкцій, що дозволяють забезпечити стійкість ґрунтових схилів в умовах кліматичних і техногенних впливів.

Наукові положення, що виносяться на захист:

1. Лінеаризація критерію руйнування Парчевського-Шашенка за допомогою дотичної до огинаючої кіл Мора, яку проведено у точці, що відповідає нормальним напруженням на глибині, що дорівнює висоті схилу, дозволяє перейти до критерію руйнування типу Кулона-Мора, що є апробованим в геомеханічному моделюванні. Застосування умовних показників міцності (кута внутрішнього тертя φ та зчеплення c), які залежать від напруженого стану ґрунтового схилу дає оцінку його стійкості, яка на 22% менш оптимістична в порівнянні з тою, що отримана на основі класичного критерію Кулона-Мора. Це дозволяє зменшити ризик недооцінки наближення схилу до критичного стану.

2. Коефіцієнт запасу стійкості в інженерно-геологічних умовах схилу Тунельної балки пов'язаний багатофакторною залежністю (у вигляді поліному першого степеня) з висотою, кутом нахилу ґрунтового схилу, міцнісними характеристиками ґрунту. В залежності від вологості і частоти коливань від руху потягів по залізничній колії він може становити величину, що менше одиниці, дозволяючи, таким чином, прогнозувати кліматичні і техногенні умови, при яких є можливим утворення поверхні ковзання.

Наукова новизна отриманих результатів:

1. На основі обґрунтованого переходу від нелінійного критерію руйнування Парчевського-Шашенка до лінійного модифікованого критерію міцності Кулона-Мора на основі методики О. С. Коврова, удосконалено його лінеаризований вираз, що дозволило більш достовірно оцінити запас стійкості ґрунтового схилу, а саме: при використанні модифікованого критерію руйнування отримано оцінку міцності ґрунтового схилу, яка є на 22% меншою в порівнянні з використанням класичного критерію Кулона-Мора без урахування впливу напруженого стану ґрунтового масиву на фізико-механічні властивості матеріалу.

2. Доведено, що одночасне врахування вологості ґрунту на рівні 22% та динамічного навантаження від руху поїздів при віброприскоренні 4 м/с^2 зменшує умовні кут внутрішнього тертя та зчеплення ґрунтів на 45% та 84 % відповідно. Введення до модифікованого критерію Кулона-Мора залежностей зчеплення і кута внутрішнього тертя від вологості і частоти коливань з боку залізничної колії дозволило для інженерно-геологічних умов Тунельної балки довести, що існує таке сполучення кліматичних і техногенних умов, при яких можливо утворення поверхні ковзання.

3. Встановлено, що з рівнем достовірності $R^2 = 0,98$ залежності коефіцієнту запасу міцності ґрунтового схилу від кута його нахилу, зчеплення і кута внутрішнього тертя можна апроксимувати поліномом першого степеня. Це дозволило виділити області значень міцнісних характеристик ґрунту, при яких

можливе утворення поверхні ковзання на ділянці ґрунтового схилу Тунельної балки, що примикає до залізничної колії.

Практичне значення роботи полягає:

- в обґрунтуванні методики визначення умов, при яких можлива втрата стійкості тієї ділянки схилу Тунельної балки, що знаходиться безпосередньо поруч з залізничною колією.

- в обґрунтуванні параметрів захисної конструкції, яка забезпечить залізничну колію від можливого сходу ґрунту в межах прогнозованої призми ковзання.

Результати досліджень використовуються в навчальному процесі при викладанні таких дисциплін, як «Механіка ґрунтів, основи і фундаменти», «Геомеханіка» для студентів спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія» та «Гірництво», а також для аспірантів при читанні лекцій з дисципліни «Напружено-деформований стан твердих тіл зі штучними отворами». Також результати досліджень були впроваджені відділом екології освоєння природних ресурсів Інституту геотехнічної механіки ім. М. С. Полякова НАН України.

Ключові слова: зчеплення, кут внутрішнього тертя, коефіцієнт запасу стійкості укосу, чисельне моделювання, напружено-деформований стан, укос, ґрунт, метод скінчених елементів, фізико-механічні властивості, вологонасиченість, динамічні навантаження, анкерні системи, стійкість схилів і бортів кар'єрів.

ABSTRACT

Olishevskaya S. O. Stability of natural soil slopes under climatic and technogenic impacts. – Qualification scientific work as a manuscript.

Thesis for the degree of Doctor of Philosophy (PhD) in the specialty 131 – «Applied Mechanics». – Dnipro University of Technology, Dnipro, 2025.

The purpose of this work is to substantiate a method for calculating the ultimate stress-strain state of the geotechnical system «soil slope-protective structure» under climatic and technogenic impacts.

Research object - geotechnical processes developing in a natural soil slope under climatic and technogenic impacts.

Research subject - limit stress-strain state of the soil slope and parameters of the supporting structure.

The first chapter focuses on the loss of stability of natural soil slopes, which can lead to significant human casualties and material damage. Existing classifications of soil slopes according to landslide conditions are examined in detail. Examples of slope instability are provided on a global scale, as well as at the levels of Ukraine, Dnipropetrovsk region, and the vicinity of the city Dnipro. Attention is drawn to the fact that in recent years, the activation of landslide processes has been observed at all levels. The causes of this activation include various factors, the most significant of which are climatic and technogenic influences.

The prediction of the stability of natural soil slopes is based on the use of appropriate calculation methods, which, in turn, apply different strength theories as criteria for soil mass failure. Well-known methods for calculating the stability of soil slopes are analyzed in detail, most of which are based on the Coulomb–Mohr strength criterion. Emphasis is placed on the imperfection of this criterion as a linear approximation of the Mohr failure envelope and on the necessity of its improvement, taking into account the possible plastic deformation of soils under the influence of various natural and technogenic factors.

It is also noted that, at present, the most common approach to slope stability assessment involves the use of numerical methods of continuum mechanics, implemented in modern software packages. The selection of an adequate failure criterion for such calculations, one that would consider both climatic and technogenic impacts on the condition of the soil mass, remains a relevant and important task.

As the physical object of the study, the Tunnelna gully located within the city Dnipro was chosen. The purpose, main objectives, and research methods have been formulated.

The second chapter analyzes existing concepts regarding the mechanism of fracture in solid bodies, a class that also includes soil masses. It is shown that the most substantiated among them is A. Griffith's microdefect strength theory, which introduces a corresponding nonlinear fracture criterion for brittle solids. Among modern theories describing the failure of soil masses, the Parchevskyi-Shashenko theory is considered the most justified. Its nonlinear failure criterion is structurally similar to that of A. Griffith, but unlike the latter, it encompasses a wider range of soils - from brittle to plastic types.

Mathematical transformations were performed to enable the transition from the nonlinear Parchevskyi-Shashenko dependence to the linear Coulomb–Mohr function. Thus, the linear Coulomb-Mohr criterion was modified through the linearization of the parabolic envelope of Mohr's circles proposed by L. Ya. Parchevskyi and O. M. Shashenko, and by introducing conditional values of cohesion and the internal friction angle. This modification made it possible to account for the influence of the slope's stress state - characterized by the ratio of the soil mass's self-weight to its compressive strength - on the soil's strength parameters.

Laboratory studies were conducted on samples of sandy loam and loamy soils collected from the slope of Tunnelna gully. As a result, the physical and mechanical characteristics of the soils required for further calculations were obtained. Additionally, it was confirmed that the use of the modified failure criterion allows for more accurate results when assessing the stability of natural slopes.

Building upon the research conducted by O. S. Kovrov and N. M. Shepel, additional terms accounting for the influence of climatic and technogenic factors on soil strength characteristics were integrated into the proposed modified failure criterion. Climatic factors, such as precipitation, lead to the saturation of soil masses with moisture, which can significantly reduce their strength. Dynamic impacts caused by the movement of trains along the nearby railway line can further decrease the strength of the moistened soils. Collectively, these factors may result in the gradual sliding of the slope toward the railway track, potentially causing an emergency situation.

The third chapter presents a critical review of existing software products used to determine the stress-strain state of geotechnical systems. These include, first and foremost, software packages based on the finite element method (FEM), the boundary element method (BEM), and the discrete element method (DEM). As a result of the analysis, the licensed software Phase2, developed by the Canadian company Rocscience, was selected as the main tool for further research. This software package is based on the finite element method and employs the linear Coulomb–Mohr failure criterion.

Using a well-documented case of soil slope sliding as a reference, for which the structure, physical and mechanical properties, moisture content, and geometric parameters (including the shape of the sliding surface) were determined, a finite element model of the slope was constructed in the Phase2 software environment. The computational sliding surface was then defined using the previously derived modified Coulomb-Mohr failure criterion. The parameters of the calculated sliding surface differed from those measured under field conditions by no more than 12%, confirming the adequacy of both the software package and the proposed modified failure criterion.

It was shown that the geomechanical model based on the Coulomb-Mohr criterion, modified through the linearization of the nonlinear Parchevskyi-Shashenko failure criterion, provides an estimate of slope strength that is 22% lower than that obtained using the classical Coulomb-Mohr criterion, which does not account for the

influence of the slope's stress state on the physical and mechanical properties of the soil material.

Thus, it was demonstrated that the proposed modification of the Coulomb-Mohr criterion prevents the overestimation of slope stability and avoids excessively optimistic assessments of the strength of natural soil slopes.

Surveys of the soil slope of the Tunnelna gully showed that along its length, mainly loamy rocks alternate with sandy loam. Accordingly, two finite element models of the part of the slope that was in the zone of dynamic influence from the movement of trains were investigated. The angle of inclination varied within 35° , 45° and 55° . When modeling a slope composed of loamy soil, the angle of internal friction varied within and , and the specific adhesion - within 10kPa, 20 kPa and 30 kPa. When modeling a slope composed of sandy loamy soil, the angle of internal friction varied within and , and the specific adhesion - within 3 kPa, 5 kPa and 7 kPa. The length of the influence zone was taken to be 40 m, the height of the slope was 10 m.

As a result of the numerical experiment, the parameters of the physical and mechanical characteristics at which slope sliding becomes possible were determined, along with the corresponding geometric parameters of the slope. New correlation-regression dependences were obtained, integrating the combined influence of moisture (precipitation) and dynamic effects (vibration from railway traffic). This made it possible to identify hazardous combinations of influencing factors, including the soil's strength characteristics, slope geometry, moisture indicators, and vibration parameters.

The fourth chapter provides an overview of measures to ensure the stability of soil slopes. They are divided into two groups: those that preserve the surface layer of soil on the slope, and those that structurally ensure its stability, considering the parameters of the sliding prism, which was determined in the previous section. These are, first, retaining walls and pile structures.

Additional verification was carried out for the reliability of the sliding surface calculations obtained using the finite element method. The results of these calculations confirmed the sliding surface parameters determined in the previous section. As the structural elements forming the geotechnical system «soil slope-protective structure»

a pile structure with anchors was selected. The parameters of the slope were calculated for the engineering and geological conditions of Tunnelna gully. It was shown that when designing the elements of the retaining structure in accordance with Ukrainian construction codes, 22 kilograms less reinforcement per element are required compared to the use of European construction codes (185 kg instead of 207 kg).

Thus, the dissertation represents a completed scientific study in which, based on the conducted research, new regularities of soil failure have been identified. This made it possible to investigate the stability of soil slopes subjected to the combined influence of climatic and technogenic factors; to obtain, for the geological conditions of Tunnelna gully (Dnipro), new predictive models in the form of regression relationships that allow the assessment of slope stability; and, for the most hazardous combination of mechanical, technogenic, and climatic factors, to propose the design of a retaining wall and calculate its parameters.

In this way, an important scientific and technical problem has been solved - the substantiation of a calculation method and design parameters for protective structures that ensure the stability of soil slopes under the combined effects of climatic and technogenic influences.

Scientific statements submitted for defense:

1. The linearization of the Parchevskyi-Shashenko failure criterion by a tangent to the envelope of Mohr's circles at a point corresponding to the normal stress at a depth equal to the slope height, allows for the transition to the Coulomb-Mohr type failure criterion, which is well-established in geomechanical modeling. The use of conditional strength parameters (internal friction φ angle and cohesion c), which depend on the slope stress state, provides an estimate of slope stability that is 22% less optimistic compared to that obtained using the classical Coulomb-Mohr criterion. This reduces the risk of underestimating the slope approaching a critical state.

2. Safety factor for the slope under the engineering and geological conditions of Tunnelna gully is associated with a multifactorial relationship (expressed as a first-degree polynomial) involving the slope height, slope angle, and soil strength characteristics. Depending on the moisture content and the frequency of vibrations

caused by train movement along the nearby railway, the safety factor can drop below unity, thereby enabling the prediction of climatic and technogenic conditions under which the formation of a slide surface becomes possible.

Scientific novelty of the obtained results:

1. Based on the substantiated transition from the nonlinear Parchevskiyi-Shashenko failure criterion to the linear modified Coulomb-Mohr strength criterion, and following the methodology of O. S. Kovrov, its linearized expression has been refined. This refinement allowed for a more reliable determination of the safety factor of the soil slope. Specifically, the use of the modified failure criterion results in an estimate of slope strength that is 22% lower compared to the estimate obtained using the classical Coulomb-Mohr criterion, which does not account for the influence of the slope's stress state on the physical and mechanical properties of the soil material.

2. It has been demonstrated that the simultaneous consideration of soil moisture at the level of 22% and dynamic loading from train movement with a vibration acceleration of 4 m/s^2 reduces the conditional internal friction angle and cohesion of the soils by 45% and 84%, respectively. Incorporating dependencies of cohesion and internal friction angle on moisture content and vibration frequency into the modified Coulomb-Mohr criterion allowed, for the engineering and geological conditions of Tunnelna gully, to demonstrate that there exists a combination of climatic and technogenic conditions under which the formation of a sliding surface becomes possible.

3. It has been established that, with a given level of confidence, the dependence of the safety factor on the slope angle, cohesion, and internal friction angle can be approximated by a first-degree polynomial. This allowed the identification of ranges of strength values within which the formation of a sliding surface is possible on the section of the soil slope at Tunnelna gully adjacent to the railway line.

The practical significance of the work lies:

- in the justification of the methodology for determining the conditions under which the stability of the soil in the section of the Tunnelna gully slope located immediately adjacent to the railway line may be lost.

- in the justification of the design parameters of a protective structure that will safeguard the railway track from potential soil movement within the predicted sliding surface.

The results of the research are used in the educational process when teaching such disciplines as «Soil mechanics, bases and foundations», «Geomechanics» for students of the specialties «Construction and Civil Engineering» and «Mining», as well as for PhD students when giving lectures on the discipline «Stress-deformed state of solids with artificial openings». The research results were also implemented by the Department of Ecology Development of Natural Resources at the M.S. Polyakov Institute of Geotechnical Mechanics of the National Academy of Sciences of Ukraine.

Keywords: cohesion, angle of internal friction, slope stability safety factor, numerical modeling, stress-strain state, slope, soil, finite element method (FEM), physical and mechanical properties, moisture saturation, dynamic loads, anchor systems, stability of the sides of the quarry

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати:

1. Shapoval V., Shashenko O., Morklianyk B., Skobenko O., Barsukova S. Assessing the stability of underground workings in urban infrastructure // *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. V International Conference «Essays of mining science and practice»*. – 2024. – № 1348. – 1(012061). – DOI: [10.1088/1755-1315/1348/1/012061](https://doi.org/10.1088/1755-1315/1348/1/012061) (видання індексується у наукометричній базі **Scopus**). Особистий внесок здобувача – 20%.

***Примітка.** С. О. Барсукова – прізвище від першого шлюбу С.О. Олішевської

2. Shashenko O., Sobczyk E. J., Shapoval V., Konoval V., Barsukova S. Express-method for determination of rock heaving parameters // *Inżynieria Mineralna. Journal of the Polish Mineral Engineering Society*. – 2023. – № 1(51). – С. 113–118. – DOI: [10.29227/IM-2023-01-14](https://doi.org/10.29227/IM-2023-01-14) (видання індексується у наукометричній базі **Scopus**). Особистий внесок здобувача – 20%.

3. Shapoval V. H., Ivanova H. P., Harpieiev S. N., Yanko V. V., Barsukova S. O. Contact tensions under the sole of rigid deep laying foundations and ground anchors // *Scientific Bulletin of National Mining University*. — 2023. — № 2. — P. 58–63. — DOI: [10.33271/nvngu/2023-2/058](https://doi.org/10.33271/nvngu/2023-2/058) (видання індексується у наукометричній базі **Scopus**). Особистий внесок здобувача – 20%.

4. Sdvyzhkova O. O., Olishevska S. O., Shashenko O. M., Morklyanyk B. V. Analysis of a soil slope stability based on modified failure criterion // *Scientific Bulletin of National Mining University*. — 2025. — № 4. — P. 90–97. — DOI: <https://doi.org/10.33271/nvngu/2025-4/090> видання індексується у наукометричній базі **Scopus**). Особистий внесок здобувача – 25%.

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

1. Олішевська С. О. Метод відцентрового моделювання в промисловому будівництві / Олішевська С. О. // *Матеріали Всеукраїнської конференції аспірантів та молодих вчених «Наукова весна», Дніпро* / Національний

технічний університет «Дніпровська політехніка». – Дніпро : НТУ «ДП», 2024. – С. 77. **(тези конференції)**. Особистий внесок здобувача – 100%.

2. Барсукова С. О. Огляд чисельних методів розрахунку стійкості укосів та схилів / Барсукова С. О. // *Молодь: наука та інновації : матеріали XI Міжнародної науково-технічної конференції студентів, аспірантів та молодих вчених, Дніпро, 22–24 листопада 2023 року*. – Дніпро : НТУ «ДП», 2023. – Т. 1. – С. 279–280. **(тези конференції)**. Особистий внесок здобувача – 100%.

3. Sharoval V., Barsukova S., Skobenko O., Morklianyk B., Andrieiev V. Extrapolation of the breaking load – vertical pressure curves in the region of low pressures (by the example of sandy loam soils) // *The 18th International Scientific and Practical Conference «Theoretical and Applied Aspects of the Development of Science», Bilbao, 9–12 May 2023 / International Science Group*. – 2023. – С. 34–39. **(тези конференції)**. Особистий внесок здобувача – 20%.

4. Барсукова С. О., Шапошник К. В. Аналіз тенденції прояву зсувів у світі // *Матеріали Міжнародної науково-практичної конференції молодих вчених, аспірантів і студентів за напрямком «Перспективи розвитку будівельних технологій», Дніпро, 28 квітня 2023 року / Національний технічний університет «Дніпровська політехніка»*. – Дніпро : НТУ «ДП», 2023. – С. 3–5. **(тези конференції)**. Особистий внесок здобувача – 50%.

5. Sharoval V., Barsukova S., Skobenko O., Ivaskevych O., Lavreniuk V. Extrapolation of the breaking load – vertical pressure curves in the region of low pressures (by the example of loam soils) // *The 16th International Scientific and Practical Conference «Methods of Solving Complex Problems in Science», Prague, 25–28 April 2023 / International Science Group*. – 2023. – С. 46–50. **(тези конференції)**. Особистий внесок здобувача – 20%.

6. Barsukova S., Sharoval V., Ivanova H., Skobenko O., Zhylynska S. Connection between the uniaxial tensile compressive strength of rocks and concrete and the material constants of the Mohr-Coulomb strength criterion // *The 13th International scientific and practical conference «Information activity as a component*

of science development», Edmonton, 4-7 April 2023 / International Science Group. — 2023. — P. 31–37. (тези конференції). Особистий внесок здобувача – 20%.

7. Барсукова С. О., Шаповал В. Г. Аналіз тенденції прояву зсувів в м. Дніпро // *Матеріали Всеукраїнської конференції аспірантів та молодих вчених «Наукова весна», Дніпро, 1-3 березня 2023 року / Національний технічний університет «Дніпровська політехніка». — Дніпро : НТУ «ДП», 2023. — С. 79–80. (тези конференції). Особистий внесок здобувача – 50%.*

Наукові праці, які додатково відображають наукові результати дисертації:

1. Ivanova H. P., Olishevskaya V. Y., Napieiev S. M., Olishevskaya S. O. Construction Industry in Ukraine: Transformations and Prospects in the Context of Martial Law and Postwar Reconstruction // *Science and Transport Progress*. — 2024. — № 4(108). — С. 80–88. — DOI: <https://doi.org/10.15802/stp2024/317405> (стаття в науковому фаховому виданні України категорії Б). Особистий внесок здобувача – 25%.

2. Shashenko O. M., Khoziaikina N. V., Olishevskaya S. O. Correspondence of numerical models of landslide-prone slope to physical objects of research // *Bridges and Tunnels: Theory, Research, Practice*. — 2024. — № 26. — С. 121–127. — DOI: <https://doi.org/10.15802/bttrp2024/315628> (стаття в науковому фаховому виданні України категорії Б). Особистий внесок здобувача – 33%.

3. Олішевська С. О. Огляд тенденцій виникнення зсувів в світі та Україні // *Science and Transport Progress*. — 2024. — № 2(106). — С. 100–106. — DOI: <https://doi.org/10.15802/stp2024/306141> (стаття в науковому фаховому виданні України категорії Б). Особистий внесок здобувача – 100%.

4. Шаповал В. Г., Скобенко О. В., Барсукова С. О. Експрес-метод визначення нормативної товщини залізобетонного перекриття над бомбосховищем // *Матеріали Міжнародної науково-практичної конференції «Наука, освіта, технології і суспільство: світові тенденції та регіональний аспект».* — Рівне: ЦФЕНД, 2023. — С. 26–28 (тези конференції). Особистий внесок здобувача – 33%.

5. Ivanova H. P., Solodyankin O. V., Yanko V. V., Barsukova S. O. Assessing the influence of local corrosion in the joints of components on the life of multielement rod structures // *Bridges and Tunnels: Theory, Research, Practice*. — 2022. — С. 93–99 (стаття в науковому фаховому виданні України категорії Б). Особистий внесок здобувача – 25%.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	23
РОЗДІЛ 1. АКТУАЛЬНІСТЬ, МЕТА ТА ОСНОВНІ ЗАДАЧІ	
ДОСЛІДЖЕННЯ.....	29
1.1 Поняття, загальна характеристика та класифікація зсувів.....	29
1.2 Світові тенденції проявів зсувів.....	35
1.3 Тенденції прояву зсувів в Україні.....	37
1.4 Тенденції прояву зсувів в Дніпропетровській області та у м. Дніпро.....	40
1.5 Методи розрахунку стійкості укосів та схилів.....	47
1.5.1 Метод прямолінійної поверхні ковзання.....	47
1.5.2 Метод круглоциліндричної поверхні ковзання.....	50
1.5.3 Метод Маслово-Берера (Метод горизонтальних сил).....	52
1.5.4 Метод Г. М. Шахунянца (Метод дотичних сил).....	54
1.5.5 Спрощений метод Бішопа.....	55
1.5.6 Метод Янбу.....	56
1.5.7 Метод Моргенштерна-Прайса.....	57
1.5.8 Метод Вольдта.....	57
1.5.9 Варіаційний метод Дорфмана.....	58
1.5.10 Чисельні методи розрахунку стійкості укосів та схилів.....	60
1.6 Мета, основні задачі і методи досліджень.....	60
1.7 Висновки за першим розділом.....	61
РОЗДІЛ 2. ВИБІР ФІЗИЧНОГО ОБ'ЄКТУ ДОСЛІДЖЕНЬ, КРИТЕРІЯ	
РУЙНУВАННЯ ҐРУНТІВ ТА ВИЗНАЧЕННЯ ЇХ МЕХАНІЧНИХ	
ХАРАКТЕРИСТИК.....	
2.1 Вибір фізичного об'єкту досліджень.....	63
2.2 Аналіз теорій руйнування ґрунтових масивів.....	65
2.3 До визначення параметрів критерію міцності Кулона-Мора.....	68
2.4 Опис обладнання, методика виконання і результати лабораторних випробувань ґрунтів.....	78

	21
2.4.1 Опис приладу та методика випробування ґрунту методом одноплощинного зрізу.....	79
2.4.2 Лабораторні випробування суглинистих ґрунтів на приладі одноплощинного зрізу.....	81
2.4.3 Лабораторні випробування супіщаних ґрунтів на приладі одноплощинного зрізу.....	84
2.4.4 Апроксимація експериментальних даних нелінійною залежністю Парчевського-Шашенка.....	87
2.4.5 Визначення механічних властивостей ґрунтів з урахуванням кліматичних і техногенних впливів.....	90
2.5 Висновки за другим розділом.....	97
РОЗДІЛ 3. ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ҐРУНТООВИХ СХИЛІВ.....	99
3.1 Обґрунтування вибору програмного продукту для математичного моделювання ґрунтового схилу.....	99
3.2 Перевірка адекватності чисельної моделі реальному об'єкту досліджень.....	101
3.3 Математичне моделювання схилу Тунельної балки.....	106
3.3.1 Загальні відомості.....	106
3.3.2 Чисельне моделювання схилу, який складений суглинистими ґрунтами.....	108
3.3.3 Чисельне моделювання схилу, який складений супіщаними ґрунтами.....	119
3.4 Висновки за третім розділом.....	126
РОЗДІЛ 4. ВИБІР КОНСТРУКЦІЇ І РОЗРАХУНОК ПАРАМЕТРІВ КОНСТРУКЦІЇ, ЩО ЗАБЕЗПЕЧУЄ СТІЙКІСТЬ ҐРУНТОВОГО СХИЛУ	128
4.1 Способи забезпечення стійкості ґрунтових схилів.....	128
4.2 Утримуючі конструкції, що забезпечують стійкість ґрунтових схилів.....	132
4.3 Вибір типу і розрахунок параметрів підпірної стінки.....	137

	22
4.4 Розрахунок підпірної стінки по матеріалу.....	148
4.5 Висновки за четвертим розділом.....	150
ВИСНОВКИ.....	151
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	155
Додаток А. Підстава для розрахунку і завдання на розрахунок	165
Додаток Б. Вихідні дані та результати розрахунку стійкості схилу та ґрунтового анкеру	169
Додаток В. Результати розрахунку та проєктування бурових паль, з яких виконано підпірну стінку.....	180
Додаток Г. Довідка про впровадження результатів дисертаційного дослідження.....	183
Додаток Ґ. Акт впровадження у навчальний процес результатів дисертаційного дослідження.....	185

ВСТУП

Актуальність теми. У сучасних умовах зростання інтенсивності як природних, так і техногенних впливів, забезпечення стійкості природних ґрунтових схилів є однією з найважливіших інженерних та наукових проблем. Руйнація схилів через розвиток зсувних процесів може спричинити людські втрати, економічні збитки, знищення об'єктів інфраструктури, порушення транспортних шляхів, а в окремих випадках - і надзвичайні ситуації регіонального масштабу.

Особливої актуальності ця проблема набуває в умовах глобальних кліматичних змін. Підвищення частоти інтенсивних атмосферних опадів, коливання температурного режиму, збільшення тривалості періодів перезволоження ґрунтів - усе це призводить до зниження міцнісних характеристик ґрунтових масивів. Одночасно з цим спостерігається зростання рівня техногенного навантаження, зокрема від транспортної інфраструктури (залізничні колії, автомобільні дороги), промислових об'єктів, а також від господарської діяльності людини. Сукупна дія цих чинників створює умови для активізації зсувних процесів навіть на раніше стабільних ділянках.

За останні роки на території України, зокрема в Дніпропетровській області та в місті Дніпро, спостерігається тенденція до зростання кількості випадків порушення стійкості природних ґрунтових схилів. Найбільшу небезпеку становлять ті з них, що розташовані поблизу залізничних колій або об'єктів критичної інфраструктури, де навіть незначне переміщення ґрунту може призвести до техногенних аварій і зупинки транспортного сполучення.

У зв'язку з цим надзвичайно важливим є науково обґрунтоване прогнозування умов, за яких можлива втрата стійкості схилів, та розробка ефективних методів її попередження. Проте існуючі методики оцінки стійкості, як правило, базуються на використанні лінійних критеріїв міцності (наприклад, критерію Кулона-Мора), які не враховують складну змінюваність фізико-механічних властивостей ґрунту під впливом водонасичення чи динамічного

навантаження. Це обмежує точність прогнозів і ефективність інженерних рішень.

Незважаючи на активне використання сучасних програмних засобів, що застосовуються у геотехнічному моделюванні, існує об'єктивна потреба в адаптації та вдосконаленні критеріїв міцності для врахування кліматичних і техногенних чинників. Розробка такого підходу дозволить не лише підвищити достовірність оцінки напружено-деформованого стану ґрунтових масивів, але й сформулювати наукові основи для проектування захисних конструкцій.

Особливу цінність має дослідження, яке ґрунтується на вивченні реального природного об'єкта - схилу Тунельної балки в місті Дніпро, де сконцентровано всі ознаки підвищеного ризику: геологічна неоднорідність, вплив залізничного транспорту, сезонне водонасичення. Саме тому розробка методики обґрунтування стійкості геотехнічної системи «ґрунтовий схил-охоронна конструкція» з урахуванням кліматичних і техногенних впливів є актуальним і необхідним науково-практичним завданням.

Існують численні підходи до оцінювання стійкості ґрунтових схилів, серед яких найбільш поширеними є використання критерію міцності Кулона-Мора, а також нові теорії, зокрема, критерій Парчевського-Шашенка, що дозволяє враховувати нелінійність механічних властивостей ґрунту. Проте переважна більшість відомих методик не враховує комплексний вплив кліматичних та техногенних факторів на міцність ґрунтів, що значно знижує точність прогнозування зсувних явищ.

Метою дисертаційної роботи є обґрунтування методу розрахунку граничного напружено-деформованого стану геотехнічної системи «ґрунтовий схил - охоронна конструкція» в умовах кліматичних і техногенних впливів.

Для досягнення поставленої мети були сформульовані наступні **основні задачі**:

1. Провести аналіз існуючих теорій руйнування ґрунтів і методів розрахунку стійкості схилів;

2. Обґрунтувати вибір лінеаризованого критерію міцності для врахування впливу кліматичних і техногенних факторів;
3. Розробити скінченоелементну модель природного схилу з урахуванням його фактичних параметрів;
4. Встановити залежності між механічними параметрами ґрунтів і стійкістю схилу;
5. Запропонувати конструктивні рішення щодо підвищення стійкості схилу.

Наукова ідея дисертаційної роботи полягає в розробці та обґрунтуванні методології оцінки стійкості природних ґрунтових схилів в умовах комплексних кліматичних і техногенних впливів. Основна увага зосереджена на удосконаленні існуючих критеріїв міцності ґрунтів, зокрема на модифікації лінійного критерію руйнування Кулона-Мора для врахування впливу додаткових факторів, таких як вологості ґрунтів та динамічні навантаження від руху залізничного транспорту. Цей підхід дозволяє підвищити точність розрахунків стійкості схилів та прогнозувати можливість їхнього руйнування в умовах змін клімату та техногенних навантажень. На основі числового моделювання за допомогою методу скінчених елементів розроблено рекомендації щодо конструктивного укріплення схилів, що сприяють їхній стабільності та збереженню безпеки у найбільш уразливих районах.

Об'єктом дослідження є геотехнічні процеси, що розвиваються в природньому ґрунтовому схилі в умовах кліматичних і техногенних впливів.

Предмет дослідження - граничний напружено-деформований стан ґрунтового схилу і параметри підтримуючої конструкції.

Методом дослідження є метод скінчених елементів, реалізований у програмному комплексі Phase2 (Rocscience, Канада), який використано для моделювання напружено-деформованого стану природного ґрунтового схилу в умовах кліматичних і техногенних впливів. Створено серію скінченоелементних моделей схилу Тунельної балки з урахуванням варіацій кута нахилу, фізико-механічних характеристик ґрунтів, ступеня водонасиченості та динамічних навантажень від залізничного транспорту. Чисельний аналіз проводився із

застосуванням класичного критерію Кулона-Мора та модифікованого критерію, запропонованого в межах роботи, який враховує водонасиченість ґрунту і частоту коливань від залізничного транспорту. Вихідні дані отримано з лабораторних випробувань ґрунтів та інженерно-геологічного обстеження об'єкта. Для верифікації результатів проведено порівняння з натурними спостереженнями.

Наукова новизна отриманих результатів:

1. На основі обґрунтованого переходу від нелінійного критерію руйнування Парчевського-Шашенка до лінійного модифікованого критерію міцності Кулона-Мора на основі методики О. С. Коврова, удосконалено його лінеаризований вираз, що дозволило більш достовірно оцінити запас стійкості ґрунтового схилу, а саме: при використанні модифікованого критерію руйнування отримано оцінку міцності ґрунтового схилу, яка є на 22% меншою в порівнянні з використанням класичного критерію Кулона-Мора без урахування впливу напруженого стану ґрунтового масиву на фізико-механічні властивості матеріалу.

2. Доведено, що одночасне врахування вологості ґрунту на рівні 22% та динамічного навантаження від руху поїздів при віброприскоренні 4 м/с^2 зменшує умовні кут внутрішнього тертя та зчеплення ґрунтів на 45% та 84 % відповідно. Введення до модифікованого критерію Кулона-Мора залежностей зчеплення і кута внутрішнього тертя від вологості і частоти коливань з боку залізничної колії дозволило для інженерно-геологічних умов Тунельної балки довести, що існує таке сполучення кліматичних і техногенних умов, при яких можливо утворення поверхні ковзання.

3. Встановлено, що з рівнем достовірності $R^2 = 0,98$ залежності коефіцієнту запасу міцності ґрунтового схилу від кута його нахилу, зчеплення і кута внутрішнього тертя можна апроксимувати поліномом першого степеня. Це дозволило виділити області значень міцнісних характеристик ґрунту, при яких можливе утворення поверхні ковзання на ділянці ґрунтового схилу Тунельної балки, що примикає до залізничної колії.

Практичне значення роботи полягає:

1. В обґрунтуванні методики визначення умов, при яких можлива втрата стійкості тієї ділянки схилу Тунельної балки, що знаходиться безпосередньо поруч з залізничною колією

2. В обґрунтуванні параметрів захисної конструкції, яка забезпечить залізничну колію від можливого сходу ґрунту в межах прогнозованої призми ковзання.

Впровадження результатів роботи. Результати досліджень використовуються в навчальному процесі, а також були впроваджені відділом екології освоєння природних ресурсів Інституту геотехнічної механіки ім. М. С. Полякова НАН України та при виконанні розрахунків у проекті на замовлення Дніпропетровської філії Державного підприємства «Український державний головний науково-дослідний і виробничий інститут інженерно-технічних та екологічних вишукувань УкрНДПНТВ».

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Дослідження виконано у відповідності до плану науково-дослідних робіт кафедри будівництва, геотехніки і геомеханіки Національного технічного університету «Дніпровська політехніка» та спрямоване на вирішення прикладних задач у галузі геомеханіки, що мають важливе значення для безпеки інженерних споруд. Робота виконана в рамках госпдоговірної НДР «Технічне переоснащення комплексу з переробки сировини для отримання щебеневої продукції» (№ реєстрації №071310/23).

Особистий внесок здобувача. Усі основні положення, що виносяться на захист, сформульовані автором самостійно. Проведено аналіз теоретичних моделей, математичне моделювання, експериментальні дослідження, обробку отриманих результатів, розроблено практичні рекомендації з проектування захисних конструкцій.

Апробація результатів дослідження. Матеріали дисертаційної роботи викладалися на таких наукових заходах: 14 Всеукраїнська конференція аспірантів та молодих вчених «Наукова весна», 27-29 березня 2024 р., НТУ

«ДП», м. Дніпро; 11 Міжнародна науково-технічна конференція студентів, аспірантів та молодих вчених «Молодь: наука та інновації», 22-24 листопада 2023 р., НТУ «ДП», м. Дніпро; 18 International scientific and practical conference «Theoretical and applied aspects of the development of science», 9-12 травня 2024 р., м. Більбао; 16 Міжнародна науково-практична конференція молодих вчених, аспірантів і студентів за напрямком «Перспективи розвитку будівельних технологій», 28 квітня 2023 р., НТУ «ДП», м. Дніпро; 16 International scientific and practical conference «Methods of solving complex problems in science», 25-28 квітня 2023 р., м. Прага.; 13 International scientific and practical conference «Information activity as a component of science development», 4-7 квітня 2023 р., м. Едмонтон; 13 Міжнародна науково-технічна конференція студентів, аспірантів та молодих вчених «Наукова весна», 1-3 березня 2024 р., НТУ «ДП», м. Дніпро.

Структура та обсяг дисертації. Дисертація складається із вступу, чотирьох розділів основної частини, висновків та списку використаних джерел. Загальний обсяг – 187 сторінок, з них 164 сторінки основного тексту, 56 рисунків, 12 таблиць, список використаних джерел з 96 назв, 5 додатків.

Автор висловлює глибоку подяку науковим керівникам дисертаційної роботи - доктору технічних наук, професору Шаповалу В. Г. та доктору технічних наук, професору Сдвижковій О. О. за цінні поради під час планування та проведення дослідження, підтримку та консультації.

Автор висловлює свою вдячність та щирю подяку - доктору технічних наук, професору Шашенко О. М та доктору технічних наук, професору Гапєєву С. М. за допомогу та підтримку впродовж усієї роботи.

РОЗДІЛ 1

АКТУАЛЬНІСТЬ, МЕТА ТА ОСНОВНІ ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕННЯ

1.1 Поняття, загальна характеристика та класифікація зсувів

Одним з небезпечних природних катастрофічних явищ є раптові зсуви ґрунту в горах, на схилок балок та берегах річок. Зсув - це зміщення мас гірських порід по схилу під дією власної ваги та деяких додаткових впливів різного походження. Зсуви можуть виникати на будь-якій місцевості при відповідному її рельєфу, завдати значних збитків, як у вигляді людських жертв, так і в матеріальному плані.

Причиною утворення зсувів є порушення рівноваги між зсувною силою тяжіння та утримуючими силами. Це порушення викликається наступними причинами:

- збільшенням крутості схилу внаслідок підмивання водою,
- ослабленням міцності порід при вивітрюванні або перезволоженні опадами та підземними водами,
- техногенним динамічним впливом,
- впливом сейсмічних поштовхів,
- будівельною та господарською діяльністю.

Зсуви зазвичай виникають на схилах, складених водоупорними (глинистими) і водоносними породами. Зміщення блоків породи обсягом в десятки м³ і більше, на крутих схилах відбувається внаслідок змочування поверхонь відриву підземними водами.

Розподіл кількості зареєстрованих зсувів у світі від причин, які їх викликали, представлені на рисунку 1.1[1].

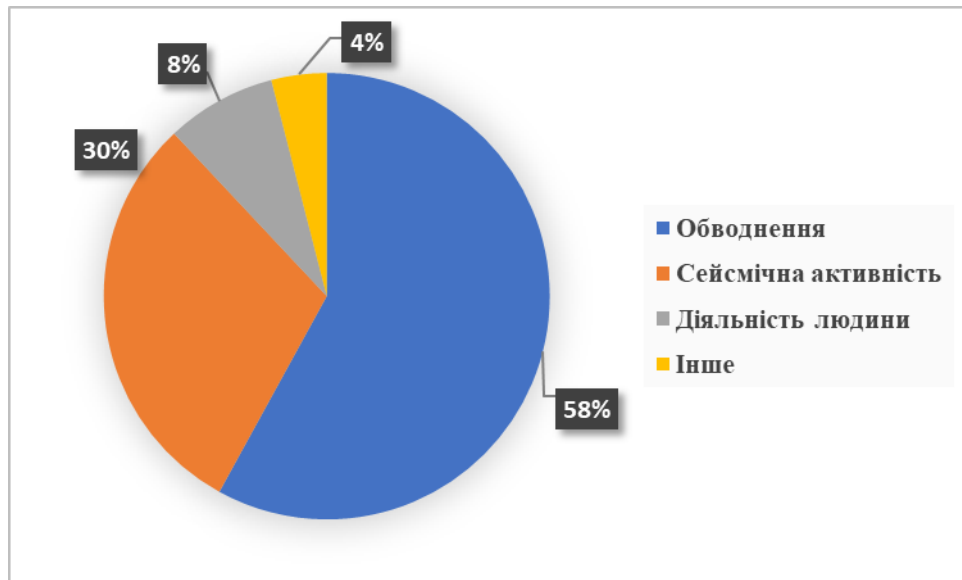


Рисунок 1.1 – Кількість зареєстрованих зсувів у світі в залежності від причин, які їх викликали [1]

З рисунку 1.1 можна зробити висновок, що за останні роки основним фактором, що викликає сходження зсувів, є кліматичний, тобто обводнення ґрунтових основ за рахунок інфільтрації опадів і підвищення рівня ґрунтових вод. На другому місці знаходиться сейсмічна активність і на третьому техногенний фактор, визваний діяльністю людини. Дослідженням впливу першого і третього факторів на стійкість ґрунтових схилів балочних систем і присвячено дисертацію.

За потужністю зсувного процесу, тобто кількості залученої у рух маси гірських порід (ґрунту), зсуви поділяються на:

- малі - до 10 тис. м³,
- середні - 10-100 тис. м³,
- великі - 100-1000 тис. м³,
- дуже великі - понад 1000 тис. м³.

Поверхня, по якій зсув відривається і переміщується вниз, називається поверхнею ковзання, за її крутістю розрізняють:

- дуже пологі (не більше 5°),
- пологі (5°-15°),
- круті (15°- 45°).

За глибиною залягання поверхні ковзання розрізняють зсуви:

- поверхневі - не глибше 1 м,
- дрібні-до 5 м,
- глибокі-до 20 м,
- дуже глибокі-глибше 20 м.

Класифікація зсувів (за Ф. П. Саваренським) за положенням поверхні зсуву і складання зсувного тіла наступна:

– асеквентні (у деяких джерелах вказуються як секвентні) - виникають у однорідних нешаруватих товщах порід; положення криволінійної поверхні ковзання залежить від сил тертя в процесі зсуву ґрунтів,

– консеквентні - відбуваються при неоднорідному складання схилу; зсув відбувається по поверхні розділу шарів або тріщини,

– інсеквентні - виникають також при неоднорідному складу схилу, але поверхня зміщення перетинає шари різного складу; зсув врізається в горизонтальні або похилі шари [2].

Для практичних цілей усі відомі зсуви, що утворюються на природних схилах, розділені на три групи [2]:

- в однорідних зв'язкових породах (у глинах, суглинках, лесах, глинистих мергелях тощо),
- у зв'язаних породах, що залягають у вигляді пластів з добре вираженими поверхнями напластування,
- у зв'язаних породах, що залягають у чергуванні з пластами та лінзами водоносного піску.

До складу першої групи, що утворюються в однорідних зв'язаних породах, входять структурні, просадні, пластичні (консистентні) зсуви та зсуви-обвали.

Структурні зсуви - усунення земляних мас за явно вираженою криволінійної поверхні ковзання. Маса землі, що зміщуються майже не змінюють початкову структуру і не утворюють у підшви схилів хаотичних нагромаджень ґрунту, який зсунувся, та зсувних гряд-валів, пагорбів. Зсуви цього виду виникають в основному на природних схилах пагорбів, у котлованах,

у глибоких розрізах для відкритої розробки місце народжень корисних копалин, насипах.

Площа поширення структурних зсувів зазвичай невелика, однак на крутих схилах і прибережних зонах вона може бути дуже великою. Потужність такого зсувного масиву досить велика. У глибоких виїмках та на крутих схилах ярів і берегів рік вона нерідко досягає $1/5$ довжини зсуву, у розрізах глибина захоплення буває більшою за його довжину. Швидкість руху зсувного масиву нерівномірна. Максимальна швидкість досягається в початковий період розвитку зсувного процесу, а з протягом часу вона поступово згасає. За своєчасного здійснення протизсувних заходів структурні зсуви переходять у стабільний стан та рідко відновлюються.

Зсуви просідання - це зміщення порід на крутих ділянках природних схилів спочатку у вертикальному напрямку, а потім у напрямку схилу. Ці зсуви утворюються в лесах і лесоподібних суглинках. Лес та лесоподібні суглинки від інших порід відрізняються великою однорідністю та дрібнозернистістю з переважанням фракцій $0,01-0,005$ мм у діаметрі [2]. Процес деформації таких зсувів розвивається інтенсивніше, якщо одночасно з обводненням лесових порід на поверхні землі відбувається зволоження їх знизу, у разі підвищення рівня підземних вод.

Пластичні або консистентні зсуви утворюються на схилах у зв'язку зі зміною природної структури та консистенції глинистих порід, що складають природні схили пагорбів або укоси штучних земляних споруд. Глини під впливом повітря та атмосферних опадів, а також різких коливань температури інтенсивно вивітрюються та стають нестійкими. Порушені вивітрюванням глинисті породи легко переходять із твердого та пухкого в пластичний та текучий стан і починають сповзати по похилій поверхні схилу навіть при невеликій його крутості [2]. Швидкість зміщення земляних мас даного типу зсувів у вертикальній площині неоднакова: на поверхні швидкість зсувів найбільша, а зі збільшенням глибини вона поступово згасає.

Якщо глинисті породи на схилі зволожені атмосферними опадами під час дощів або танення снігу, то швидкість мас, що зміщуються в зоні, найближчої до денної поверхні, може перевищити швидкість зміщення їх у нижчу зону. У цьому випадку маси ґрунту, що зміщуються, рухаються по кільком поверхням ковзання, ніби випереджаючи один одного. При дуже великому зволоженні ґрунтів (понад 45 %) зсуви пластичні переходять у зсуви-обвали.

Зсуви-обвали утворюються у водонасичених пухких глинистих породах, які піддаються інтенсивному вивітрюванню на крутих ділянках схилу. Поверхня ковзання в зсувах цього типу виражена досить чітко. У верхній частині зсувного масиву вона зазвичай проходить по кордону між пухкими породами елювіальної зони і корінними породами, нижньою - поверхнею ковзання служить денна поверхня схилу [2].

До складу другої групи зсувів у зв'язкових породах, що залягають у вигляді пластів з добре вираженими поверхнями напластування, входять зсуви трьох видів: контактні; зрізуючі; структурно-пластичні, або зсуви видавлювання.

Контактні зсуви утворюються на природних схилах пагорбів, долин річок і косогорах, складених шаруватими породами, у яких падіння шарів спрямоване у бік схилу. Залежно від висоти розташування поверхні ковзання над подошвою схилу та від його крутості зсуви можуть переходити в зсуви-обвали. Поверхнею ковзання є площина напластування, яка зумовлена геологічною будовою зсувної ділянки. Сповзає зазвичай один чи одночасно кілька шарів, залежно від того, в якій послідовності залягають породи, що зміщуються.

Зрізуючі або сколюючі зсуви - це зміщення земляних мас по криволінійній поверхні ковзання, близької до крутої логарифмічної кривої, майже вертикальною біля поверхні землі і майже прямолінійною у поверхні подошви схилу. Зсуви цього виду утворюються на природних схилах пагорбів і долин річок, складених шаруватими породами, що залягають горизонтально або з ухилом, протилежним схилу [2].

Структурно-пластичні зсуви - це зміщення земляних мас в результаті пластичної зміни форми м'яких глинистих порід під впливом вертикального

тиску, який створюють вищезакладені більш тверді породи. Зсуви такого типу мають широке поширення на крутих берегах Дніпра, Дністра, Дунаю та інших річок, а також схилах балок. Структурно-пластичні зсуви з часом у міру руйнування та сповзання твердих порід верхнього шару до підшви схилу можуть перейти в зсуви пластичного типу.

Зсуви, які залягають у зв'язкових породах, що чергуються з пластами і лінзами водоносного піску входять до складу третьої групи і поділяються на: суфозійно-структурні, суфозійно-пластичні та суфозійно-просадкові [2]. Вони значно відрізняються від описаних вище за структурою зсувного схилу та характеру розвитку зсувних процесів.

Схили, на яких утворюються зсуви зазначеної групи, за своєю будовою поділяються на два види:

- складені глинами, мергелями, вапняками та водоносними пісками, що залягають у вигляді добре виражених горизонтальних чи похилих шарів,
- складені глинистими породами з невитриманими елементами залягання.

У першому випадку, за наявності одного водоносного шару в товщі гірських порід, що складають схил, утворюються прості або одноярусні зсуви, а при наявності декількох шарів - складні або багатоярусні. У зсувних процесах можуть брати участь або верхній глинистий, або суглинистий шар, сповзаючий по першому від поверхні піщаному шару, насиченому ґрунтовими водами, або відразу кілька шарів, що сповзають по одному або декільком з нижчих залягаючих шарів.

У другому випадку водоносний пісок залягає у шарах глини у вигляді окремих прошарків та лінз або, навпаки, глина та суглинки залягають у вигляді неправильних лінз. Таким чином, водою насичується вся глинисто-піщана товща, що є водоносним об'ємом зі збереженням гідравлічного зв'язку в ґрунтовому потоці у всіх її частинах. Заходи боротьби з зсувами, що утворюються в породах з кількома водоносними горизонтами, будуть дещо іншими, складнішими, ніж для випадків з одним водоносним горизонтом [3].

1.2 Світові тенденції проявів зсувів

Зсуви є серйозною геологічною небезпекою, характерною для майже всього світу. Природні процеси геологічного середовища разом із розробкою родовищ корисних копалин, масовою та масштабною забудовою земельних територій призводять до активізації процесів зсувів. Також можна відзначити зростання кількості та інтенсивності зсувів у зв'язку з глобальними змінами клімату. Збільшення температур, танення льодовиків та зміни водного режиму призводять до зниження стійкості схилів та виникнення нових точок потенційного руйнування. Очікується, що подальша різка зміна клімату та підвищення температури спричинять ще більше зсувів, особливо в гірських районах зі снігом та льодом.

Щоб оцінити ступінь активізації зсувних процесів у світі було проаналізовано статистику даних явищ протягом останніх 50 років [4].

Згідно з рисунком 1.2, з кінця XX століття і до наших днів простежується тенденція збільшення кількості зсувів внаслідок прогресуючої діяльності людини (вирубання лісів, порушення державних норм проведення відкритих гірничих та будівничих робіт), а також процесу урбанізації, що активно розвивається зараз.

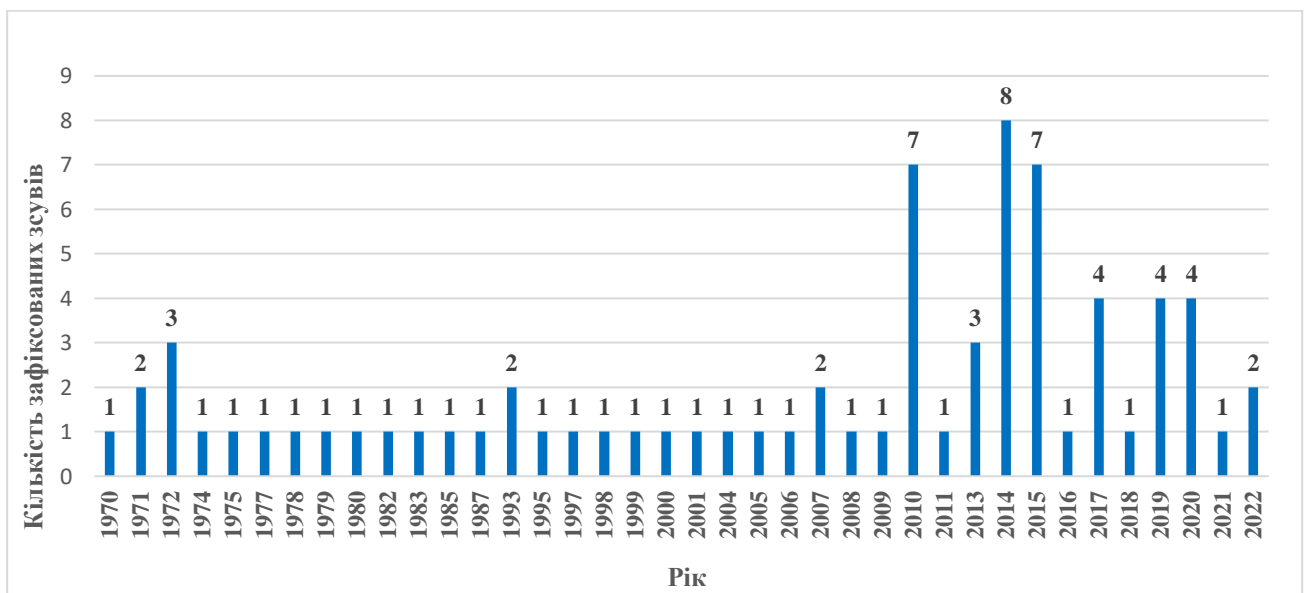


Рисунок 1.2 – Кількість зафіксованих зсувів за останні 50 років у світі

Також був проведений аналіз розподілу зсувів по континентах світу (рисунок 1.3).

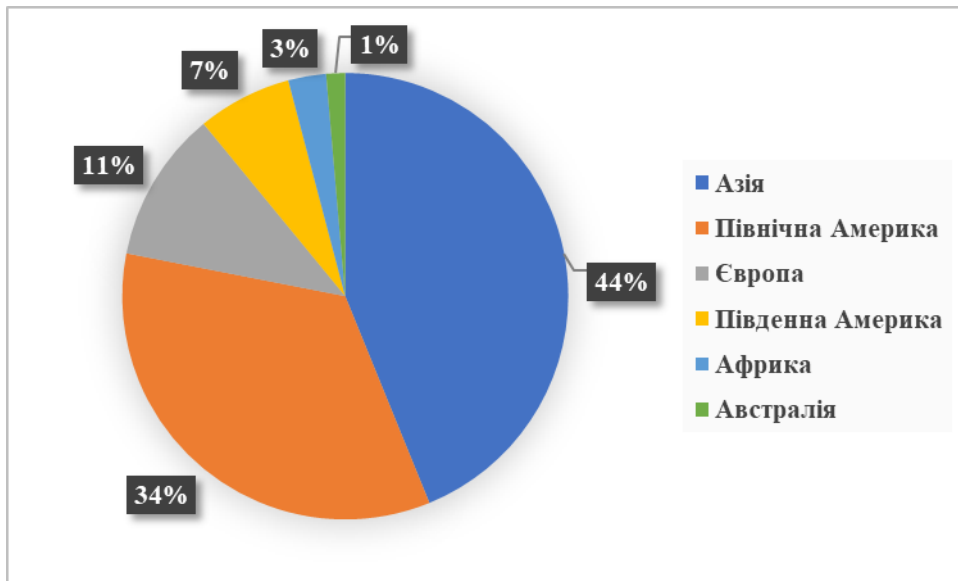


Рисунок 1.3 – Розподіл зсувів по континентах за останні 50 років

З рисунку 1.3 можна зробити висновки, що основні місця зсувів розташовані в Азії та Північній Америці, тобто на континентах з великою кількістю вулканічної та сейсмічної активності, з підвищеним обсягом річних опадів та гористим рельєфом [5, 6].

Прояви небезпечних зсувних процесів бувають у Канаді, всіх штатах США, особливо вздовж тихоокеанського узбережжя, у Скелястих горах та Аппалачах, а також вони широко поширені на американських острівних територіях [7].

Великі зсуви, викликані землетрусами в Азії, мають особливості, пов'язані з тим, що зони з високою сейсмічною активністю збігаються з зоною поширення лесових порід. У природних умовах лесові породи мають значну стійкість. Але при збільшенні природної вологості несучі властивості цих відкладень різко знижуються.

Згідно з оцінкою ймовірності виникнення зсувів і лавин у всьому світі [7], на основі морфологічних, геологічних, метеорологічних і сейсмологічних даних визначено, що «гарячі точки» утворення зсувів розташовані в сейсмічно

активних гірських масивах. Небезпека утворення зсувів для території Азії оцінюється від середньої до дуже високої [6].

Згідно з даними Всесвітньої організації здоров'я у період з 1998 по 2017 роки зсуви вразили приблизно 4,8 мільйона людей і спричинили понад 18 000 смертей [8]. Загалом, дослідження світових тенденцій проявів зсувів підкреслює необхідність глибокого розуміння природних та антропогенних факторів, що впливають на цей процес, для розробки ефективних стратегій управління ризиками та забезпечення стійкості геологічно активних регіонів у масштабах всього світу.

1.3. Тенденції прояву зсувів в Україні

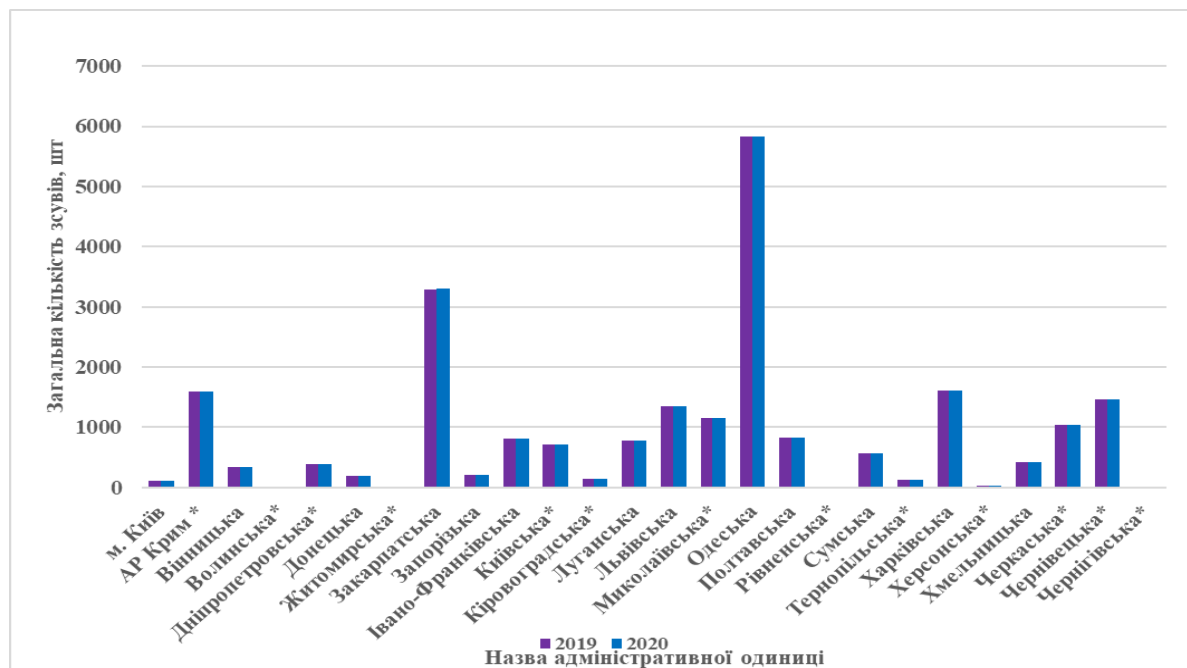
Екзогенні геологічні процеси, як і всі природні процеси, є динамічною частиною природного середовища. Їх розвиток відбувається у верхній частині літосфери, контролюється її властивостями та проявляється як зміна її форм, складу та властивостей. Мінливість інженерно-геологічних умов у межах України пов'язана зі структурно-геологічною будовою, зонально кліматичними, геоморфологічними, гідрогеологічними та сейсмічними факторами. Разом з техногенними чинниками це визначає площі поширення екзогенних геологічних процесів і явищ. Протягом останніх десятиліть активна урбанізація, залучення в сферу господарської діяльності територій з розвитком природних екзогенних геологічних процесів призвели до значного зростання техногенних навантажень на верхню зону геологічного середовища та активізацію екзогенних геологічних процесів у регіональному плані [9].

Небезпека значно зростає у місцях розташування об'єктів, що створюють сприятливі умови для активізації процесів та виникнення надзвичайних ситуацій техногенного походження. Це гірничодобувні та переробні підприємства, меліоративні системи, промислово-міські агломерації, автомобільні дороги, залізничні колії, нафто- та газопроводи тощо [10].

Сучасна активізація зсувів, що розвиваються на схилах різного генезису, досить часто пов'язана з проявом супутніх процесів - ерозійного та абразійного, що є чинниками підсилення основного процесу. Активізація зсувів на території населених пунктів пов'язана з активною господарською діяльністю без урахування планувальних обмежень, відсутністю належних інженерних та екологічних заходів щодо освоєння територій. Найбільшої шкоди розвиток та активізація зсувів завдає міським територіям зі щільною забудовою та значною чисельністю населення.

Так, за даними Національної доповіді про стан техногенної та природної безпеки в Україні в 2020 році площа ділянок з розвитком зсувів у межах міських територій складає понад 44,0 км². Зсуви мають розвиток на території 405 населених пунктів, серед яких Київ, Дніпро, Кам'янське, Одеса, Лисичанськ, Куп'янськ, Чернівці та інші[11].

За даними на 2020 рік на території України зафіксовано 22968 зсувів. Порівняльний графік кількості зсувів за 2019 та 2020 роки по всій території України представлено на рисунку 1.4 [11].



Рисунк 1.4 – Гістограма порівняння кількості зсувів за 2019 та 2020 роки за всіма адміністративними одиницями України

При цьому кількість зсувів рік у рік неухильно зростає. Поширення зсувів на території України представлено на рисунку 1.5.

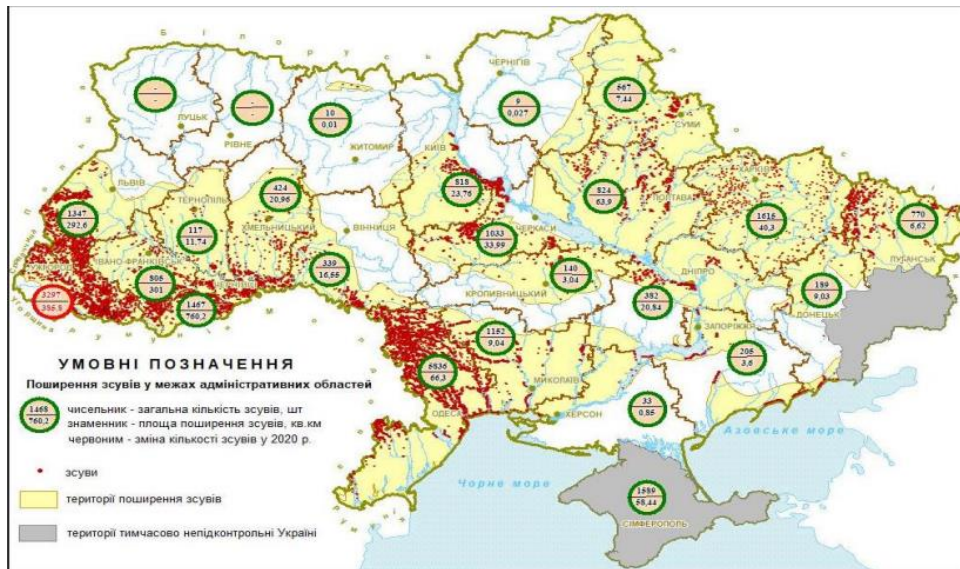


Рисунок 1.5 – Поширення зсувів на території України

Особливу увагу необхідно приділити проблемам зменшення ризику природно-техногенних зсувів на забудованих територіях. Ризик руйнівних (аварійних) проявів зсувів на схилах урбанізованих територій існує через неповне врахування всіх особливостей будови схилу, властивостей порід, наявності або виникнення в присхилових масивах ослаблених поверхонь і зон, дії на схили важкопрогнозованих стихійних процесів та явищ (землетрусів, ураганів, повеней, штормів). Значну роль в цьому відіграють техногенні впливи, виходи з ладу або неправильна експлуатація систем інженерного захисту. Існують також прорахунки, допущені при проектуванні і здійсненні будови, проведенні заходів із підготовки інженерного захисту та його здійсненні.

Використання зсувних схилів для будови територій в межах узбережжя Чорного і Азовського морів, долин рівнинних рік, гірських схилів Карпат і Криму обумовлює зростання ризику аварій та катастроф. Це спостерігалось у Закарпатській, Чернівецькій областях та в Автономній Республіці Крим [10].

Розвиток зсувів створює аварійні і катастрофічні ситуації в Чернівцях, Снятині, Косові, Верховині, а також в зонах нафто- та газопроводів Карпатського

регіону. Детально вивчені умови розвитку древніх зсувів у басейні р. Кам'янка (Стрийський район Львівської області) вказують на можливість їх катастрофічної активізації з руйнуванням нафтопроводу «Дружба» та моментальним викидом в річкову систему Дністра близько трьох тисяч кубометрів нафти і, як наслідок, повним екологічним знищенням р. Дністер, води якого є головним джерелом водопостачання Чернівецької та Одеської областей і Республіки Молдова [10]. Це може призвести до екологічної катастрофи в Європі за масштабами близької до Чорнобильської.

Рисунки 1.4 та 1.5 демонструють актуальність проблеми зсувних явищ в Україні та необхідність прогресивного вивчення процесів з метою їх запобігання, постійному моніторингу за стійкістю укосів та схилів, регулювання промислової діяльності людини [12, 13].

1.4 Тенденції прояву зсувів в Дніпропетровській області та у м. Дніпро

Дніпропетровська область розташована у південно-східній частині України, у басейні середньої та нижньої течії річки Дніпро. Поверхня території області переважно рівнинна. На заході Дніпропетровської області тягнеться сильно розчленована Придніпровська височина (висота до 209 м). У південно-східній частині області заходять відроги Приазовської височини (висота до 211 м). Центральна частина зайнята Придніпровською низовиною, що переходить на півдні до Причорноморської.

Станом на 2022 рік в Дніпропетровській області зафіксовано 382 зсуви та зсувні ділянки загальною площею 20,84 км², у тому числі в м. Дніпро - 133 зсуви, у м. Кам'янське - 22 зсуви, 227 зсувів - на території області. В активному стані знаходились 4 зсуви. Зсувними процесами сильно порушені території великих міст, території розробок родовищ корисних копалин, а також прибережні зони великих водосховищ і річок (на окремих ділянках). Територія найбільшого поширення зсувів - правий берег р. Дніпро та його притоки, басейн р. Самара. У Дніпропетровській області зсувні ділянки, що розташовані в балках міст Дніпро

та Кам'янське, залишаються небезпечними для інженерних споруд та життя людей.

У м. Кам'янське активною є зсувна ділянка, яка розташована на правому схилі балки Шамишина в центральній частині міста, ділянка у верхів'ї балки Баранникова. Активною є зсувна ділянка на правому схилі Каховського водосховища в районі с. Вищетарасівка Нікопольського району (колишній Томаківський). Причина утворення зсуву техногенна - внаслідок підмивання схилу водосховищем і зрошення навколишніх орних полів. Спостерігається активізація зсуву у с. Привовчанське Павлоградського району, на лівому схилі долини р. Вовча. Причини утворення зсуву природно-техногенні - активізація ерозії схилів річки, зрошення орних полів і розвантаження ґрунтових вод. Загальна площа порушеної ділянки близько 3,0 га.

Схильними до активізації є зсувні ділянки: у Новомосковському районі - с. Новостепанівка, на лівому схилі верхів'я балки Іскова, загальна площа 1,8 га; с. Андріївка, на правому схилі долини р. Самара, загальна площа 0,6 га; с. Губиниха, на правому схилі балки Огланова, загальна площа 0,4 га; у Солонянському районі - с. Військове, на лівому схилі яру, загальна площа 2,0 га. Процеси сповзання берегів Каховського водосховища у межах Дніпропетровської області відмічені в с. Новокиївка, с. Добра Надія та між сс. Капулівка і Покровське (Нікопольський район).

Місто Дніпро знаходиться на стику центру, сходу та півдня України, адміністративний центр Дніпропетровської області. Один із найбільших міст за чисельністю населення, а також в лідерах серед промислових центрів України. У м. Дніпро в активному стані знаходяться зсуви у центральній частині міста на лівому схилі балки Красна, на правому схилі балки Рибальська. Причини утворення зсувів техногенні - замочування лесів витоками з водокомунікацій.

Схильними до активізації у м. Дніпро є зсувні ділянки на правому схилі та верхів'ї балки Краснопільська, на правому схилі балки Аптекарьська

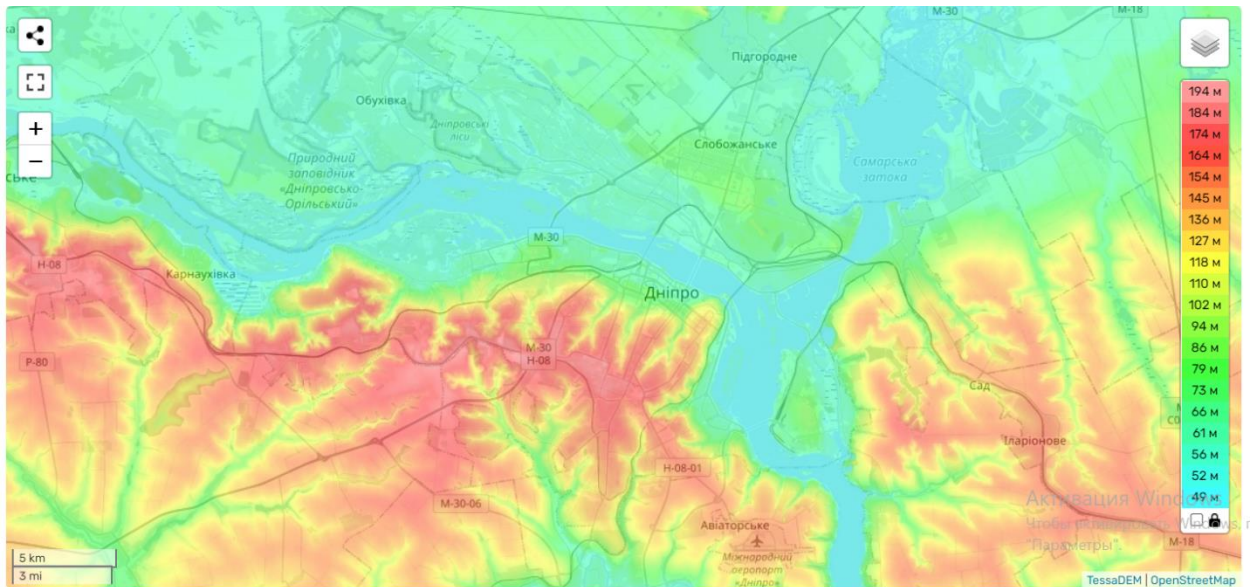


Рисунок 1.6 – Топографічна карта м. Дніпро

З рисунку 1.6 видно, що місто має високий правий берег, більшою мірою схильний до ерозійних процесів, і нижчий за лівий берег.

Геоморфологічні особливості рельєфу правобережної частини м. Дніпро, в межах якої існує більше десятка балок, та геологічна будова території, яка в більшості своїй представлена лесовими просадковими ґрунтами, призвели до широкого розвитку зсувів. У межах міста проявляється вплив техногенних факторів на виникнення та розвиток зсувів. Головна причина їх активізації - перезволоження лесових ґрунтів поверхневими та підземними водами в результаті постійного або періодичного підйому підземних вод (після сніготанення, випадання опадів), неорганізоване скидання поверхневих вод, посилення донної ерозії за рахунок скидання промислових і побутових стоків [10].

Середні параметри балок правого берега становлять:

- довжина - 2,5-4,0 км,
- ширина - 1,2 км,
- глибина - 50 м [2].

Найбільш характерними за кількістю активізації зсувних процесів є Червоноповстанська, Тунельна, Зустрічна, Рибальська, Євпаторійська, Аптекарьська та Діївська балки [14]. Територія, де розташовані балки знаходиться

в межах Дніпровсько-Донецького артезіанського басейну та гідрогеологічної області Українського щита. У рамках агломерації виділяють такі водоносні горизонти та комплекси:

- антропогенові відкладення (алювіальні, алювіально-делювіальні, солово-делювіальні),
- нерозчленовані палеоген-неогенові відкладення полтавської серії,
- тріщинуваті кристалічні породи архея-протерозою та кори [15-18].

На сьогоднішній день форми рельєфу м. Дніпро поділяють на функціонально-генетичні типи у наступному відсотковому співвідношенні:

- селітебні - 41%,
- рекреаційні - 19%,
- промислові - 14%,
- транспортно-комунікаційні - 6%,
- промислово-селітебні - 4% [2].

Ступінь інтенсивності прояву техногенного впливу по місту представлена на рисунку 1.7.

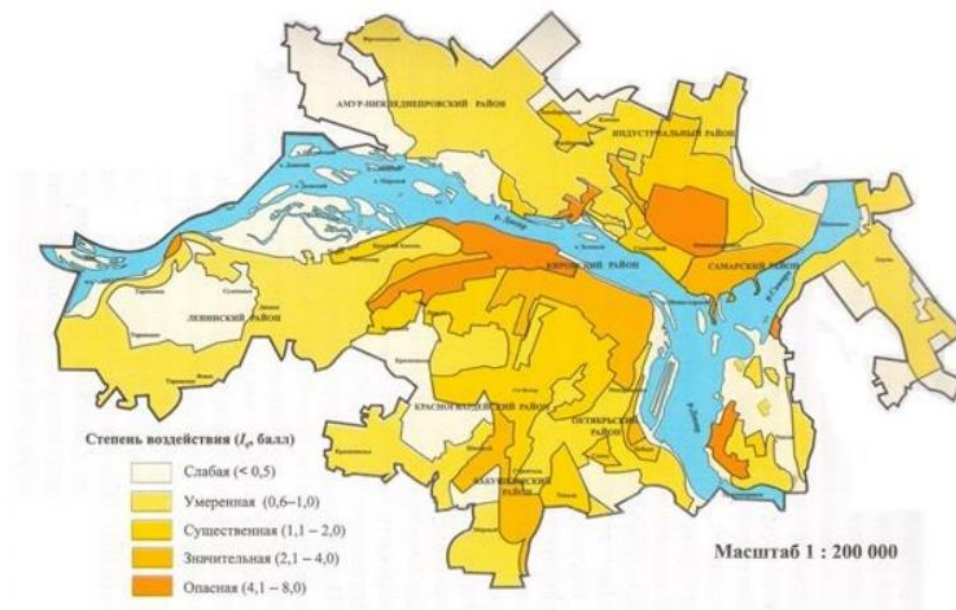


Рисунок 1.7 – Ступінь інтенсивності техногенного впливу на рельєф у м. Дніпро[12]

Розвитку ерозійних процесів у м. Дніпро (рисунок 1.8) сприяють такі фактори, як:

- потужна товща лесоподібних порід, що легко розмиваються, які залягають вище за рівень русла річки Дніпро,
- сильне розчленування поверхні з амплітудою 100 м,
- зливовий характер випадання атмосферних опадів у теплий період року [12].

Проведені обстеження балок міста підтвердили інтенсивний розвиток ерозійних процесів, які проявляються у вигляді промоїн, борозд, розвитку донних ярів.

Ерозійні процеси значно посилюють наявність зосередженого поверхневого стоку, що формується за рахунок випуску дощових вод підприємствами міста, а також розпушування та вилучення ґрунту в ході робіт на будівельних майданчиках.

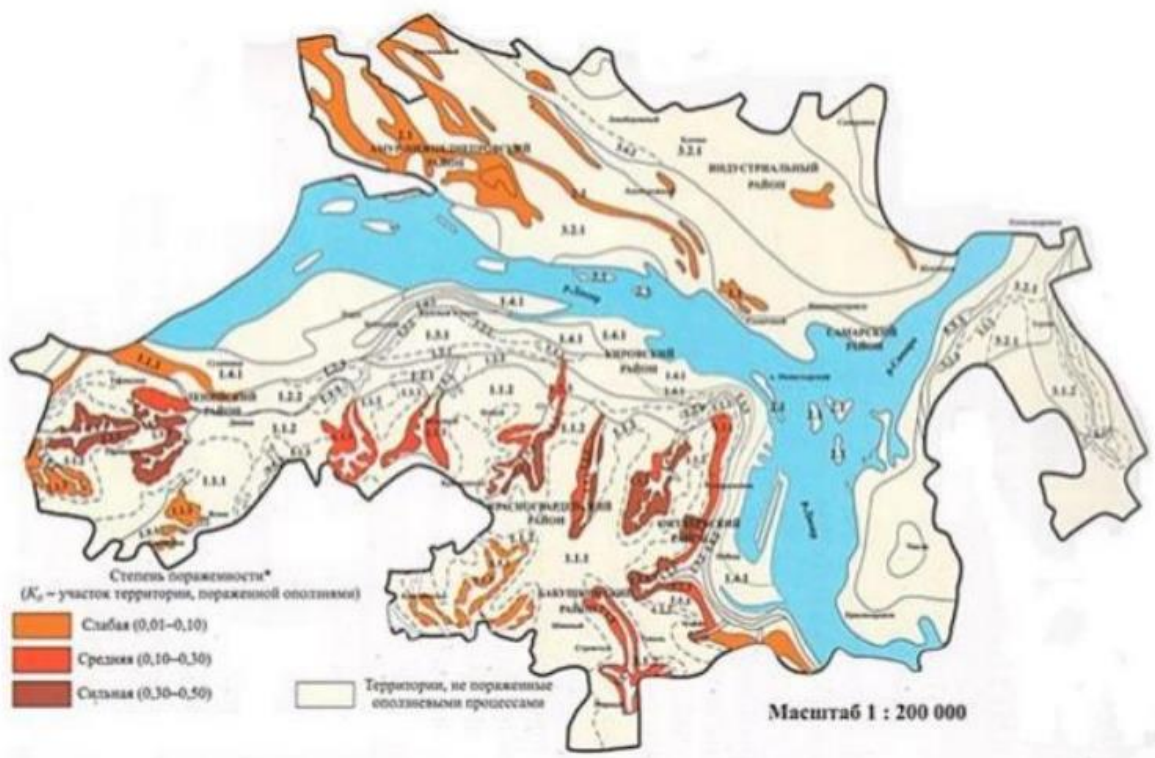


Рисунок 1.8 – Ураженість території м. Дніпро зсувними процесами [12]

Зсувна активність у Дніпрі прогресує останні 30 років. Серед найбільш значущих проявів цього процесу можна виділити наступні випадки [19]:

– у 1997 відбувся зсув на житловому масиві Тополь, в результаті якого за кілька годин пішло понад мільйон кубометрів ґрунту, стягнувши за собою під землю житлову багатоповерхівку, школу та два дитячі садки,

– у травні 2004 року в районі вулиці Куп'янської у Шевченківському районі внаслідок зсуву обвалилася стіна приватного будинку,

– у лютому 2005 року зсув стався на вулиці Кропивницького в Новокодакському районі, через обвал ґрунту було зруйновано один нежитловий будинок, того ж року зсув «потягнув» під землю стіну та покрівлю виробничого цеху, розташованого на вулиці Канатній, і завалив балки перекриття,

– у травні 2008 року в Дніпрі сталося відразу два зсуви ґрунту в Соборному та Індустріальному районах, зокрема, на вулиці Барикадній зрушення призвело до руйнування нежитлової будівлі, а в Індустріальному районі утворився провал розміром 18х6 метрів,

– у серпні 2009 року зсув ґрунту було зафіксовано в Нижньодніпровському районі, через місяць зсув стався на вулиці Героїв Крут, а через кілька годин було зафіксовано просівання ґрунту на розі вулиць Надії Алексєєнко та Каверіна,

- у листопаді 2011 року зсув стався в Центральному районі, тоді постраждав гаражний кооператив, що знаходиться в Рибальській балці,

– у серпні 2015 року зсув дістався до селища Діївка, там через обвал ґрунтових мас було зруйновано будівлю контрольно-пропускного пункту автобази та пошкоджено магістральний водопровід,

– у 2019 році аварійно просів гуртожиток №2 Національного технічного університету «Дніпровська політехніка» в Соборному районі, під гуртожитком була не засипана траншея і там збиралася вода від рясних та частих дощів і саме таким чином відбувся розмив ґрунту під фундаментом (рисунок 1.9).



а)

б)

Рисунок 1.9 – Останні великі зсуви в м. Дніпро: а) с. Діївка, на території ООО ТК «Автомир» серпень 2015 р.; б) гуртожиток №2 НТУ «Дніпровська політехніка», перетин пр. Науки та пр. Яворницького, 2019 р.

Активізація більшості зсувів, зафіксованих на території м. Дніпро, відбувалася у техногенному рельєфі, сформованому під впливом такої, що швидко розвивається, містобудівної діяльності.

Сучасними зсувонебезпечними територіями м. Дніпро є:

- балка Тунельна - водонасосна станція по вул. Космічна,
- балка Євпаторійська - ж/м Сокіл, приватний сектор поблизу нього,
- балка Червоноповстанська - міський радіоцентр та малоповерхові житлові будинки на вул. Сірка, приватні будинки на вул. Куп'янській,
- балка Войцеховича - 14-поверхові будинки на вул. Лікаря Ребініна, школа №75, школа №22, басейн «Метеор»,
- балка Зустрічна - житлові будинки на вул. Грушева та у пров. Франка,
- балка Діївська - будинок на вул. Комісарівська, гідротехнічні спорудження заводу «Авіаагрегат»[3].

У Дніпропетровській області значних чи катастрофічних активізацій у 2020 р. не відмічено, хоча зсувні ділянки, що розташовані в балках міст Дніпро та Кам'янське, і надалі залишаються небезпечними для інженерних споруд та життєдіяльності людей [11].

Таким чином, з оглядом на означене вище, проблема зсувонебезпечності ґрунтових схилів в умовах триваючої зміни кліматичних умов та підвищення

техногенних впливів є актуальною і такою, що потребує виконання додаткових науково-технічних досліджень.

1.5 Методи розрахунку стійкості укосів та схилів

Наразі одним із найважливіших факторів, який безпосередньо впливає на прогнози стійкості укосів та схилів при використанні його для будівництва, є достовірний розрахунок стійкості та інтерпретація результатів залежно від вибору методу розрахунку і критеріїв, за якими прогнозується руйнування ґрунтової маси.

Дослідженням проблем стійкості ґрунтових укосів присвячено праці багатьох вітчизняних та зарубіжних вчених, таких як В. Г. Березанцева, Ю. Л. Винникова, М. М. Герсеванова, Б. І. Далматова, Н. М. Дорошкевича, Г. М. Шахунянца, Н. Н. Маслова, М. Н. Гольдштейна, В. В. Соколовського, М. М. Герсеванова, М. О. Цитовича, С. Б. Ухова, Г. І. Тер-Степаняна, В. Фелленіуса, В. Б. Швеця, О. С. Коврова, О. М. Шашенко, В. Г. Шаповала, О. О. Сдвижкової, А. Bishop, R. Adashi, H. Brandl, J. Burland, R. Chelis, R. Frank, T. Ito, R. Katzenbach, I. Kerisel, A. Kezdi, R. Peck, M. Randolph, L. Rees, K. Terzaghi, R. Hennes, D. Taylor, S. Makoto та інших.

Аналіз стійкості схилів та укосів зводиться до визначення величини коефіцієнта стійкості, зсувного тиску, а також положення та форми лінії ковзання [12]. Розвитку методів визначення найбільш відповідних реальним умовам значень цих характеристик присвячені сучасні напрацювання в галузі геомеханіки і геотехніки, інженерної геодинаміки та ін.

1.5.1 Метод прямолінійної поверхні ковзання

В основу методу покладена гіпотеза про те, що поверхня ковзання має вигляд прямої лінії, що, в загальному випадку, не відповідає дійсності (рисунок 1.10).

При цьому використання в практиці проектування варіанту цього методу дозволяє враховувати дію на стійкість ґрунтових укосів і схилів гідродинамічних і сейсмічних впливів.

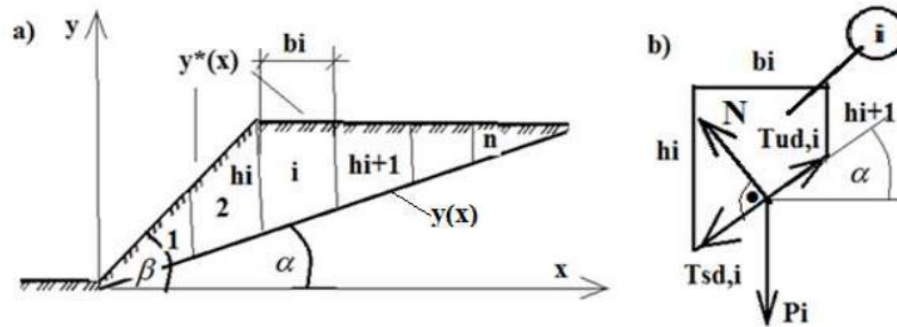


Рисунок 1.10 – Схема до розрахунку стійкості укосу в рамках гіпотези прямолінійної поверхні ковзання: $y(x)$ - рівняння поверхні ковзання; $y^*(x)$ - те ж, денної поверхні; β - кут закладання укосу (схилу); α - кут нахилу поверхні укосу до горизонту; 1, 2, ..., i , ..., n - номери відсіків; P_i , $T_{sd,i}$, N_i - див.

пояснення по тексту

При реалізації методу розрахунку стійкості ґрунтового масиву на основі гіпотези прямолінійної поверхні ковзання передбачається, що руйнування (зрушення) відбувається вздовж площини, нахиленої під кутом до горизонту θ і проходить через підшову укосу, стійкість якого визначається.

Тиск по підшві укосу дорівнює добутку питомої ваги ґрунту на вертикалі, верхня точка якої знаходиться на денній поверхні, а нижня - на поверхні ковзання (рисунок 1.10). Якщо на розрахунковій вертикалі основа має шарувату текстуру, для визначення тиску слід використовувати середньозважене значення питомої ваги.

При підрахунку зсувних та утримуючих укіс сил сповзаючий масив розбивають на i відсіків, в межах кожного з яких властивості ґрунту залишаються незмінними (рисунок 1.10, а).

Далі з використанням формули визначають вагу i -того відсіку P_i :

$$P_i = \gamma_i \frac{h_i + h_{i+1}}{2} b_i \quad (1.1)$$

де γ_i - середньозважена питома вага ґрунту в межах i -того відсіку,

b_i - ширина i -того відсіку,

h_i і h_{i+1} - див. рис. 1.10.

У відповідності до схеми (рисунок 1.10,б) силу, що зрушує i -ий відсік $T_{sd,i}$ визначають з використанням формули:

$$T_{sd,i} = P_i \sin \alpha \quad (1.2)$$

а утримуючу i -тий відсік силу, з використанням формули:

$$T_{ud,i} = N_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i s_i = P_i \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi_i + \frac{c_i b_i}{\cos \alpha} \quad (1.3)$$

де $T_{sd,i}$ - зсувна сила для i -того відсіку,

$T_{ud,i}$ - те ж, утримуюча,

$N_i = P_i \times \cos(\alpha)$ - нормальна до підосви i -того відсіку сила,

α - кут нахилу поверхні ковзання укосу (схилу) до горизонту,

$s_i = \frac{b_i}{\cos(\alpha)}$ - довжина підосви i -того відсіку,

b_i - проекція довжини підосви i -того відсіку на горизонтальну вісь,

c_i - питоме зчеплення ґрунту по підосві i -того відсіку,

φ_i - те ж, кут внутрішнього тертя.

Коефіцієнт стійкості являє собою відношення суми утримуючих сил схилу або укосу до суми сил, що зсувають укіс (схил) [20]:

$$K_{cm} = \frac{M_{ym}}{M_{об}} \quad (1.5)$$

Обертальний момент визначається множенням зсувних сил на плече до центру обертання O , а утримуючий момент - множенням сил опору зрушення на аналогічне плече. При цьому, оскільки кут нахилу дотичної до поверхні ковзання та ваги окремих частин масиву не постійні, доводиться розчленовувати уявний зсувний масив (сповзаючий блок) на n розрахункових відсіків, для кожного з яких визначають сили опору зсуву та зрушуючі сили. Тоді коефіцієнт запасу стійкості схилу перебуває як відношення сум тих та інших моментів:

$$K_{cm} = \frac{\sum M_{ym}}{\sum M_{об}} \quad (1.6)$$

Остаточна загальна формула визначення коефіцієнта стійкості методом круглоциліндричної поверхні має такий вид [12]:

$$K_{cm} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (P_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i l_i)}{\sum_{i=1}^{i=n} (P_i \sin \alpha_i + Q_{ci})} \quad (1.7)$$

На практиці аналізований метод часто ускладнюється невизначеністю в положенні центру обертання O . Його координати, а також радіус r визначаються так, щоб відобразити в розрахунку найбільш не вигідне положення поверхні ковзання, при якому значення коефіцієнта стійкості K_{cm} виходить мінімальним з можливих для даного схилу (укошу).

Дуже часто положення центру O встановлюють підбором шляхом проведення кількох розрахунків для пошуку найбільш небезпечного для цього

випадку положення поверхні ковзання. Такий хід розрахунку пов'язаний зі значною трудомісткістю [12].

1.5.3 Метод Маслова-Берера (метод горизонтальних сил)

Цей метод застосовується у випадках, коли схил складний різнорідними ґрунтами і зсув відбувається по відомій довільній поверхні ковзання. Передбачається, що ця поверхня ковзання вже встановлена хоча б на частині її простягання будь-яким із способів. На невідомій частині поверхня ковзання встановлюється шляхом підбору.

В умовах плоского завдання ця криволінійна поверхня ковзання з деяким наближенням може бути замінена в площині креслення тією чи іншою сукупністю прямих ліній - ліній ковзання.

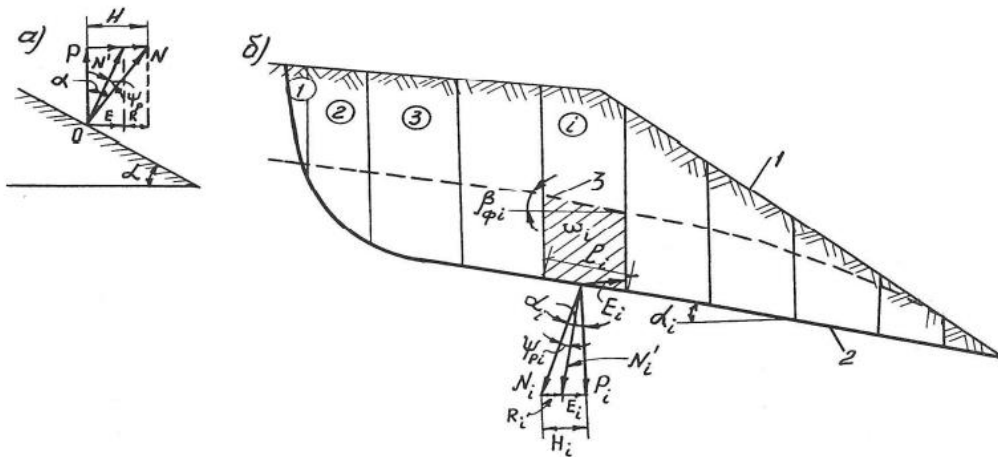


Рисунок 1.12 – Схема методу горизонтальних сил: а - основний принцип; б - використання для розрахунку стійкості схилу і величини зсувного тиску. 1 - поверхня схилу; 2 - поверхня ковзання; 3 - депресивна поверхня; ω_i - площа водонасиченої частини відсіку; N, N_i - нормальна до поверхні ковзання складова реакції ваги $P, P_i; N', N'_i$ - те ж, але при наявності в ґрунті тертя і зчеплення; H, H_i - розпір (проекція на горизонтальну вісь сили N', N'_i); R, R_i - частина розпору, яка сприймається тертям і зчепленням; E, E_i - непогашена частина розпору H, H_i [12]

Відповідно до цього весь масив ґрунту можливо розбити на окремі відсіки. Але практично надходять навпаки: масив ґрунту поділяють на окремі відсіки з таких міркувань, щоб кожен розрахунковий відсік складався, по можливості, з більш-менш однорідного ґрунту (для простоти обчислень). Кожну лінію ковзання в окремому відсіку приймають за пряму лінію (рисунок 1.12, б).

На рисунку 1.12, а, сила N - нормальна до поверхні ковзання складова реакції ваги P деякого виділеного розрахункового відсіку, за умови, що $\varphi=0$ і $c=0$. Сила N'_i - так само реакція ваги P , за наявності в ґрунті на поверхні ковзання тертя і зчеплення; напрям сили N' визначається кутом тертя φ або кутом зсуву ψ_p за наявності в ґрунті зчеплення ($c \neq 0$).

Очевидно, що:

$$H = P \operatorname{tg} \alpha \quad (1.8)$$

$$E = P \operatorname{tg}(\alpha - \psi_p) \quad (1.9)$$

$$R = H - E = P [\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg}(\alpha - \psi_p)] \quad (1.10)$$

Кут опору зсуву $\psi_p = \operatorname{arctg} F_p$, де F_p - коефіцієнт опору зсуву, що визначається за формулою:

$$F_p = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\sigma_n} \quad (1.11)$$

Ця формула отримана з рівняння міцності:

$$\tau_n = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c = \sigma_n \left(\operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\sigma_n} \right) = \sigma_n F_p \quad (1.12)$$

причому в кожному відсіку $\sigma_{ni} = \frac{P_i \cos \alpha}{l_i}$.

Знак сили H_i визначається знаком кута нахилу поверхні ковзання α_i до горизонту. При збігу напрямків поверхні ковзання і самого укосу кут α_i , отже і горизонтальна сила H_i мають позитивне значення і навпаки [12].

В остаточному вигляді формула обчислення коефіцієнта стійкості методом горизонтальних сил має такий вигляд [12]:

$$K_{cm} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} P_i [tg \alpha_i - \psi_{pi}]}{\sum_{i=1}^{i=n} (P_i tg \alpha_i + Q_{ci})} \quad (1.13)$$

Метод горизонтальних сил досить ефективний, оскільки дає можливість визначення величини результуючої зсувних і утримуючих сил для випадку різнорідної зсувної товщі ґрунтів і довільного контуру поверхні ковзання. Причому цей метод вигідно використовувати, коли контури поверхні ковзання визначені недостатньо чітко [12].

1.5.4 Метод Г. М. Шахунянца (метод дотичних сил)

Метод дотичних сил найчастіше застосовується, коли поверхня ковзання будь-яким із наявних методів чітко визначена на всій протяжності ґрунту. У такому випадку зручно враховувати сили, що фактично зрушують, спрямовані по дотичній до поверхні ковзання (рисунок 1.13). При цьому поверхня ковзання представляє собою плоску ділянку, що складається з ряду плоских ділянок, тобто у вигляді ламаної лінії [12].

горизонтальну та вертикальну складові, щоб врахувати вплив всіх зовнішніх факторів на стійкість відсіку [21].

Для визначення коефіцієнта стійкості за таким методом використовується формула:

$$K_{cm} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} \left[c_i l_i + Q_i \operatorname{tg} \varphi_i (\cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i}{K_{cm}}) \right]}{\sum_{i=1}^{i=n} Q_i \sin \alpha_i} \quad (1.15)$$

де c - питоме зчеплення ґрунту,

l - довжина площини ковзання відсіку,

Q - вага відсіку,

φ - кут внутрішнього тертя ґрунту,

α - кут площини ковзання відсіку.

Розрахунки проводяться до того моменту, поки значення коефіцієнта стійкості не опуститься нижче заданого допустимого рівня погрішності.

1.5.6 Метод Янбу

Метод Янбу був розроблений норвезьким професором геотехніки Нілмаром Оскарсом Чарльзом Янбу в 1954 році. Цей метод виявляє значні схожості з методом Бішопа. Однак його відмінність полягає у тому, що в методі Янбу при розрахунках враховується рівновага сил, що викликають зсув, і в той же час не обов'язково дотримується рівновага моментів [21].

$$K_{cm} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} [(c_i b_i + N_i \operatorname{tg} \varphi_i) \sec \alpha_i]}{\sum_{i=1}^{i=n} Q_i \operatorname{tg} \alpha_i + \sum_{i=1}^{i=n} \Delta E_i}, \quad (1.16)$$

де N - сила реакції опору відсіку,

b - довжина основи відсіку,

α - кут нахилу основи відсіку,

ΔE - різниця горизонтальних утримуючих і зсуваючих сил.

1.5.7 Метод Моргенштерна-Прайса

У методі, розробленому Моргенштерном і Прайсом у 1965 р, умови рівноваги розглядаються для кожного елемента не тільки щодо напрямів нормалі і дотичної, але й також і моментів[21].

Метод Моргенштерна-Прайса вимагає виконання для кожного відсіку: рівняння рівноваги в проєкціях на нормальний і дотичний до основи напрямках; рівняння моментів щодо точки центру основи відсіку [21].

Отже, для кожного відсіку, а також для всієї призми зсуву забезпечується виконання всіх рівнянь статички. Цей метод передбачає, що взаємодія між відсіками включає як горизонтальні, так і вертикальні компоненти сил.

1.5.8 Метод Вольдта

Метод Вольдта розроблений німецьким вченим Юргеном Вольдтом. В ньому приймається статична рівновага сил і моментів всього тіла зрушення. Розглядається укiс, в якому, в кожній точці поверхні ковзання виконується умова граничної рівноваги Кулона:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi_T + c_T \quad (1.17)$$

де τ , σ - відповідно дотичні і нормальні напруження в кожній точці поверхні ковзання, які характеризують стан граничної рівноваги сповзаючого блоку,

φ_T , c_T - відповідно кут внутрішнього тертя і питоме зчеплення ґрунту вздовж поверхні ковзання, які відповідають границі рівноваги ґрунтової товщі.

Коефіцієнт стійкості укосу K_{cm} визначається відношенням фактичних значень міцнісних характеристик ґрунту вздовж поверхні

ковзання $tg\varphi_\phi$, c_ϕ , які визначаються лабораторним шляхом до теоретичних значень $tg\varphi_T$, c_T [21]:

$$K_{cm} = \frac{tg\varphi_\phi}{tg\varphi_m} = \frac{c_\phi}{c_m} \quad (1.18)$$

Однією з особливостей методу Вольдта є можливість визначення коефіцієнта запасу стійкості укусу лише для області поверхні, на якій відбувається ковзання.

1.5.9 Варіаційний метод Дорфмана

Варіаційний метод О. Г. Дорфмана [21], заснований на дослідженні величин коефіцієнта стійкості та величини зсувного тиску у вигляді функціоналу. Коефіцієнт стійкості по кривій $y = y(x)$ являє собою наступний вираз:

$$k_y = \frac{\int_{x_o}^{x_n} F(x, y, y') dx}{\int_{x_o}^{x_n} \Phi(x, y, y') dx} \quad (1.19)$$

Таким чином, коефіцієнт стійкості є функціоналом, який залежить від обраної функції $y = y(x)$. Структура функцій F та Φ обумовлюється обраною розрахунковою схемою:

$$\left\{ \begin{array}{l} F dx = dN tg\varphi + c dx = (\gamma h \cos \alpha tg\alpha + c \frac{ds}{dx}) dx \\ \Phi dx = dT = \gamma h \sin \alpha dx \end{array} \right\} \quad (1.20)$$

Для поширеної схеми відсіків за відсутності сил взаємодії з-поміж них виходить (рисунок 1.14)

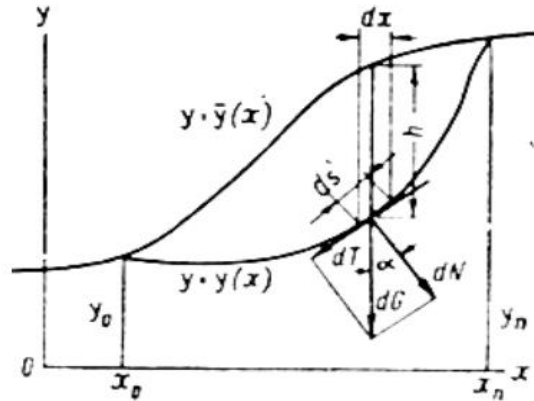


Рисунок 1.14 – Загальна схема укосу [21]

$$\text{Враховуючи, що } \cos \alpha = \frac{dx}{ds} = \frac{1}{\sqrt{1+y'^2}} \text{ та } \sin \alpha = \frac{dy}{ds} = \frac{y'}{\sqrt{1+y'^2}},$$

коефіцієнт стійкості під час використання варіаційного методу О. Г. Дорфмана визначається як функціонал відношення роботи утримуючих сил до роботи зсувних на основі вище написаних формул виразом:

$$K_{cm} = \frac{\int_{x_0}^{x_n} (\gamma \frac{(H-y)tg\varphi}{\sqrt{1+y'^2}} + c\sqrt{1+y'^2}) dx}{\int_{x_0}^{x_n} (\gamma \frac{(H-y)y'}{\sqrt{1+y'^2}}) dx} = \frac{\int_{x_0}^{x_n} (htg\varphi + \frac{c}{\gamma}(1+y'^2)) dx}{\int_{x_0}^{x_n} hy'dx} \quad (1.21)$$

Цей метод найчастіше застосовують для однорідних ґрунтів, які мають однакові по всій довжині поверхні ковзання характеристики міцності. Але враховуючи змінання і перезволоження ґрунтів у процесі прояву зсуву, що призводять до того, що характеристики міцності стають практично однорідними по всій поверхні ковзання, є можливим і перспективним застосовувати спосіб для неоднорідних ґрунтових укосів і схилів [12].

1.5.10 Чисельні методи розрахунку стійкості укосів та схилів

В останні роки у зв'язку з швидким удосконаленням програмного забезпечення чисельні методи розрахунку надають широкі можливості для моделювання стійкості ґрунтових укосів.

Найбільш ефективні з чисельних методів це метод скінчених елементів, метод граничних елементів та метод дискретних елементів, що будуть більш детально розглянуті у Розділі 3.

Основні критерії руйнування, які використовуються при прогнозі міцності і стійкості ґрунтових укосів, наступні:

1. Лінійний критерій міцності Кулона-Мора.
2. Нелінійний критерій міцності Парчевського-Шашенка.
3. Поліноміальний критерій міцності.

Частіше всього програмні продукти, які використовуються при дослідженні і напружено-деформованого стану ґрунтових схилів побудовано з використанням саме методу скінчених елементів: Phase2, Plaxis, Ansis, та деякі інші.

Приймаючи до уваги досвід, який отримано в НТУ «ДП» при використанні програмного продукту Phase2, він і буде прийнятий до використання у подальших дослідженнях.

1.6. Мета, основні задачі і методи досліджень

На основі системного аналізу літературних джерел та статистичних даних встановлено, що зсуви є складним і багатоаспектним феноменом, визначальним для геологічно активних регіонів.

Мета досліджень полягає у визначенні найбільш точного критерію руйнування ґрунтів при розрахунку стійкості ґрунтових укосів та схилів і обґрунтуванні на цій основі методу розрахунку параметрів критичного стану ґрунтових схилів і визначенні способу забезпечення їх стійкості.

Основна ідея роботи полягає у порівняльному аналізі чисельних критеріїв руйнування, які використовуються для розрахунку критичних станів, і обґрунтованому вибору такого, що найбільше відповідає характеру фізичних процесів, які протікають при руйнуванні твердих тіл.

Відповідно до поставленої мети передбачено вирішити наступні задачі досліджень:

- вибрати фізичний об'єкт досліджень,
- зробити критичний огляд теорій руйнування і обрати ті, що найбільше відповідають природі обраного об'єкту досліджень і відповідають сучасним уявленням щодо фізичних явищ, що протікають при руйнуванні твердих тіл,
- виконати дослідження щодо обґрунтування обраного критерію руйнування,
- відібрати проби ґрунту на об'єкті досліджень і виконати їх лабораторні випробування з метою визначення фізико-механічних властивостей,
- обрати метод виконання досліджень щодо визначення напружено-деформованого стану ґрунтового схилу,
- розробити числову модель об'єкту досліджень, провести її верифікацію і виконати розрахунки для різних ситуацій впливу зовнішніх факторів,
- обрати конструкцію захисної споруди та обґрунтувати її параметри методом числового моделювання.

В межах досліджень передбачається використання методу інформаційного пошуку, виконання натурних досліджень і лабораторних випробувань, використання сучасних програмних продуктів при виконанні чисельного моделювання напружено-деформованого стану ґрунтових схилів.

1.7. Висновки за першим розділом

1. У ході аналізу світових тенденцій виявлено, що зсуви є актуальним проблемним питанням у багатьох країнах світу, особливо в умовах зміни клімату та зростанню техногенних впливів, зростанням природних катастроф.

Спостереження за динамікою прояву зсувів в Україні також свідчать про певний рівень загрози, зумовленої геологічною будовою та природними умовами країни. Національний контекст, представлений дослідженням тенденцій зсувів в Дніпропетровській області та в особливості у м. Дніпро, свідчить про важливість вдосконалення методів розрахунку стійкості ґрунтових укосів. Це дозволило обґрунтувати актуальність досліджень у дисертації.

2. На сьогодні однією з ключових умов, що безпосередньо впливає на прогнози щодо стійкості укосів та схилів при їх використанні у будівництві будівель та споруд, проблемою залишається розрахунок стійкості укосів та аналіз результатів, який суттєво залежить від обраного методу розрахунку.

3. Визначені мета, ідея, основні задачі та методи досліджень.

4. За матеріалом, що міститься у Розділі 1 опубліковано 1 статтю в науковому фаховому виданні України категорії Б [13] і 3 тези конференцій [1,5,18].

РОЗДІЛ 2

ВИБІР ФІЗИЧНОГО ОБ'ЄКТУ ДОСЛІДЖЕНЬ, КРИТЕРІЯ РУЙНУВАННЯ ҐРУНТІВ ТА ВИЗНАЧЕННЯ ЇХ МЕХАНІЧНИХ ХАРАКТЕРИСТИК

2.1 Вибір фізичного об'єкту досліджень

Україна багата на різного роду яружні системи, річкові долини та ґрунтові схили. Багато таких об'єктів існує на території міста Дніпро і навколо нього. Однією з найбільш відомих є Тунельна балка, що розташована на правому березі річки Дніпро у південній частині міста між балками Довга та Євпаторійська (рисунок 2.1).



Рисунок 2.1 – Урочище Тунельна балка (загальний вигляд)

Балка сформована тривалими екзогенними процесами. В нижній частині лівого схилу, вздовж дна балки, прокладена залізнична колія, яка під Запорізьким шосе знаходиться в тунелі, що і дало назву балки - Тунельна. Довжина балки становить близько 2 км. Форма балки трапецеїдальна, асиметрична: лівий схил більш пологий, а правий - крутий. Ширина балки в верхній частині приблизно 1300-1500 м і 50-100 м в нижній її частині.

У геоморфологічному відношенні досліджувана територія балки Тунельна розташована в межах терасованого вододільного схилу правого берега р. Дніпро, глибоко й інтенсивно прорізаного ярово-балковою мережею. Геологічний розріз представлений лесовим комплексом верхньо-нижньочетвертинних елювіально-делювіальних, еолово-делювіальних і делювіальних відкладів. Четвертинні відклади залягають на верхньонеогенових утвореннях, які підстилаються палеогеновими відкладами. На лівому схилі балки палеогенові відклади відсутні, а неогенові відклади залягають на скельних породах фундаменту. З денної поверхні корінні породи перекриті техногенними насипами і сучасними рослинними ґрунтами.

Суглинисті ґрунти, що складають тіло правого схилу балки, мають відносно невелику міцність, яка може суттєво знижуватись у присутності вологи [22-24]. Така ситуація може призвести до зсувів ґрунтової маси, що в минулому нерідко відбувалось в межах балочних систем поблизу міста Дніпро, як це було відмічено вище у Розділі 1.

Поїзда, що проходять повздовж крутого схилу балки у його підніжжя, генерують низькочастотні коливання, які також сприяють зниженню міцності ґрунтів [25-27]. При небезпечному збігання обох факторів можливе сповзання ґрунтової маси вбік залізничної колії, що може завдати великих матеріальних збитків і навіть привести до людських жертв.

Таким чином, із загальної характеристики Тунельної балки, як геологічного і рельєфного утворення, витікає, що для даного регіону вона є характерним фізичним об'єктом, який знаходиться під впливом кліматичних і

техногенних факторів, і дослідження стійкості схилів якого в межах дисертації є актуальними.

2.2 Аналіз теорій руйнування ґрунтових масивів

Явище руйнування твердих тіл займало увагу дослідників з давніх часів. Справа у тому, що до класу твердих тіл відносять любі фізичні об'єкти, що мають можливість робити супротив зовнішнім зусиллям і при невеликих деформаціях (3-5%) здатні пружно деформуватися, поновлюючи форму після зняття зовнішнього навантаження. До такого класу об'єктів належать метали та їх сплави, деревина, пластмаси, гірські породи і ґрунти. Всі вони мають різне походження, відрізняються, іноді суттєво, структурою, що ураховується при вивченні їх напружено-деформованого стану відповідними методиками. Наприклад, це може бути урахування так званого масштабного ефекту [28-30].

Вивчення фізичних явищ, що протікають при руйнування твердих тіл, було пов'язане, перш за все, з необхідністю проєктувати будівлі і споруди таким чином, щоб вони відповідали умовам експлуатації впродовж відповідного наперед заданого терміну. Спочатку це були суто феноменологічні теорії руйнування, які базувалися на практичних даних, що отримувались методом проб і помилок. Початок таким дослідженням було покладено у XV сторіччі в роботах Леонардо да Вінчі, хоча його роботи були мало кому відомі внаслідок того, що інформація в ті часи розповсюджувалась дуже повільно. У лише у 1638 році у м. Лейден (Голландія) виходить робота Галілео Галілея під назвою «Виступи і демонстрації з математики» [31]. В цій роботі Галілей показав, деформації балок і стрижнів пропорційні прикладеному навантаженню. У XVII-XVIII століттях було виконано багато досліджень присвячених проблемі руйнування.

Наступним суттєвим кроком у вивченні проблеми руйнування стала робота Ш. О. Кулона «Теоретичні і експериментальні дослідження зусиль при скрученні і пружність металевих ниток». В цій роботі Кулон вперше виказав

припущення, що явищу руйнування передують пластичні деформації, які не завжди приводять до руйнування. Дещо пізніше О. Мор запропонував графічну інтерпретацію граничного тривимірного напруженого стану і виказав припущення, що друга за величиною складова напружень не впливає на руйнування твердих тіл. Цей факт був підтверджений дослідями Кармана в спеціально сконструйованому для цього приладі, а критерій руйнування гірських порід і ґрунтів отримав назву Кулона-Мора. По суті, в цей час сформувався окремий напрямок механіки - механіка руйнування. На цей час він містить сотні монографій і статей.

Рентгеноскопичні дослідження показали, що всі тверді тіла можна розділити на дві групи - кристалічні і аморфні, причому більшість з них відноситься до першої групи. Основною властивістю кристалічних тіл є те, що частки речовини (атоми, молекули, іони) розташовані в кутах просторової решітки, яка періодично повторюється. Для такої просторової конструкції можна обчислити зусилля, яке необхідне для того, щоб розірвати ланцюжок і таким чином зруйнувати тверде тіло. Це досить велике зусилля, яке не відповідає тому, що відбувається у дійсності, коли реальне зусилля розриву було на два-три порядки нижче розрахункового.

Цю невідповідність пояснив А. Гриффітс [32], використавши аналітичні дослідження Колосова і Інґліса [33], які вирішили задачу щодо розподілу напружень навколо вирізів еліптичної форми. А. Гриффітс показав, що реальна міцність твердих тіл визначається міцністю на розрив міжмолекулярних зв'язків, що суттєво послаблені за рахунок концентрації напружень навколо мікрodefektів (тріщин), які за різних причин завжди знаходяться в твердих тілах, у тому числі і в гірських породах, ґрунтах. Це твердження було підтверджено на підставі лабораторних досліджень, перш за все, в роботах А. Іоффе [34].

Завдяки дослідженням А. Гриффітса пізніше виник цілий клас так званих мікрodefektних теорій міцності. Критерій, на основі якого можна визначити критичні напруження у твердому тілі, має наступний вигляд:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 + 8R_p(\sigma_3 + \sigma_1) = 0, \text{ якщо } 3\sigma_3 + \sigma_1 > 0 \quad (2.1)$$

$$\sigma_3 = R_p, \text{ якщо } 3\sigma_3 + \sigma_1 < 0 \quad (2.2)$$

Теорія міцності А Гриффітса має свою особливість, яка полягає в тому, що руйнування твердого тіла відбувається вздовж однієї магістральної тріщини. Так руйнуються борта кар'єрів, схили балок і річкових долин, що важливо з точки зору оцінки стійкості фізичного об'єкту досліджень, яким в дисертації є Тунельна балка.

Пізніше у роботах дослідників було зроблено акцент на тому, що при руйнуванні твердих тіл діють два механізми - пластична течія (зсув, за який відповідає різниця головних напружень) і крихке розтріскування (відрив, за який відповідає сума головних напружень). Ці два механізми діють одночасно і руйнування твердого тіла тільки під впливом якогось одного фактору неможливе в принципі. На цю особливість вказував ще Прандтль [35], і на її основі вже у ХХ сторіччі було продовжено дослідження міцності твердих тіл в роботах, наприклад, Н. Давиденкова [36], Я. Фрідмана [37], Г. Ужика [38].

Цим принципам відповідає теорія міцності, яка була запропонована в роботах, що були виконані під керівництвом О. М. Шашенка [30, 39, 40]. Її основна формула має вигляд:

$$4\tau^2 - 2\sigma(1 - \psi)R_c - \psi R_c^2 = 0, \quad (2.3)$$

$$\text{де } \psi = \frac{R_p}{R_c},$$

R_p - межа міцності на одноосьовий розтяг,

R_c - межа міцності на одноосьовий стиск,

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}, \quad \sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}.$$

Другий етап досліджень міцності твердих тіл був пов'язаний з урахуванням теплового руху часток кристалічних решіток. Основні роботи у цьому напрямі належать школі С. Н. Журкова [41-44]. Пізніше ця термофлуктуаційна теорія міцності отримала розвиток у дилатонній теорії міцності [45, 46], яка дозволила пояснити принципи руйнування так названих бездефектних структур в силу їх внутрішньої нестійкості, яка притаманна будь-якому ансамблю атомів.

На сучасному етапі кінетичні теорії хоча і пояснюють природу міцності твердих тіл, але їх не можна використовувати для практичних розрахунків. Вони пояснюють природу руйнування на прикладі, по суті, одноосного розтягнення. Саме ця обставина сприяла розвитку феноменологічних теорій міцності, які засновані на обробці і узагальненню великої кількості лабораторних досліджень конкретних конструкційних матеріалів. Узагальнення таких досліджень наведені у фундаментальній роботі [47]. Деякі з цих теорій, наприклад, теорія міцності Мора-Треска-Сен-Венана і теорія міцності Губера-Мізеса використовуються і в наш час при оцінці міцності пластичних матеріалів, вирішенні пружно-пластичних задач в механіці.

Для матеріалів, що мають суттєву внутрішню неоднорідність були розроблені статистичні теорії міцності [48-51]. В силу своєї складності вони не отримали широкого розповсюдження.

Таким чином, на цей час механіка руйнування має достатню кількість теорій руйнування твердих тіл, але вибір конкретної з них для вирішення проблем стійкості ґрунтових укосів потребує особливого коректного підходу.

2.3 До визначення параметрів критерію міцності Кулона-Мора

Дослідження напружено-деформованого стану таких складних геотехнічних систем, як природні ґрунтові схили, укоси або гірничі виробки, що пройдені у складноструктурному середовищі, потребує використання відповідних програмних комплексів, які, в свою чергу, орієнтовані на ту чи

іншу групу фізичних об'єктів, що відрізняються матеріалом середовища. При цьому для визначення зон руйнування (пластичних деформацій) або запасу міцності геомеханічної системи, що розглядається, використовуються теорії міцності, що найбільш апробовані для конкретної групи матеріалів: ґрунти, гірські породи, бетони, пластмаси, композити тощо.

Математичні залежності, що витікають з цих теорій, можна поділити на дві групи: лінійні і нелінійні. Так, при дослідженні критичних станів ґрунтових масивів найбільш поширеною є теорія руйнування О. Мора, або Кулона-Мора. Вона є лінійною, що не завжди співпадає з фактичними актами руйнування, і повністю ґрунтується на підставі лабораторних випробувань зразків ґрунту, тобто не має фізичних обґрунтувань. Теорія міцності Мора є суто феноменологічною, побудованою на підставі випробувань конкретного матеріалу. Це, по суті, «чорна скринька», яка не дає розуміння того, чому і за рахунок чого відбувається руйнування матеріалу.

Використання при прогнозі стійкості ґрунтових основ та споруд лінійний критерій міцності Кулона-Мора може призвести до недостатньо точного урахування властивостей ґрунту, що, у свою чергу, не дозволяє адекватно прогнозувати руйнування та втрату стійкості ґрунтових основ та споруд [52]. Відомо, що експериментальна залежність міцності суглинистих ґрунтів від вертикального тиску, що діє на них, має криволінійний вигляд, тобто їх міцнісні властивості є фізично нелійними. Так, згідно даних М. Цитовича [53] до деякого значення вертикального тиску огинаюча граничних кіл напружень має криволінійний вигляд, відмінний від лінійної залежності Кулона-Мора. Це, у свою чергу, призводить до завищення утримуючих сил при розрахунку стійкості та міцності ґрунтових основ та споруд.

На відміну від теорії руйнування Кулона-Мора нелінійна мікродфектна теорія руйнування А. Гриффітса базується саме на зрозумілих фізичних принципах. Але її було побудовано для твердих тіл, у яких межа міцності на розтягіння набагато менша від межі міцності на стиск. Таким умовам відповідають крихкі матеріали, якими є тверді гірські породи. Основне

співвідношення критерію А. Гриффітса в редакції Мюрреля [51] виглядає наступним чином:

$$4\tau^2 - 2\sigma R_c - 0,25R_c^2 = 0 \quad (2.4)$$

Для урахування фізичної нелінійності властивостей глинистих ґрунтів, використаємо теорію руйнування Парчевського-Шашенка, яку побудовано на основі аналізу загального для теорій руйнування співвідношенні, що надається у роботі [40]. Структурно її основна формула при значенні коефіцієнту крихкості (пластичності), що дорівнює 0,25, практично повністю збігається з формулою А. Гриффітса, а при значенні, що дорівнює одиниці стає лінійною і достатню добре прогнозує руйнування пластичних матеріалів типу вологих глин. У зв'язку з цим, ця теорія руйнування не тільки має фізичне обґрунтування, але й описує поведінку в критичному стані широкого кола твердих тіл від крихких гірських порід до пухких ґрунтів.

Задачею досліджень є обґрунтування методики переходу від нелінійної залежності Парчевського-Шашенка до лінійної залежності Кулона-Мора, оскільки остання, як це відмічалось раніше, і є «вшитою» в структуру програмних продуктів, які призначено для аналізу граничного напружено-деформованого стану ґрунтових схилів (Phase2, Plaxis, Ansis тощо) Тунельної балки.

Математичний запис вибраних для аналізу теорій (критеріїв) руйнування наведений нижче.

Критерій руйнування Кулона-Мора має вигляд:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi, \quad (2.5)$$

де τ - дотичні напруження,

σ - нормальні напруження,

c - питоме зчеплення,

φ - кут внутрішнього тертя.

З компонентами головних напружень σ_1 і σ_3 дотичні і нормальні напруження пов'язані наступним чином:

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}, \quad \sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}. \quad (2.6)$$

В системі координат « $\tau - \sigma$ » залежність (2.6) являє собою пряму нахилену до осі абсцис (рисунок 2.2).

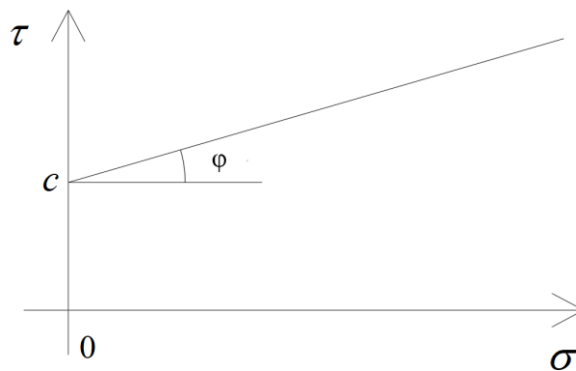


Рисунок 2.2 – Графічне зображення залежності Кулона-Мора

Критерій руйнування Парчевського-Шашенка має вигляд:

$$4\tau^2 - 2\sigma(1-\psi)R_c - \psi R_c^2 = 0. \quad (2.7)$$

Формула (2.7) в системі координат « $\tau - \sigma$ » залежно від величини коефіцієнту крихкості може трансформуватися від параболи до прямої (рисунок 2.3).

$$R_c = R_c \frac{1 - \sin \varphi}{2 \cos \varphi} \quad (2.11)$$

Прирівняємо залежності (2.10) і (2.11):

$$R_c \frac{1 - \sin \varphi}{2 \cos \varphi} = 0,5 \sqrt{R_c R_p} \quad (2.12)$$

Розділивши обидві частини виразу (2.12) на R_c , отримаємо

$$\frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \sqrt{\frac{R_p}{R_c}} = \sqrt{\psi} \text{ або } \psi = \left(\frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} \right)^2 = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (2.13)$$

З формул (2.10) і (2.13) випливає, що

$$R_p = c \frac{2 \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (2.14)$$

Таким чином, маючи залежності (2.9) і (2.13), є можливість для конкретних геологічних і горно-технічних умов на основі тестування в лабораторії на приладі одноплощинного зрізу ґрунтових зразків побудувати нелінійну залежність (2.7).

Проаналізуємо дві моделі руйнування - Кулона-Мора і Парчевського-Шашенка - сумістивши їх графічні інтерпретації (див. рисунок 2.3).

Із аналізу прямої **1** витікає, що властивості матеріалу (c - питоме зчеплення, φ - кут внутрішнього тертя) не змінюються при зростанні σ , тобто всебічний стиск не впливає на механічні характеристики матеріалу, хоча відомо, що зі збільшенням зовнішнього тиску пластичні властивості матеріалу повинні проявлятися в значній мірі, як і його міцність за рахунок зближення часток. Окрім того, в області розтягуючих зусиль положення прямої

розбігається з положенням відповідного кола Мора, що побудовано, як на діаметрі, на відрізку OR_p .

Аналіз же кривої **2** свідчить про те, що зі збільшенням об'ємного стиску крива виположується, тобто матеріал набуває пластичних властивостей, а в зоні розтягуючих зусиль вона повністю співпадає з колом Мора, що побудовано на відрізку OR_p .

Якщо ж розглядати пряму **3**, як дотичну до кривої $\tau = f(\sigma)$ у точці, що відповідає заданому напруженому стану $\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$, то така пряма буде мати такі параметри c' і φ' , які значно більше відповідають фізичній картині навантаження і руйнування ґрунтового масиву.

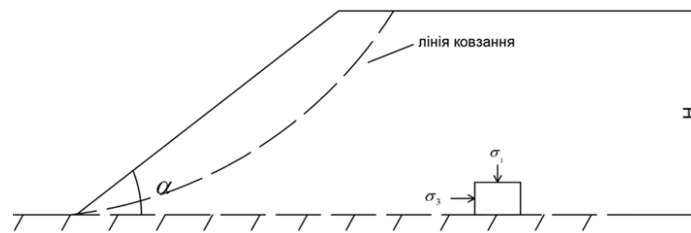


Рисунок 2.4 – Схема для визначення головних напружень σ_1 і σ_3

При цьому $c' > c$, що свідчить про підвищення міцності ґрунтового масиву, а $\varphi' < \varphi$, що є ознакою збільшення його пластичних властивостей. Необхідні для цього величини σ_1 і σ_3 можна вибрати зі схеми на рисунку 2.4, де зважаючи на невелику міцність ґрунтів можна вважати, що $\sigma_3 = \sigma_1$. Тоді точка прикладення дотичної **3** до кривої **1** на осі ординат буде дорівнювати $\sigma = \gamma H$.

Рівняння дотичної **3** до кривої **1** $\tau = f(\sigma)$ в точці, де $\sigma_1 = \sigma_3 = \gamma H$, тобто

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \gamma H \quad (\text{см. рисунок 2.4}), \text{ має наступний вигляд}$$

$$\tau' = c' + \sigma \operatorname{tg} \varphi' \quad (2.15)$$

Взявши похідну по σ від τ' , отримаємо вираз

$$\left. \frac{\partial \tau'}{\partial \sigma} \right|_{\sigma=\gamma H} = \operatorname{tg} \varphi' = \frac{1-\psi}{2 \sqrt{\psi + 2(1-\psi) \frac{\gamma H}{R_c}}} \quad (2.16)$$

З [54] витікає, що після нескладних перетворень питома зчеплення для умов, що розглядаються, тобто $\sigma = \gamma H$, отримаємо

$$c' = \frac{R_c}{2} \frac{\psi + (1-\psi) \frac{\gamma H}{R_c}}{\sqrt{\psi + 2(1-\psi) \frac{\gamma H}{R_c}}} . \quad (2.17)$$

З урахуванням (2.16) і (2.17) модифікована формула критерія руйнування Кулона-Мора прийме вигляд

$$\tau' = \frac{1}{2} R_c k_c \frac{\psi + (1-\psi) \frac{\gamma H}{R_c k_c}}{\sqrt{\psi + 2(1-\psi) \frac{\gamma H}{R_c k_c}}} + \frac{(1-\psi)}{2 \sqrt{\psi + 2(1-\psi) \frac{\gamma H}{R_c k_c}}} \sigma \leq R_{\tau, \text{екв}} , \quad (2.18)$$

де k_c - коефіцієнт структурного послаблення ґрунтового масиву, величину якого можна отримати на основі методики, викладеної в [55].

$R_{\tau, \text{екв}}$ - міцність ґрунтового масиву у точці, що досліджується, яка еквівалентна межі міцності на зсув R_τ .

При $\psi = 1$ має випадок ідеальної пластичності, коли $\varphi' = 0$, а $\tau' = 0,5 R_c k_c$. У цьому випадку огинаюча кіл Мора стає паралельною осі ординат.

При $\psi = 0$ маємо випадок ідеальної крихкості ґрунтового масиву і залежність (2.18) набуває вигляду

$$\tau' = \frac{1}{2} R_c k_c \frac{\frac{\gamma H}{R_c k_c}}{\sqrt{2 \frac{\gamma H}{R_c k_c}}} + \frac{\sigma}{2 \sqrt{2 \frac{\gamma H}{R_c k_c}}} \quad (2.19)$$

При $\sigma = 0$ маємо

$$\tau'_{|\sigma=0} = \frac{1}{2} R_c k_c \frac{\psi + (1-\psi) \frac{\gamma H}{R_c k_c}}{\sqrt{\psi + 2(1-\psi) \frac{\gamma H}{R_c k_c}}} \quad (2.20)$$

З урахуванням (2.9, 2.13, 2.14) параметри модифікованого критерію Кулона-Мора змінюються залежно від напруженого стану укосу так, як представлено на рисунку 2.5.

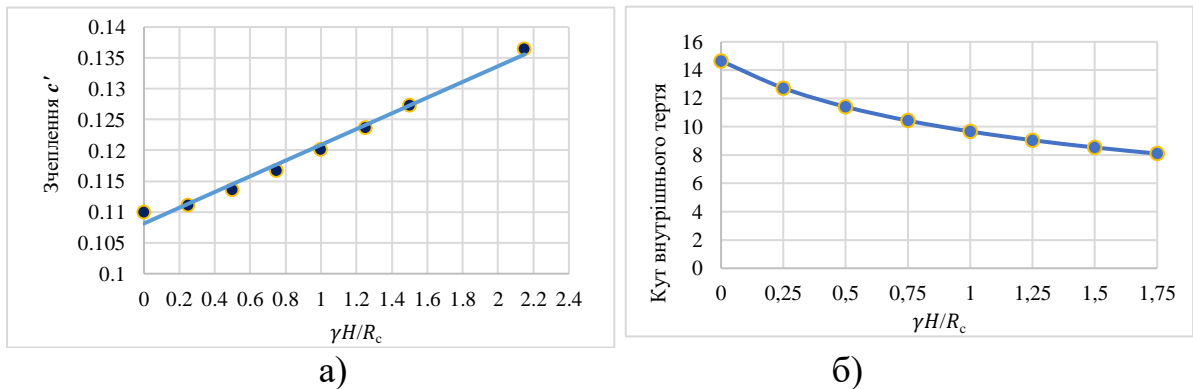


Рисунок 2.5 – Залежність від напруженого стану укосу ($\gamma H / R_c$):

а) модифікованого зчеплення; б) модифікованого кута внутрішнього тертя

Аналіз показує, що при зростанні $\frac{\gamma H}{R_c}$ від значення 0,25 до 1,75 умовне зчеплення c' зростає на 18% , що свідчить про ущільнення ґрунту під дією власної ваги та підвищення міцності масиву.

Навпаки, при зростанні $\frac{\gamma H}{R_c}$ від значення 0,25 до 1,75 умовний кут внутрішнього тертя φ' , зменшується на 36%. Це є ознакою збільшення пластичних властивостей ґрунту під дією зростаючого навантаження від власної ваги ґрунтового укосу.

Слід зазначити, що підхід до аналізу критеріїв руйнування, аналогічний наведеному вище, був виконаний раніше в роботі О. С. Коврова [24]. Залежність, яку запропоновано ним, виглядає так:

$$\begin{aligned} \tau &= c(W_0) + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi(W_0) = \\ &= R_c k_c(W_0) \frac{1 - \sin \varphi(W_0)}{2 \cos \varphi(W_0)} + \sigma_n \operatorname{tg} \left(\frac{1 - \psi}{2 \sqrt{\psi + 2(1 - \psi) \frac{\gamma H}{R_c k_c(W_0)}}} \right) \end{aligned} \quad (2.21)$$

Відмінність пропонованої залежності (2.18) від наведеної вище полягає у більш точному визначенні першої її частини - питомого зчеплення c , а також урахуванні впливу низькочастотних коливань від руху потягів на міцність ґрунтів, що складають тіло ґрунтового укосу Тунельної балки, як це буде показано нижче. У залежності (2.18) основними параметрами, що визначають її міцність, є межа міцності на стиск R_c і кут внутрішнього тертя φ' . Коефіцієнт крихкості (пластичності) ψ є похідною від значень R_c і R_p (R_τ). В умовах кліматичного і техногенного впливів ці величини можуть змінюватись, негативно впливаючи на стійкість геотехнічної системи «ґрунтовий схил-основа», що може привести до його передчасного руйнування. Кліматичні впливи під час тривалих опадів можуть привести до суттєвого зниження

міцності ґрунтового схилу. Те ж саме відбувається і під час техногенного впливу, наприклад, від динамічних низькочастотних коливань внаслідок руху потягів, що проходять по залізничній колії повз схилу.

З приводу кліматичного і техногенного впливів на стійкість ґрунтових схилів достатньо глибокі дослідження були виконані в роботах О. С. Коврова [22-24] і Н. М. Шепель [25-27].

З урахуванням сказаного, залежність (2.18) приймає вигляд:

$$\tau = \frac{1}{2} R_c k_c(w, f) M + \frac{(1-\psi)\sigma}{2M} . \quad (2.22)$$

$$\text{Тут } M = \sqrt{\psi + 2(1-\psi) \frac{\gamma H}{R_c k_c(w, f)}} . \quad (2.23)$$

Невідомими параметрами у наведених залежностях є w - що визначає вплив вологи на міцність ґрунту; f - що визначає вплив на міцність ґрунту динамічного навантаження від руху поїздів, транспорту тощо, R_c , R_p та ψ , що потребують визначення.

2.4 Опис обладнання, методика виконання і результати лабораторних випробувань ґрунтів

В параграфі, що був наведений вище, отримано лінійне співвідношення модифікованого критерію руйнування Кулона-Мора, призначеного для дослідження граничного напружено-деформованого стану ґрунтового схилу. Єдиною невідомою механічною характеристикою в цій залежності є коефіцієнт крихкості, який дорівнює відношенню межі міцності на одноосьове розтягіння до межі міцності на одноосьовий стиск. Ці механічні характеристики визначаються для простих напружених станів - стиск, розтягіння, зсув - в лабораторних умовах шляхом випробування зразків

грунту, що за відповідними методиками відбирається на ґрунтовому схилі, яким для обраного фізичного об'єкту є Тунельна балка. Міцність ґрунтів в широкому сенсі - це їх здатність чинити опір руйнуванню. Якщо деформаційні характеристики ґрунтів визначаються при напруженнях, що не призводять до руйнування, тобто до критичних напружень, то параметри міцності ґрунтів відповідають критичним руйнівним напруженням і визначаються при граничних навантаженнях, що викликають або поділ ґрунту на частини (для пружних ґрунтів), або необоротну зміну форми ґрунту в результаті пластичних деформацій (для пластичних ґрунтів) [56].

2.4.1 Опис приладу та методика випробування ґрунту методом одноплощинного зрізу

Прилад одноплощинного зрізу показано на рисунку 2.6. До складу установки для випробування ґрунту методом одноплощинного зрізу входить:

- зрізна коробочка, яка складається з рухомої та нерухомої частин і яка містить робоче кільце, жорстких суцільного і перфорованого штампів,
- механізм для вертикального навантажування зразка,
- механізм утворення дотичного навантаження,
- пристрій для вимірювання деформацій зразка та прикладеного навантаження [57].



Рисунок 2.6 – Прилад одноплощинного зрізу та процес випробування зразків ґрунту

Підготовка до випробування включає наступні кроки:

- зразки ґрунтів виготовляють циліндричної форми діаметром 70 мм та висотою 35 мм,
- виготовлені зразки зважено та попередньо ущільнено безпосередньо у робочому кільці зрізного приладу,
- встановлено на зразок перфорований штамп, проведено регулювання механізму навантажування, встановлено прилади для вимірювання вертикальних деформацій ґрунту.

Визначення опору для пісків та глинистих ґрунтів. незалежно від їх ступеня вологості в стабілізованому стані зрізу проводиться за схемою консолидовано-дренованого випробування.

Методика проведення консолидовано-дренованого випробування:

1. Попереднє ущільнення зразка проводиться при нормальних тисках p при яких визначається опір зрізу τ , де $p = 0,3$ МПа.
2. Після попереднього ущільнення зразок швидко розвантажується і перенеситься в робоче кільце із зразком у зрізну коробку. Потім закріплюється робоче кільце у зрізній коробці, встановлюється перфорований штамп, проводиться регулювання механізму навантажування, встановлюється зазор 1 мм між рухомою та нерухомою частинами зрізної коробки, встановлюється вимірювальна апаратура для реєстрації вертикальних деформацій зразка.
3. На зразок ґрунту передається той самий нормальний тиск, при якому відбувається попереднє ущільнення ґрунту (0,3 МПа).
4. Нормальне навантаження передається на зразок в один ступінь і витримується 15 хвилин для супіщаних ґрунтів та 30 хвилин для суглинистих ґрунтів.
5. Після того, як на зразок ґрунту передано нормальне навантаження, приводиться в робочий стан механізм створення дотичного навантаження і пристрій для вимірювання деформацій зрізу ґрунту. За критерій умовної стабілізації деформацій зрізу прийнято швидкість деформації, яка не перевищує 0,01 мм/хв.

6. При безперервно зростаючому дотичному навантаженні швидкість зрізу є постійною та відповідає 0,1 мм/хв для супіщаних ґрунтів та 0,05 мм/хв для суглинистих ґрунтів. Деформації зрізу зафіксовано не рідше ніж через 2 хв.

7. За закінчення випробувань прийнято момент, коли зрізувальне навантаження досягає максимального значення, після чого спостерігається деяке його зниження або встановлення постійного значення.

8. Після закінчення випробування розвантажується зразок, виймається робоче кільце із зразком з приладу.

2.4.2 Лабораторні випробування суглинистих ґрунтів на приладі одноплощинного зрізу

Суглинисті ґрунти, з яких складається тіло схилу Тунельної балки, є одним з типів ґрунтів, які характеризуються високим вмістом глини в їх складі. Глина складається з дрібних часток з діаметром менше 0,002 мм. Суглинисті ґрунти мають високу пластичність, що означає їх здатність до деформації без значних змін у вологості. Вони здатні зберігати велику кількість вологи і, при відсутності належної дренажу, можуть створювати проблеми, такі як затоплення або нестабільність ґрунту.

Механічні властивості суглинистих ґрунтів залежать від різних факторів, таких як вологість, склад ґрунту, структура та ступінь компактності. Вони можуть бути дуже міцними та малопластичними, або м'якими та дуже пластичними в залежності від умов формування та історії навантаження.

Суглинисті ґрунти також мають важливі гідрологічні властивості, зокрема низьку проникність для води. Це може призводити до затримки води в ґрунті та утворення водонепроникних шарів. Крім того, суглинисті ґрунти можуть проявляти схильність до зміни об'єму при вологості, що може впливати на стабільність споруд, які побудовані на цих ґрунтах.

Для визначення властивостей ґрунту, його класифікації та міцності використані рекомендації Державних стандартів України [57-59]. Фізичні властивості випробуваного суглинистого ґрунту представлені у таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 – Фізичні властивості складових суглинків

Найменування характеристики	Значення характеристики					
	1	2	3	4	5	6
Лабораторний номер						
Глибина відбору проби, м	21,0	21,5	22,5	23,7	24,7	25,7
Вологість на межі текучості, д.од.	0,39	0,39	0,35	0,34	0,37	0,40
Вологість на межі розкочування, д.од.	0,24	0,23	0,22	0,21	0,23	0,24
Число пластичності, д.од.	0,15	0,16	0,13	0,13	0,14	0,16
Природна вологість, д.од.	0,23	0,21	0,21	0,21	0,22	0,21
Вологість водонасичення, д.од.	0,22	0,20	0,20	0,20	0,21	0,20
Показник текучості, д.од.	-0,07	-0,13	-0,08	0,00	-0,07	-0,19
Щільність частинок ґрунту, г/см ³	2,72	2,73	2,71	2,71	2,72	2,73
Щільність ґрунту, г/см ³	2,06	2,10	2,09	2,08	2,07	2,09
Щільність сухого ґрунту, г/см ³	1,67	1,74	1,73	1,72	1,70	1,73
Пористість, д.од.	0,38	0,36	0,36	0,37	0,38	0,37
Коефіцієнт пористості у природному складенні, д.од.	0,62	0,57	0,57	0,58	0,60	0,58
Ступінь вологості, д.од.	1,00	1,00	1,00	0,99	0,99	0,99

Результати випробувань суглинистих ґрунтів на приладі одноплощинного зрізу представлені у таблиці 2.2.

Таблиця 2.2 – Результати випробувань суглинистих ґрунтів на приладі одноплощинного зрізу

Лабораторний номер	1	2	3	4	5	6
Глибина відбору проби, м	21,0	21,5	22,5	23,7	24,7	25,7
Вертикальне навантаження σ , МПа	Руйнівне навантаження τ , МПа					
0,000	0,065	0,066	0,065	0,068	0,07	0,075
0,200	0,170	0,180	0,160	0,190	0,160	0,200
0,400	0,280	0,250	0,310	0,270	0,290	0,320
0,600	0,380	0,360	0,400	0,350	0,410	0,420

На основі результатів випробувань суглинистих ґрунтів на приладі одноплощинного зрізу було побудовано графік залежності між вертикальним

навантаженням σ і руйнівним навантаженням τ з використанням критерію міцності Кулона-Мора (рисунок 2.7) [60-62].

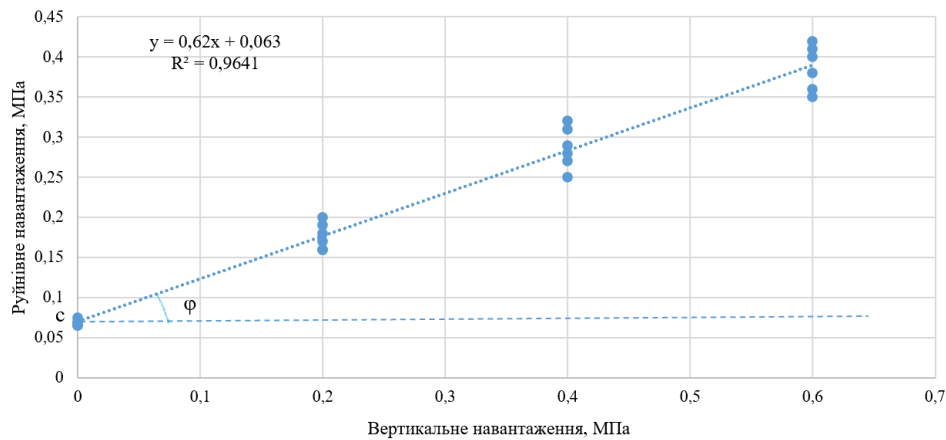


Рисунок 2.7. – Графік залежності між руйнівним навантаженням і вертикальним навантаженням з використанням критерію міцності Кулона-Мора для суглинистих ґрунтів

На графіку представлено залежність між руйнівним навантаженням τ і вертикальним навантаженням σ . Діаграма виконана у вигляді точкових діаграм розсіювання з накладеними лініями лінійної регресії, які описують виявлені залежності. Коефіцієнт детермінації $R^2 = 0,9641$ свідчить про задовільний рівень відповідності лінійної моделі експериментальним даним. Основними характеристиками, які у подальшому будуть використані як вхідні дані у чисельному моделюванні на основі модифікованого критерію руйнування є питоме зчеплення c і кут внутрішнього тертя φ отримані при простих напружених станах. Для суглинистих ґрунтів, як це витікає з рисунку 2.7, $c = 0,063$ МПа та $\varphi = 32^\circ$.

Для отримання величин R_c та R_p для суглинистих ґрунтів використано залежності (2.9) і (2.14).

$$R_c = c \frac{2 \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = 0,063 \frac{2 \cos 32^\circ}{1 - \sin 32^\circ} = 0,22 \text{ МПа} \quad (2.24)$$

$$R_p = c \frac{2 \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,063 \frac{2 \cos 32^\circ}{1 + \sin 32^\circ} = 0,06 \text{ МПа} \quad (2.25)$$

Далі отримано значення коефіцієнта крихкості (пластичності) ψ :

$$\psi = \frac{R_p}{R_c} = \frac{0,06}{0,22} = 0,27 \quad (2.26)$$

2.4.3 Лабораторні випробування супіщаних ґрунтів на приладі одноплощинного зрізу

Супіщаний ґрунт є одним з типів ґрунту, який характеризується високим вмістом піщаної фракції в його складі. У супіщаних ґрунтах пісок складає основну частку ґрунтового матеріалу, і його розмір зерен зазвичай перебуває в діапазоні від 0,05 до 2 мм.

Супіщаний ґрунт має характеристики, які відрізняють його від інших типів ґрунтів. Він володіє досить високою проникністю для води та повітря, що сприяє швидкому просоченню води. Він також відмінно дренається, тобто може відводити вологу відносно швидко, уникнувши надмірного насичення.

Механічні властивості супіщаних ґрунтів залежать від деяких факторів, таких як кількість піску, його форма та зерновий склад. Супіщані ґрунти зазвичай мають низьку пластичність, що означає, що вони малопластичні та недобре зберігають форму. Вони також мають відносно високу стійкість, міцність та стисливість, що робить їх придатними для різних інженерних застосувань.

У супіщаних ґрунтах важливо враховувати такі аспекти, як їх водопровідність, пористість, компактність та механічні характеристики при проектуванні та будівництві інженерних споруд, оскільки ці властивості можуть впливати на стійкість, деформацію та реакцію ґрунту на навантаження.

Фізичні властивості випробуваного супіщаного ґрунту представлені у таблиці 2.3.

Таблиця 2.3 – Фізичні властивості супіщаних ґрунтів, супіски палево-жовті та жовті

Найменування характеристики	Значення характеристики								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Лабораторний номер	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Глибина відбору проби, м	8,2	8,6	9	9,4	17	19	20	21	30
Вологість на межі текучості, д.од.	0,19	0,19	0,23	0,21	0,19	0,21	0,2	0,2	0,2
Вологість на межі розкочування, д.од.	0,16	0,16	0,17	0,17	0,15	0,17	0,2	0,2	0,2
Число пластичності, д.од.	0,03	0,03	0,06	0,04	0,04	0,04	0	0	0,1
Природна вологість, д.од.	0,04	0,04	0,06	0,04	0,06	0,09	0,1	0,1	0,1
Вологість водонасичення, д.од.	0,23	0,25	0,27	0,27	0,24	0,2	0,2	0,2	0,2
Показник текучості, д.од.	-4	-4	-1,83	-3,25	-2,25	-2	-0,5	-2	-0,6
Щільність частинок ґрунту, г/см ³	2,67	2,67	2,61	2,67	2,67	2,67	2,7	2,7	2,7
Щільність ґрунту, г/см ³	1,68	1,63	1,68	1,58	1,7	1,85	1,9	2	2
Щільність сухого ґрунту, г/см ³	1,62	1,57	1,52	1,52	1,6	1,7	1,7	1,8	1,8
Пористість, д.од.	0,39	0,41	0,43	0,43	0,4	0,36	0,4	0,3	0,3
Коефіцієнт пористості у природному складенні, д.од.	0,65	0,7	0,76	0,76	0,66	0,57	0,6	0,5	0,5
Ступінь вологості, д.од.	0,16	0,15	0,21	0,14	0,24	0,42	0,7	0,5	0,7

Результати випробувань супіщаних ґрунтів на приладі одноплощинного зрізу представлені в таблиці 2.4.

Таблиця 2.4 – Результати випробувань супіщаних ґрунтів на приладі одноплощинного зрізу

Лабораторний номер	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Глибина відбору проби, м	8,2	8,6	9,0	9,4	17,0	19,0	20,0	21,0	30,0
Вертикальне навантаження σ , МПа	Руйнівне навантаження τ , МПа								
0,000	-	0,013	0,012	-	0,015	0,011	0,014	0,015	0,012
0,200	-	0,120	0,180	-	0,160	0,140	0,130	0,150	0,170
0,400	-	0,250	0,300	-	0,350	0,280	0,290	0,320	0,310
0,600	-	0,460	0,480	-	0,470	0,500	0,440	0,450	0,470

На основі результатів випробувань супіщаних ґрунтів на приладі одноплощинного зрізу було побудовано графіки аналізу залежності між

вертикальним навантаженням σ і руйнівним навантаженням τ з використанням критерію міцності Кулона-Мора (рисунок 2.8).

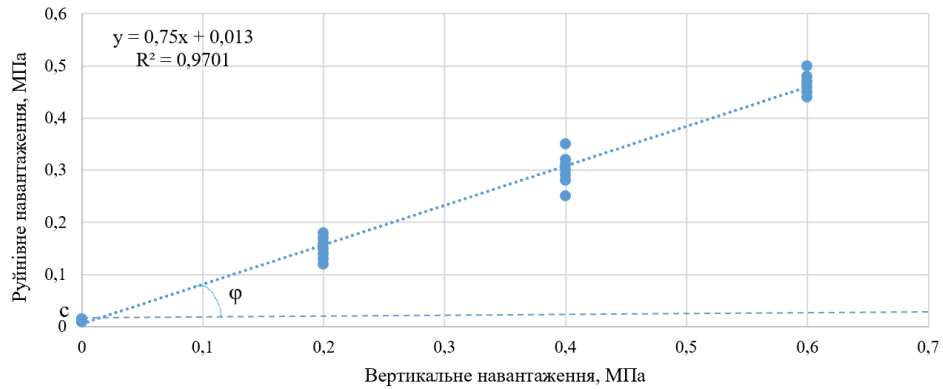


Рисунок 2.8 – Графік залежності між руйнівним навантаженням і вертикальним навантаженням з використанням критерію міцності Кулона-Мора для супіщаних ґрунтів

На графіку представлено залежність між руйнівним навантаженням τ і вертикальним навантаженням σ на досліджувані зразки супіщаного ґрунту. Діаграма виконана у вигляді точкових діаграм розсіювання з накладеними лініями лінійної регресії, які описують виявлені залежності. Коефіцієнт детермінації $R^2 = 0,9701$ свідчить про задовільний рівень відповідності лінійної моделі експериментальним даним. Для супіщаних ґрунтів, як це видно з рисунку 2.8, $c = 0,013$ МПа та $\varphi = 37^\circ$.

Для отримання величин R_c та R_p для супіщаних ґрунтів також використано залежності (2.9) і (2.14):

$$R_c = c \frac{2 \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = 0,013 \frac{2 \cos 37^\circ}{1 - \sin 37^\circ} = 0,05 \text{ МПа} \quad (2.27)$$

$$R_p = c \frac{2 \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,013 \frac{2 \cos 37^\circ}{1 + \sin 37^\circ} = 0,01 \text{ МПа} \quad (2.28)$$

Далі отримано значення коефіцієнта крихкості (пластичності) ψ :

$$\psi = \frac{R_p}{R_c} = \frac{0,01}{0,05} = 0,2 \quad (2.29)$$

2.4.4 Апроксимація експериментальних даних нелінійною залежністю Парчевського-Шашенка

Вище зазначено, що на практиці поведінка м'яких глинистих ґрунтів часто є нелінійною, особливо при малих навантаженнях. У разі розтягування (чи малих нормальних напружень) поведінка ґрунтів описується критерієм Кулона-Мора не достатньо вірно, так як він являє собою заміну криволінійної огинаючої кіл Мора на пряму, яка є дотичною до цієї огинаючої. Таким чином, критерій Кулона-Мора не враховує граничне напруження розтягування (наприклад, у разі тріщиноутворення в глинах). Цього недоліку позбавлені теорії міцності ґрунтів, які базуються на представленні огинаючої кіл Мора як нелінійної функції $\tau = f(\sigma)$. Вище запропоновано критерій Парчевського-Шашенка (2.3), який в осях « $\tau - \sigma$ » є степеневою функцією:

$$\tau^2 = a\sigma + b, \quad (2.30)$$

де параметри a і b також пов'язані з механічними властивостями ґрунту:

$$a = \frac{1}{2}(1 - \psi)R_c \quad (2.31)$$

$$b = \frac{1}{4}\psi R_c^2 \quad (2.32)$$

На рисунку 2.9 в осях « $\tau^2 - \sigma$ » представлена апроксимація даних з коефіцієнтом достовірності $R^2 = 0,9833$ щодо суглинистих ґрунтів

степенною залежністю на основі нелінійного критерія Парчевського-Шашенка.

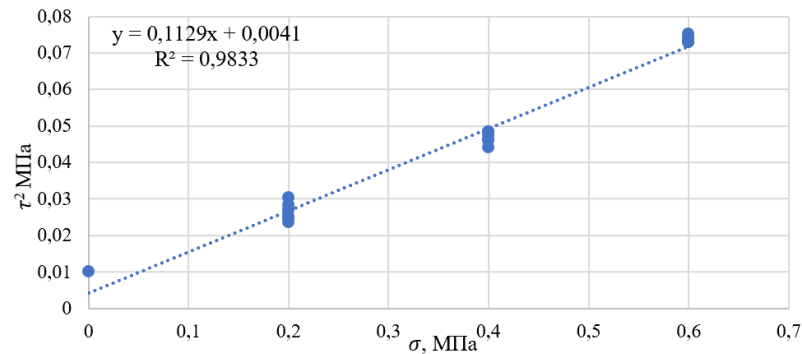


Рисунок 2.9 – Графік залежності між руйнівним навантаженням і вертикальним навантаженням з використанням критерію Парчевського-Шашенка для суглинистих ґрунтів

$$\tau^2 = 0,1129\sigma + 0,0041 \quad (2.33)$$

На рисунку 2.10 в осях « $\tau^2 - \sigma$ » представлена така ж апроксимація даних з коефіцієнтом достовірності $R^2 = 0,985$ щодо супіщаних ґрунтів степенною залежністю на основі нелінійного критерія Парчевського-Шашенка.

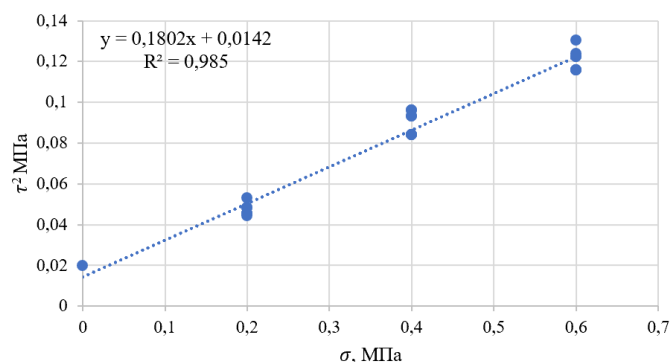


Рисунок 2.10 – Графік залежності між руйнівним навантаженням і вертикальним навантаженням з використанням критерію Парчевського-Шашенка для супіщаних ґрунтів

$$\tau^2 = 0,1802\sigma + 0,0142 \quad (2.34)$$

Слід зазначити, що і для суглинистих, і для супіщаних ґрунтів апроксимація степеневою залежністю дає більший рівень достовірності R^2 в порівнянні з лінійною апроксимацією.

Оцінка апроксимації експериментальних даних також здійснена на основі розрахунку похибки, що обчислюється за формулою :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{1}{n} \left(\frac{\tau_e - \tau_p}{\tau_e} \right)^2}, \quad (2.35)$$

де ε - відносна середня квадратична похибка між експериментальними $\tau_{e,i}$ і розрахунковими $\tau_{p,i}$ значеннями руйнівних дотичних напружень;

i - номер випробування;

n - загальна кількість випробувань.

З'ясовано, що для суглинистих ґрунтів в разі використання лінійної апроксимації (критерію міцності Кулона-Мора) похибка апроксимації становить $\varepsilon = 0,0552$, а у разі використання степеневої апроксимації (критерію міцності Парчевського-Шашенка) $\varepsilon = 0,0430$. З цього випливає, що в області зміни експериментальних даних критерій міцності Парчевського-Шашенка точніше описує міцність суглинків і тому саме цей критерій бажано використовувати для оцінки стійкості укосів, складених суглинистими ґрунтами. Аналогічне порівняння було виконано щодо супіщаних ґрунтів, з якого також випливає, що степенева залежність (2.30) точніше описує руйнування цього виду ґрунтів.

В разі використання лінійної апроксимації даних випробування супіщаних ґрунтів (критерію міцності Кулона-Мора) $\varepsilon = 0,0579$, а у разі використання степеневої апроксимації (критерію міцності Парчевського-Шашенка) $\varepsilon = 0,0467$.

Таким чином, апроксимація експериментальних даних на основі нелінійного критерію міцності Парчевського-Шашенка не тільки відповідає фізичному аспекту руйнування ґрунтів, описаному в розділі 2.1, але й є більш точною з точки зору кореляційно-регресійного аналізу.

2.4.5 Визначення механічних властивостей ґрунтів з урахуванням кліматичних і техногенних впливів

Як було показано вище, під кліматичними впливами ми розуміємо зниження міцності ґрунтів під впливом вологи під час довготривалих опадів.

О. С. Ковровим [24] були виконані лабораторні дослідження міцнісних властивостей верхніх шарів світло-жовтих і жовто-бурих суглинків і супісків балки Євпаторійської м. Дніпро, які ідентичні тим, що складають тіло схилу Тунельної балки. З використанням одноплощинного зрізного приладу ПС-10 ним були визначені значення зчеплення, кута внутрішнього тертя і опору зсуву для покриваючих порід в залежності від їх вологості.

Встановлено, що для жовтобурих суглинків при заданому діапазоні вологості $w = 11...29\%$, значення зчеплення і кута внутрішнього тертя змінюються в межах $c = 0,017...0,073$ МПа і $\varphi = 14...35^\circ$. Для світло-жовтих лесових суглинків при заданих експериментально значеннях вологості $w = 9,7...35\%$, значення зчеплення і кута внутрішнього тертя варіюють в межах $c = 0,013...0,033$ МПа і $\varphi = 8,5...15,4^\circ$.

В результаті виконаних досліджень О. С. Ковровим встановлено, що для світло-жовтого щільного суглинку зменшення міцнісних властивостей від вологонасичення описується степеневою функцією (рисунок 2.11):

– для зчеплення

$$y = 2,36x^{1,46} \quad (R^2 = 0,99), \quad (2.36)$$

де x - водонасичення (%);

y - зчеплення.

– для кута внутрішнього тертя

$$y = 61,25x^{-0,88} \quad (R^2 = 0,94), \quad (2.37)$$

де x - водонасичення (%);

y - кут внутрішнього тертя.

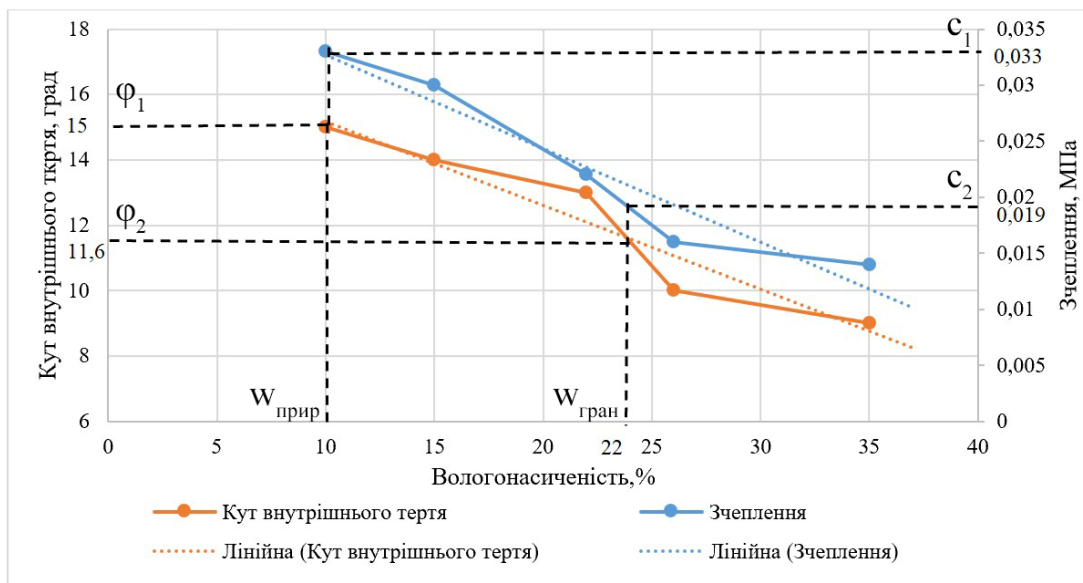


Рисунок 2.11 – Залежність зчеплення і кута внутрішнього тертя світло-жовтого суглинку від вологонасичення [24]

Таким чином, залежність (2.18) можна доповнити конкретними формулами (2.36) і (2.37).

Аналізуючи рисунок 2.11, визначено, що при вологонасиченості ($W = 22\%$), кут внутрішнього тертя зменшується в 1,3 рази ($\frac{\varphi_1}{\varphi_2} = \frac{15}{11,6} \approx 1,3$), а зчеплення зменшується в 1,7 рази ($\frac{c_1}{c_2} = \frac{0,033}{0,019} \approx 1,7$).

Тобто, з урахуванням вологонасиченості $W = 22\%$, отримані в лабораторних умовах кут внутрішнього тертя для суглинистих ґрунтів буде дорівнювати $\varphi' = \frac{32^0}{1,3} = 24,6^0$, а зчеплення $c' = \frac{0,063}{1,7} = 0,03$ МПа.

Визначення механічних характеристик R_c та R_p і коефіцієнту крихкості (пластичності) ψ , при вологонасиченості $W = 22\%$ для суглинистих ґрунтів:

$$R_c' = c' \frac{2 \cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = 0,03 \frac{2 \cos 24,6^0}{1 - \sin 24,6^0} = 0,08 \text{ МПа}, \quad (2.38)$$

$$R_p' = c' \frac{2 \cos \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = 0,03 \frac{2 \cos 24,6^0}{1 + \sin 24,6^0} = 0,03 \text{ МПа}, \quad (2.39)$$

$$\psi' = \frac{R_p'}{R_c'} = \frac{0,03}{0,08} = 0,37. \quad (2.40)$$

Оскільки для супіщаних ґрунтів відсутні експериментальні дані щодо впливу вологонасиченості на зміну міцнісних характеристик, у подальшому приймемо аналогічні залежності, як і для суглинистих ґрунтів.

З урахуванням вологонасиченості $W = 22\%$ отримані в лабораторних умовах кут внутрішнього тертя для супіщаних ґрунтів буде дорівнювати $\varphi' = \frac{37^0}{1,3} = 28,4^0$, а зчеплення $c' = \frac{0,013}{1,7} = 0,007$ МПа.

Визначення механічних характеристик R_c та R_p і коефіцієнту крихкості (пластичності) ψ , при вологонасиченості $W = 22\%$ для супіщаних ґрунтів:

$$R_c' = c' \frac{2 \cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = 0,007 \frac{2 \cos 28,4^0}{1 - \sin 28,4^0} = 0,02 \text{ МПа}, \quad (2.41)$$

$$R_p' = c' \frac{2 \cos \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = 0,007 \frac{2 \cos 28,4^0}{1 + \sin 28,4^0} = 0,008 \text{ МПа}, \quad (2.42)$$

$$\psi' = \frac{R_p'}{R_c'} = \frac{0,008}{0,02} = 0,4. \quad (2.43)$$

Техногенні впливи, якими є динамічні навантаження від руху поїздів, що генерують низькочастотні коливання, також знижують міцність ґрунтів на схилах Тунельної балки. Для таких же ґрунтів в роботі Н. М. Шепель [25] було виконано оцінку впливу на механічні характеристики, такі як питоме зчеплення і кут внутрішнього тертя, низькочастотних вібрацій від руху потягів. Джерело вібрацій, яким є залізнична колія, знаходиться на такій же відстані від схилу, як і в Тунельній балці. Згідно з даними натурних досліджень, виконаних в роботі [25], були встановлені значення віброприскорення під час руху вантажного поїзда (рисунок 2.12).

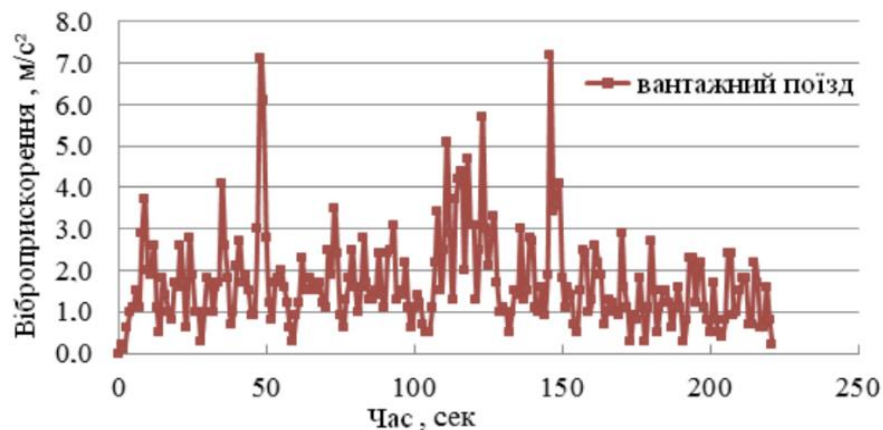


Рисунок 2.12 – Пікове значення віброприскорення під час руху вантажного поїзда [25]

Згідно з рисунком 2.12, обрано середнє значення віброприскорення, яке рівне 4 м/с^2 . Результати цих досліджень, що отримані з використанням методу регресійного аналізу, наведені на рисунку 2.13 та в таблиці 2.5.

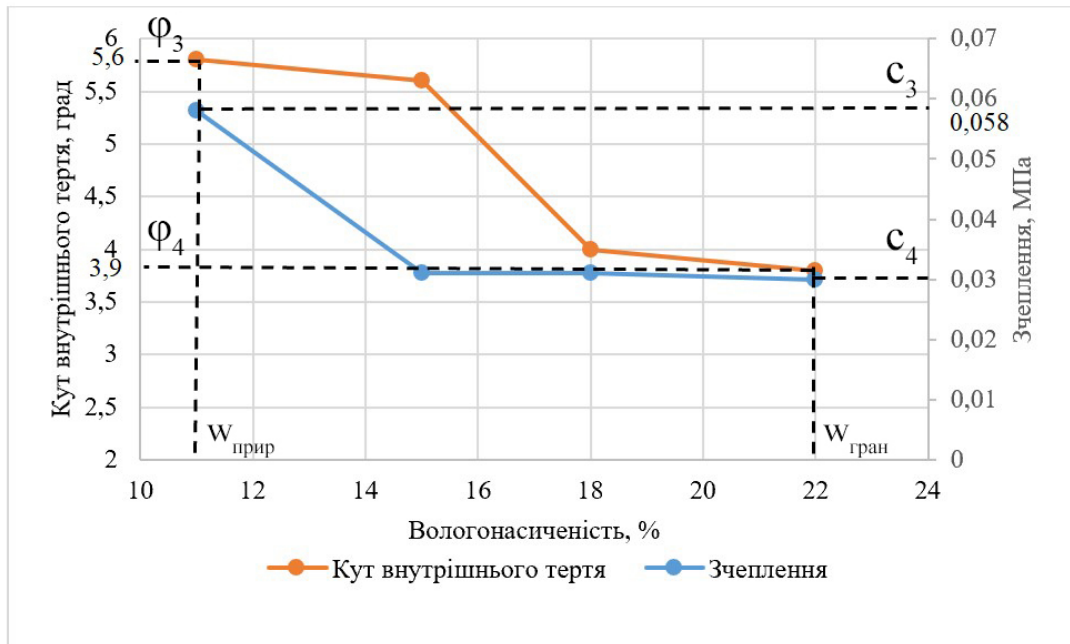


Рисунок 2.13 – Залежність зчеплення і кута внутрішнього тертя світло-жовтого суглинку від вологонасичення при віброприскоренні 4 м/с^2 [25]

Таблиця 2.5 – Підсумкові емпіричні рівняння для визначення зчеплення c та кута внутрішнього тертя φ [25]

Параметр	Рівняння регресії	Коефіцієнт апроксимації, R^2
Зчеплення при тривалих випробуваннях	$c_{\infty} = e^{-1,59-0,012a-9,05\omega}$	0,997
Тангенс кута внутрішнього тертя при короткочасних випробуваннях	$\varphi_{0din} = e^{0,1-0,009a-7,735\omega}$	0,884
Тангенс кута внутрішнього тертя при тривалих випробуваннях	$\varphi_{\infty din} = e^{-1,28-0,017a-3,762\omega}$	0,926

Аналізуючи рисунок 2.13 визначено, що при віброприскоренні 4 м/с^2 , кут внутрішнього тертя зменшується в 1,4 рази ($\frac{\varphi_3}{\varphi_4} = \frac{5,6}{3,9} \approx 1,4$), а зчеплення зменшується в 1,9 рази ($\frac{c_3}{c_4} = \frac{0,058}{0,03} \approx 1,9$).

При віброприскоренні та вологонасиченні одночасно, отримані кут внутрішнього тертя буде дорівнюватиме $\varphi'' = \frac{24,6^0}{1,4} = 17,5^0$, а зчеплення

$$c'' = \frac{0,03}{1,9} = 0,01 \text{ МПа для суглинистих ґрунтів}$$

Унаслідок відсутності дослідних результатів пов'язаних із впливом динамічних навантажень від руху поїздів для супіщаних ґрунтів, в подальшому аналізі приймаються такі ж співвідношення, які були отримані для суглинистих ґрунтів.

При віброприскоренні та вологонасиченні одночасно, отримані кут внутрішнього тертя буде дорівнюватиме $\varphi'' = \frac{28,4^0}{1,4} = 20,2^0$, а зчеплення

$$c'' = \frac{0,007}{1,9} = 0,003 \text{ МПа для супіщаних ґрунтів}$$

Таким чином, встановлені функції $c(w, f)$ і $\rho(w, f)$, що входять до модифікованого критерію Кулона-Мора (2.18) і в такому вигляді він може бути використаний при оцінці критичних напружено-деформованих станів ґрунтових схилів, у тому числі і Тунельної балки.

Наступним етапом досліджень є визначення остаточних механічних характеристик R_c та R_p і коефіцієнту крихкості (пластичності) ψ , які присутні у залежності (2.18) для суглинистих ґрунтів при віброприскоренні та вологонасиченні одночасно:

$$R_c'' = c'' \frac{2 \cos \varphi''}{1 - \sin \varphi''} = 0,01 \frac{2 \cos 17,5^0}{1 - \sin 17,5^0} = 0,02 \text{ МПа,} \quad (2.44)$$

$$R_p'' = c'' \frac{2 \cos \varphi''}{1 + \sin \varphi''} = 0,01 \frac{2 \cos 17,5^0}{1 + \sin 17,5^0} = 0,01 \text{ МПа,} \quad (2.45)$$

$$\psi'' = \frac{R_p''}{R_c''} = \frac{0,01}{0,02} = 0,5. \quad (2.46)$$

Далі визначено остаточні механічні характеристики R_c та R_p і коефіцієнт крихкості (пластичності) ψ для супіщаних ґрунтів:

$$R_c'' = c'' \frac{2 \cos \varphi''}{1 - \sin \varphi''} = 0,003 \frac{2 \cos 20,2^\circ}{1 - \sin 20,2^\circ} = 0,008 \text{ МПа}, \quad (2.47)$$

$$R_p'' = c'' \frac{2 \cos \varphi''}{1 + \sin \varphi''} = 0,003 \frac{2 \cos 20,2^\circ}{1 + \sin 20,2^\circ} = 0,004 \text{ МПа}, \quad (2.48)$$

$$\psi'' = \frac{R_p''}{R_c''} = \frac{0,004}{0,008} = 0,5. \quad (2.49)$$

Узагальнені дані механічних характеристик суглинистих ґрунтів представлені в таблиці 2.6.

Таблиця 2.6 – Механічні характеристики суглинистого ґрунту

Стан ґрунту	Питоме зчеплення, МПа	Кут внутрішнього тертя, град	R_c , МПа	R_p , МПа	ψ
Природня вологість	0,063	32	0,22	0,06	0,27
Підвищена вологонасиченість $W = 22\%$	0,03	24,6	0,08	0,03	0,37
Одночасно підвищена вологонасиченість та динамічне навантаження від руху поїздів	0,01	17,5	0,02	0,01	0,5

Узагальнені дані механічних характеристик супіщаних ґрунтів представлені в таблиці 2.7.

Таблиця 2.7 – Механічні характеристики супіщаного ґрунту

Стан ґрунту	Питоме зчеплення, МПа	Кут внутрішнього тертя, град	R_c , МПа	R_p , МПа	ψ
Природня вологість	0,013	37	0,05	0,01	0,2
Підвищена вологонасиченість $W = 22\%$	0,007	28,4	0,02	0,008	0,4
Одночасно підвищена вологонасиченість та динамічне навантаження від руху поїздів	0,003	20,2	0,008	0,004	0,5

Таким чином, одночасне врахування вологості ґрунту на рівні 22% та динамічного навантаження від руху поїздів при віброприскоренні 4 м/с^2 зменшує умовні кут внутрішнього тертя φ' та зчеплення c' на 45% та 84 % відповідно для суглинків і зменшує умовні кут внутрішнього тертя φ' та зчеплення c' на 45% та 76 % відповідно для супісків.

В наступному розділі отримані дані будуть реалізовані як вхідні величини для чисельного моделювання напружено-деформованого стану схилу Тунельної балки в умовах кліматичних і техногенних впливів з використанням критерію міцності Кулона-Мора, модифікованого на основі критерію руйнування Парчевського-Шашенка.

2.5 Висновки за другим розділом

1. На основі огляду теорій руйнування твердих тіл, якими є ґрунти, обґрунтовано необхідність використання нелінійного критерію міцності, що запропонований Л. Я. Парчевським і О. М. Шашенко, та модифікований з урахуванням впливу на міцнісні характеристики ґрунту напруженого стану ґрунтового укосу, що характеризується відношенням власної ваги ґрунтового масиву до межі міцності на стискання $\frac{\gamma H}{R_c}$.

2. Лабораторні дослідження суглинистих та супіщаних ґрунтів показали, що дані випробувань з більшою точністю описуються нелінійним критерієм Парчевського-Шашенка, який являє собою апроксимацію огинаючої кіл Мора степеневою залежністю. Похибка апроксимації степеневою залежністю на 22% менше похибки при апроксимації лінійною залежністю Кулона-Мора для суглинків, та на 19% менше похибки при апроксимації лінійною залежністю Кулона-Мора для супісків.

3. Розроблено методику переходу від нелінійного критерію Парчевського-Шашенка до відомого критерію Кулона-Мора шляхом лінеаризації параболичної огинаючої кіл Мора та введення умовних величин зчеплення та кута внутрішнього тертя. Показано, що при зростанні $\frac{\gamma H}{R_c}$ від значення 0,25 до 1,75 умовне зчеплення c' зростає на 18%, що свідчить про ущільнення ґрунту під дією власної ваги та підвищення міцності масиву, а при зростанні $\frac{\gamma H}{R_c}$ від значення 0,25 до 1,75 умовний кут внутрішнього тертя φ' , зменшується на 36%. Це є ознакою збільшення пластичних властивостей ґрунту під дією зростаючого навантаження від власної ваги ґрунтового укосу.

4. Запропоновано методику врахуванням впливу кліматичних і техногенних факторів на міцнісні характеристики ґрунту. Доведено, що одночасне врахування вологості ґрунту на рівні 22% та динамічного навантаження від руху поїздів при віброприскоренні 4 м/с^2 зменшує умовні кут внутрішнього тертя φ' та зчеплення c' на 45% та 84 % відповідно для суглинків і зменшує умовні кут внутрішнього тертя φ' та зчеплення c' на 45% та 76 % відповідно для супісків.

5. За темою досліджень, виконаних в Розділі 2, опубліковано 2 статті у виданнях, які індексуються у наукометричній базі Scopus [60, 61] та 1 тези конференцій [62].

РОЗДІЛ 3

ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ҐРУНТОВИХ СХИЛІВ

3.1 Обґрунтування вибору програмного продукту для математичного моделювання ґрунтового схилу

При дослідженні напружено-деформованих станів твердих тіл використовують чисельні методи механіки суцільного середовища такі, як метод граничних елементів, метод дискретних елементів, та метод скінчених елементів [63-65].

При дослідженні стійкості ґрунтових схилів в задачах геомеханіки найчастіше використовується метод скінчених елементів, який було запозичено із будівельної механіки.

Суть методу полягає у тому, що з об'єкту, який вивчається, виділяється деяка досліджувана область, яка розбивається на певні малі підобласті, достатні для того, щоб розглядати їх внутрішнє середовище, як однорідне та ізотропне. Такі підобласті називаються скінченими елементами, що взаємодіють між собою через вузлові сили та переміщення. Чим на більшу кількість таких елементів розбито скінченоелементну сітку, тим точніше вирішується поставлена задача.

Основна ідея методу полягає у тому, що переміщення внутрішніх точок кожного елемента пов'язуються з переміщеннями вузлів за допомогою так званої функції форми. Цю функцію необхідно підібрати таким чином, щоб задовольнити граничним умовам на контурі кожного елемента і дотримуватися умов нерозривності деформацій [66, 67].

Використовуючи різні критерії руйнування ґрунтових масивів за допомогою методу скінчених елементів можна вивчати граничні напружено-деформовані стани [68].

Існує низка програмних продуктів, в основі яких лежить метод скінчених елементів: Phase2, Phase3, Ansys, Lira-FEM, Abagus, SolidWorks

Simulation, LS Dyna, Nastran і багато інших. Частина з них призначено для вирішення тільки пружних задач, а частину - для вирішення пружно-пластичних задач. У цьому контексті метод скінчених елементів, що реалізований у програмному комплексі Phase2 компанії Rocscience, забезпечує достатньо точний аналіз стійкості схилів завдяки можливості оцінки напружено-деформованого стану структурно неоднорідного ґрунтового масиву та впливу таких зовнішніх факторів, як кліматичні та техногенні.

Чисельне моделювання в Phase2 передбачає побудову геометричної моделі схилу з урахуванням фізико-механічних характеристик ґрунтів, рівня ґрунтових вод, фільтраційних потоків та впливу зовнішніх навантажень, таких як транспортні навантаження чи сейсмічні впливи.

Граничні умови задаються таким чином, щоб забезпечити коректне відображення взаємодії ґрунтового масиву з навколишнім середовищем, при цьому нижня межа моделі є нерухомою, а бічні межі можуть допускати горизонтальні переміщення.

Важливим аспектом моделювання є вибір відповідної фізико-механічної моделі ґрунту. Окрім цього, програмне забезпечення дозволяє враховувати гідростатичний тиск води, вплив дренажних систем та моделювати поведінку схилу при зміні рівня ґрунтових вод.

При аналізі схилу з використанням Phase2 визначаються зони пластичних деформацій, можливі критичні поверхні ковзання та оцінюється механізм зсуву, що дозволяє зробити висновки щодо необхідності укріплення схилу або зміни проєктних параметрів.

Оцінка коефіцієнта запасу стійкості проводиться шляхом застосування методу зниження міцності, коли параметри зчеплення та кута внутрішнього тертя поступово зменшуються до моменту досягнення критичного стану. Якщо значення коефіцієнта запасу стійкості менше нормативного, необхідно впроваджувати заходи щодо стабілізації схилу, такі як застосування підпірних стін, анкерних систем, георешіток або зміна геометрії схилу, якщо це виявляється можливим.

Отримані результати використовуються для оцінки безпеки природних та штучних схилів, оптимізації заходів із закріплення схилів та прогнозування ризиків природних катастроф.

Завдяки можливостям чисельного моделювання Phase2 є ефективним інструментом для інженерів-геотехніків, що дозволяє виконувати комплексний аналіз стійкості схилів з урахуванням складних геотехнічних, гідрогеологічних та сейсмічних факторів.

Головною перевагою використання Phase2 є можливість візуалізації процесів руйнування схилу, що значно підвищує якість оцінки та прийняття інженерних рішень у сфері геотехнічного будівництва.

3.2 Перевірка адекватності чисельної моделі реальному об'єкту досліджень

Комп'ютерне моделювання стало невід'ємною частиною геомеханічних і геотехнічних досліджень. За допомогою відповідних програмних комплексів такий підхід дає можливість отримати швидше, менш витратно і більш точні результати, ніж фізичне моделювання.

Проблемою такого підходу лишається обґрунтування адекватності числових моделей реальним фізичним об'єктам.

Особливо це торкається визначенню параметри поля напружень, яке в реальних об'єктах можна оцінити лише по заміряним деформаціям і лише для пружного напружено-деформованого стану. У цьому зв'язку розробка методичних підходів щодо обґрунтування числових моделей у геомеханіці і геотехніці, які направлені на зближення теоретичних і практичних результатів, завжди є актуальною задачею [69].

Великий комплекс робіт, пов'язаних з обґрунтуванням адекватності геомеханічних моделей виконано колективом вчених під керівництвом О. М. Шашенка і О. О. Сдвижкової як в детермінованій постановці [70-72] так і

на основі ймовірнісних підходів [39]. Значний огляд інформаційних джерел, що торкаються означеної проблеми, наведено в монографії [73], а також у монографії О. С. Коврова [74].

Одним із ефективних способів побудови адекватних геомеханічних моделей є, так називаний, спосіб моделювання «від зворотного». Велику кількість такого роду гідрогеологічних моделей побудовано і досліджено під керівництвом професора І. І. Садовенка при вивченні гідрогеологічних режимів, що відбуваються всередині шаруватих масивів гірських порід, які послаблені підземними виробками вугільних шахт.

Математичне числове моделювання торкалось процесів геофільтрації в гетерогенному по ємності і проникності породному масиві з урахуванням взаємозв'язку підземних і поверхневих вод, перетікання їх через слабопроникні шари, а також зміни граничних умов і геофільтраційних параметрів у часі і просторі [75-80].

Цінність такого способу моделювання, перш за все, дозволяє адекватно оцінити фізико-механічні властивості ґрунтового масиву, які можуть суттєво відрізнятися від тих, що було отримано в лабораторії при тестуванні ґрунтових зразків. Приклад використання такого способу побудови геомеханічної моделі за принципом «від зворотного» наведено у роботі [69].

Схил, що моделювався, мав висоту 43 м, відстань від бровки до рівня води у річці складала 116 м. Він був складений з 9 розрахункових геологічних елементів (РГЕ), що залягали горизонтально, їх модельні параметри наведено у таблиці 3.1.

Потужність кожного елемента і контур схилу показано на рисунку 3.1. Фізико-механічні характеристики РГЕ, на основі яких відбувалось моделювання, наведено у таблиці 3.1.

Реальна форма поверхні зсуву визначалась по результатам інклінометричних спостережень.

Таблиця 3.1 – Модельні параметри розрахункових геологічних елементів

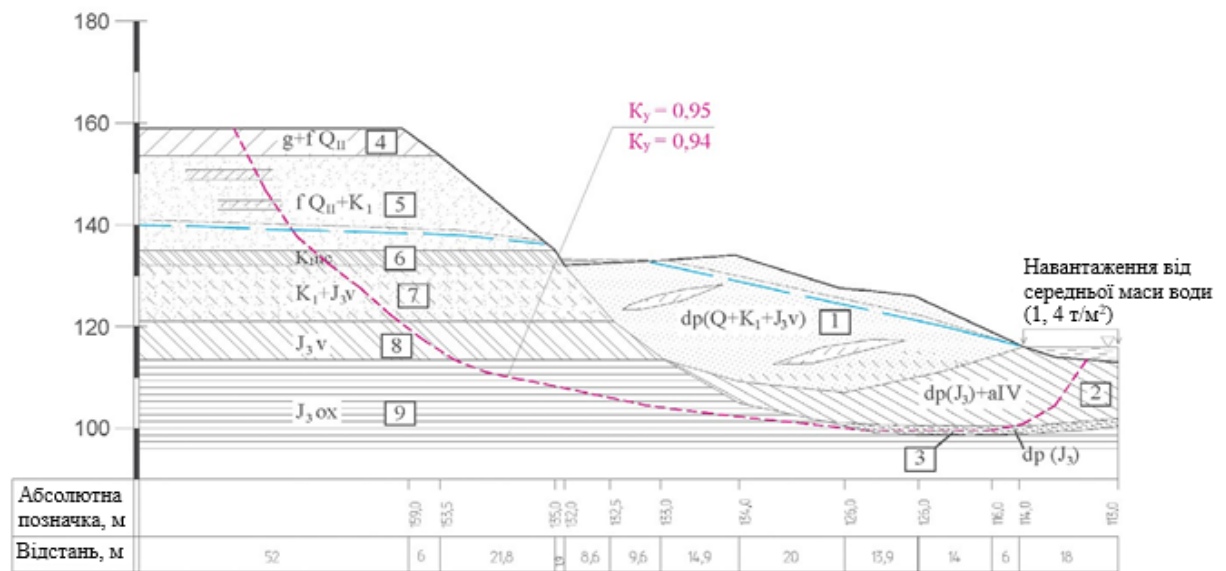
Модельні параметри ґрунтів								
Номер шару	Кут внутр. тертя, град.		Питоме зчеплення, тс/м ²		Щільність, т/м ³			Ефективна пористість, відносна одиниця
	вище РГВ	у водонас. стані	вище РГВ	у водонас. стані***	вище РГВ	у водонас. стані	з урахуван. ефекту зважування	
1	20	15,0	1,0	0,8/0,2	1,80	1,93	0,95	0,20
2*	-	10,0	-	3,2/0,8	-	1,70	0,76	0,04
3	-	6,0/7,5**	-	3,1	-	1,74	-	0,03
4	19	-	4,3	-	2,10	-	-	0,08
5	31	30,0	0,7	0,6	1,86	-	1,02	0,20
6	-	18,5	-	3,6/1,2	-	1,92	-	0,05
7	-	29,0	-	0,8	-	-	0,01	0,20
8	-	12,0	-	3,0/2,0	-	1,90	-	0,04
9	-	7,4	-	4,4/4,2	-	1,75	-	0,02

Примітки:

* Характеристики РГЕ-2 наведені у таблиці для його «язикової» частини. В решті його частині щільність прийнята рваною 1,73 т/м³.

** Чисельник - для горизонтальної зони попередніх зміщень; знаменник - для решти РГЕ-3.

*** Чисельник - структурне питоме зчеплення C_c ; знаменник – питоме зчеплення зв'язності C_w .



Умовні позначення

1 номер розрахункового геологічного елемента (НРЕ)

— рівень ґрунтових вод; підвищений та середній

$K_y = 0,95$ мінімальний коефіцієнт стійкості у разі виникнення глибинної повзучості (при C_c)

$K_y = 0,94$ мінімальний коефіцієнт стійкості при розвитку повзучості (при C_w)

— розрахункова поверхня з мінімальними коефіцієнтами стійкості схилу

Рисунок 3.1 – Моделювання оповзання схилу [69]

Для розрахунків використано блок програмного комплексу PSK, в основі якого лежить математична модель у вигляді системи рівнянь граничної рівноваги, які відображають співвідношення зсуваючих і утримуючих сил у ґрунтовому масиві. Модель розглядається у двомірній постановці з урахуванням сил взаємодії, що діють по гранях розрахункових відсіків і відповідають початковому напружено-деформованому стану безпосередньо перед початком процесу оповзання.

Математичне моделювання і натурні дослідження показали достатньо близьке співпадіння результатів. Таким чином, для зсувів цього типу при подібній геологічній будові масиву і гідрогеологічній ситуації фізико-механічні характеристики можна приймати такими, що є близькими до наведених у таблиці 3.1. Наведений вище приклад був використаний для перевірки адекватності обраного програмного продукту Phase2 з використанням модифікованого критерію руйнування Кулона-Мора.

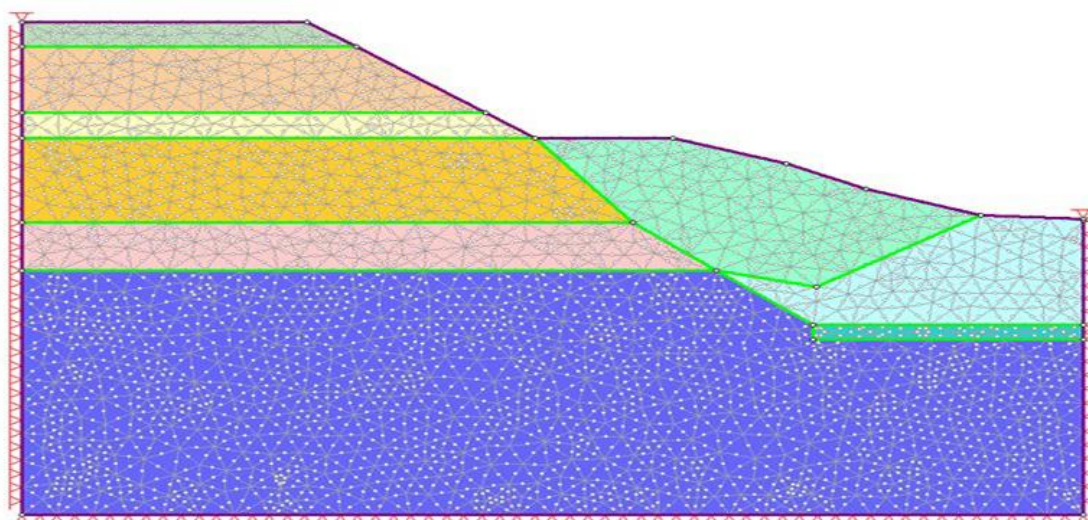


Рисунок 3.2 – Чисельна модель схилу з скінченоелементною сіткою

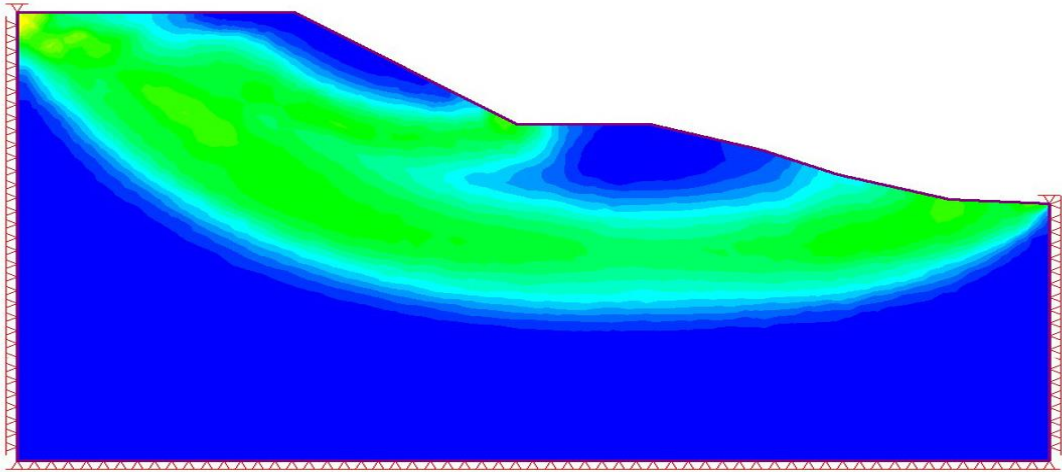


Рисунок 3.3 – Результат чисельного моделювання схилу

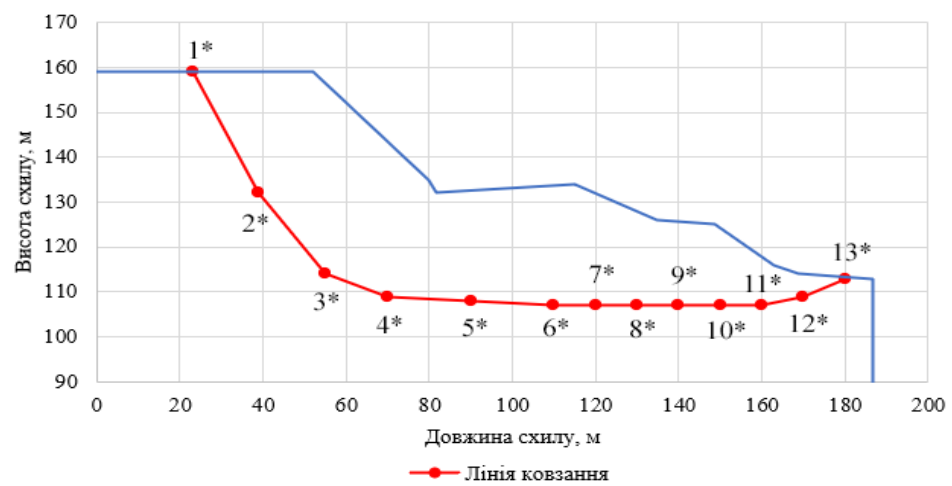
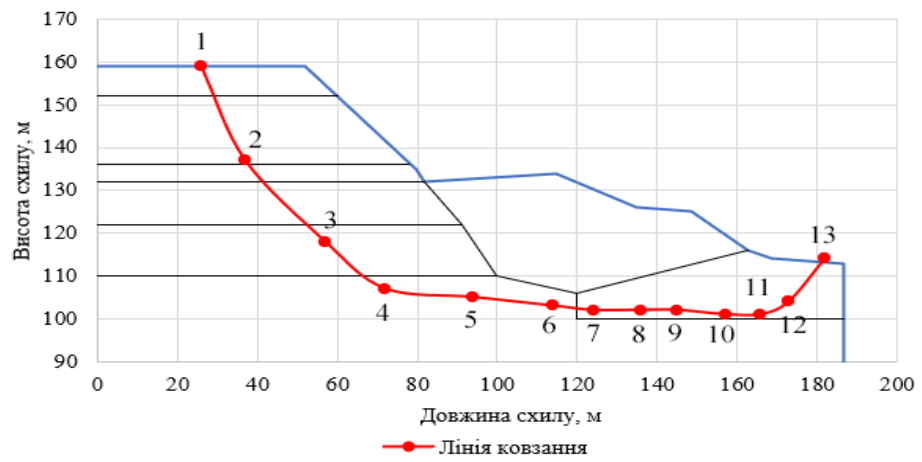


Рисунок 3.4 – Порівняння положення ліній ковзання для природи (а) і чисельної моделі (б)

Таблиця 3.2 – Порівняння фактичної та теоретичної ліній ковзання

№ точки натури	Коорд. x натури	Коорд. y натури	№ точки моделі	Коорд. x моделі	Коорд. y у моделі	Δx (%)	Δy (%)
1	26	159	1*	23	159	11,53	0
2	37	137	2*	39	132	-5,40	3,64
3	57	118	3*	53	114	7,07	3,38
4	72	107	4*	68	109	5,55	-1,86
5	94	105	5*	90	108	4,25	-2,85
6	114	103	6*	106	107	7,01	-3,88
7	124	102	7*	118	107	4,83	-4,90
8	136	102	8*	129	107	5,14	-4,90
9	145	102	9*	140	107	3,44	-4,90
10	157	101	10*	152	107	3,14	-5,94
11	166	101	11*	160	107	3,61	-5,94
12	173	104	12*	172	109	0,57	-4,80
13	182	113	13*	180	113	1,09	0,87

Аналізуючи положення координат точок на лініях ковзання натури і моделі (рисунок 3.4, таблиця 3.2), слід відзначити, що розбіжність між ними знаходиться в межах 0-12%. Це свідчить про те, що програмний продукт Phase2 з використанням модифікованого критерію руйнування Кулона-Мора, обраний для дослідження ґрунтового схилу Тунельної балки, дозволяє адекватно оцінити її напружено-деформований стан.

3.3. Математичне моделювання схилу Тунельної балки

3.3.1. Загальні відомості

Згідно з даними, наданими ТОВ НВП «НДПНТБ», схил Тунельної балки складається з 4-х ділянок: верхньої слабологої (ухил 1-5 градусів), верхньої крутої (15-40 градусів), середньої погогої (ухил 12-16 градусів) та нижньої ділянок (ухил 45-60 градусів).

Згідно з матеріалами звіту, найважливіші природні (геологічна будова району, його рельєф, кліматичні умови) та техногенні фактори (будівництво залізниці та тунелю, розкриті ґрунти в середній та нижній частинах схилу) зумовили розвиток зсувних процесів [15].

Для встановлення закономірності впливу кута внутрішнього тертя φ та зчеплення c в геологічних умовах балки Тунельна з використанням програмного продукту Phase2 та модифікованого критерію Кулона-Мора був проведений багатofакторний числовий експеримент.

На рисунку 3.5 наведено геологічний розріз схилу Тунельної балки [12] і його геометрична інтерпретація, необхідні при побудові комп'ютерної моделі.

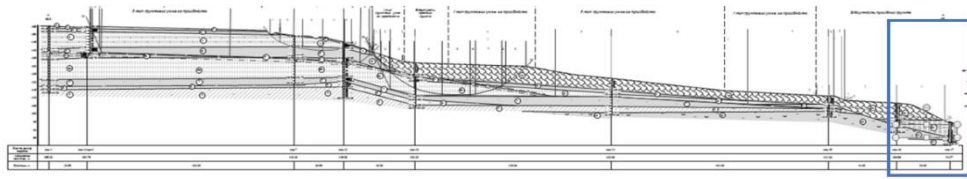


Рисунок 3.5 – Інженерно-геологічний профіль Тунельної балки [81]

Через розташування залізничної колії біля підніжжя схилу, для моделювання розглянуто четверту, тобто нижню ділянку (ухил 45-60 градусів) балки (рисунок 3.5). Довжина нижньої ділянки 40 м, висота 10 м. Ділянка має форму прямокутної трапеції.

Під час експерименту, згідно з оцінкою впливу вологості і низькочастотних коливань на міцнісні характеристики ґрунту та аналізу геометрії схилу, варіювалися кут внутрішнього тертя φ , зчеплення c та кут нахилу схилу α .

Приймаючи до уваги, ділянки схилу Тунельної балки, складені суглинками, що чергуються з такими, що складені супісками, моделювалися дві ситуації: окремо для схилу, що складений суглинистими ґрунтами, і окремо для схилу, що складений супіщаними ґрунтами.

Для обох ситуацій, приймаючи до уваги те, що ґрунтові схили за своєю структурою і геометрією є достатньо неоднорідними, приймався 20%-й діапазон з коливанням від визначених характеристик в обидві сторони.

3.3.2. Чисельне моделювання схилу, який складений суглинистими ґрунтами

Оцінка міцності ґрунтового масиву виконується на основі запропонованого вище лінійного критерію міцності типу Кулона-Мора, який отримано на основі лінеаризації критерію міцності Парчевського-Шашенка (2.18). Це точковий критерій, який дозволяє на основі обчислення у програмному комплексі Phase2 компонентів напружень встановити у кожній точці ґрунтового масиву, що досліджується, величини зсувних напружень еквівалентних одноосьовому напруженому стану (на зсув) - $R_{\tau,екв}$. Якщо $R_{\tau,екв} < R_{\tau}$, то ґрунтовий масив у цій точці не є порушеним, якщо ж $R_{\tau,екв} > R_{\tau}$, то ґрунтовий масив є порушеним, при $R_{\tau,екв} = R_{\tau}$ маємо стан граничної рівноваги. Сукупність точок ґрунтового масиву, де $R_{\tau,екв} = R_{\tau}$ дає можливість виявити зону можливого руйнування, тобто у нашому випадку - лінію ковзання.

Відношення R_{τ} до $R_{\tau,екв}$ це і є коефіцієнт стійкості:

$$k_{ст} = \frac{R_{\tau}}{R_{\tau,екв}} \leq 1 \quad (3.1)$$

В чисельному моделюванні, зокрема, при застосуванні методу скінчених елементів і реалізації його в програмному продукті Phase2 для визначення запасу міцності використовується процедура зниження зсувної міцності (Shear Strength Reduction), детально описана в [54]. Згідно з цією процедурою в якості коефіцієнта запасу міцності використовується мінімальний коефіцієнт зниження міцнісних параметрів (SRF), що призводить до колапсу скінченоелементної моделі в математичному сенсі, тобто розходження системи лінійних рівнянь, до якої зводяться основні диференційні рівняння суцільного середовища.

Нижче приведені результати моделювання частини схилу Тунельної балки з використанням двох підходів.

На першому етапі використовується класичний критерій критерій Кулона-Мора (2.5), який не враховує початковий напружений стан ґрунтового масиву, що складає схил. Тобто в якості вхідних даних взяті характеристики міцності, що отримані безпосередньо з випробувань ґрунтів на приладі одноплощинного зрізу. Рисунок 3.6 демонструє картину розподілу деформацій в масиві та потенційну лінію ковзання, яка асоціюється з геометричним місцем точок локалізації максимальних зсувних деформацій.

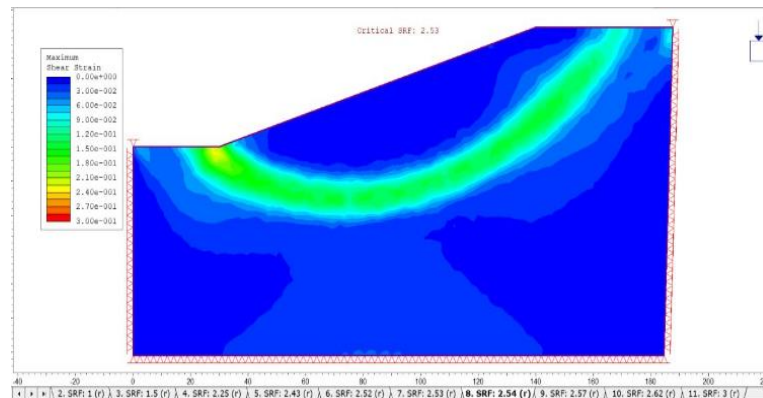


Рисунок 3.6 – Розподіл потенційних максимальних деформацій зсуву (лінія ковзання) при значеннях зчеплення та кута внутрішнього тертя, отриманих з випробувань зразків ґрунту

З використанням класичного критерію Кулона-Мора та безпосередньо експериментальних значень кута внутрішнього тертя та зчеплення отримано, що коефіцієнт запасу стійкості (SRF) змодельованого схилу становить 2,53.

На другому етапі використовується критерій Кулона-Мора з модифікованими характеристиками міцності (2.18), що обчисленні вище з урахуванням $\frac{\gamma H}{R_c} = 2,15$ (рисунок 2.5.) При моделюванні також аналізуються максимальні зсувні деформації і геометричне місце цих деформацій, яке

асоціюється з лінією ковзання, що виникає в ґрунтовому масиві при потенційному зменшенні міцності в 2,15 разів (рисунок 3.7.).

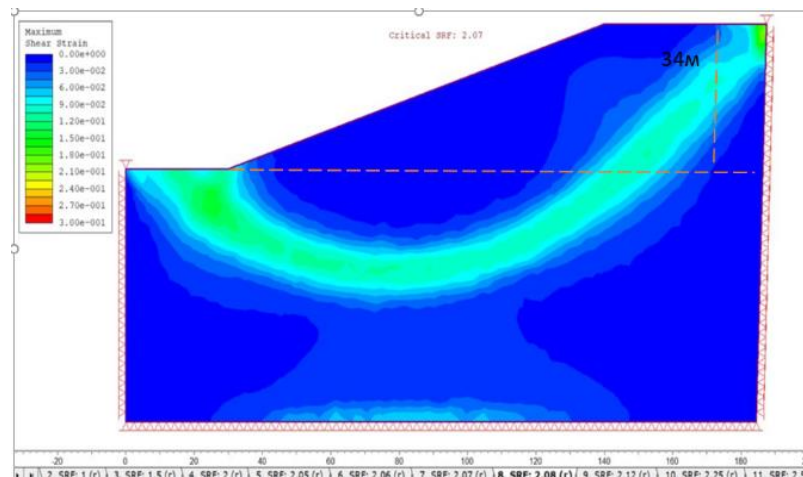


Рисунок 3.7 – Розподіл потенційних максимальних деформацій зсуву (лінія ковзання) при модифікованих значеннях зчеплення та кута внутрішнього тертя

Аналіз показує, що потенційна лінія ковзання має той самий вигляд, що й лінія ковзання на рисунку 3.6, але коефіцієнт запасу стійкості тут менше і становить $SRF=2,07$.

Таким чином, введення в розрахунок модифікованого критерію Кулона-Мора, де характеристики міцності визначаються напруженим станом ґрунтового масиву, дає менш оптимістичний результат щодо стійкості укосу ($SRF=2,07$ проти $SRF=2,53$). Тобто неврахування особливостей деформування ґрунтового масиву під дією власної ваги і використання міцнісних характеристик, визначених тільки з випробувань зразків, призводить до переоцінки стійкості укосу, принаймні на 22%, як слідує з наведеного прикладу.

Всі подальші розрахунки для реального об'єкту (схилу Тунельної балки) здійснювались на основі модифікованого критерію міцності Кулона-Мора, в якому умовні характеристики міцності (кут внутрішнього тертя φ' та зчеплення c') визначаються з урахуванням напруженого стану ґрунтового

масиву. Крім того, ці показники уточнені з одночасним урахуванням вологості ґрунту на рівні 22% та динамічного навантаження від руху поїздів при віброприскоренні 4 м/с^2 .

Під час чисельного моделювання схилу, складеного суглинистими ґрунтами, варіювалися кут внутрішнього тертя φ в діапазоні $15^\circ - 30^\circ$ ($15^\circ, 25^\circ, 30^\circ$); зчеплення c в діапазоні 10 кПа–30 кПа (10 кПа, 20 кПа, 30 кПа) та кут нахилу схилу α в діапазоні $35^\circ - 55^\circ$ ($35^\circ, 45^\circ, 55^\circ$). Питома вага суглинистого ґрунту γ , з огляду на достатню стабільність цієї величини, була прийнята сталою, такою, що дорівнює 17 кН/м^3 . Модуль загальної деформації приймався рівним 16,0 кПа.

Основою для визначення меж коливань параметрів кута внутрішнього тертя φ та питомого зчеплення C стали дані впливу на них вологи W і частоти коливань f , отримані в роботах О. С. Коврова [22-24] і Н. М. Шепель [25-27], а також дані лабораторних випробувань, наведені вище у Розділі 2.

На основі геометричної інтерпретації схилу Тунельної балки і його геології (суглинисті і супіщані ґрунти) побудовано скінченоеlementну модель (рисунок 3.8), на основі якої в межах коливань механічних властивостей і кута нахилу поверхні схилу в програмному комплексі Phase2 виконані багатофакторні розрахунки напружено-деформованого стану об'єкту.

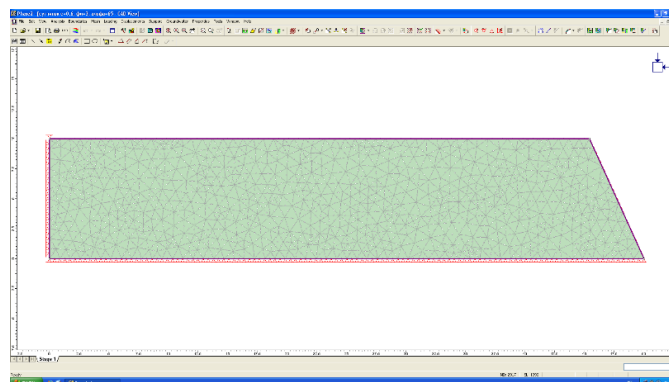


Рисунок 3.8 – Скінченоеlementна модель нижньої ділянки схилу
Тунельної балки

На рисунку 3.9 наведено показники коефіцієнта запасу стійкості при куті нахилу схилу $\alpha = 35^\circ$ при варіюванні кута внутрішнього тертя φ та зчеплення c .

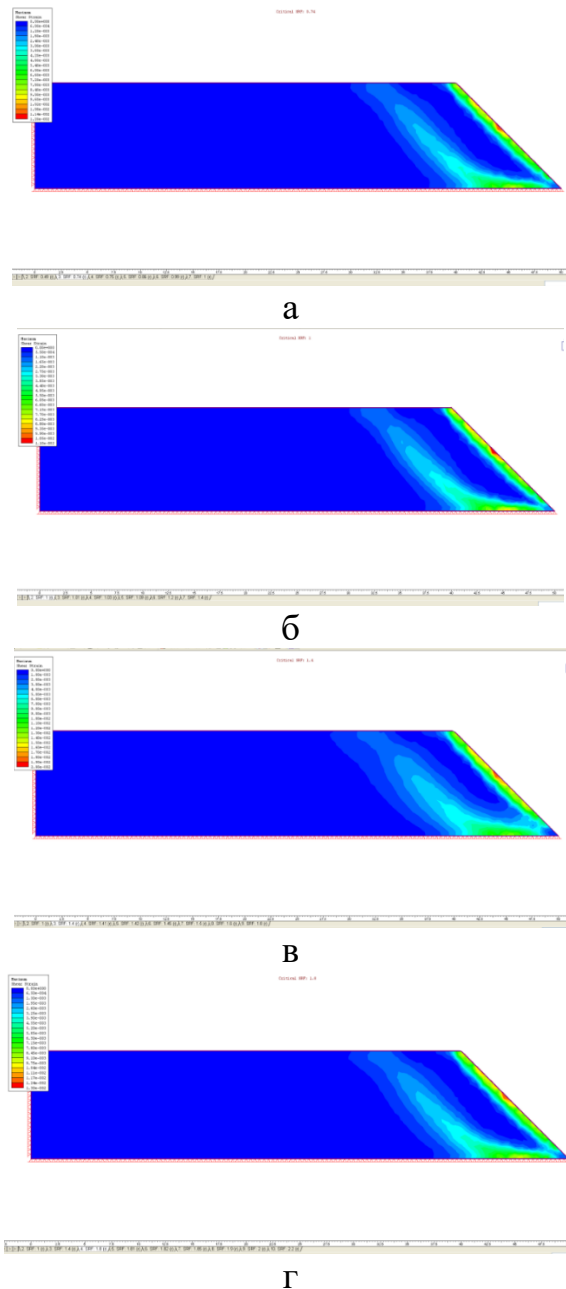


Рисунок 3.9 – Показники коефіцієнта запасу стійкості при куті нахилу схилу $\alpha = 35^\circ$, складеного суглинистим ґрунтом: а) при куті внутрішнього тертя $\varphi = 15^\circ$, при зчепленні $c = 10$ кПа; б) при куті внутрішнього тертя $\varphi = 15^\circ$, при зчепленні $c = 30$ кПа; в) при куті внутрішнього тертя $\varphi = 30^\circ$, при зчепленні $c = 10$ кПа; г) при куті внутрішнього тертя $\varphi = 30^\circ$, при зчепленні $c = 30$ кПа.

На рисунку 3.10 наведено показники коефіцієнта запасу стійкості при куті нахилу схилу $\alpha = 45^\circ$ при варіюванні кута внутрішнього тертя φ та зчеплення C .

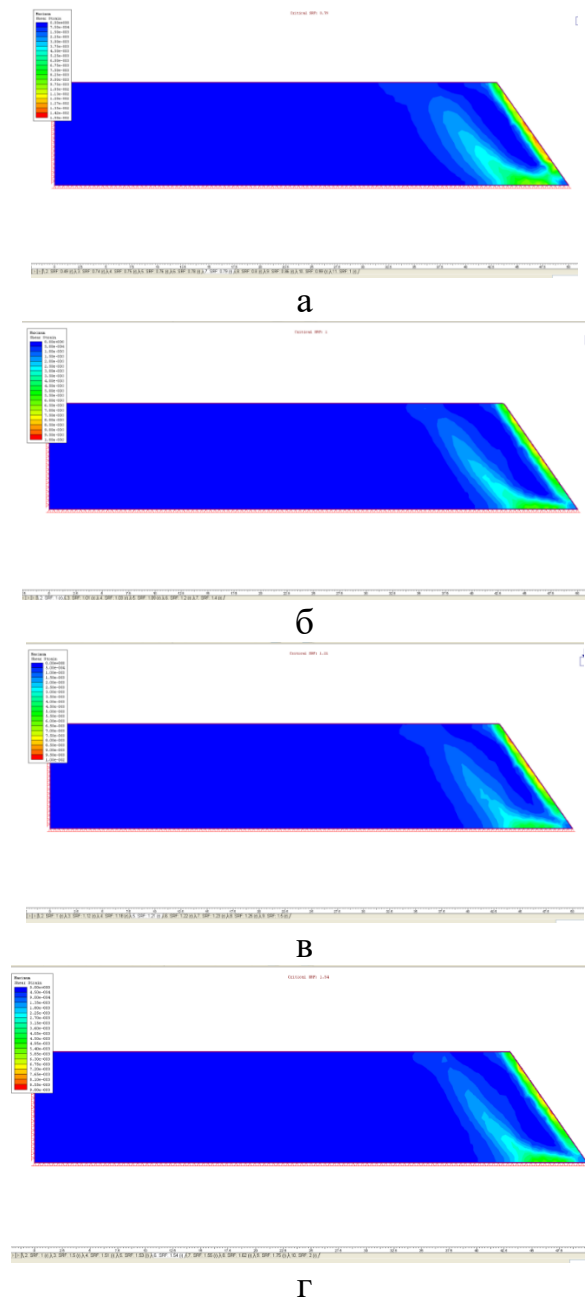


Рисунок 3.10 – Показники коефіцієнта запасу стійкості при куті нахилу схилу $\alpha = 45^\circ$, складеного суглинистим ґрунтом: а) при куті внутрішнього тертя $\varphi = 15^\circ$, при зчепленні $c = 10$ кПа; б) при куті внутрішнього тертя $\varphi = 15^\circ$, при зчепленні $c = 30$ кПа; в) при куті внутрішнього тертя $\varphi = 30^\circ$, при зчепленні $c = 10$ кПа; г) при куті внутрішнього тертя $\varphi = 30^\circ$, при зчепленні $c = 30$ кПа.

На рисунку 3.11 наведено дечкі фрагменти моделювання схилу при куті нахилу схилу $\alpha = 55^\circ$ та варіюванні кута внутрішнього тертя φ і зчеплення c .

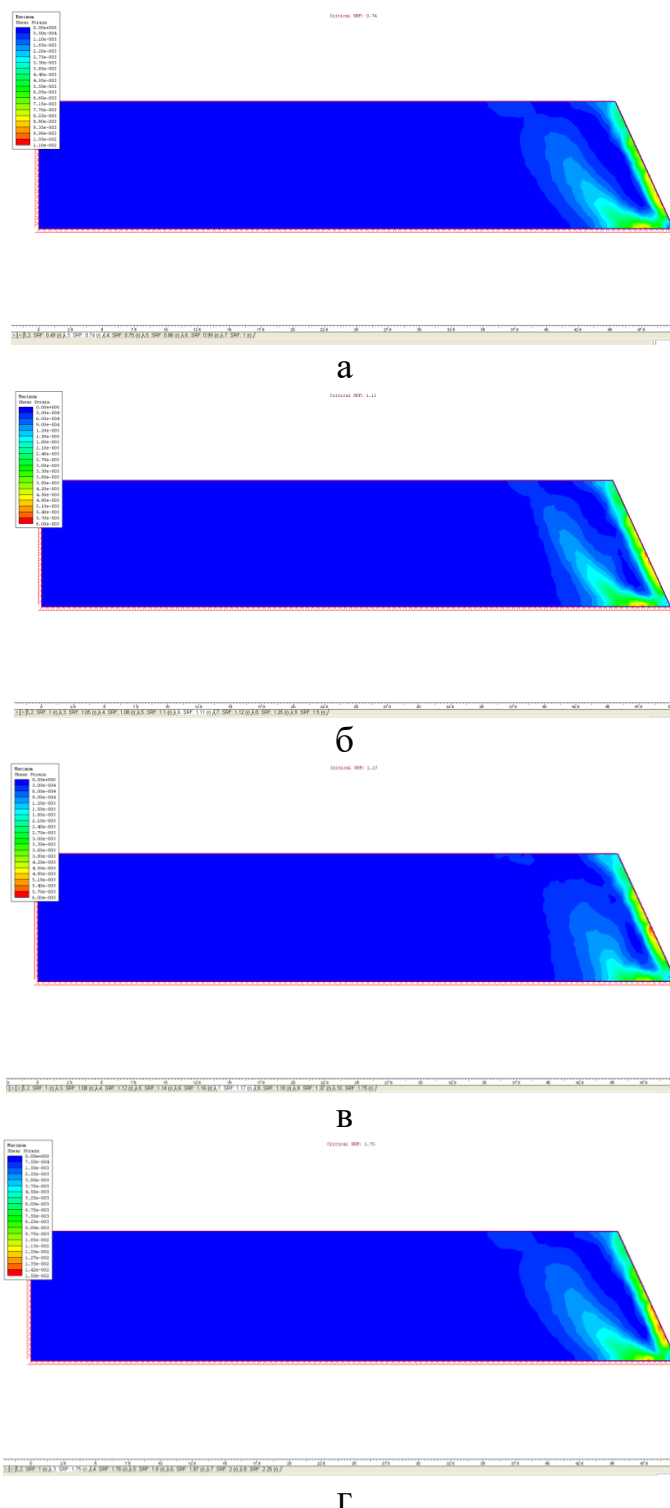


Рисунок 3.11 – Показники коефіцієнта запасу стійкості при куті нахилу схилу $\alpha = 55^\circ$, складеного суглинистим ґрунтом: а) при куті внутрішнього тертя $\varphi = 15^\circ$, при зчепленні $c = 10$ кПа; б) при куті внутрішнього тертя $\varphi = 15^\circ$, при

зчепленні $c = 30$ кПа; в) при куті внутрішнього тертя $\varphi = 30^\circ$, при зчепленні $c = 10$ кПа; г) при куті внутрішнього тертя $\varphi = 30^\circ$, при зчепленні $c = 30$ кПа.

В таблиці 3.3 наведені узагальнені дані трьохфакторного аналізу коефіцієнту запасу стійкості для суглинистих ґрунтів у програмному комплексі Phase2.

Таблиця 3.3 – Узагальнені дані коефіцієнту запасу стійкості схилу, складеного суглинистим ґрунтом

Зчеплення c , кПа	Кут внутрішнього тертя φ , градуси	Кут нахилу схилу α , градуси	Коефіцієнт запасу стійкості
10	15	35	0,74
20			1
30			1
10	25		1
20			1,19
30			1,4
10	30		1,4
20			1,49
30			1,8
10	15	45	0,79
20			1
30			1
10	25		1
20			1,08
30			1,5
10	30		1,21
20			1,5
30			1,54
10	15	55	0,74
20			0,98
30			1,11
10	25		1
20			1,11
30			1,5
10	30		1,17
20			1,36
30			1,75

Коефіцієнт стійкості залежить від декількох основних параметрів: зчеплення - c , кута внутрішнього тертя - φ , вологості - w , динамічних впливів - f , кута нахилу схилу - α та питомої ваги ґрунту - γ .

Вплив об'ємної ваги γ проявляється у тому, що зі зростанням цього показника збільшується власна маса ґрунтового масиву та, відповідно, зсувні сили вздовж потенційної поверхні ковзання. Це, як правило, призводить до зменшення коефіцієнта запасу стійкості. Водночас для суглинків цей ефект виражений помірно, оскільки підвищення нормального тиску одночасно збільшує і сили опору зсуву за рахунок тертя. Таким чином, стійкість укосів із суглинків у меншій мірі чутлива до зміни об'ємної ваги, яка коливається у незначних межах, ніж до зміни міцнісних параметрів. З огляду на це, варіювання об'ємної ваги суглинного ґрунту γ у ході експериментальних досліджень не є принципово необхідним, оскільки даний параметр змінюється у відносно вузьких межах і не чинить визначального впливу на формування критичного стану порівняно зі зміною кута внутрішнього тертя та зчеплення.

Вплив ступеня зволоження ґрунтового масиву w і динамічного впливу f закладено у критерій міцності (2.16, 2.17). Таким чином варіюванню підлягають три величини: $c(w, f)$, $\varphi(w, f)$ та α .

В системах координат, де попарно змінюються аргументи $c(w, f)$, $\varphi(w, f)$ та α , коефіцієнт стійкості схилу є функцією цих аргументів і геометрично представляє собою поверхню, кожна точка якої і є тим самим граничним коефіцієнтом стійкості, що відповідає конкретній інженерно-геологічній ситуації.

Згідно з таблицею 3.3 побудовані 3D-поверхні у програмному комплексі Surfer, які характеризують:

- залежність коефіцієнта запасу стійкості (вісь z) від зчеплення c (вісь x) та кута внутрішнього тертя φ (вісь y) при куті нахилу схилу $\alpha = 35^\circ$ для суглинків (рисунок 3.12);
- залежність коефіцієнта запасу стійкості (вісь z) від зчеплення c (вісь x) та кута внутрішнього тертя φ (вісь y) при куті нахилу схилу $\alpha = 45^\circ$ для суглинків (рисунок 3.13);

- залежність коефіцієнта запасу стійкості (вісь z) від зчеплення c (вісь x) та кута внутрішнього тертя φ (вісь y) при куті нахилу схилу $\alpha = 55^\circ$ для суглинків (рисунок 3.14).

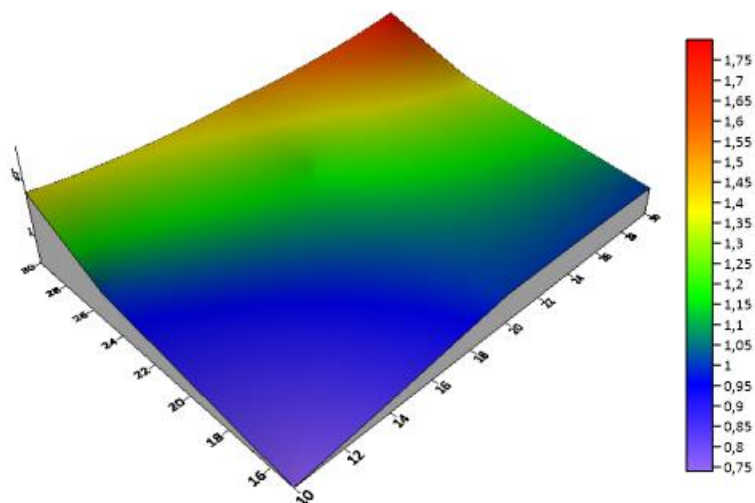


Рисунок 3.12 – Залежність коефіцієнта запасу стійкості (вісь z) від зчеплення c (вісь x) та кута внутрішнього тертя φ (вісь y) при куті нахилу схилу $\alpha = 35^\circ$ для суглинистих ґрунтів

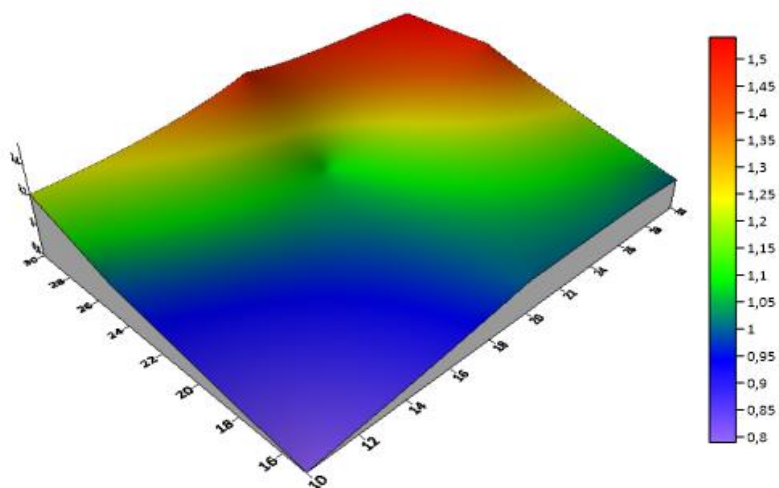


Рисунок 3.13 – Залежність коефіцієнта запасу стійкості (вісь z) від зчеплення c (вісь x) та кута внутрішнього тертя φ (вісь y) при куті нахилу схилу $\alpha = 45^\circ$ для суглинистих ґрунтів

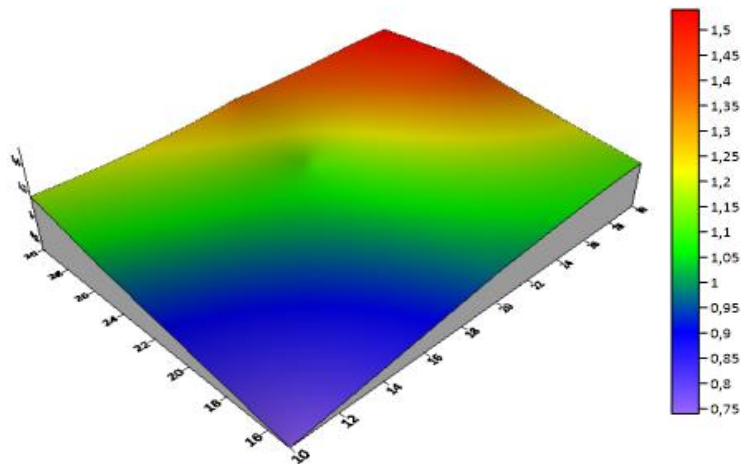


Рисунок 3.14 – Залежність коефіцієнта запасу стійкості (вісь z) від зчеплення c (вісь x) та кута внутрішнього тертя φ (вісь y) при куті нахилу схилу $\alpha = 55^\circ$ для суглинистих ґрунтів

По отриманим даним (рисунки 3.9-3.11, таблиця 3.3) була встановлена кореляційно-регресійна залежність коефіцієнта запасу стійкості (КЗС) від кута внутрішнього тертя φ , зчеплення c та кута нахилу схилу α для суглинистих ґрунтів

$$KЗС = 0,16 + 0,01\alpha + 0,03\varphi - 0,002c \quad (3.2)$$

Коефіцієнт детермінації складає $R^2 = 0,9015$, всі коефіцієнти є значущими за критерієм Стьюдента при рівні значущості $\alpha = 0,05$.

Рівняння (3.2) справедливе при значеннях модуля загальної деформації 16,0 кПа та питомій вазі ґрунту 17 кН/м³, а також при вологості ґрунту на рівні 22% та динамічного навантаження від руху поїздів при віброприскоренні 4 м/с².

Отримані залежності (рисунки 3.12-3.14) дозволяють прогнозувати при відповідному сполученні міцнісних характеристик можливі зсувні процеси, які характеризуються зменшенням запасу міцності до рівня 1 та менше

($K3C \leq 1$). На представлених поверхнях цій ситуації відповідають області синього та фіолетового кольору.

3.3.3. Чисельне моделювання схилу, який складений супіщаними ґрунтами

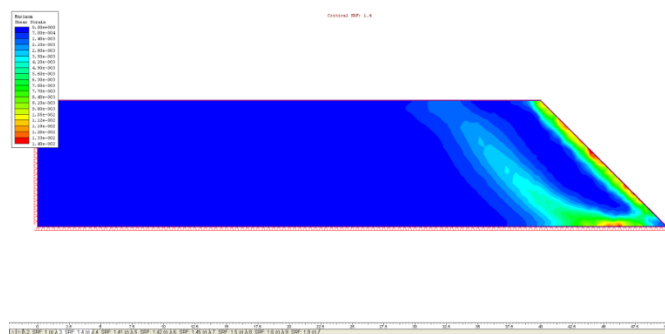
Для супіщаних ґрунтів також було виконано моделювання, однак експериментальних даних, що характеризують зміну параметрів міцності залежно від вологості та низькочастотних вібрацій від руху потягів, відсутні. У зв'язку з цим моделювання має попередній, оцінний характер і засноване на припущеннях, зроблених за аналогією з поведінкою суглинистих ґрунтів.

Як і для суглинистих ґрунтів, для встановлення закономірності впливу кута внутрішнього тертя φ та зчеплення c був проведений чисельний експеримент.

Під час експерименту варіювалися кут внутрішнього тертя φ в діапазоні $15^\circ - 30^\circ$ ($15^\circ, 25^\circ, 30^\circ$), зчеплення c в діапазоні 3 кПа – 7 кПа (3 кПа, 5 кПа, 7 кПа) та кут нахилу схилу α в діапазоні $35^\circ - 55^\circ$ ($35^\circ, 45^\circ, 55^\circ$).

Питома вага супіщаного ґрунту γ була прийнята також сталою величиною 16 кПа. Модуль загальної деформації приймався рівним 17 кН/м^3 .

На рисунку 3.15 наведено показники коефіцієнта запасу стійкості при куті нахилу схилу $\alpha = 35^\circ$ при варіюванні кута внутрішнього тертя φ та зчеплення c .



а

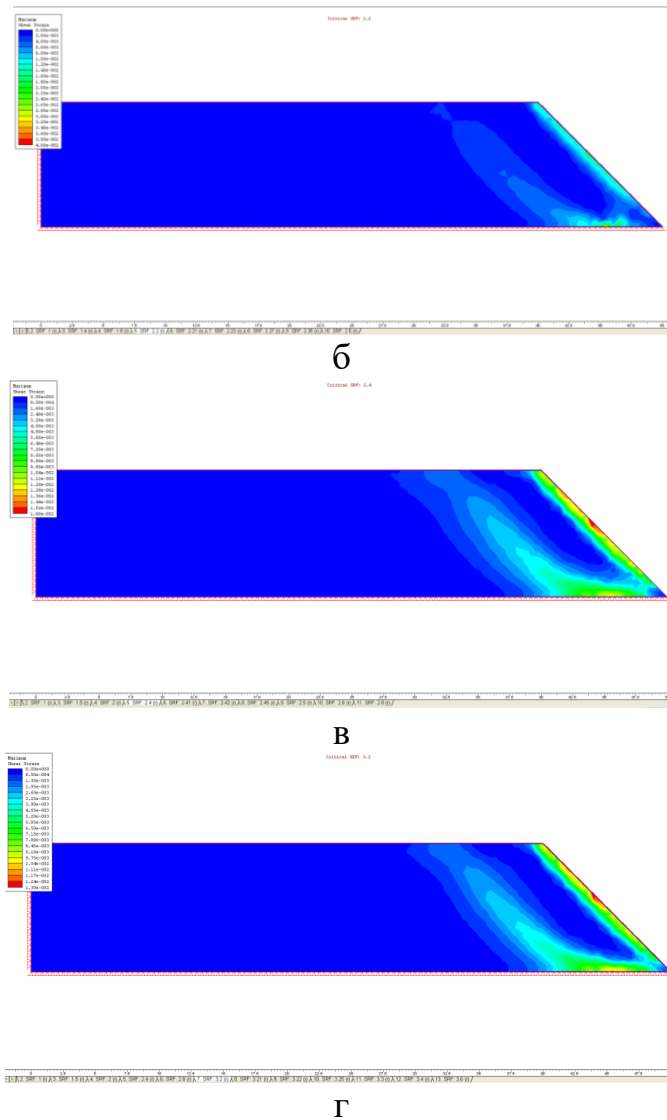


Рисунок 3.15 – Показники коефіцієнта запасу стійкості при куті нахилу схилу $\alpha = 35^\circ$, складеного супіщаним ґрунтом: а) при куті внутрішнього тертя $\varphi = 15^\circ$, при зчепленні $c = 3$ кПа; б) при куті внутрішнього тертя $\varphi = 15^\circ$, при зчепленні $c = 7$ кПа; в) при куті внутрішнього тертя $\varphi = 30^\circ$, при зчепленні $c = 3$ кПа; г) при куті внутрішнього тертя $\varphi = 30^\circ$, при зчепленні $c = 7$ кПа

На рисунку 3.16 наведено показники коефіцієнта запасу стійкості при куті нахилу схилу $\alpha = 45^\circ$ при варіюванні кута внутрішнього тертя φ та зчеплення c .

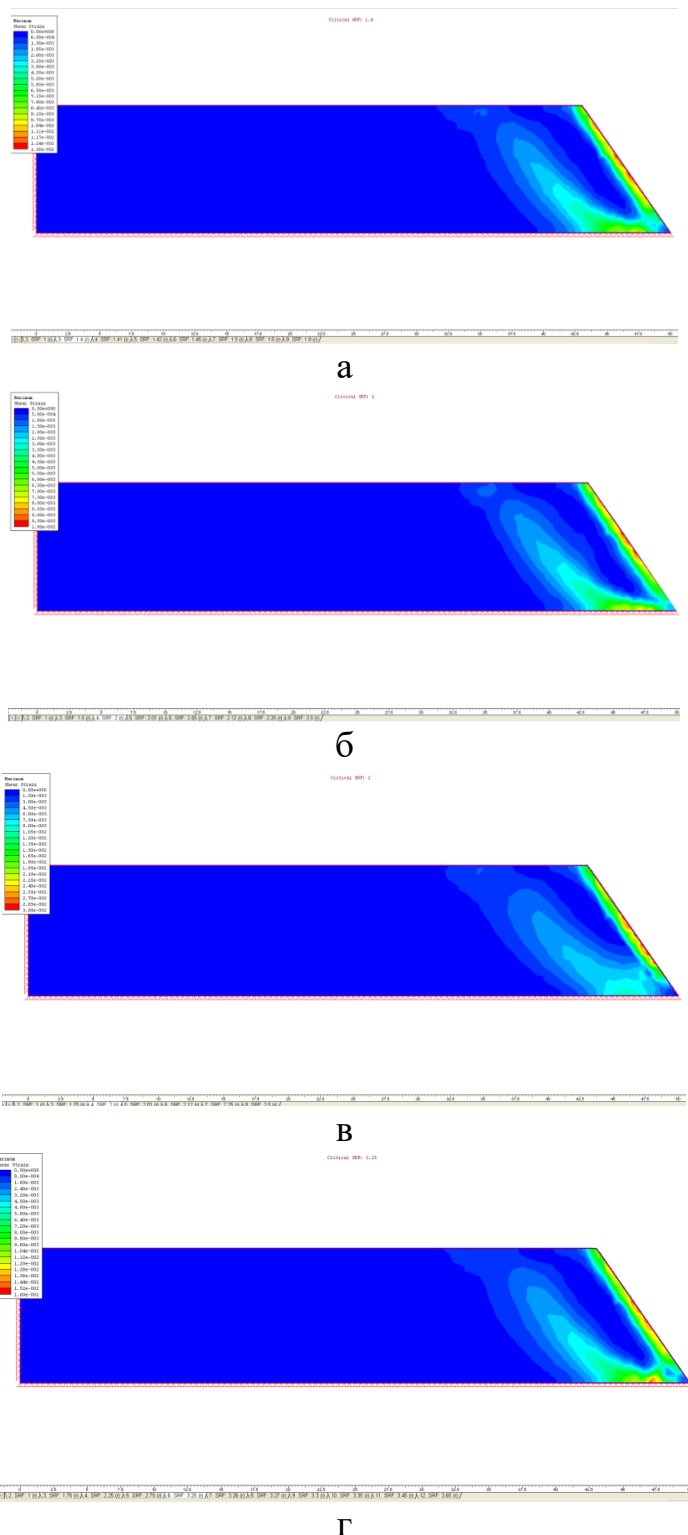


Рисунок 3.16 – Показники коефіцієнта запасу стійкості при куті нахилу схилу $\alpha = 45^\circ$, складеного супіщаним ґрунтом: а) при куті внутрішнього тертя $\varphi = 15^\circ$ при зчепленні $c = 3$ кПа; б) при куті внутрішнього тертя $\varphi = 15^\circ$, при зчепленні $c = 7$ кПа; в) при куті внутрішнього тертя $\varphi = 30^\circ$, при зчепленні $c = 3$ кПа; г) при куті внутрішнього тертя $\varphi = 30^\circ$, при зчепленні $c = 7$ кПа

На рисунку 3.17 наведено показники коефіцієнта запасу стійкості при куті нахилу схилу $\alpha = 55^\circ$ при варіюванні кута внутрішнього тертя φ та зчеплення c .

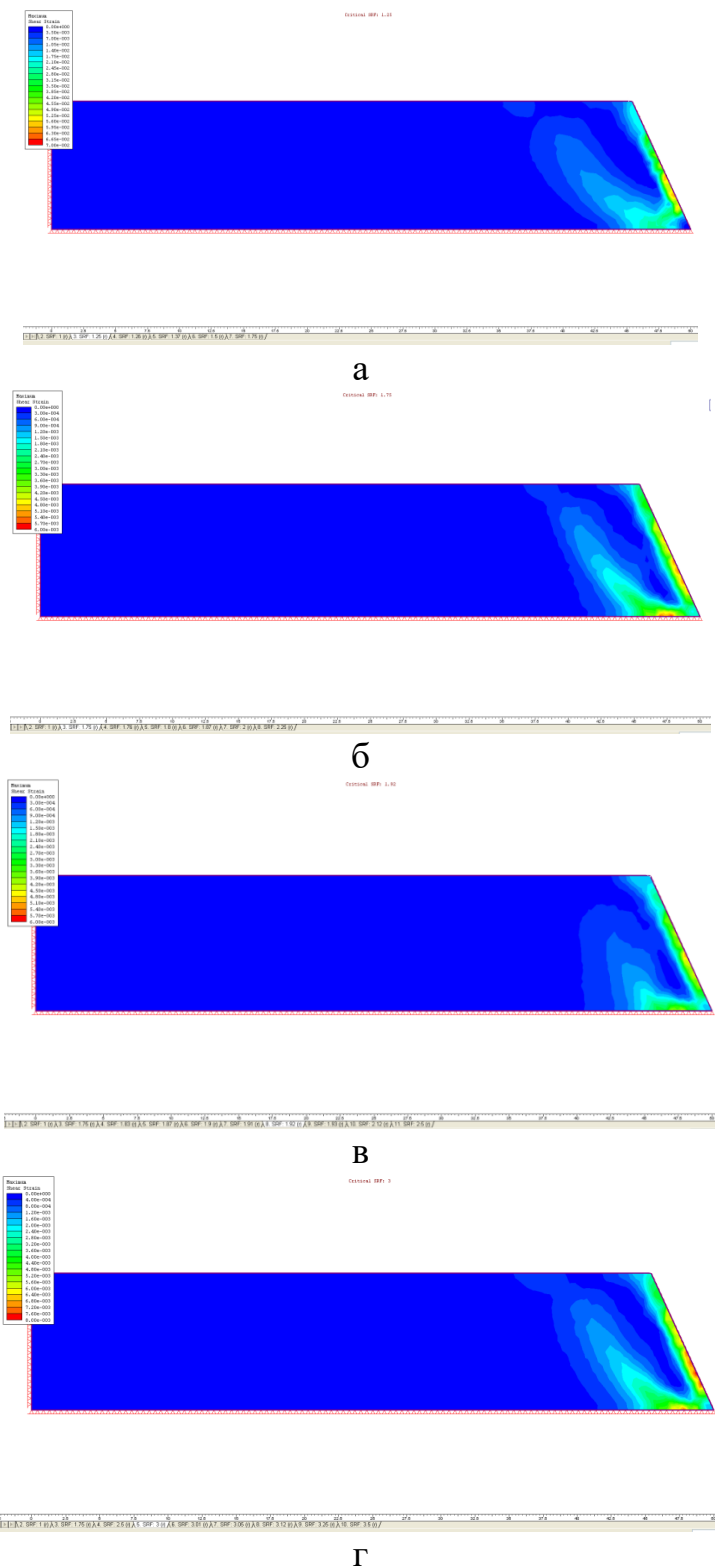


Рисунок 3.17 – Показники коефіцієнта запасу стійкості при куті нахилу схилу $\alpha = 55^\circ$, складеного супіщаним ґрунтом: а) при куті внутрішнього тертя

$\varphi = 15^\circ$, при зчепленні $c = 3$ кПа; б) при куті внутрішнього тертя $\varphi = 15^\circ$, при зчепленні $c = 7$ кПа; в) при куті внутрішнього тертя $\varphi = 30^\circ$, при зчепленні $c = 3$ кПа; г) при куті внутрішнього тертя $\varphi = 30^\circ$, при зчепленні $c = 7$ кПа

В таблиці 3.4 наведені узагальнені отримані дані трьохфакторного коефіцієнту запасу стійкості для супіщаних ґрунтів у програмному комплексі Phase2.

Таблиця 3. 4 – Узагальнені дані коефіцієнту запасу стійкості схилу, складеного супіщаним ґрунтом

Зчеплення c , кПа	Кут внутрішнього тертя φ , градуси	Кут нахилу схилу α , градуси	Коефіцієнт запасу стійкості	
3	15	35	1,4	
5			1,8	
7			2,2	
3	1,9			
5	2,3			
7	2,7			
3	2,4			
5	2,8			
7	3,2			
3	15		45	1,4
5				1,5
7				2
3	1,54			
5	2			
7	3			
3	2			
5	2,75			
7	3,25			
3	15	55		1,25
5				1,36
7				1,75
3	1,75			
5	2,25			
7	2,5			
3	1,92			
5	2,5			
7	3			

Згідно з таблицею 3.4 були побудовані 3D поверхні у програмному комплексі Surfer, а саме:

- залежність коефіцієнта запасу стійкості (вісь z) від зчеплення c (вісь x) та кута внутрішнього тертя φ (вісь y) при куті нахилу схилу $\alpha = 35^\circ$ для супісків (рисунок 3.18);
- залежність коефіцієнта запасу стійкості (вісь z) від зчеплення c (вісь x) та кута внутрішнього тертя φ (вісь y) при куті нахилу схилу $\alpha = 45^\circ$ для супісків (рисунок 3.19);
- залежність коефіцієнта запасу стійкості (вісь z) від зчеплення c (вісь x) та кута внутрішнього тертя φ (вісь y) при куті нахилу схилу $\alpha = 55^\circ$ для супісків (рисунок 3.20).

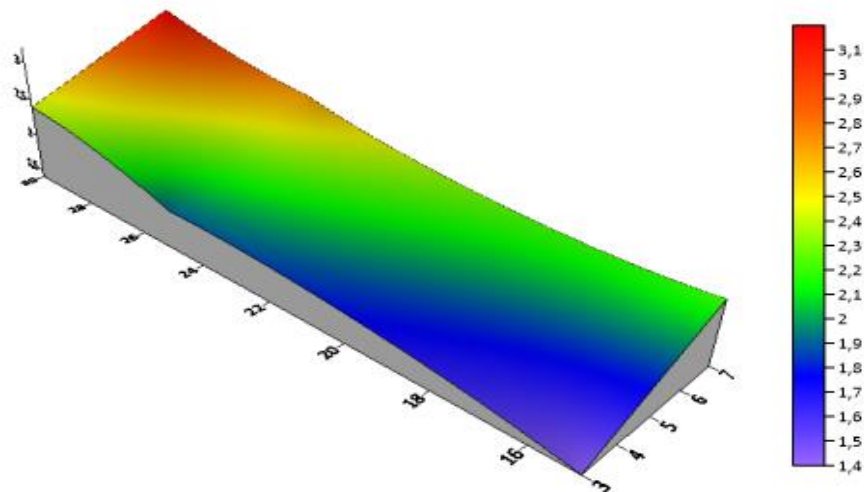


Рисунок 3.18 – Залежність коефіцієнта запасу стійкості (вісь z) від зчеплення c (вісь x) та кута внутрішнього тертя φ (вісь y) при куті нахилу схилу $\alpha = 35^\circ$ для супіщаних ґрунтів

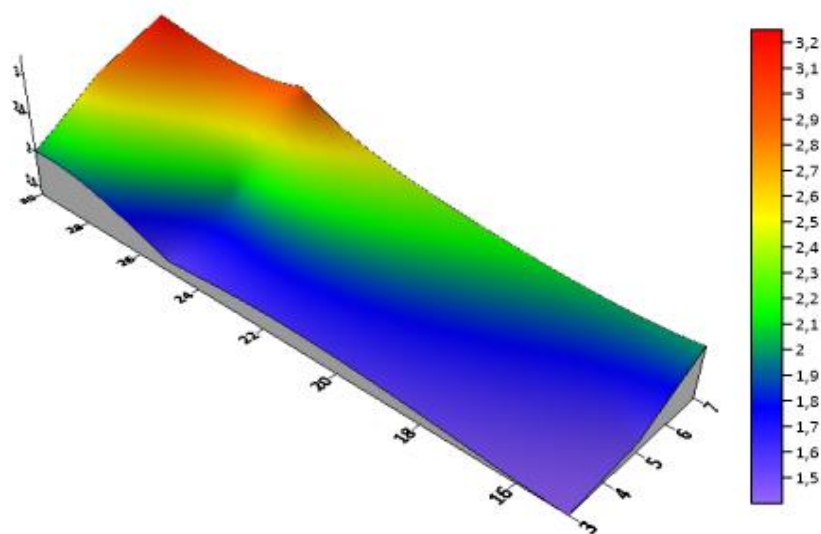


Рисунок 3.19 – Залежність коефіцієнта запасу стійкості (вісь z) від зчеплення c (вісь x) та кута внутрішнього тертя φ (вісь y) при куті нахилу схилу $\alpha = 45^{\circ}$ для супіщаних ґрунтів

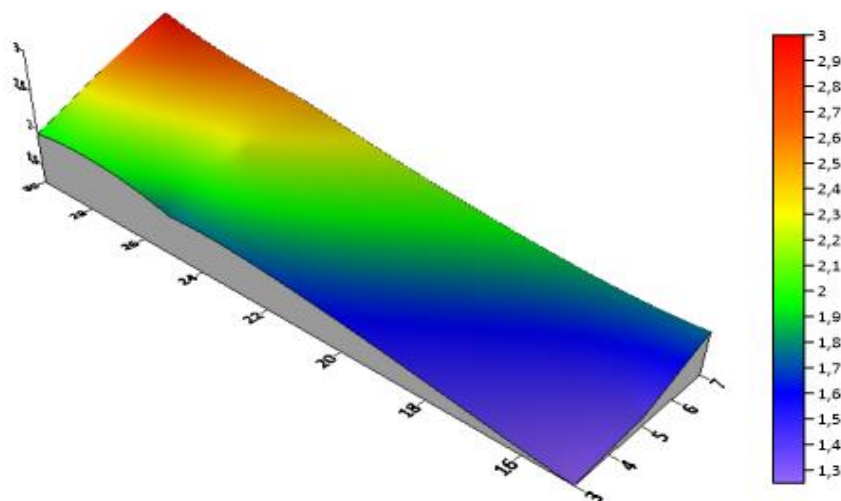


Рисунок 3.20 – Залежність коефіцієнта запасу стійкості (вісь z) від зчеплення c (вісь x) та кута внутрішнього тертя φ (вісь y) при куті нахилу схилу $\alpha = 55^{\circ}$ для супіщаних ґрунтів

По отриманим даним (рисунки 3.15-3.17, таблиця 3.4) була встановлена кореляційно-регресійна залежність коефіцієнта запасу стійкості (КЗС) від кута внутрішнього тертя φ , зчеплення c та кута нахилу схилу α для супіщаних ґрунтів:

$$KЗС = 0,09 + 0,22\alpha + 0,06\varphi - 0,01c \quad (3.3)$$

Коефіцієнт детермінації складає $R^2 = 0,9351$, всі коефіцієнти є значущими за критерієм Стюдента при рівні значущості $\alpha = 0,05$. Рівняння (3.3) справедливе при значеннях модуля загальної деформації 16,0 кПа та питомій вазі ґрунту 17 кН/м³, а також при вологості ґрунту на рівні 22% та динамічного навантаження від руху поїздів при віброприскоренні 4 м/с².

Результати моделювання свідчать про високу чутливість моделей напружено-деформованого стану суглинистих та супіщаних схилів до змін як механічних, так і геометричних параметрів, а побудовані поверхні можуть слугувати ефективним інструментом для оперативного прогнозування стійкості в інженерно-геологічних умовах. Виявлені критичні комбінації параметрів доцільно враховувати при проектуванні захисних споруд для забезпечення стійкості схилів Тунельної балки.

3.4. Висновки за третім розділом

1. Виконано аналіз методичних підходів до побудови і дослідження геомеханічних моделей, в результаті чого обрано підхід «від зворотного», який дозволяє при відомих граничних параметрах адекватно оцінювати фізико-механічні властивості ґрунтів, що складають, схил, і на цій основі встановлювати закономірності розподілу напружено-деформованого стану ґрунтових масивів.

2. Показано, що геомеханічна модель, заснована на використанні критерію Кулона-Мора, модифікованого на основі лінеаризації нелінійного критерію руйнування Парчевського-Шашенка, дає оцінку міцності ґрунтового

схилу, яка є на 22% меншою в порівнянні з моделлю, що заснована на використанні класичного критерію Кулона-Мора без урахування впливу напруженого стану ґрунтового масиву на фізико-механічні властивості матеріалу. Таким чином, запропонована модифікація критерію Кулона-Мора запобігає отриманню надлишково оптимістичних оцінок стійкості ґрунтових схилів.

3. Проведене комп'ютерне моделювання стійкості схилів із суглинистих та супіщаних ґрунтів дозволило встановити залежність коефіцієнта запасу стійкості (КЗС) від основних фізико-механічних параметрів ґрунту: кута внутрішнього тертя φ , зчеплення c та кута нахилу схилу α .

4. Виявлено, що зі збільшенням кута внутрішнього тертя φ та зчеплення c , КЗС зростає, що підтверджує їхній суттєвий вплив на загальну стійкість схилів. Водночас збільшення кута нахилу схилу α призводить до зменшення КЗС, що вказує на підвищений ризик зсувних процесів при крутих укосах.

5. Аналіз отриманих 3D-моделей показав, що суглинисті ґрунти демонструють нижчі значення КЗС порівняно з супіщаними за однакових умов, що вказує на їхню більшу схильність до зсувів.

6. Вперше для геологічних умов Тунельної балки встановлені кореляційно-регресійні залежності КЗС від кута внутрішнього тертя φ , зчеплення c та кута нахилу схилу α для суглинистих та супіщаних ґрунтів, які дозволяють враховувати одразу три параметри, що впливають на стійкість схилів з урахуванням кліматичних змін та низькочастотних вібрацій від руху потягів. Отримані залежності можуть бути використані як прогностичні моделі для оцінки стійкості природних та техногенних схилів у схожих геологічних умовах, а також для розробки інженерних заходів зі стабілізації схилів з нестійкими ґрунтами.

7. За темою досліджень, виконаних в Розділі 3, опубліковано 1 статтю [54], яка індексується у наукометричній базі Scopus.

РОЗДІЛ 4

ВИБІР КОНСТРУКЦІЇ І РОЗРАХУНОК ПАРАМЕТРІВ КОНСТРУКЦІЇ, ЩО ЗАБЕЗПЕЧУЄ СТІЙКІСТЬ ҐРУНТОВОГО СХИЛУ

4.1. Способи забезпечення стійкості ґрунтових схилів

Ознаками того, що ґрунтових схил потребує укріплення є наступні:

- видима міграція часток ґрунту,
- вимиті водою канавки,
- осипання,
- наявність підтікання часток ґрунту біля підніжжя схилу після зливи.

Для забезпечення стійкості ґрунтових схилів, попередження зсувів існує низка інженерних рішень. Їх реалізація залежить, головним чином, від призначення, завдяки чому вони різняться як за матеріалом, так і за конструкцією [81]. Достатньо умовно всі засоби за умови використання тих чи інших матеріалів можна поділити на три групи

- природні,
- геоматеріали,
- підпірні та підсилюючі конструкції.

Природні матеріали - це, як правило, різновиди рослинності, які пристосовують для закріплення ґрунтових схилів. Укріплення схилів являє собою низку дій, що направлені на захист похилих ділянок від оповзання ґрунту. Щоб попередити ерозію ґрунту внаслідок негативного впливу вітру, опадів і перепаду температур на поверхні схилу створюють спеціальний армований верхній шар. Коріння пронизує ґрунт і завдяки такому укріпленню підвищує його стійкість до оповзання.

Для цього використовують різні види рослинного світу (дерева, чагарники, газонні трави), вибір яких залежить від таких характеристик об'єкту, як:

- особливості рельєфу,

- кут нахилу поверхні схилу,
- кліматичні умови регіону,
- рівень техногенних навантажень.

Цей вид закріплення використовують для невеликих ділянок з кутом нахилу до 55 градусів. При більших кутах нахилу використовують газонні трави в комбінації з георешітками.

Геоматеріали - це матеріали різного походження (цемент, природне каміння, цегла, текстиль, сталь, скловолокно, полімери тощо), які використовують у геотехніці для підвищення стійкості ґрунтових схилів.

Основними геоматеріалами є наступні: георешітки, геосітки, геотекстиль, геомембрани, геокомпозити.

Георешітки - це сотова конструкція (пласка або об'ємна) з поліетиленових стрічок, що з'єднані між собою міцними зварювальними швами, яка у робочому вигляді являє собою стійкий каркас в горизонтальному і у вертикальному напрямках. За допомогою цього каркасу фіксуються різні наповнювачі - щебінь, ґрунт, бетон, кварцовий пісок тощо. Високі стінки георешіток дозволяють заключати в себе також і крупнозернистий матеріал.

Об'ємні георешітки являють собою гнучкий модуль, який складається з полімерних стрічок, що утворюють тривимірну сотову конструкцію з заданими геометричними параметрами.

Геосітка являє собою плоский полімерний рулонний матеріал з сітчастою структурою, яка створена еластичними ребрами з міцних ниток. Ці ребра скріплюються у вузлах переплетенням або склеюванням з утворенням сотової структури. Розрізняють одновісні і двухвісні сотові структури. Перші мають ромбоподібну форму і призначені для використання їх в умовах підвищених навантажень. Другі мають прямокутну форму сотової структури і призначені для використання на слабких ґрунтах.

Геотекстиль являю собою нетканий матеріал із синтетичних або натуральних полімерів у вигляді плоских стрічок або тривимірних структур, що забезпечує його міцність, ізотропність, а також стійкість до різного роду

хімічним сполукам. Цей матеріал виконує функцію армування і здатен витримувати великі навантаження при відносно невеликих деформаціях. Геотекстиль виконує функцію розділення шарів ґрунту, що дозволяє підвищити несучу здатність основ та ґрунтових схилів.

Перспективними геоматеріалами, які використовують для підвищення стійкості схилів є геомати і геокомпозити.

Геокомпозити являють собою поєднання різних геосинтетичних матеріалів. Композиційні матеріали великої міцності складаються з полімерної матриці, яка виконує роль зв'язуючого, і складової, що армує конструкцію. При цьому створюються новий матеріал з новими властивостями, який поєднує в собі характеристики обох складових геоматеріалів. Найбільш поширеними геокомпозитами є поєднання геотекстилю і георешіток або геосіток, а також поєднання геотекстилю а спеціальної дренажної системи. Одним з них є геокомпозитів є двохшарові фільтри з жорстким каркасом між ними з полімерної геосітки або менш жорстким каркасом з високопористого нетканого матеріалу.

Геомат являє собою рулонний матеріал, який є композитом. Він складається з геосітки і штучного полімеру об'ємної форми. Це міцна конструкція з функцією драпіровки, що дозволяє конструкції знаходитись у постійному контакті з ґрунтом. Геомати використовують для створення усталеного рослинного покриття з метою зменшення ерозійних процесів і у разі необхідності відводу великої кількості води.

Геомембранами називають суцільні щільні рулонні матеріали, товщиною від 0,5 до 5 мм. Вони широко використовуються для створення гідроізолюючих прошарок, а також з метою зниження величини активних зсувних напружень за рахунок гладкого контакту з шарами, що залягають нижче.

За структурою полотна геомембрани можуть бути одношаровими, двох- або тришаровими. За характером поверхні геомембрани виготовляють гладкими або текстурованими. За профілем полотна геомембран розрізняють

пласкі і профільовані. За способом з'єднання окремих полотен геомембрани підрозділяють на зварювальні і клеєні. Відмінною рисою геомембран є високий ступінь подовження при навантаженнях і довговічність. Поєднання цих двох якостей дозволяє використовувати їх при усіх видах будівництва.

Георешітка є одним із найбільше перспективних геосинтетичних матеріалів. Її особливість - стійкість по відношенню до негативних змін зовнішнього середовища, впливу різних кислот тощо. Георешітки використовують для укріплення природніх ґрунтових схилів та відкосів насипних споруд. Армуючий ефект георешіток, особливо об'ємних, заснований на їх здатності сприймати напруження, що розтягують, працювати сумісно з середовищем, яке зміцнюється, попереджаючи зміщення ґрунту у горизонтальній площині [15, 82]. Перфоровані стінки георешіток покращують дренажні властивості конструкції, що забезпечує активний ріст рослинності. Ті чи інші конструкції георешіток слід вибирати в залежності від конкретних умов їх використання. Так, на пологих схилах зі слабким ґрунтом слід використовувати георешітки з великими ячійками. Круті ж схили потребують георешіток з меншим розміром ячійок.

Процес укладки георешітки складається з декількох етапів. Матеріал укладається пошарово, ячейки заповнюються рослинним ґрунтом з висівкою семян, піском або щебенем. Рослинність створює щільну сітку в глибині ґрунту, скріплюючи тим самим схил і попереджаючи ерозію його поверхневого шару. Перфорація дозволяє воді рівномірно проникати в ґрунт, покращуючи дренаж. Закріплення геоканвасу на поверхні схилу здійснюється за допомогою анкерних систем, які можуть бути сталевими, полімерними або композитними.

В складних інженерно-гідрогеологічних умовах на поверхні схилу під георешіткою рекомендують створювати захисний шар або зворотній фільтр з геотекстильних матеріалів. Створення такого шару(фільтру) є обов'язковим при:

- укріпленні підтоплюваних схилів (зворотній фільтр),

- укріпленні непідтоплюваних схилів, що складені водостійкими, але такими, що легко піддаються розмиву, ґрунтами (захисний шар)
- наявності водоносних горизонтів, що виклинюються зворотній фільтр) [15, 82].

Як витікає з розглянутого огляду геоматеріалів, передбачається їх використання для самих різноманітних інженерно-геологічних умов. В роботі К. Причини [12] для ґрунтових умов м. Дніпро найбільш поширеною є проблема оповзання схилів в умовах відсутності відтоку води та перезволоження ґрунтів, особливо пілувато-глинистих і лесових, що змінюють свої властивості в процесі водонасичення. В роботі на основі використання геокомпозитних матеріалів запропоновано сумістити властивості георешіток і геомембран с кріпленням останньої за допомогою анкерних систем. В якості заповнювача для георешіток рекомендовано використовувати крупнофракційний заповнювач. Така комбінація геосинтетичних матеріалів одночасно буде виконувати утримуючу функцію, попереджаючи суфозію та опливання ґрунтової маси внаслідок її розжиження, а також дозволить забезпечити достатній дренаж води, що не дозволить обводненню ґрунтів.

4.2. Утримуючі конструкції, що забезпечують стійкість ґрунтових схилів

Конструкціями, що призначені для утримання схилу від раптового оповзання, є підпірні стіни. Залежно від умов використання вони виготовляються з різних матеріалів, мають різну форму і призначення. Щодо матеріалів, то це може бути, цегляна чи бутова кладка, метал, деревина, габіони, бетон чи бутобетон, залізобетон.

Габіони - це досить поширений в наш час конструктивний матеріал для створення підпірних стін. Вони являють собою просторову сітчасту конструкцію, заповнену сипучими матеріалами, що використовується в

регуляційних та берегоукріпних спорудах, а також в ландшафтному дизайні та фортифікації. Як правило габіони складаються з дротяного каркасу, заповненого галькою, подрібненим камінням, бетоном, піском або ґрунтом [83, 84]. В конструкції вони розташовуються блоками, між якими можуть додатково розміщуватися зелені насадження, що збільшує міцність конструкції в цілому. Зазвичай для будівництва габіонів використовується дріт діаметром 2-5 мм [83].

Коли габіонний блок заповнюється, його закривають вгорі. Блоки укладаються один на одного та скріплюються між собою металевими кільцями. Перший ряд блоків частіше всього встановлюється на фундамент з каменю чи бетону, а край кожного вищого ряду відступає від краю нижчого. Між ґрунтом і габіонами може простелятися геотекстиль [85]. Максимальної міцності така конструкція досягає через 3-5 років після її укладання [86].

Габіони застосовуються головним чином для запобігання водній ерозії ґрунту, слугують як підпірні стінки схилів, облицювання та основи насипів. Вони широко використовуються як постійні елементи в берегових спорудах, а також у якості тимчасових укріплень в умовах сильних повеней. Габіони, окрім того, мають естетичне застосування [83], для чого використовується камінь спеціально підібраного кольору, наприклад, смугастий гнейс.

За конструктивними особливостями [83, 86] габіони поділяються на наступні класи:

– коробчаті - являють собою прямокутні коробки з дротяної сітки. Найбільш поширені шириною 1 м, довжиною 1,5–4 м, висотою 0,5 або 1 м. Головна сфера застосування - формування підпірних стінок, зміцнення дамб, утворення терас, укріплення автомобільних шляхів і залізниць, обрамлення штучних схилів, створення фундаментів легких споруд.

– матрачні - мають прямокутну форму, але висота суттєво менша за довжину та ширину. Використовуються для облицювання дамб, укосів і схилів, слугують основами гідротехнічних споруд і фундаментом для

коробчастих габіонів. Виготовляються шириною 2 м, довжиною 3-6 м, висотою 0,17, 0,23, 0,30 м.

– мішкові - складаються з дротяної сітки, обкрученої навколо сипучого матеріалу. Такі мішки складаються один на одного, що дозволяє швидко створювати загородження. Головна сфера застосування – захист від стихійних лих.

– армогрунтові - сітка, що натягується на круті схили, перешкоджаючи їхній ерозії.

– циліндричні - використовуються як фундамент підпірних стін при значній глибині, а також в аварійних ситуаціях.

Переваги габіонів, порівняно з іншими конструкціями укріплень, полягають у їх довговічності, стійкості та простоті виготовлення і встановлення [83]. Термін їхньої служби, залежно від матеріалів каркасу, складає від 35 до 75 років [86]. Габіони спроможні пропускати крізь себе воду, що позбавляє від потреби окремо будувати дренаж.

Військові габіони - просторові конструкції, виготовлені з полімерних волокон та заповнені піском або землею. Вони використовуються для захисту блокпостів, брустверів, командних пунктів, бліндажів, артилерійських позицій, капонірів та стратегічно важливих споруд, забезпечуючи захист від куль і уламків.

Підпірні стіни - це інженерні споруди, призначенням яких є утримання ґрунтоового схилу чи насипу від оповзання [87] Грань стіни, що повернена до ґрунту, має назву задньої, а протилежна грань - передньої. Поверхня ґрунту за задньою стінкою, яка називається засипкою, може бути горизонтальною, тобто врівень з верхнім обрізом підпірної стіни, похилою з укосом, що направлений вгору, похилою з укосом, що направлений вниз, ламаною, неспланованою.

За призначенням всі підпірні стіни можна поділити на дві групи: стіни, що підтримують ґрунтову масу і стіни, що захищають виїмки.

За характером роботи підпірні стіни розділяють на такі, що стоять окремо, такі, що пов'язані з прилеглими спорудами та гідротехнічні.

По висоті підпірні стіни розділяють на: низькі - висотою до 10 м, середні - висотою від 10 до 20 м, високі - висотою більше 20 м.

За принципом роботи розрізняють гравітаційні підпірні стіни, які в свою чергу поділяють на масивні, напівмасивні, тонкоелементні.

Стійкість масивних підпірних стін, що виготовляються як правило з бетону або залізобетону, забезпечується їх власною вагою. В залежності від кута нахилу задньої стінки вони поділяються на круті, пологі і лежачі, а в залежності від форми поперечного перерізу - на прямокутні, трапецоїдальні, із ступінчастою задньою гранню і таке інше.

Стійкість напівмасивних підпірних стін забезпечується як власною вагою стінки, так і вагою ґрунту, який лежить на фундаментній плиті. Такі стіни являють собою конструкцію з залізобетону, в якій розтягуючі зусилля сприймаються сталевною арматурою.

Стійкість тонкоелементних підпірних стін забезпечується вагою ґрунту над фундаментною плитою і лише частково власною вагою. Стіни цього типу складаються з жорстко пов'язаних одна з одною лицьових і фундаментних плит. Такі конструкції найбільш широко поширені в будівництві. За конструктивними особливостями тонкоелементні підпірні стіни можуть виконуватися монолітними, збірномонолітними, а також збірними. Останні виготовляються заводським способом - серійно і високої якості, що дозволяє економити час при будівництві, поліпшити якість і контроль виробів.

Поширеним варіантом тонкоелементних підпірних стін є так називані стіни-оболонки. Вони складаються з лицьової плити у формі оболонки і фундаментної плити, яка може бути плоскою або у вигляді оболонки. В таких стінах найбільш доцільно використовувати оболонки, момент опору перерізу яких зростає зверху вниз - відповідно до зростання епюри згинальних моментів. Ця властивість притаманна оболонкам типу гіперболічного параболоїда і коноїда. Використання підпірних стін такого типу дозволяє

суттєво зменшити витрати сталевної арматури, їх передня стінка має більш естетичний вигляд.

Контрфорсні підпірні стіни складаються з фундаментної і лицьової конструкцій, для збільшення жорсткості між якими влаштовуються контрфорси або поперечні ребра. Лицьова конструкція сприймає горизонтальний тиск ґрунту і передає його на контрфорси, які, в свою чергу, передають навантаження на фундаментну конструкцію. Контрфорсні підпірні стіни виконуються із залізобетону з щільною лицьовою частиною і масивними контрфорсами. Більш економічними рішеннями по витраті бетону і сталі є контрфорсні підпірні стіни, в яких в якості лицьової конструкції використовуються різної форми оболонки або мембрани, а контрфорс являє собою буронабивну палю вище рівня ґрунту, дві посічені палі або палю з розширенням ствола нижче рівня ґрунту.

Контрфорсні підпірні стіни з вертикальним розташуванням мембран в якості лицьових елементів мають знижені витрати бетону і арматурної сталі. В якості мембран можуть застосовуватися полотна зі склопластику, склотканини, поліетилену, поліпропілену. Такі стіни можуть бути з анкерами, які утримують контрфорси, і без анкерів.

Різновидом конструкцій цього типу є анкерноконтрфорсні підпірні стіни, які складаються з особливих плит і контрфорсів, розташованих з боку ґрунтової засипки та затиснених в ній, виконуючи функцію жорстких анкерних систем. Анкерноконтрфорсні підпірні стіни дозволяють залучити ґрунт в роботу споруди та реалізувати несучу здатність геотехнічної системи «споруда - ґрунт», знизивши при цьому матеріаломісткість конструкції.

Підпірні стіни на пальовому фундаменті на відміну від розглянутих вище конструкцій стін, що зводяться на природній основі, зводяться на палях. Застосовуються вони при недостатній міцності ґрунтів під подошвою підпірної стіни. Навантаження передаються палями на глибокі міцніші шари ґрунту. Різні варіанти устрою пальового основи розрізняються видом застосовуваних паль, їх взаємним розташуванням і технологіями зведення. Відомі різні

варіанти таких конструкцій, що сприймають горизонтальний тиск ґрунту. Це може бути масивна стіна, кутова у формі плоскої плити або оболонки, жорстко пов'язаної з пальових ростверком.

Підпірні стіни з паль є споруди, що виконуються з паль різних видів і технологій зведення, які можуть розташовуватися в один або більше рядів. Ряди паль як правило об'єднують загальним ростверком.

Підпірні стіни з армованого ґрунту являють собою конструкції з лицьовими елементами у вигляді малорозмірних збірних плит або оболонок з металу, залізобетону, бетону або пластмас і заанкерованих в насипний ґрунт з пошаровим ущільненням за допомогою гнучких смугових анкерів, сіток або суцільних мембран. Отримують подальший розвиток методи армування насипного ґрунту з подальшим його ущільненням, такі як, пошарове армування смугами або мембранами, і дисперсне армування добавкою в ґрунтову суміш синтетичних волокон. Переваги такого армування полягають у можливості все більшого обсягу ґрунту, який включено в роботу.

Стійкість тонких (консольних) підпірних стін забезпечується защемленням їх в ґрунт основи. До цього типу належать шпунтові підпірні стіни, а також зведені методом «стіна в ґрунті».

Пальово-анкерна або пальова споруда утворюється з жорстких вертикальних залізобетонних буронабивних паль, яке складаються як мінімум із двох паралельних рядів паль на схилі гір і розташованих у шаховому порядку в плані, і гнучких залізобетонних анкерних тяг. В залежності від ситуації можливо використання буронабивних паль у чистому вигляді.

4.3. Вибір типу і розрахунок параметрів підпірної стінки

Метою при написанні цього розділу було виконано розрахунок проєктування захисної конструкції, що забезпечила би стійкість одного з ґрунтових схилів Тунельної балки у м. Дніпро. Технічне завдання на

розрахунок наведено в додатку А. Схему укосу наведено на рисунку 4.1, а властивості ґрунтів, які його складають, в таблиці 4.1.

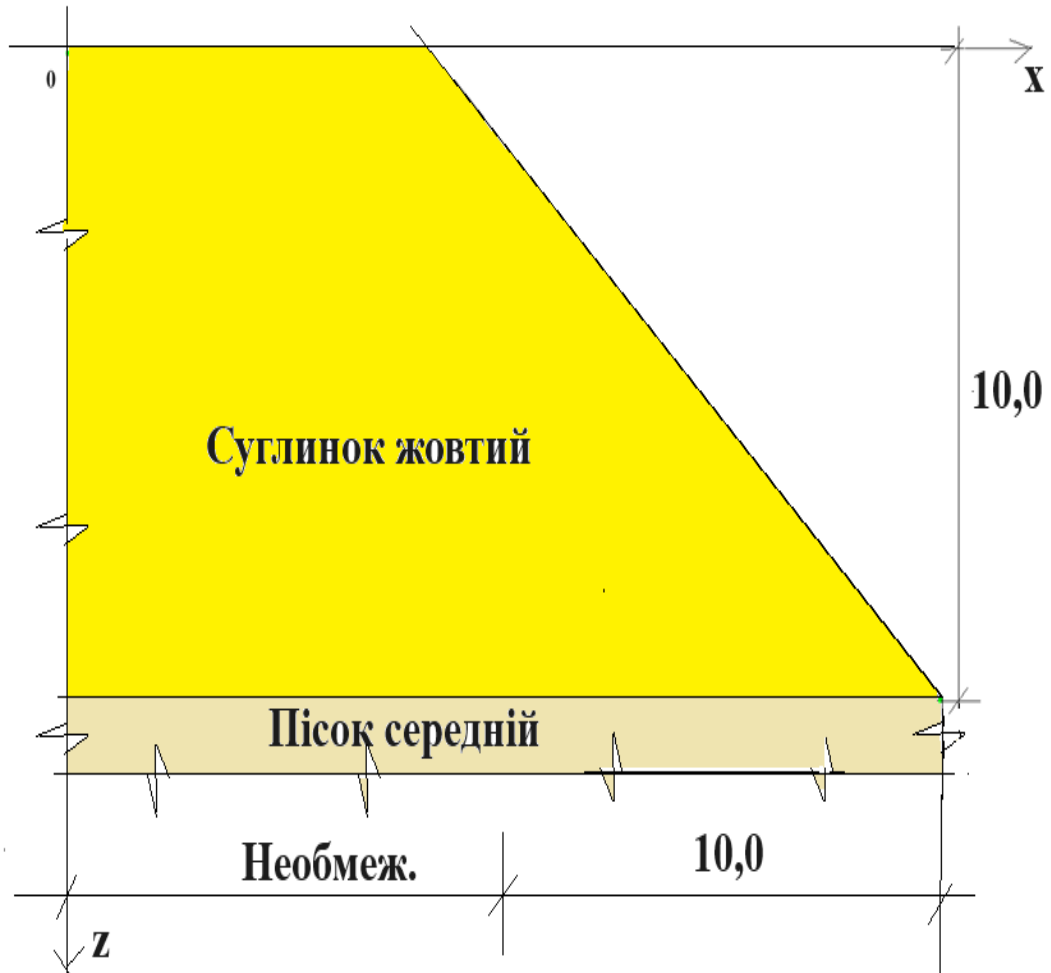


Рисунок 4.1 – Схил, стійкість якого треба забезпечити

Проблема розрахунку складається у тому, що в природному стані схил є стійким, а при його повному водонасиченні - ні. Іншими словами, у природному стані коефіцієнт стійкості схилу дорівнює $K_{st}=1,30>1,25$, а у водонасиченому стані $K_{st,sat}=1,17<1,25$, що менше проектного значення коефіцієнту стійкості $K_{st,sat}=1,25$.

При визначенні зсувного тиску була використана визначена раніше з використанням програми Phase2 поверхня ковзання зсуву (Розділ 3).

Таблиця 4.1 – Властивості ґрунтів, що складають схил

№ п/ п	Найменування характеристики	Найменування ґрунту	
		Суглинок жовтий	Пісок середній
1	Потужність шару, м	0-10	Необмеже но
2	Вологість на межі текучості W_L , ч.од.	0.32	-
3	Вологість на межі розкатування W_P , ч.од.	0.22	-
4	Число пластичності I_P , ч.од.	0.10	-
5	Вологість природна W , ч.од.	0.23	0.10
6	Вологість при повному водонасиченні W_{sat} , ч.од.	0.31	0.21
7	Показник текучості $I_L / I_{L,sat}$, ч.од.	0.10/0.90	-
8	Щільність часток ґрунтоу γ_s , ч.од.	2.68	2.67
9	Щільність ґрунтоу γ_I , ч.од.	1.80	1.89
10	Щільність сухого ґрунтоу $\gamma_{d,I}$, ч.од.	1.46	1.72
11	Щільність водонасич. ґрунтоу $\gamma_{sat,I}$, ч.од.	1.92	2.07
12	Щільність водонасич. ґрунтоу $\gamma_{sw,I}$, ч.од.	0.92	1.08
13	Коеф. пористості e , д.од.	0.83	0.55
14	Ступінь водонасичення $S_r/S_{r,sat}$, ч.од.	0.74/1.00	0.18/1.00
15	Кут внутрішнього тертя ϕ/ϕ_{sat} , град	21/15	35/35
16	Питоме зчеплення c/c_{sat} , т/м ²	2.05/1.5	0.2/0.2
17	Модуль загальної деформації E/E_{sat} , т/м ²	1700/1500	4000/4000
18	Коефіцієнт Пуасона, ч.од.	0.35	0.32

Геометричні розміри тіла укосу, що зсувається за даними моделювання в програмі Phase2, представлені на рисунку 4.2.

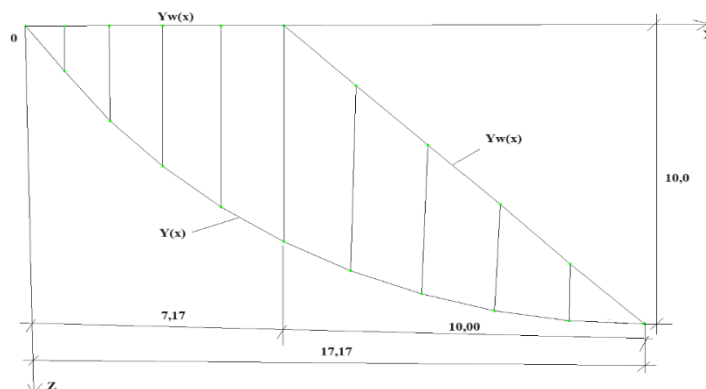


Рисунок 4.2 – Геометричні розміри зсуваючого тіла укосу

При визначенні зсувного тиску, тіло укосу було розбито на 10 відсіків (рисунок 1 та рисунок 2 Додатку Б). На рисунку 2 додатку Б показана прийнята нумерація кутів нахилу до горизонту підосів відсіків.

В межах кожного із них було розраховано:

- довжину підосви ковзання,
- кут її нахилу до горизонту (рисунок 2 Додатку Б),
- вага кожного ґрунтоового відсіку P_i ,
- зсувні (T_{sd}) і утримуючі (T_{ud}) ґрунтоовий відсік сили в природному стані ґрунтоу,
- зсувні ($T_{sd,sat}$) і утримуючі ($T_{ud,sat}$) ґрунтоовий відсік сили у водонасиченому стані ґрунтоу у природному стані K_{st} ,
- коефіцієнт стійкості укосу в природному стані $K_{st,sat}$.

Результати визначення коефіцієнту стійкості у природному стані ґрунтоу K_{st} наведені у таблиці 1 Додатку Б.

В результаті розрахунків з'ясувалось, що він дорівнює $K_{st}=1,30$, що більше його проєктного значення $K_{st}=1,25$. В ході розрахунків з використанням програмного комплексу Phase2 (Розділ 3) було отримано близьке значення коефіцієнту стійкості $K_{st}=1,35$, що більше його проєктного значення $K_{st}=1,25$. Таким чином, якщо ґрунто знаходиться в природному стані, укос є стійким.

Результати визначення коефіцієнта стійкості при повному водонасиченні ґрунтоу $K_{st,sat}$ наведено в таблиці 2 Додатку Б. Виявилось, що він дорівнює $K_{st,sat}=1,17$. Це менше його проєктного значення $K_{st,sat}=1,25$. В ході розрахунків з використанням програмного комплексу Phase2 (Розділ 3) було отримано близьке значення коефіцієнту стійкості $K_{st,sat}=1,21$. Таким чином, якщо ґрунто знаходиться у водонасиченому стані, укос є нестійким.

Для забезпечення стійкості укосу запроєктовано підпірну стінку з буросікучих паль діаметром 500 мм, яка укріплена ґрунтоовими анкерами, що

розставлені через два метри (рисунок 4.3). Таку конструкцію підпірної стінки було вибрано, виходячи з таких передумов:

- в даному випадку виключено ймовірність підрізки зсуву,
- роботи по спорудженню підпірної стінки можна виконувати з використанням захваток, що дозволяє забезпечити додаткову безпеку при улаштуванні підпірної стінки.

Розрахунок стійкості підпірної стінки було виконано у такій послідовності.

Спочатку було розраховано криву зсувного тиску P_{on} для повністю водонасиченої основи, як різницю між утримуючими і зсувними зусиллями.

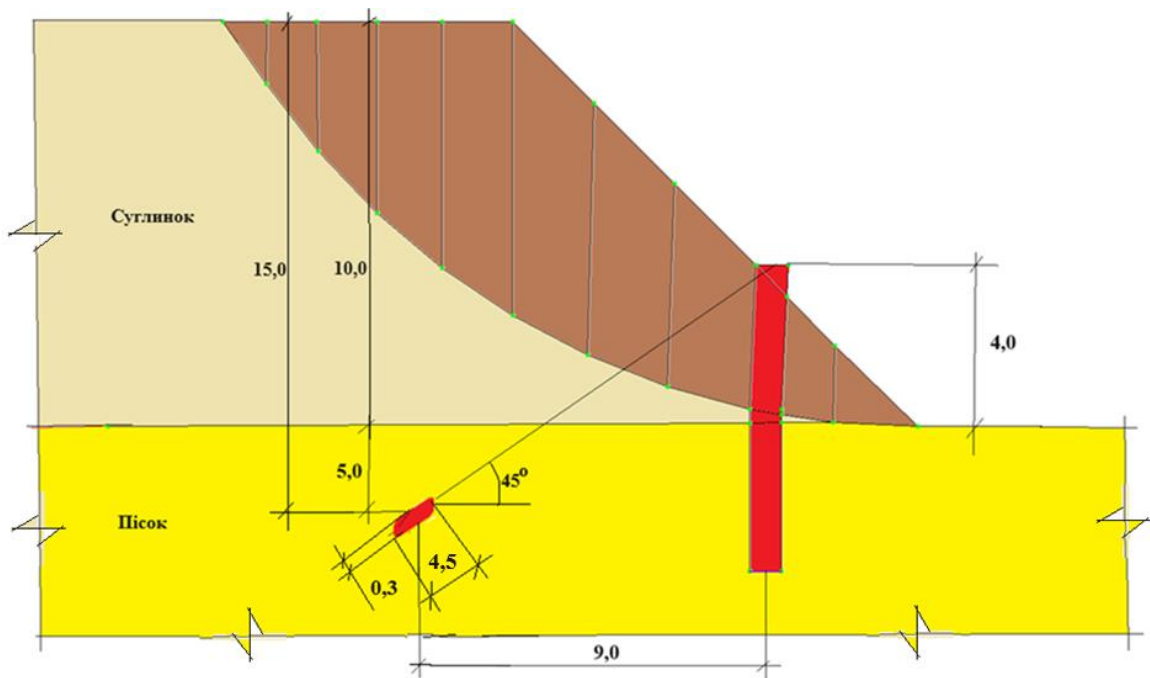


Рисунок 4.3 – Взаємне розташування зсуву, підпірної стінки і ґрунтового анкера

Для цього було використано наступну формулу:

$$P_{on} = T_{ud,sat} - T_{sd,sat} \quad (4.1)$$

Залежність (4.1) у графічному вигляді показано на рисунку 4.4. На цьому ж рисунку показано залежності від координати денної поверхні і потужності

сповзаючого масиву. Ці дані необхідні для обґрунтування місця розташування підпірної стінки і понижуючого на неї навантаження ґрунтового анкеру.

Для того, щоб оцінити стійкість схилу за утримуючою конструкцією було побудовано залежність коефіцієнта стійкості частини укосу, що залишилась, від координати (рисунок 4.4).

З рисунку 4.4 видно, що якщо підпірну стінку розташувати на відстані 13 метрів від закольної тріщини, то коефіцієнт стійкості ґрунтового масиву за підпірною стінкою буде становити $K_{st,sat}=2,01>1,25$, тобто в даному випадку укос є стійким.

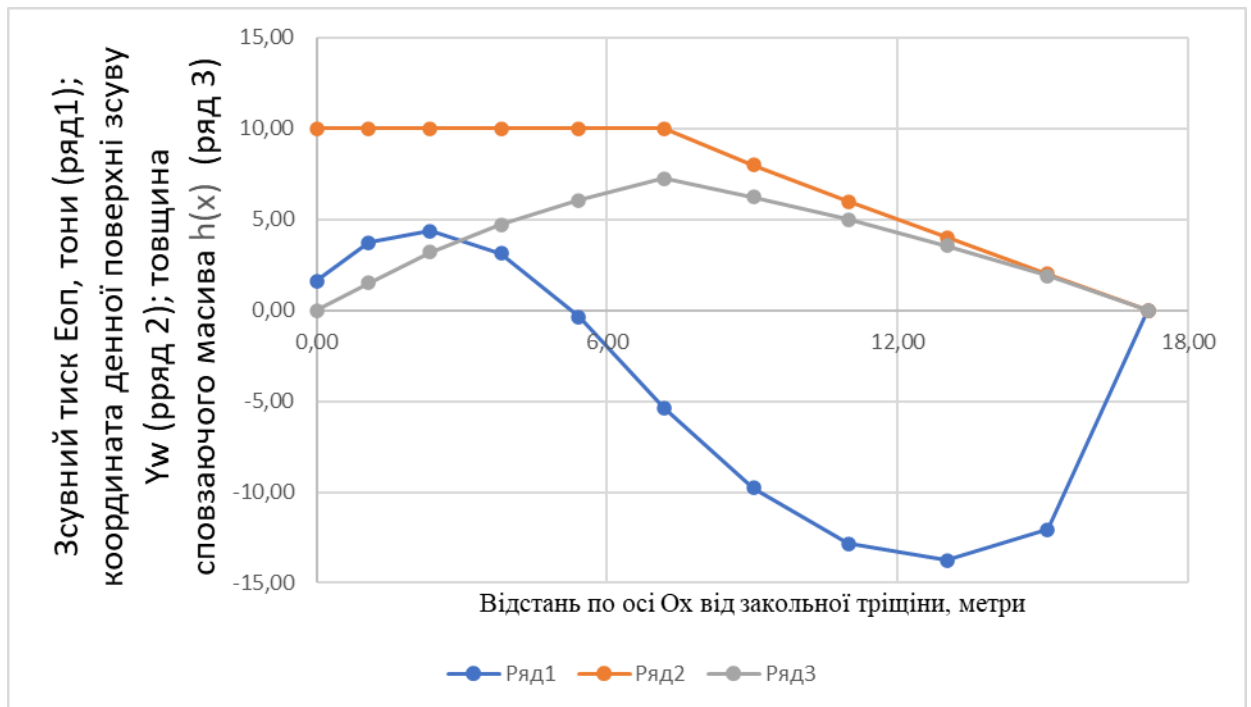


Рисунок 4.4 – Залежність коефіцієнта стійкості частини укосу, що залишилась, від координати

Відстань від денної поверхні до лінії ковзання на відстані 13 метрів від закольної тріщини становить 4 м, що і є висотою підпірної стінки (рисунок 4.3).

Зсувний тиск на підпірну стінку на відстані 13 метрів від закольної тріщини становить 13,74 т на один метр довжини підпірної стінки.

Наступним кроком треба знайти несучу здатність по ґрунту ґрунтового анкера [88]. Розрахунок ведеться у відповідності з ВСН 506-88 Проектування і влаштування ґрунтових анкерів [89]. Розрахункове навантаження на анкер за несучою здатністю основи P_w повинно встановлюватися з умови:

$$P_w = \frac{P_d}{\gamma_n} = \frac{18,9}{1,4} = 13,5 \text{ т}, \quad (4.2)$$

де P_d - розрахункове навантаження на анкер за несучою здатністю;

P_w - робоче навантаження анкера;

γ_n - коефіцієнт надійності за призначенням споруди, який приймається рівним 1,4 для постійних анкерів.

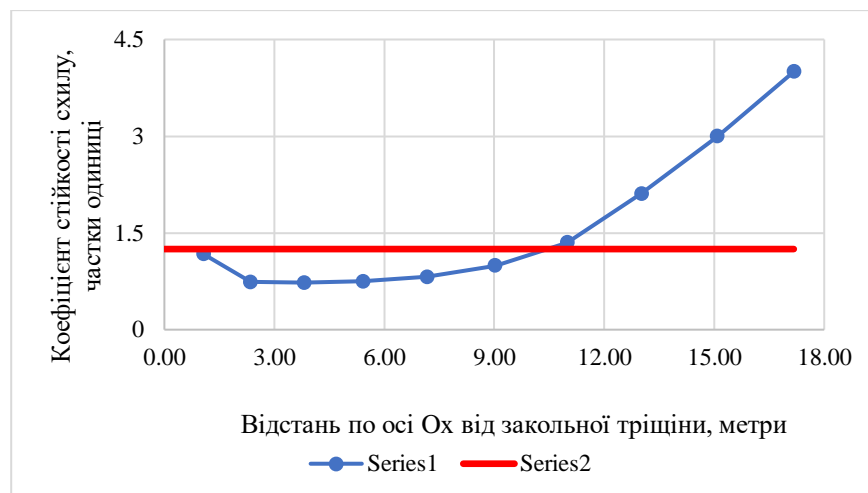


Рисунок 4.5 – Залежність коефіцієнту стійкості укосу у водонасиченому стані від відстані від закової тріщини. Ряд 1 - коефіцієнт стійкості укосу за межами утримуючої конструкції; Ряд 2 - проектне значення коефіцієнта стійкості $K_{st,sat} = 1,25$

Розрахункове навантаження визначається за такою формулою:

$$P_d = \pi D_k L_k (1 + \sin \varphi) (\sigma_{od} \cdot \operatorname{tg} \varphi + c_1) K_p \gamma_c = 3,14 \times 0,3 \times 9 \times (1 + \sin 35^\circ) \times (8,9563 \times \operatorname{tg} 35^\circ + 0,2) \times 0,561 \times 0,72 = 18,9 \quad (4.3)$$

де $D_k = 300 \text{ мм} = 0,3 \text{ м}$ - діаметр закладення (кореня) анкера,

$L_k = 2 \text{ м}$ - довжина закладення (кореня) анкера,

$\varphi = 35^\circ$ - розрахункове середньозважене значення кута внутрішнього тертя ґрунту по довжині закладення анкера,

$c_1 = 2 \text{ кПа}$ - розрахункове середньозважене значення питомого зчеплення ґрунту по довжині закладення анкера,

$\gamma_c = 0,72$ - коефіцієнт умов роботи для піщаного ґрунту,

σ_{od} - усереднена по боковій поверхні анкера природна напруга ґрунту (формула 1 Додатку Б),

K_p - коефіцієнт, що залежить від відношення діаметру свердловини до діаметру закладення, природних напружень, міцності і деформаційних характеристик ґрунту (формула 2 Додатку Б).

С урахуванням нахилу тяги до горизонту $\alpha = 45^\circ$ проекція утримуючої сили на горизонтальну вісь дорівнює:

$$R = P_{w,x} = P_w \cos 45^\circ = 13,51 \times 0,707 = 9,6 \text{ т} \quad (4.4)$$

Розставляємо анкери через кожен метр (рисунок 4.3).

Наступним кроком було розраховано глибину закладення паль у піщаний ґрунто нижче лінії ковзання. Розрахунок було виконано з використанням схеми Якобі [90-92]. Схему активних і пасивних тисків і сил, що діють на підпірну стінку у відповідності до схеми Якобі, представлено на рисунку 4.6.

Для того, щоб забезпечити стійкість конструкції на рисунку 4.6, необхідно, щоб сума проєкцій діючих на неї сил на горизонтальну вісь Ox і сума моментів відносно точки обертання O дорівнювались би нулю (рисунок

4.7). Таким чином, для того щоб було забезпечено стійкість підпірної стінки, необхідно забезпечити виконання таких умов:

$$\left. \begin{aligned} \sum X &= E'_p + E_{a2} + E_{a1} + E_{op} - E_p - R = 0 \\ \sum M &= E_{a2}L_2 + E_{a1}L_3 + E_{op}(t_0 + 2) - E_pL_1 - R(t_0 + 4) = 0 \end{aligned} \right\} \quad (4.5)$$

Результати визначення результуючої сили пасивного тиску E_p і відстані від центру обертання O до точки прикладення цієї сили L_1 наведено у Додатку Б (рисунок 3 та формули 3-6).

Маємо остаточно:

$$\left. \begin{aligned} E_p &= 0,399 \cdot t_0^2 + 0,768 \cdot t_0 \\ L_1 &= \frac{t_0 \cdot (288 + 84,875 \cdot t_0)}{576 + 254,625 \cdot t_0} \end{aligned} \right\} \quad (4.6)$$

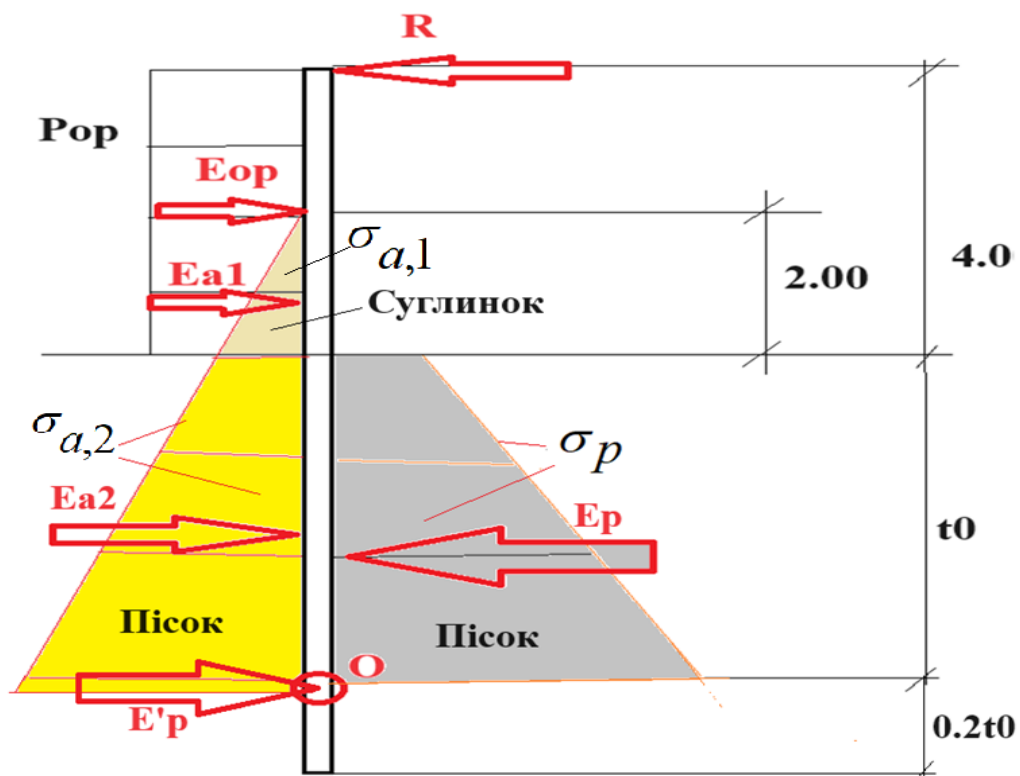


Рисунок 4.6 – Схема прикладення зсувних і утримуючих сил до підпірної стінки

На рисунку 4.6 прийнято такі позначки: σ_{a1} - активний тиск в суглинистому ґрунті, σ_{a2} - те ж саме, у піщаному ґрунті, σ_p - пасивний тиск у піщаному ґрунті, P_{op} - зсувний тиск, $E_{op} = 13,74$ т - сила зсувного тиску на підпірну стінку, E_{a1} - сила активного тиску на підпірну стінку з боку суглинистого ґрунту, E_{a2} - сила активного тиску на підпірну стінку з боку піщаного ґрунту, E_n - пасивний тиск на підпірну стінку зі сторони піщаного ґрунтоа, $R=9,6$ т - проекція на горизонтальну вісь зусилля у тяглі ґрунтового анкера, E'_p - невідома реакція в точці O, 4 м - висота від верху підпірної стінки до лінії ковзання зсуву, 2 м - відстань від точки прикладення сили зсувного тиску до лінії ковзання зсуву, t_0 - невідома глибина закладення підпірної стінки в ґрунті нижче лінії ковзання зсуву, $0,5t_0$ - невідомий запас глибини закладення підпірної стінки в ґрунті нижче лінії ковзання зсуву.

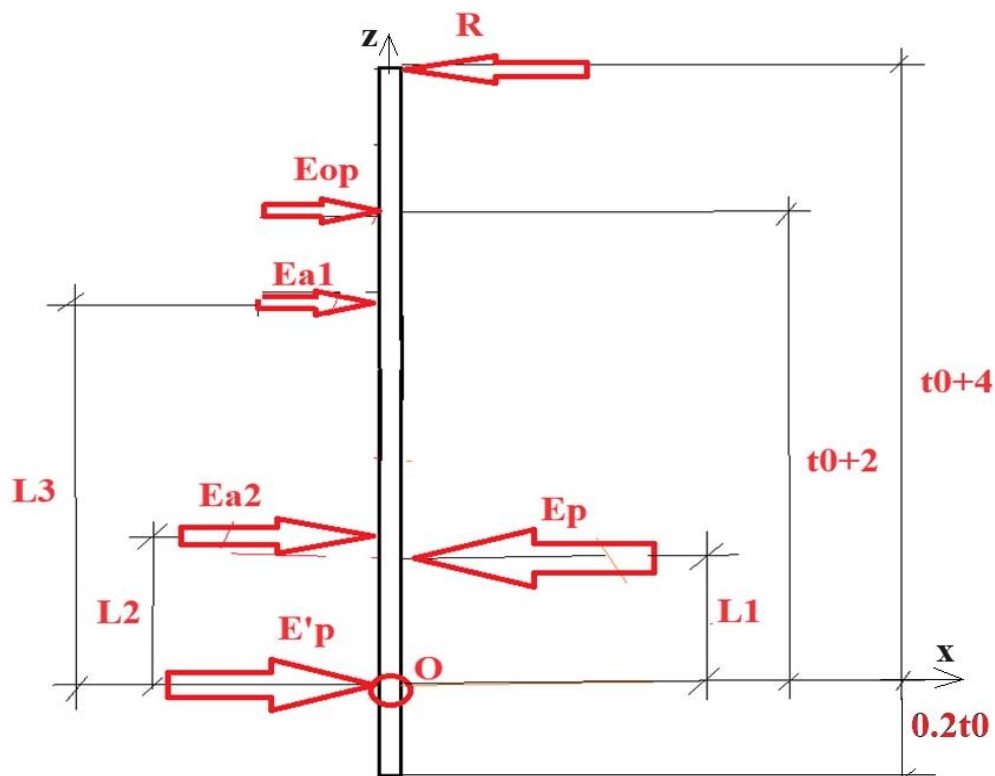


Рисунок 4.7 – Схема до складання рівнянь рівноваги

На рисунку 4.7 прийнято такі позначки: L_1 - відстань від точки обертання до точки прикладення сили E_n , L_2 - відстань від точки обертання до точки прикладення сили E_{a2} , L_3 - відстань від точки обертання до точки прикладення сили E_{a1} .

Результати визначення результуючої сили активного тиску суглинистого ґрунту на підпірну стінку E_{a1} і відстані від центра обертання О до точки прикладення цієї сили L_3 наведено у Додатку Б (рисунок 4 та формули 7-10). Остаточо маємо:

$$\begin{aligned} E_{a1} &= 2,18 \text{ т} \\ L_3 &= 0,653 + t_0 \text{ м} \end{aligned} \quad (4.7)$$

Результати визначення результуючої сили активного тиску E_{a2} і відстані від центру обертання О до точки прикладення цієї сили L_2 наведено у Додатку Б (рисунок 5 та формули 11-14).

Остаточо отримуємо:

$$\left. \begin{aligned} E_{a2} &= 1,87 \cdot t_0 + 0,28 \cdot t_0^2 \\ L_2 &= \frac{t_0 \cdot (5,61 + 0,561 \cdot t_0)}{11,2 + 1,68 \cdot t_0} \end{aligned} \right\} \quad (4.8)$$

Підставивши значення E_p , E_{a1} , E_{a2} , E_{op} , R , L_1 , L_2 и L_3 в рівняння (4.5) і вирішивши отримане таким чином алгебраїчне рівняння п'ятого ступеня, знайдемо: $t_{01} = -6,67$ м, $t_{02} = -0,383$ м, $t_{03} = -3,519$ м, $t_{04} = 1,694$ м, $t_{05} = 2,789$ м.

Приймаємо найбільше значення, тобто:

$$t_0 = t_{05} = 2,789 \text{ м} \quad (4.9)$$

С урахуванням (4.9), з першого рівняння (4.5) отримаємо:

$$E'_p = -2,774 \text{ т} \quad (4.10)$$

Остаточно глибину закладення підпірної стінки нижче лінії ковзання в пісчаний ґрунт t знайдемо з використанням формули:

$$t = 1,2t_0 = 3,3468 \approx 3,35 \text{ м} \quad (4.11)$$

В результаті приймаємо підпірну стінку з буросікучих паль діаметром 500 мм і довжиною:

$$H = 4 + 3,35 = 7,35 \text{ м} \quad (4.12)$$

4.4. Розрахунок підпірної стінки по матеріалу

Площу перерізу тяги ґрунтового анкера знайдемо виходячи з формули (8) з ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування» [93]:

$$A_n \geq \frac{R\gamma_n}{R_y\gamma_c} = \frac{13,51 \times 1,25}{36000 \times 0,9} = 0,000521 \text{ м}^2 = 5,21 \text{ см}^2, \quad (4.13)$$

де A_n - площа перерізу анкерної тяги,

$R = 13,51 \text{ т}$ - осьове зусилля в анкерній тязі,

$\gamma_n = 1,25$ - коефіцієнт надійності за відповідальності за ДБН В.1.2-14 (клас СС1, клас А) [94],

$R_y = 360 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір арматурної сталі класу А400 розтягу,

$\gamma_c = 0,9$ - коефіцієнт умов роботи (таблиця 5.1 [93]).

Діаметр анкерної тяги становить:

$$d_n \geq \sqrt{\frac{4}{\pi} A_n} = \sqrt{\frac{4}{3,14} \times 5,21} = 2,58 \text{ см} = 25,8 \text{ мм} \quad (4.14)$$

Остаточно приймаємо анкерні тяги з арматури класу А400 діаметром $d_n = 28$ мм.

Для розрахунку і проектування підпірної стінки з буросікучих паль було використано програмний комплекс «ЛІРА». У якості критерія руйнування використано модифікований критерій Парчевського-Шашенка. Модель фрагменту «основа – підпірна стінка з буросікучих паль» представлено на рисунку 4. 8.

Палі виготовлено з бетону марки С16/20 і армовано арматурою класу А400.

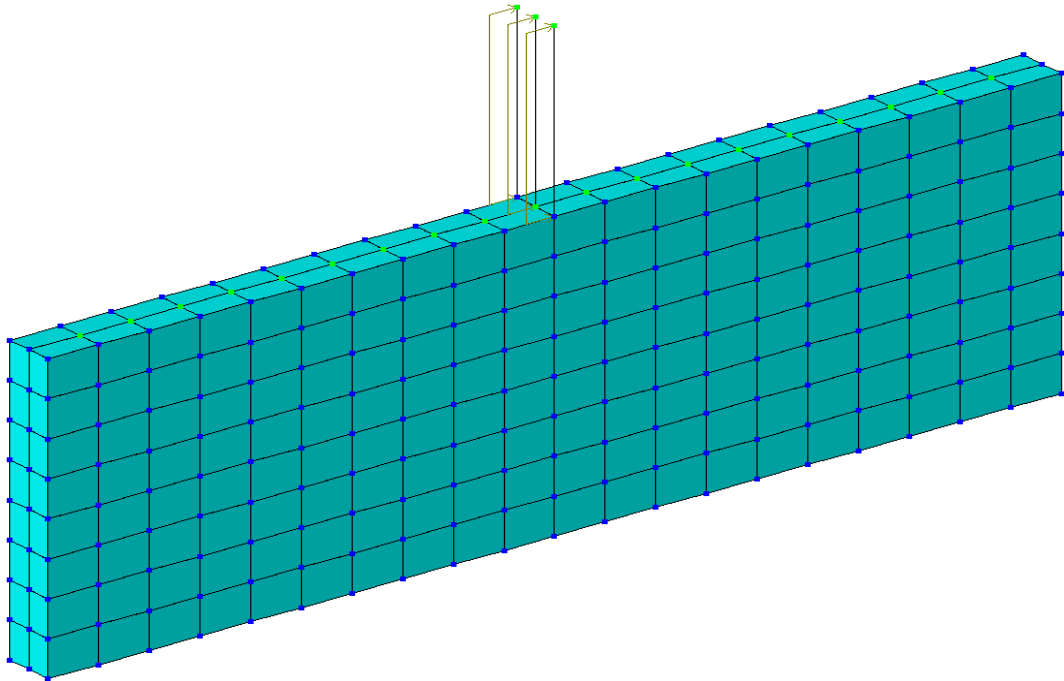


Рисунок 4.8 – Модель фрагменту «основа – підпірна стінка з буросікучих паль»

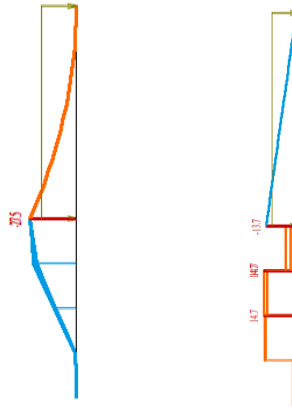


Рисунок 4.9 – Зусилля в елементах підпірної стінки з бурових паль: а) епюра згинальних елементів, б) епюра перерізувальних сил

Епюру зусиль в елементах підпірної стінки представлено на рисунку 4.9, а ізолінії зусиль в Додатку В (рисунок 1 та рисунок 2). В Додатку В на рисунку 3 та рисунку 4 представлено креслення робочого проєкту елементу підпірної стінки з використанням вимог ДСТУ 3780 2006 [95] і Єврокоду 2 [96].

4.5. Висновки за четвертим розділом

1. На основі інформаційного огляду способів забезпечення стійкості ґрунтових укосів в якості утримуючої конструкції для ґрунтових умов Тунельної балки обґрунтовано вибрано пальову конструкцію з анкерами.

2. Модифікований критерій міцності Парчевського-Шашенка дозволяє:

- визначити зсувний тиск на огорожуючі конструкції,
- розрахувати несучу здатність ґрунтових анкерів по ґрунтоу,
- визначити глибину закладення в ґрунт підпірних стін з буросікучих паль.

3. У даному випадку виявилось, що при проєктуванні елементів утримуючої конструкції з використанням українських будівельних норм потрібно на 22 кілограми арматури на 1 елемент менше, ніж це потрібно при використанні європейських будівельних норм (185 кг замість 207 кг).

4. По матеріалам досліджень у Розділі 4 опубліковано статтю [88], яка індексується у наукометричній базі Scopus.

ВИСНОВКИ

Дисертація є завершеною науково-дослідною роботою, у якій на підставі виконаних досліджень отримані нові закономірності руйнування ґрунтів, що дозволило дослідити стійкість ґрунтових схилів, які знаходяться під одночасним впливом кліматичних і техногенних чинників; отримати для геологічних умов Тунельної балки (м. Дніпро) нові прогностичні моделі у вигляді регресійних залежностей, які дозволяють оцінити рівень стійкості ґрунтових схилів, і для небезпечного сполучення механічних, техногенних та кліматичних факторів запропонувати конструкцію підпірної стінки та розрахувати її параметри.

Основні наукові і практичні результати досліджень полягають у наступному.

1. Виконано експериментальні дослідження міцності супіщаних та суглинистих ґрунтів в лабораторних умовах, що дозволило обґрунтовано обрати теорію руйнування ґрунтових масивів під дією природних та техногенних навантажень.

2. Доведена доцільність використання нелінійного критерію міцності, що запропонований Л. Я. Парчевським і О. М. Шашенком та модифікований з урахуванням впливу на міцнісні характеристики ґрунту напруженого стану ґрунтового укусу, який характеризується відношенням власної ваги масиву до межі міцності ґрунту на стискання. Розроблено методику переходу від нелінійного критерію Парчевського-Шашенка до відомого критерію Кулона-Мора шляхом лінеаризації параболічної огибаючої кіл Мора та введення умовних величин зчеплення та кута внутрішнього тертя. Таким чином запропоновано новий критерій типу Кулона-Мора на основі лінеаризації критерію Парчевського-Шашенка.

3. Показано, що при зростанні відношення ваги масиву до межі міцності на стискання ($\frac{\gamma H}{R_c}$) від значення 0,25 до 1,75 умовне зчеплення c' зростає на

18%, що свідчить про ущільнення ґрунту під дією власної ваги та підвищення міцності масиву, а при тому ж зростанні $\frac{\gamma H}{R_c}$ умовний кут внутрішнього тертя φ' зменшується на 36%. Це є ознакою збільшення пластичних властивостей ґрунту під дією зростаючого навантаження від власної ваги ґрунтового укосу.

4. Запропоновано методику врахування впливу кліматичних і техногенних факторів на міцнісні характеристики ґрунту за дослідженнями О. С. Коврова і Н. М. Шепель. Доведено, що одночасне врахування вологості ґрунту на рівні 22% та динамічного навантаження від руху поїздів при віброприскоренні 4м/с^2 зменшує умовні кут внутрішнього тертя φ' та зчеплення c' на 45% та 84 % відповідно для суглинків і зменшує умовні кут внутрішнього тертя φ' та зчеплення c' на 45% та 76 % відповідно для супісків.

5. Показано, що геомеханічна модель, заснована на використанні критерію Кулона-Мора, модифікованого на основі лінеаризації нелінійного критерію руйнування Парчевського-Шашенка, дає оцінку міцності ґрунтового схилу, яка є на 22% меншою в порівнянні з моделлю, що заснована на використанні класичного критерію Кулона-Мора без урахування впливу напруженого стану ґрунтового масиву на фізико-механічні властивості матеріалу. Таким чином, доведено, що запропонована модифікація критерію Кулона-Мора запобігає отриманню надлишково оптимістичних оцінок стійкості ґрунтових схилів.

6. За допомогою програмного комплексу Phase2 поставлено і вирішено задачу багатфакторної оцінки напружено-деформованого стану ґрунтового схилу Тунельної балки, що дозволило отримати нові кореляційно-регресійні залежності, які поєднують вплив вологи (опади) і динаміки (вібрація від залізничних потягів), що дозволило виявити небезпечні комбінації впливаючих факторів (міцнісні характеристики ґрунту, геометрія схилу, показники вологості та вібрацій).

7. Для виявлених небезпечних впливів кліматичних і техногенних факторів зроблено огляд способів забезпечення стійкості ґрунтових схилів і

вибрано конструкцію, яка складається з ґрунтових паль і анкерних тяг. Виконано для інженерно-геологічних, атмосферних і техногенних умов Тунельної балки розрахунок параметрів захисної конструкції

8. Результати досліджень використовуються в навчальному процесі при викладанні таких дисциплін, як «Механіка ґрунтів, основи і фундаменти», «Геомеханіка» для студентів спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія» та «Гірництво», для аспірантів спеціальності «Прикладна механіка» при читанні лекцій з дисципліни «Напружено-деформований стан твердих тіл зі штучними отворами» (Додаток Г). Результати досліджень були впроваджені відділом екології освоєння природних ресурсів Інституту геотехнічної механіки ім. М. С. Полякова НАН України (Додаток Г), а також при виконанні розрахунків у проєкті на замовлення Дніпропетровської філії Державного підприємства «Український державний головний науково-дослідний і виробничий інститут інженерно-технічних та екологічних вишукувань УкрНДПНТВ» (Додаток А).

Виконані в дисертації дослідження опубліковано в наступних публікаціях:

1. Shapoval V., Shashenko O., Morklianyk B., Skobenko O., Barsukova S. Assessing the stability of underground workings in urban infrastructure // *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. V International Conference «Essays of mining science and practice»*. – 2024. – № 1348. – 1(012061). – DOI: [10.1088/1755-1315/1348/1/012061](https://doi.org/10.1088/1755-1315/1348/1/012061) (видання індексується у наукометричній базі Scopus)
2. Shashenko O., Sobczyk E. J., Shapoval V., Konoval V., Barsukova S. Express-method for determination of rock heaving parameters // *Inżynieria Mineralna. Journal of the Polish Mineral Engineering Society*. – 2023. – № 1(51). – С. 113–118. – DOI: [10.29227/IM-2023-01-14](https://doi.org/10.29227/IM-2023-01-14) (видання індексується у наукометричній базі Scopus)
3. Shapoval V. H., Ivanova H. P., Napieiev S. N., Yanko V. V., Barsukova S. O. Contact tensions under the sole of rigid deep laying foundations and ground

anchors // *Scientific Bulletin of National Mining University*. — 2023. — № 2. — P. 58–63. — DOI: [10.33271/nvngu/2023-2/058](https://doi.org/10.33271/nvngu/2023-2/058) (видання індексується у наукометричній базі Scopus)

4. Sdvyzhkova O. O., Olishevskaya S. O., Shashenko O. M., Morklyanyk B. V. Analysis of a soil slope stability based on modified failure criterion // *Scientific Bulletin of National Mining University*. — 2025. — № 4. — P. 90–97. — DOI: <https://doi.org/10.33271/nvngu/2025-4/090> (видання індексується у наукометричній базі Scopus)

Внесок авторки в наукові публікації, що написані у співавторстві: у статтях, що індексуються у наукометричній базі Scopus, С. О. Олішевська проводила критичний аналіз підходів до визначення напружено-деформованого стану ґрунтового схилу, визначала мету і постановку завдань, брала участь у формуванні висновків.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Шаповал В. Г., Жилінська С. Р., Мосічева І. І., Андреев В. С. Сучасні тенденції прояву зсувів у світі // *Перспективи розвитку будівельних технологій : матеріали 14-ї Міжнар. наук.-практ. конф. молодих вчених, аспірантів та студентів, м. Дніпро, 2020.* – С. 65–70.
2. Савостьянова І. Обґрунтування способу підвищення стійкості зсувонебезпечних ґрунтових схилів в умовах міської забудови : магістерська робота / НТУ «Дніпровська політехніка». – Дніпро, 2018. – 111 с.
3. Зуска А. Кінематична модель зсувних схилів : монографія. – Дніпро, 2014. – 140 с.
4. List of landslides [Електронний ресурс]. – Режим доступу: https://en.wikipedia.org/wiki/List_of_landslides
5. Барсукова С., Шапошник К. Аналіз тенденції прояву зсувів у світі // *Перспективи розвитку будівельних технологій : матеріали 16-ї Міжнар. наук.-практ. конф. молодих вчених, аспірантів та студентів, м. Дніпро, 2023.* – С. 3–5.
6. Artikov T. U. Identification of expected seismic activity areas by forecasting complex seismic-mode parameters in Uzbekistan // *Geodesy and Geodynamics.* – 2018. – Vol. 9, no. 2. – P. 121–130. – Режим доступу: <https://doi.org/10.1016/j.geog.2017.11.005>
7. Nadim F. Global landslide and avalanche hotspots // *Landslides.* – 2006. – Vol. 3, no. 2. – P. 159–173. – Режим доступу: <https://doi.org/10.1007/s10346-006-0036-1>
8. Landslides [Електронний ресурс] / World Health Organization (WHO). – Режим доступу: https://www.who.int/health-topics/landslides#tab=tab_1
9. Екологічний паспорт Дніпропетровської області за 2023 рік. – Дніпро, 2024. – 316 с. – Режим доступу: <https://adm.dp.gov.ua/pro-oblast/ekologiya-pro-oblast/ekologiya>
10. Ковров О. Екологічна небезпека зсувів в національному та

регіональному контексті // *Збірник наукових праць*. – 2018. – № 53. – С. 278–290.

11. Національна доповідь про стан навколишнього природного середовища в Україні у 2021 році. – 2022. – 514 с. – Режим доступу: <https://mepr.gov.ua/diyalnist/napryamky/ekologichnyj-monitoryng/natsionalni-dopovidi-pro-stan-navkolyshnogo-pryrodnogo-seredovyssha-v-ukrayini/>.

12. Причина К. Удосконалення методу розрахунку ґрунтових схилів в умовах міської забудови при змінному рівні підземних вод : дис. кандидата техн. наук / Національний гірничий університет. – Дніпро, 2016.

13. Olishevskaya S. O. Overview of Landslide Trends in the World and in Ukraine // *Science and Transport Progress*. – 2024. – No. 2(106). – P. 100–106. – Режим доступу: <https://doi.org/10.15802/stp2024/306141>

14. Максимова Е. Основні напрямки інженерного захисту території міста Дніпропетровська від зсувів, обвалів та підтоплення // *Форум гірників : матеріали Міжнар. науково-техн. конф., м. Дніпро, 2013*. – С. 271–275.

15. Інженерний захист правого схилу балки Тунельна в районі залізничного тунелю в м. Дніпропетровську, вишукувальні роботи : науково-технічний звіт по об'єкту (у трьох книгах). Книга 2: Інженерно-геологічні роботи (текст звіту з табличними, текстовими і графічними додатками). – Дніпропетровськ : ТОВ НВП «НДІНТВ», 2010. – 178 с.

16. Інженерний захист правого схилу балки Зустрічна в м. Дніпропетровську, вишукувальні роботи : науково-технічний звіт по об'єкту. – Дніпропетровськ : ТОВ НВП «НДІНТВ», 2012.

17. Панасевич В. Пояснювальна записка до розвідок з катастрофічного зсуву на ж/м Тополя-1 в м. Дніпропетровську. – Дніпропетровськ : Укрвосток-ГІІНТИЗ.

18. Рудько Г., Осіюк В. Інженерна геодинаміка України та Молдови (зсувні геосистеми) : у 2 т. – Чернівці : Букрек, 2012. – 592 с.

19. Барсукова С., Шаповал В. Аналіз тенденції прояву зсувів в м. Дніпро // *Наукова весна : міжнародна науково-технічна конференція студентів*,

аспірантів та молодих вчених : матеріали 13-тої міжнар. науково-техн. конф., м. Дніпро, 2023. – С. 79–80.

20. Пономаренко І. Обґрунтування параметрів захисної системи з дискретних утримуючих конструкцій при взаємодії із сповзаючим ґрунтовим масивом для стабілізації зсувів : дис. кандидата техн. наук / НТУ «Дніпровська політехніка». – Дніпро, 2021.

21. Tiutkin O. L., Dubinchuk O. I., Kildieiev V. R. Critical review of the methods of calculating the stability of slopes // *Bridges and Tunnels: Theory, Research, Practice*. – 2023. – No. 23. – P. 79–87. – Режим доступу: <https://doi.org/10.15802/bttrp2023/281155>

22. Babets D. V., Kovrov O. S., Moldabayev S. K., Tereschuk R. M., Sosna D.O. Impact of water saturation effect on sedimentary rocks strength properties // *Naukovyi Visnyk Natsionalnoho Hirnychoho Universytetu*. – 2020. – No. 4. – P. 76–81. – Режим доступу: <https://doi.org/10.33271/nvngu/2020-4/076>

23. Kovrov O., Kolesnyk V., Buchavyi Y. Development of the landslide risk classification for natural and man-made slopes based on soil watering and deformation extent // *Mining of Mineral Deposits*. – 2020. – Vol. 14, no. 4. – P. 105–112. – Режим доступу: <https://doi.org/10.33271/mining14.04.105>

24. Ковров О. Управління зсувонебезпечністю природних схилів та техногенних укосів з неоднорідною структурою в мінливих геокліматичних умовах : дис. д-ра техн. наук / НТУ «Дніпровська політехніка». – Дніпро, 2019.

25. Шепель Н. Закономірності деформування геотехнічної системи «споруда–лесовий масив» в зоні дії динамічних навантажень : дис. канд. техн. наук / НТУ «Дніпровська політехніка». – Дніпро, 2016.

26. Solodyankin O. V., Shepel N. M., Shapoval V. H. Protection of objects from the influence of long-term dynamic loads // *Naukovyi Visnyk Natsionalnoho Hirnychoho Universytetu*. – 2018. – No. 3. – P. 80–86. – Режим доступу: <https://doi.org/10.29202/nvngu/2018-3/11>

27. Ruban N., Solodyankin O. Influence the dynamic loading on stress-strain state of subsiding soils under building and structures // *Progressive Technologies of*

Coal, Coalbed Methane, and Ores Mining. – 2014. – P. 395–400.

28. Shapoval V., Shashenko O., Napieiev S., Khalymendyk O., Andrieiev V. Stability assessment of the slopes and side-hills with account of the excess pressure in the pore liquid // *Mining of Mineral Deposits.* – 2020. – Vol. 14, no. 1. – P. 91–99. – Режим доступу: <https://doi.org/10.33271/mining14.01.091>

29. Babets D., Sdvyzhkova O., Shashenko O., Kravchenko K., Cabana E. Implementation of probabilistic approach to rock mass strength estimation while excavating through fault zones // *Mining of Mineral Deposits.* – 2019. – Vol. 13, no. 4. – P. 72–83. – Режим доступу: <https://doi.org/10.33271/mining13.04.072>

30. Шашенко О., Сдвижкова О., Гапеев С. Деформованість та міцність масивів гірських порід : монографія. – Дніпропетровськ : Нац. гірн. ун-т, 2008. – 224 с.

31. Дідик Р., Кузнецов Є., Забара В. Фізичні основи міцності. – Дніпро : Наука і освіта, 2005. – 608 с.

32. Griffith A. The theory of rupture // *Proc. Ict. Int. Congr. Appl. Mech.* – 1924. – P. 55–63.

33. Работнов Ю. Механіка руйнування. – Москва : Наука, 1987. – 80 с.

34. Іоффе А., Кирпичев М., Левітська А. Деформація і міцність кристалів // *Журнал російської фізико-хімічної спілки.* – 1924. – № 22. – С. 286–293.

35. Тимошенко С. Історія науки про супротив матеріалів. – Москва : Іноземна літ., 1957. – 536 с.

36. Давиденков Н. Динамічні випробування матеріалів. – Москва : АН СРСР, 1936. – 240 с.

37. Фрідман Я. Механічні властивості металів. – Москва : Оборонгиз, 1952. – 556 с.

38. Ужик Г. Супротив відриву і міцність матеріалів. – Москва : АН СРСР, 1935. – 252 с.

39. Шашенко О., Тулуб С., Сдвижкова О. Деякі задачі статистичної геомеханіки. – Київ : Пульсари, 2002. – 304 с.

40. Шашенко О., Сургай Н., Парчевський Л. Методи теорії вірогідностей

в геомеханіці. – Київ : Техніка, 1994. – 216 с.

41. Журков С. Кінетична концепція міцності твердих тіл // *Вісник АН СРСР*. – 1957. – № 11. – С. 78–85.

42. Журков С. Кінетична концепція міцності // *Вісник АН СРСР*. – 1968. – № 3. – С. 46–52.

43. Журков С. До питання про фізичну природу міцності // *Фізика твердого тіла*. – 1980. – № 22. – С. 3344–3349.

44. Регель В., Слуцкер О., Томашевський Е. Кінетична природа міцності твердих тіл. – Москва : Наука, 1974. – 560 с.

45. Кусов О. Фононна модель руйнування напруженого атомного ланцюжка // *Фізика твердого тіла*. – 1979. – Т. 21, № 10. – С. 3095–3099.

46. Журков С. Ділатонний механізм міцності твердих тіл // *АН СРСР*. – С. 5–11.

47. Розрахунки на міцність в машинобудуванні / ред. С. Пономарев. – Москва : Гостехіздат, 1956. – 885 с.

48. Александров О., Журков С. Явище крихкого розриву. – Москва : ГТТЦ, 1933. – 51 с.

49. Weibull W. A statistical theory of the strength of materials. – 151st ed. – Ing. Vetenskamps Akad, 1939. – 45 p.

50. Канторова Т., Френкель Я. Статистична теорія крихкої міцності реальних кристалів // *Журнал технічної фізики*. – 1941. – № 3. – С. 173–181.

51. Orowan E. Fracture and strength of solids // *Repts. Progn. Phys.* – 1948. – No. 12. – P. 185–232.

52. Шутенко Л., Рудь О., Кічаєва О. Механіка ґрунтоів, основи і фундаменти : підручник. – Харків : ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2015. – 501 с.

53. Цитович М. Механіка ґрунтоів. – Москва : Вища школа, 1973. – 272 с.

54. Sdvyzhkova O. O., Olishevskaya S. O., Shashenko O. M., Morklyanyk B. V. Analysis of a soil slope stability based on modified failure criterion // *Scientific Bulletin of National Mining University*. — 2025. — № 4. — P. 90–97. — DOI:

<https://doi.org/10.33271/nvngu/2025-4/090>

55. Шашенко О., Пустовойтенко В., Сдвижкова О. Геомеханіка. – Київ : Новий друк, 2016. – 528 с.

56. Мелконян Д. Фізико-механічні властивості ґрунтів : Метод. вказівки до практ. занять з дисципліни «Ґрунтоознавство». – Херсон : Вид. дім «Гельветика», 2019. – 24 с.

57. ДСТУ Б В.2.1-4-96. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості. – Київ : Укрархбудінформ, 1997. – 107 с. – Чинний від 1997-04-01.

58. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація. – Київ : Держ. ком. України у справах містобудування і архітектури, 1997. – Чинний від 1997-04-01.

59. ДСТУ Б В.2.1-17:2009. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи лабораторного визначення фізичних властивостей. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. – Чинний від 2010-10-01.

60. Shashenko O., Sobczyk E., Shapoval V., Konoval V., Barsukova S. Express-method for determination of rock heaving parameters // *Inżynieria Mineralna*. – 2023. – Vol. 1, no. 1. – P. 113–118. – Режим доступу: <https://doi.org/10.29227/im-2023-01-14>.

61. Shapoval V., Shashenko O., Morklianyk B., Skobenko O., Barsukova S. Assessing the stability of underground workings in urban infrastructure // *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. – 2024. – Vol. 1348, no. 1. – P. 012061. – Режим доступу: <https://doi.org/10.1088/1755-1315/1348/1/012061>.

62. Олішевська С. Метод відцентрового моделювання в промисловому будівництві // *Наукова весна: Матеріали Всеукр. конф.* – 2024. – С. 77.

63. Крауч С., Старфілд А. Методи граничних елементів у механіці твердого тіла. – Москва : Мир, 1987. – 328 с.

64. Белл Дж. Експериментальні основи механіки деформованих твердих тіл. Кінцеві деформації. – 2-ге вид. – Москва : Наука, 1984. – 431 с.

65. Гілмор Р. Прикладна теорія катастроф. – Москва : Мир, 1984. – 320

с.

66. Гордон Дж. Чому ми не провалюємося крізь підлогу?. – Москва : Мир, 1971. – 272 с.

67. Тимошенко С., Гудьер Дж. Теорія пружності. – Москва : Наука, 1975. – 576 с.

68. Majcherezyk T., Shashenko A., Sdwizkova E. Podstawy geomechaniki. – Krakow : AGH, 2006. – 256 p.

69. Shashenko O. M., Khoziaikina N. V., Olishevskaya S. O. Correspondence of numerical models of landslide-prone slope to physical objects of research // *Bridges and tunnels: Theory, Research, Practice*. – 2024. – No. 26. – P. 121–127. – Режим доступу: <https://doi.org/10.15802/bttrp2024/315628>.

70. Шашенко О., Солодянкін О., Мартовицький А. Управління стійкістю протяжних виробок. – Дніпропетровськ : ТОВ «Лізунов ПРЭС», 2012. – 384 с.

71. Солодянкін О., Сдвижкова О. Оцінка напружено-деформованого стану породного масиву, що розміщється, комплексом чисельних методів // Вісник Кременчуцького державного політехнічного університету. – 2003. – № 4. – С. 145–149.

72. Martovytskyi A., Khalymendyk Y., Sdvyzhkova O. Geomechanical processes in rocks around longwalls in terms of coal mine «Samarskaya» // *Proceedings of the 22nd World Mining Congress, Istanbul, 2011*. – P. 443–448.

73. Півняк Г. Геомеханіка стругової лави : монографія. — Дніпропетровськ : ТОВ «Лізунов ПРЭС», 2013. — 320 с.

74. Нурпеісова Н., Ковров О. Управління стійкістю кар'єрних укосів : монографія. — Дніпро : Литограф, 2016. — 363 с.

75. Голуб В., Поліщук С. Аналіз зсуву природних та техногенних укосів з урахуванням пористості та обводненості масиву / В. Голуб, С. Поліщук // *Геотехнічна механіка : міжвідомчий збірник наукових праць*. — 2000. — № 22. — С. 98–104.

76. Sadovenko I., Zagrytsenko A., Podvigina O., Dereviagina N. Assessment of environmental and technical risks in the process of mining on the basis of

numerical simulation of geofiltration / I. Sadovenko, et al. // *Mining of Mineral Deposits*. — 2016. — Vol. 10, No. 1. — P. 37–43. — Режим доступу: <https://doi.org/10.15407/mining10.01.037>

77. Sadovenko I., Zahrytsenko A., Podvihina O., Dereviahina N. Water balance control within rock mass using the capacity of water-bearing formations / I. Sadovenko, et al. // *Naukovyi Visnyk Natsionalnoho Hirnychoho Universytetu*. — 2017. — No. 4 (160). — P. 19–27.

78. Sadovenko I., Zahrytsenko A., Podvigina O., Dereviahina N., Brzeźniak S. Methodical and applied aspects of hydrodynamic modeling of options of mining operation curtailment / I. Sadovenko, et al. // *Solid State Phenomena*. — 2018. — Vol. 277. — P. 36–43. — Режим доступу: <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/ssp.277.36>

79. Bazaluk O., Sadovenko I., Zahrytsenko A., Saik P., Lozynskyi V., Dychkovskyi R. Forecasting underground water dynamics within the technogenic environment of a mine field. Case study / O. Bazaluk, et al. // *Sustainability*. — 2021. — Vol. 13, no. 13. — P. 7161. — Режим доступу: <https://doi.org/10.3390/su13137161>

80. Sadovenko I., Tymoshchuk V., Zahrytsenko A., Rodríguez F., Sherstiuk Ye. Hydrotechnical and ecological principles of water resources management for a mined-out mine field / I. Sadovenko, et al. // *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. — 2024. — Vol. 1348, no. 1. — P. 012069. — Режим доступу: <https://doi.org/10.1088/1755-1315/1348/1/012069>

81. Причина К. С. Аналіз стійкості схилу балки Тунельна в м. Дніпропетровськ за методом, в основі якого лежить гіпотеза о представленні лінії ковзання у вигляді ступінної функції / К. С. Причина // *Форум гірників : Матеріали Міжнар. науково-техн. конф., м. Дніпро*. — 2015. — С. 168–174.

82. Шаповал В. Г., Шаповал А. В., Причина К. С. Визначення коефіцієнта стійкості укосів та схилів у рамках гіпотези про поверхню ковзання у вигляді статечної функції // *Світ геотехніки*. — 2014. — Вип. 4(44). — С. 22–26.

83. Gabion: its types, applications, and advantages [Електронний ресурс] // The Constructor. – Режим доступу: <https://theconstructor.org/geotechnical/gabion-types-uses/24459/>

84. Що таке габіони? [Електронний ресурс] // Good-Zon. – Режим доступу: <https://good-zon.com.ua/ua/blog/chto-takoye-gabiony>

85. Advantages and Disadvantages of Gabion Walls [Електронний ресурс] // The Geotech. – Режим доступу: <https://thegeotech.com/advantages-and-disadvantages-of-gabion-walls/>

86. Що таке габіонні конструкції? [Електронний ресурс] // Liv-Energo. – Режим доступу: <https://www.liv-energo.com.ua/shho-take-gab%D1%96onn%D1%96-konstrukc%D1%96%D1%97/>

87. Гузченко В. Т., Лісневський М. А. Класифікація підпірних стін // *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*. – 2012. – Вип. 3. – С. 39–44.

88. Sharoval V. N., Ivanova N. P., Napieiev S. N., Yanko V. V., Barsukova S. O. Contact tensions under the sole of rigid deep laying foundations and ground anchors // *Scientific Bulletin of National Mining University*. — 2023. — № 2. — P. 58–63. – DOI: [10.33271/nvngu/2023-2/058](https://doi.org/10.33271/nvngu/2023-2/058)

89. ВСН 506-88. Проектування і влаштування ґрунтових анкерів. – Київ : Держбуд УРСР, 1988. – 64 с. – Чинний від 1989-01-01.

90. ДСТУ-Н Б В.1.1-37:2016. Настанова щодо інженерного захисту територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2017. – 46 с. – Чинний від 2017-04-01.

91. ДСТУ-Н Б В.2.1-32:2014. Настанова з проектування котлованів для улаштування фундаментів і заглиблених споруд. – Київ : Мінрегіон України, 2014. – 100 с. – Чинний від 2015-10-01.

92. ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014. Настанова з проектування підпірних стін. – Київ : Мінрегіон України, 2014. – 86 с. – Чинний від 2015-10-01.

93. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. – Київ : Мінрегіон України, 2014. – 199 с. – Чинний від 2015-01-01.

94. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – Київ : Мінбуд України, 2018. – 30 с. – Чинний від 2019-01-01.

95. ДСТУ 3760:2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2019. – Чинний від 2019-08-01.

96. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT). – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – Чинний від 2013-07-01.

ДОДАТОК А

Підстава для розрахунку і завдання на розрахунок



Міністерство регіонального розвитку, будівництва та ЖКХ України

“ДніпроДІНТР”

Дніпропетровська філія Державного підприємства „Український державний головний науково-дослідний і виробничий інститут інженерно-технічних та екологічних вишукувань УкрНДІНТВ”

49040, м. Дніпро, ж/м Тополя-1, пров. Джинчарадзе, 12

Проректору НТУ ДП з наукової роботи,
професору Нікітенко І.С.

вих. №15
14.07.2025р.

З метою надання науково-технічної допомоги просимо оцінити стійкість схилу в Тунельній балці м. Дніпро з урахуванням властивостей ґрунту у природному стані та при повному водонасиченні. Для забезпечення стабільності схилу бажано розрахувати також несучу здатність підпірної конструкції у вигляді бурових паль.

До виконання робіт вважаємо за доцільне залучити фахівців кафедри будівництва, геотехніки і геомеханіки, які мають відповідні теоретичні напрацювання.

Технічне завдання на розрахунок, профіль схилу, властивості ґрунту в природному і водонасиченому стані додаються.

3 повагою

Директор



Федоренко В. І.

ЗАВДАННЯ НА РОЗРАХУНОК

Треба визначити коефіцієнти стійкості схилу, профіль якого наведено на рис. 1. Властивості ґрунтів, що складають основу, надано в таблиці 1 для двох наступних випадків:

1. Ґрунти, що складають схил, перебувають у природному стані.
2. Ґрунти, що складають схил, перебувають у повністю водонасиченому стані.

Примітка: якщо коефіцієнт стійкості схилу становить менше за 1,25, бажано обґрунтувати застосування підпірної конструкції з бурових паль



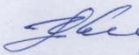
Рис. 1. Схема схилу

Таблиця 1.

Властивості ґрунтів, що складають основу

№ п/п	НАЙМЕНУВАННЯ ХАРАКТЕРИСТИК	НАЙМЕНУВАННЯ ГРУНТУ	
		ЖОВТИЙ СУГЛИНОК	ПІСОК СРЕДНІЙ
1	Товщина шару, метри	0-10	Необмеж.
2	Вологість на границі текучості, WL, ч.од.	0.32	-
3	Вологість на границі розкочування, Wp ч.од.	0.22	-
4	Число пластичності, Ip, ч.од.	0.1	-
5	Вологість природна, W, ч.од.	0.23	0.10
6	Вологість при повному водонасиченні W,sat, ч.од.	0.31	0.21
7	Показник текучості, IL/IL,sat, ч.од.	0.10/0.90	-

8	Щільність частинок ґрунту γ_s	2.68	2.67
9	Щільність ґрунту γ_I	1.8	1.89
10	Щільність сухого ґрунту, $\gamma_{d,I}$	1.46	1.72
11	Щільність водонасич. ґрунту $\gamma_{sat,I}$	1.92	2.07
12	Щільність водонасич. ґрунту з урахуванням зваження $\gamma_{sw,I}$	0.92	1.08
13	Коеф. пористості, e , ч.од.	0.83	0.55
14	Ступінь водонасичення, $S_r/S_{r,sat}$, ч.од.	0.74/1.00	0.18/1.00
15	Кут внутрішнього тертя $\varphi_I/\varphi_{I,sat}$, град	21/15	35/35
16	Питоме зчеплення $c_I/c_{I,sat}$, т/кв.м	2.05/1.5	0.2/0.2
17	Модуль загальної деформації, E/E_{sat} , т/кв.м	1700/1500	4000/4000
18	Коефіцієнт Пуассона, ч.од.	0.35	0.32

Начальник відділу інженерної геології  /О.О. Ревенко/

ДОДАТОК Б

Вихідні дані та результати розрахунку стійкості схилу та ґрунтового анкеру

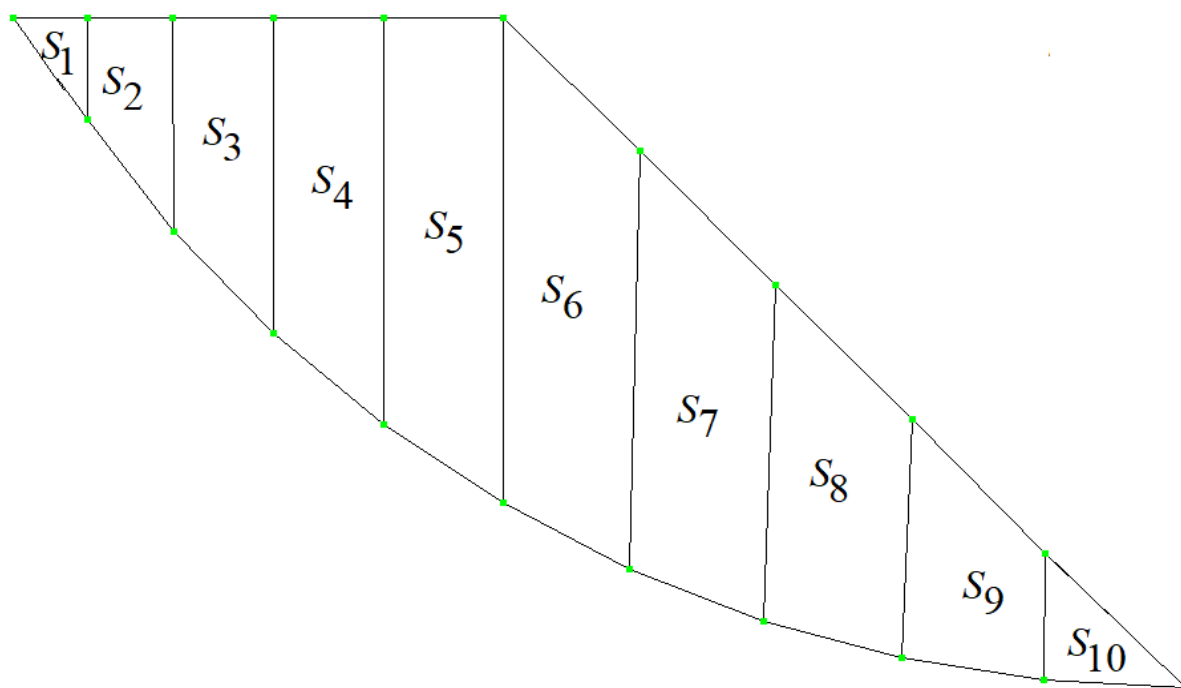


Рисунок 1 – Нумерація відсіків сповзаючого тіла

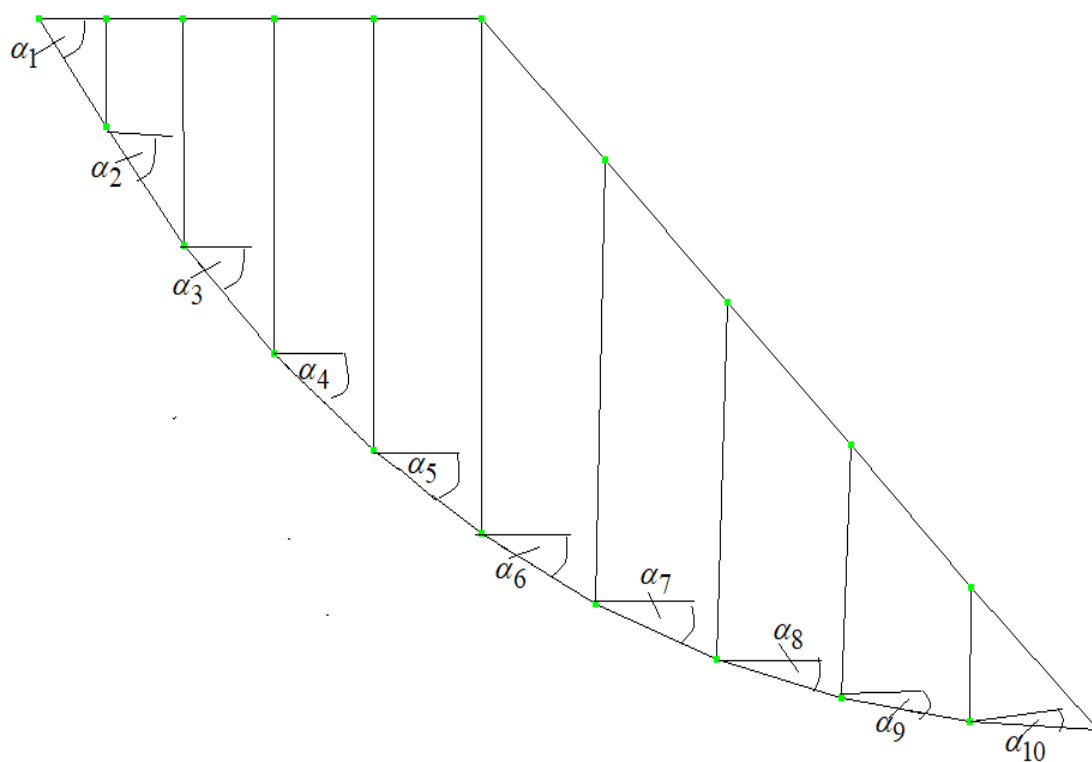


Рисунок 2 – Прийнята нумерація кутів нахилу підшви відсіків до горизонтальної осі

Таблиця 2 – Результати визначення коефіцієнта стійкості. Ґрунт знаходиться у водонасиченому стані

N	Y		Y _w		α , рад	S _i , м ²	C _{sat} , т/м ²	φ_{sat} , рад	P _{sat} , т	P _{sw} , т	N _{sw} , т	T _{sd,sat} , т	T _{ud,sat} , т
	х	z	х	z									
1	0.00	10.00	0.00	10.00	0.96	0.83	1.5	0.26	1.59	0.76	0.44	1.30	3.01
2	1.08	8.47	1.08	10.00	0.92	2.95	1.5	0.26	5.67	2.72	1.65	4.51	3.88
3	2.35	6.80	2.35	10.00	0.81	5.80	1.5	0.26	11.14	5.34	3.69	8.05	4.59
4	3.81	5.28	3.81	10.00	0.70	8.70	1.5	0.26	16.71	8.01	6.12	10.77	5.31
5	5.42	3.92	5.42	10.00	0.59	11.67	1.5	0.26	22.40	10.73	8.91	12.48	6.03
6	7.16	2.75	7.16	10.00	0.49	13.12	1.5	0.26	25.19	12.07	10.67	11.77	6.39
7	9.02	1.77	9.02	8.00	0.38	11.36	1.5	0.26	21.81	10.45	9.72	8.02	5.96
8	10.98	1.00	10.98	6.00	0.27	8.86	1.5	0.26	17.01	8.15	7.86	4.52	5.34
9	13.01	0.44	13.01	4.00	0.16	5.61	1.5	0.26	10.77	5.16	5.10	1.69	4.53
10	15.09	0.10	15.09	2.00	0.05	1.98	1.5	0.26	3.80	1.82	1.82	0.19	3.61
11	17.17	0.00	17.17	0.00									

У таблицях прийнято такі позначення:

Y - рівняння поверхні ковзання,

Y_w - рівняння денної поверхні,

α - кут нахилу підошви відсіку до горизонту,

S_i - площа відсіку,

γ - питома вага ґрунту,

γ_{sat} - питома вага ґрунту у водонасиченому стані,

γ_{sw} - питома вага ґрунту у зваженому стані,

C - питома зчеплення ґрунту,

C_{sat} - питоме зчеплення ґрунту у водонасиченому стані,

φ - кут внутрішнього тертя,

φ_{sat} - кут внутрішнього тертя у водонасиченому стані,

P_i - вага i -того відсіку,

N_i - сила, нормальна до площі i -того відсіку,

$T_{sd,i}$ - зсувні i -тий відсік сили,

$T_{ud,i}$ - утримуючі i -тий відсік сили,

P_{sat} - вага i -того відсіку при повному водонасиченні ґрунту,

P_{sw} - вага i -того відсіку при повному водонасиченні ґрунту з урахуванням зважування,

N_{sw} - сила, нормальна до площі i -того відсіку при повному водонасиченні ґрунту з урахуванням його зважування,

$T_{sd,sat}$ - зсувні i -тий відсік сили при повному водонасиченні ґрунту,

$T_{ud,sat}$ - утримуючі i -тий відсік сили при повному водонасиченні ґрунту.

Розрахунок несучої властивості ґрунтового анкера за ґрунтом

Усереднена по боковій поверхні анкера природна напруга ґрунту, визначається за такою формулою:

$$\begin{aligned} \sigma_{od} &= 0,5(\gamma_l h k + q) \left(\xi_0 + \sqrt{\cos^2 \alpha + \xi_0^2 \sin^2 \alpha} \right) = \\ &= 0,5(0,953 \times 15 + 0) (0,471 + \sqrt{\cos^2 45^\circ + 0,471^2 + \sin^2 45^\circ}) = 8,953 \end{aligned} \quad (1)$$

$$\text{де } \gamma_l = \frac{\gamma_{sw1} h_1 + \gamma_{sw2} h_2}{h_1 + h_2} = \frac{0,92 \times 10 + 1,02 \times 5}{10 + 5} = 0,953 \quad \text{т/м}^3 \quad -$$

середньозважене значення по питомій ваги ґрунту з урахуванням зважувальної дії води,

$h k = 10 + 5 = 15$ м - глибина закладення центру закладення анкера від поверхні ґрунту,

$$\xi_0 = \frac{\nu}{1-\nu} = \frac{0,32}{1-0,32} = 0,471 \quad - \text{ коефіцієнт бокового тиску ґрунту в}$$

природному стані,

$q = 0$ кН/м² - приведена до рівномірно-розподіленого в рівні центру закладення навантаження на поверхні і від сусідніх фундаментів будівель,

$$\alpha = 45^\circ \quad - \text{ кут нахилу анкера до горизонталі.}$$

Коефіцієнт, що залежить від відношення діаметру свердловини до діаметру закладення, природної напруги, міцності і деформаційних характеристик ґрунту визначається за формулою:

$$K_p = \left\{ \frac{1,01 - \left(\frac{D_c}{D_k} \right)^2}{1,01 - \frac{A_1^2}{1 + A_1^2}} \right\}^\theta = \left\{ \frac{1,01 - \left(\frac{0,2}{0,3} \right)^2}{1,01 - \frac{468,2^2}{1 + 468,2^2}} \right\}^{0,333} = 0,561, \quad (2)$$

де

$$A_1 = \frac{E_0}{(1+\nu)(\sigma_{od} + C \operatorname{ctg} \varphi) \cdot \sin \varphi} = \frac{4000}{(1+0,32)(8,953 + 0,2 \operatorname{ctg} 45^\circ) \times \sin 45^\circ} = 468,2$$

$E_0 = 4000 \text{ т/м}^2$ - середньозважене значення модуля деформації ґрунту

по довжині закладення,

$\nu = 0,32$ - середньозважене значення коефіцієнта Пуассона,

$D_c = 0,200 \text{ м}$ - діаметр свердловини,

$D_k = 0,300 \text{ м}$ - діаметр кореня ґрунтового анкера,

$$\theta = \frac{\sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,333.$$

Визначення глибини занурення підпорної стінки у ґрунт нижче поверхні ковзання

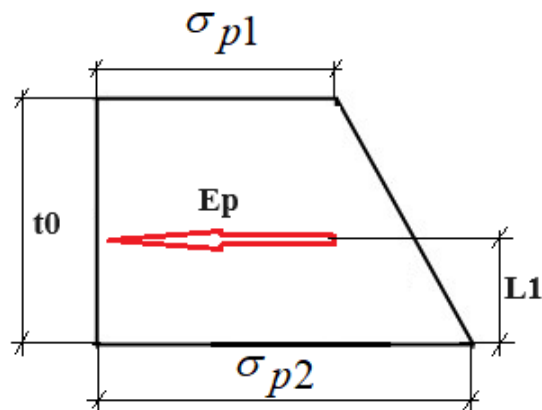


Рисунок 3 – Схема визначення сили пасивного тиску E_p

Далі знаходимо силу пасивного тиску E_p та координату точки її застосування до вертикальної осі Z .

Маємо:

$$\sigma_{p1} = 2c_2 \operatorname{tg} \left(45 + \frac{\varphi_2}{2} \right) = 2 \cdot 0,2 \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{35^\circ}{2} \right) = 0,768 \quad (3)$$

$$\begin{aligned}\sigma_{p2} &= \gamma_2 t_0 t g^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_2}{2} \right) + 2c_2 t g \left(45^\circ + \frac{\varphi_2}{2} \right) = \\ &= 1,08 \times t_0 \times t g^2 \left(45^\circ + \frac{35^\circ}{2} \right) + 2 \times 0,2 \times t g \left(45^\circ + \frac{35^\circ}{2} \right) = 3,99 t_0 + 0,768\end{aligned}\quad (4)$$

$$E_p = \left(\sigma_{p2} + \sigma_{p1} \right) \frac{t_0}{2} = (0,797 t_0 + 0,768 + 0,768) \frac{t_0}{2} = 2 t_0^2 + 0,770 t_0 \quad (5)$$

$$L_1 = \frac{t_0 (2\sigma_{p1} + \sigma_{p2})}{3\sigma_{p1} + 3\sigma_{p2}} = \frac{t_0 (2,31 + 3,99 t_0)}{4,60 + 12 t_0} \quad (6)$$

В формулах (4)-(6) прийнято такі позначення: σ_{p1} , σ_{p2} , E_p та L_1 - див. схему на рисунку 3, $\gamma_{2,sat} = 2,07$ т/м³ - питома вага піщаного ґрунту у водонасиченому стані (таблиця 1), $\gamma_{2,sw} = 1,08$ т/м³ - питома вага піщаного ґрунту у водонасиченому стані з урахуванням зважувальної дії води; $\varphi = \varphi_{sat} = 35^\circ$ - кут внутрішнього тертя піщаного ґрунту (таблиця 1), $c = c_{,sat} = 0,2$ т/м³ - питоме зчеплення піщаного ґрунту (таблиця 1).

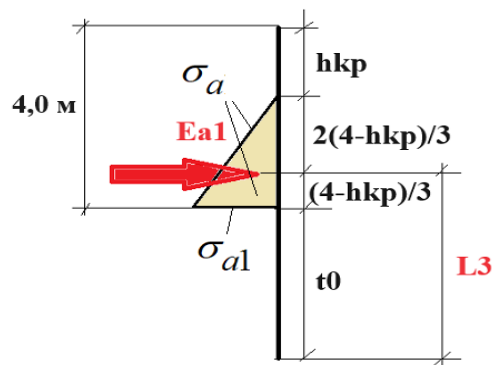


Рисунок 4 – Схема визначення активного тиску E_{a1} у водонасиченому суглинистому ґрунті

Далі знайдемо силу активного тиску суглинистого ґрунту на підпірну стінку E_{a1} та координату L_3 точки її застосування по вертикальній осі Z.

Маємо:

$$h_{kp} = \frac{2c_1 \cos \varphi_1}{\gamma_{1,sat}(1 - \sin \varphi_1)} = \frac{2 \times 1,5 \cos 15^\circ}{1,92 \times (1 - \sin 15^\circ)} = 2,04 \text{ м} \quad (7)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{a1} &= \gamma_1 4tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) - 2c_1 tg \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) = \\ &= 1,92 \cdot 4 \cdot tg^2 \left(45^\circ - \frac{15^\circ}{2} \right) - 2 \cdot 1,5 \left(45^\circ - \frac{15^\circ}{2} \right) = 2,22 \end{aligned} \quad \text{т/м}^2 \quad (8)$$

$$E_{a1} = \frac{(4 - h_{kp}) \sigma_{a1}}{2} = \frac{(4 - 2,04) \times 2,22}{2} = 2,18 \text{ т/м} \quad (9)$$

$$L_3 = t_0 + \frac{4 - h_{kp}}{3} = t_0 + \frac{4 - 2,04}{3} = 0,653 + t_0 \text{ м} \quad (10)$$

В формулах (7)-(10) прийнято такі позначення: σ_{a1} , E_{a1} та L_3 - див. схему на рисунку 4; $\gamma_{1,sat} = 1,92 \text{ т/м}^3$ - питома вага суглинистого ґрунту у водонасиченому стані (таблиця 1), $\varphi_1 = \varphi_{1,sat} = 15^\circ$ - кут внутрішнього тертя суглинистого ґрунту (таблиця 1), $c_1 = c_{1,sat} = 1,5 \text{ т/м}^2$ - питоме зчеплення суглинистого ґрунту (таблиця 1), h_{kp} - критична глибина вертикального схилу (тобто глибина, починаючи з якої тиск ґрунту на підпірну стінку відмінний від нуля).

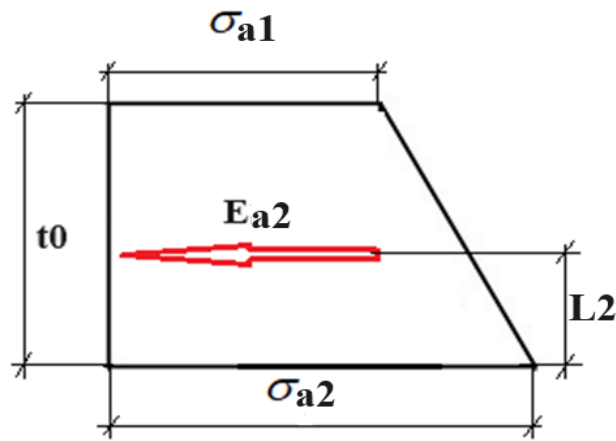


Рисунок 5 – Схема визначення сили активного тиску E_{a2}

Далі знайдемо силу активного тиску E_{a2} та координату L_2 точки її застосування по вертикальній осі Z .

Маємо:

$$\begin{aligned} \sigma_{a1} &= \gamma_{1,sat} 4 t g^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) - 2 c_2 t g \left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) = \\ &= 1,92 \times 4 \times t g^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) - 2 \times 0,2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 1,87 \end{aligned} \quad \text{т/м}^2 \quad (11)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{a2} &= (4 \gamma_{1,sat} + \gamma_{2,sat} t_0) t g^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) - 2 c_2 t g \left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) = \\ &= (4 \cdot 1,92 + 2,07 t_0) \cdot t g^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) - 2 \cdot 0,2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 1,87 + 0,561 t_0 \end{aligned} \quad \text{т/м}^2 \quad (12)$$

$$E_{a2} = (\sigma_{a2} + \sigma_{a1}) \frac{t_0}{2} = (1,87 + 0,561 t_0 + 1,87) \frac{t_0}{2} = 1,87 t_0 + 0,280 t_0^2 \quad \text{т/м} \quad (13)$$

$$L_2 = \frac{t_0 (2 \sigma_{p1} + \sigma_{p2})}{3 \sigma_{p1} + 3 \sigma_{p2}} = \frac{t_0 (5,61 + 5,61 t_0)}{11,2 + 1,68 t_0} \quad \text{м} \quad (14)$$

В формулах (11)-(14) прийнято такі позначення: σ_{a1} , σ_{a2} , E_{a2} та L_2 - див. схему на рисунку 5; $\gamma_{1,sat} = 1,92$ - питома вага суглинистого ґрунту у водонасиченому стані (таблиця 1), $\gamma_{2,sat} = 2,07$ - питома вага піщаного ґрунту у водонасиченому стані (таблиця 1), $\varphi_2 = \varphi_{2,sat} = 35^\circ$ - кут внутрішнього тертя піщаного ґрунту (таблиця 1), $c_2 = c_{2,sat} = 0,2$ - питоме зчеплення піщаного ґрунту (таблиця 1).

ДОДАТОК В

Результати розрахунку та проектування бурових паль, з яких виконано
підпірну стінку

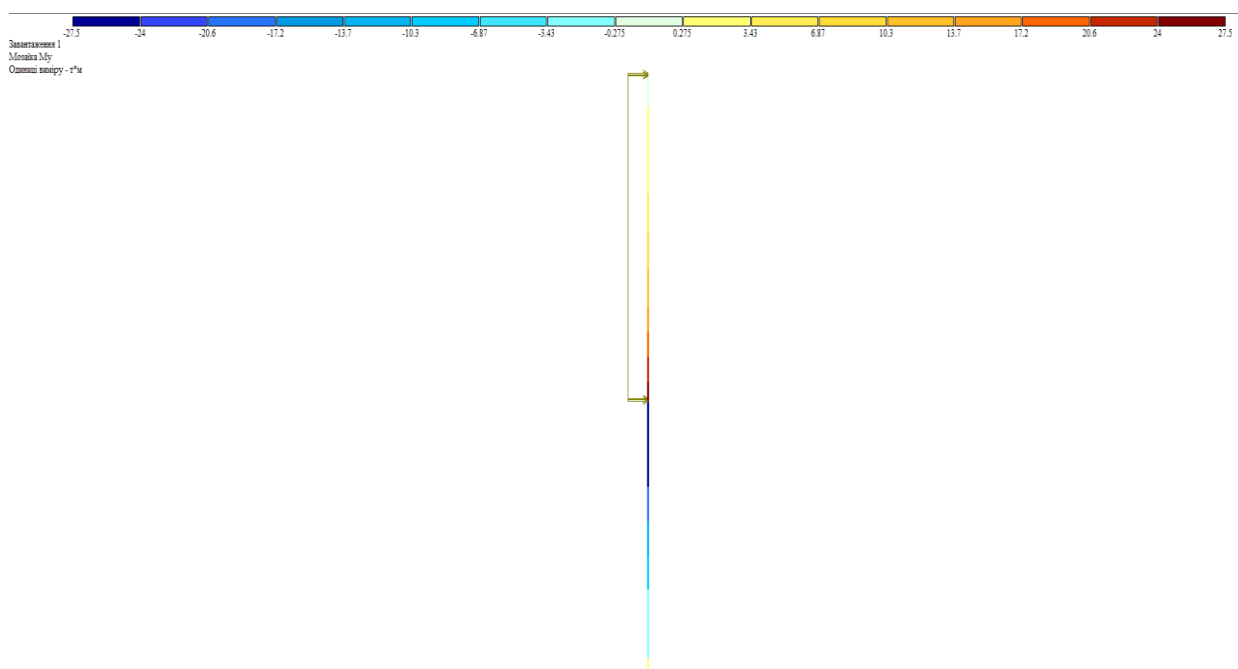


Рисунок 1 – Мошкв згинальних моментів

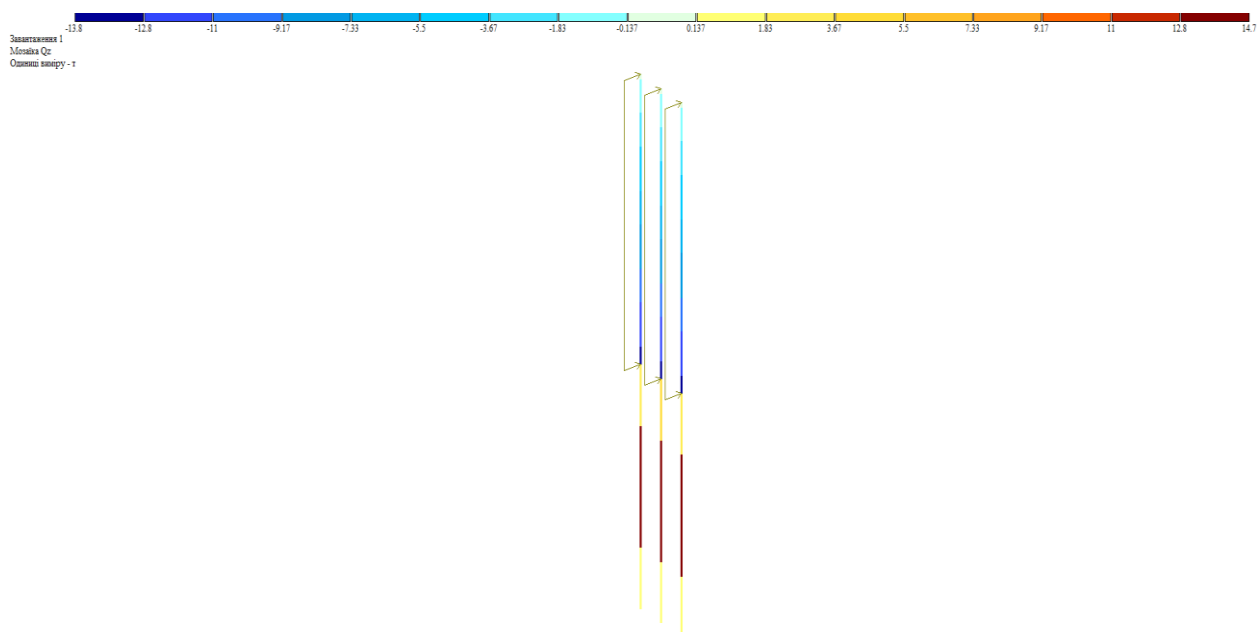


Рисунок 2 – Мошкв перерізуючих сил

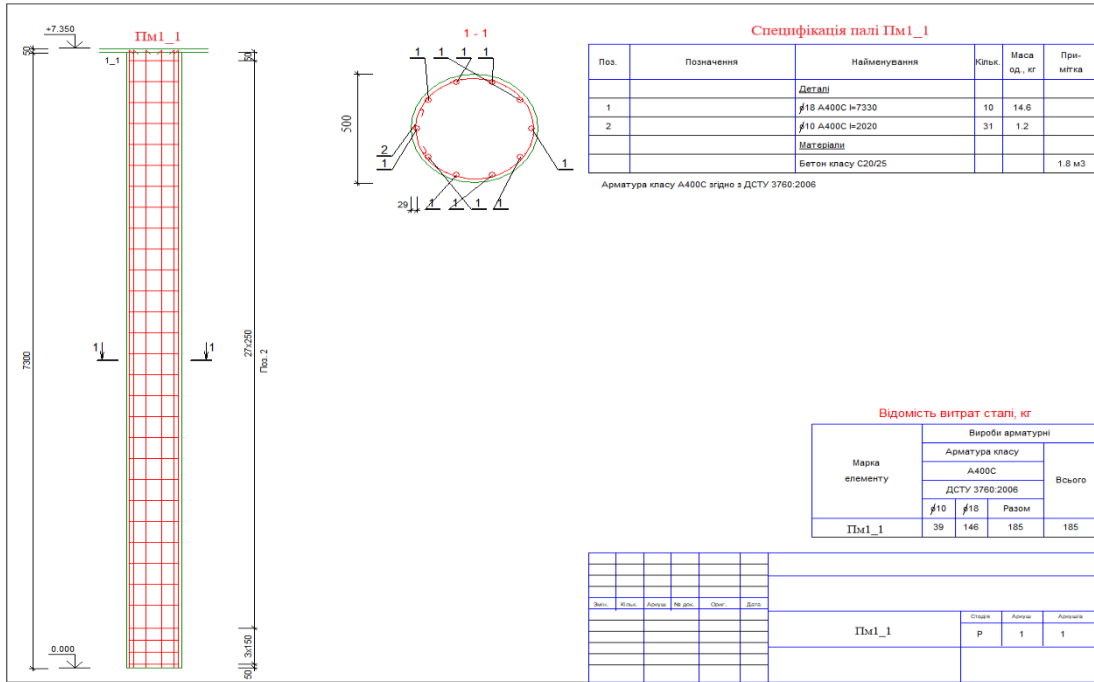


Рисунок 3 – Палі підпорної стінки з буросікучих палей. Креслення робочого проекту. Палю запроектовано згідно з вимогами ДСТУ 3780 2006

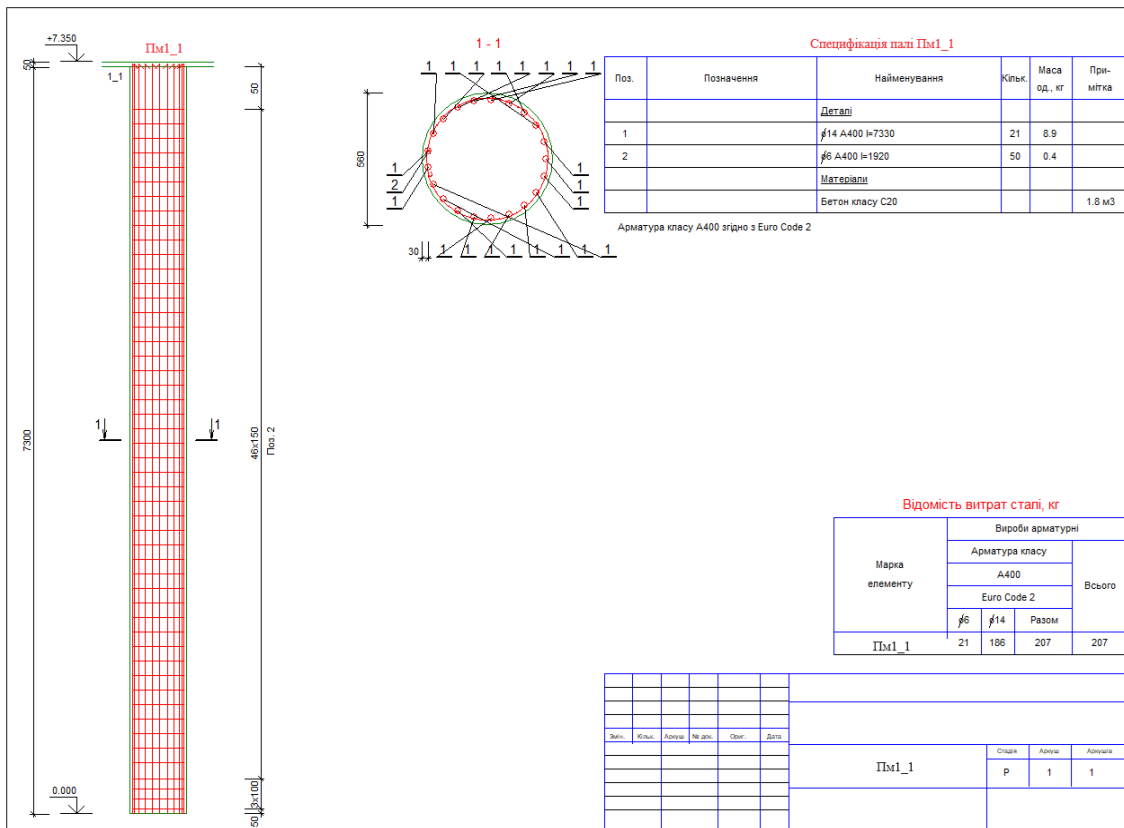


Рисунок 4 – Палі підпорної стінки з буросікучих палей. Креслення робочого проекту. Палю запроектовано згідно з вимогами Єврокод - 2

ДОДАТОК Г

Довідка про впровадження результатів дисертаційного дослідження



НАЦІОНАЛЬНА АКАДЕМІЯ НАУК УКРАЇНИ
ІНСТИТУТ ГЕОТЕХНІЧНОЇ МЕХАНІКИ ім. М.С. Полякова

вул. Сімферопольська, 2А
м. Дніпро, 49005
код ЄДРПОУ 05411357

E-mail: office.igtm@nas.gov.ua
igtmnanu@ukr.net
тел. 38 050 5317375

«21» травня 2025 року
вих. № 311-22/11-12-366

НТУ «Дніпровська політехніка»

на Ваш №

49005, м. Дніпро, пр. Дмитра Яворницького, 19

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертації на здобуття наукового ступеня доктор
філософії Олішевської Софії Олегівни
«Стойкість природних ґрунтових схилів в умовах кліматичних і техногенних
впливів»

Результати наукової роботи, виконаної Олішевською С.О., мають практичну значущість та були впроваджені у діяльність відділу екології освоєння природних ресурсів Інституту геотехнічної механіки ім. М.С. Полякова НАН України.

Зокрема, під час виконання робіт з обґрунтування параметрів бортів кар'єрів та відкосів дамб хвостосховищ гірничо-збагачувальних комбінатів Кривбасу, використані результати зазначеного дисертаційного дослідження, спрямовані на підвищення ефективності оцінки та прогнозування стійкості природних ґрунтових схилів за умов дії змінних кліматичних і техногенних факторів, а саме: рекомендації до технічних рішень у складі проектної документації, пов'язаної з транспортною та інженерною інфраструктурою, де існує потреба у забезпеченні довгострокової стійкості схилів; рекомендації щодо врахування змін кліматичних умов (зволоження, інтенсивні опади) та техногенного навантаження при розрахунках стійкості схилів бортів кар'єрів та дамб хвостосховищ; удосконалений підхід до розрахунку коефіцієнта запасу стійкості з урахуванням змін вологості ґрунту та зовнішніх динамічних навантажень.

Застосування практичних результатів дисертації Олішевської С.О. дозволили підвищити точність та достовірність прогнозування стійкості бортів кар'єрів та дамб хвостосховищ, що піддані постійним техногенним та кліматичним впливам.

Заст. директора інституту
з наукової роботи
чл.-кор. НАН України

Олександр КРУКОВСЬКИЙ

Т.в.о. зав. відділу екології
освоєння природних ресурсів
доктор техн. наук

Ольга МЕДВЕДЕВА



ДОДАТОК Г

Акт впровадження у навчальний процес результатів дисертаційного
дослідження

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
 НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
 «ДНІПРОВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА»

ЗАТВЕРДЖУЮ

Перший проректор НТУ «ДП»

Павличенко А. В.

28.05. 2025 р.

АКТ

впровадження у навчальний процес результатів дисертації на здобуття ступеня доктора філософії Олішевської Софії Олегівни

Комісія за спеціальністю 131 «Прикладна механіка», у складі голови: Дербаби В. А. – завідувача кафедри технологій машинобудування та матеріалознавства, к.т.н., доцента та членів комісії, професорів кафедри будівництва, геотехніки і геомеханіки, д.т.н.: Шашенка О. М., Гапєєва С. М., склала цей акт щодо впровадження в навчальний процес результатів дисертації на здобуття ступеня доктора філософії Олішевської С. О.

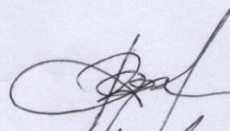
Результати досліджень використовуються в навчальному процесі при викладанні таких дисциплін, як «Механіка ґрунтів, основи і фундаменти», «Геомеханіка» для студентів спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія» та «Гірництво», а також для аспірантів при читанні лекцій з дисципліни «Напружено-деформований стан твердих тіл зі штучними отворами». До основних результатів дослідження, впроваджених у навчальний процес, належать:

- методика оцінки стійкості схилів з урахуванням кліматичних факторів;
- моделі впливу техногенних навантажень на розвиток зсувних процесів;

- результати чисельного моделювання стійкості схилів у програмному середовищі;
- організації науково-дослідної роботи студентів і аспірантів, зокрема у формі участі в наукових конференціях та підготовки публікацій;
- створення методичних матеріалів та тестових завдань.

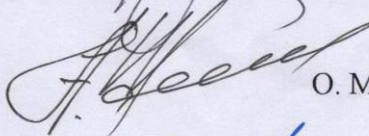
Використання результатів досліджень сприяє підвищенню якості навчання, розвитку аналітичного мислення, формуванню у студентів і аспірантів практично-орієнтованих компетентностей, а також наближенню навчального процесу до реальних умов професійної діяльності.

Голова комісії



В. А. Дербаба

Члени комісії:



О. М. Шашенко



С. М. Гапєєв