

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АВТОМОБІЛЬНО – ДОРОЖНИЙ
УНІВЕРСИТЕТ

На правах рукопису

ТИМЧЕНКО ОЛЬГА МИКОЛАЇВНА

УДК 625.711.812

**ОБҐРУНТУВАННЯ ПРИНЦИПІВ ПРИЗНАЧЕННЯ ЗАХИСНИХ
ЗАХОДІВ ВІД ЗСУВНИХ ПРОЦЕСІВ НА АВТОМОБІЛЬНИХ
ДОРОГАХ У ГІРСЬКІЙ МІСЦЕВОСТІ**

05.22.11 – Автомобільні шляхи та аеродроми

Дисертація
на здобуття наукового ступеня
кандидата технічних наук

Науковий керівник
Угненко Євгенія Борисівна,
доктор технічних наук,
професор, завідувач кафедри
вишукувань та проектування
доріг і аеродромів

ХАРКІВ – 2015

ЗМІСТ

Вступ.....	4
1 Аналіз існуючих заходів захисту від зсувних процесів на автомобільних дорогах у гірській місцевості.....	10
1.1 Класифікація схилових процесів та заходів захисту від зсувів.....	10
1.2 Систематизація та аналіз інженерно-технічних заходів захисту від зсувів на автомобільних дорогах.....	19
1.3 Аналіз існуючих методів дослідження напружено-деформованого стану гірських порід зсувонебезпечного схилу.....	39
Висновки до розділу.....	43
2 Теоретичні дослідження з визначення виникнення ґрунтових зсувів на автомобільних дорогах у гірській місцевості.....	45
2.1 Удосконалення математичної моделі з виникнення ґрунтових зсувів.....	45
2.2 Особливості напруженого стану ґрунту вздовж потенціальної поверхні зсуву на автомобільних дорогах.....	56
2.3 Кінетика руйнування ґрунту вздовж потенціальної поверхні зсуву.....	64
2.4 Визначення швидкості переміщення зсувів на автомобільних дорогах у гірській місцевості.....	71
Висновки до розділу.....	77
3 Експериментальні дослідження з визначення зсувонебезпечних ділянок автомобільних доріг у гірській місцевості.....	79
3.1 Мета та завдання проведення експериментальних досліджень.....	79
3.2 Методи та обладнання прийняті для дослідження.....	80
3.3 Методика досліджень та опис ділянки для проведення експериментальних досліджень.....	85

3.4	Визначення зсувних деформацій на автомобільних дорогах у гірській місцевості.....	92
3.5	Моніторинг безпеки зсувних ділянок автомобільних доріг Криму.....	99
	Висновки до розділу.....	107
4	Рекомендації щодо принципів призначення захисних заходів від зсувних процесів на автомобільних дорогах у гірській місцевості.....	109
4.1	Обґрунтування принципів призначення дренажних споруд на зсувонебезпечних ділянках автомобільних доріг у гірській місцевості.....	109
4.2	Розрахунок рівня ґрунтових вод при підтопленні зсувонебезпечних територій.....	123
4.3	Удосконалення принципів призначення утримуючих протизсувних споруд на автомобільних дорогах у гірській місцевості.....	132
4.4	Обґрунтування соціальної ефективності від впровадження.....	147
	Висновки до розділу.....	148
	Загальні висновки.....	150
	Список використаних джерел.....	152
	Додатки.....	169

ВСТУП

Актуальність роботи. За останні двадцять років Україна зазнала суттєвих матеріальних втрат від зростаючого негативного впливу небезпечних геологічних процесів природного та техноприродного генезису. Загальна сума прямих втрат становить понад 300 млн. грн. Активізація зсувів у багатьох регіонах має руйнівний, а іноді катастрофічний характер, що створює постійну загрозу виникнення надзвичайних ситуацій техногенного та природного характеру, а також небезпеку для здоров'я та життя людей. Тому необхідно попереджувати розвиток небезпечних геологічних процесів на автомобільних дорогах у гірській місцевості, серед яких найбільш розповсюдженими та руйнівними на території України є зсувні процеси.

Згідно з регіональним картуванням зсувів та розробки кадастру в межах України виділено понад 20000 зсувних геосистем. Кримський півострів характеризується складними геоморфологічними умовами, що характерні для гірських територій. У даному регіоні виникає постійна загроза виникнення нових та активізації існуючих екзогенних геологічних процесів. Особливе місце серед них займають зсуви. На сьогодні їх кількість близько 1600, з яких понад 450 вважаються активними. Значної шкоди зсуви завдають автомобільним дорогам, спричинюючи деформації земляного полотна, а в деяких випадках і повну руйнацію проїзної частини. Катастрофічна руйнівна дія зсувів та значні економічні збитки зумовлені недоліками існуючої системи протизсувних заходів. Вивчення умов розвитку зсувного процесу на автомобільних дорогах у гірській місцевості обумовлює реальну можливість обґрунтованого попередження виникнення зсувного процесу як у просторовому, так і при певних обмеженнях у часовому проміжку. Попередження зсувних процесів дозволить уникнути величезних витрат порівняно з ліквідацією їх наслідків.

Нагальність вирішення завдань, пов'язаних із попередженням виникнення зсувних процесів на автомобільних дорогах у гірській місцевості, зумовлює актуальність теми.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Дисертаційне дослідження виконано згідно з тематикою науково-дослідних робіт Харківського національного автомобільно-дорожнього університету, кафедри вишукувань та проектування доріг і аеродромів і Державного агентства автомобільних доріг України «Укравтодор» у рамках виконання госпдоговірної науково-дослідної роботи №86/43-11-09 «Провести дослідження та розробити методи захисту від стихійних лих автомобільних доріг у гірській місцевості» (номер державної реєстрації 0109U004427, 2009–2010 рр.).

Мета роботи. Обґрунтувати та розробити практичні рекомендації щодо призначення захисних заходів від зсувних процесів на гірських автомобільних дорогах з урахуванням динаміки зміщення зсувних мас за рахунок визначення узагальненого показника ураженості території зсувними процесами.

Відповідно до мети роботи визначено **основні задачі дослідження:**

1. Провести аналіз існуючих захисних заходів від зсувних процесів на автомобільних дорогах у гірській місцевості.
2. Провести теоретичні дослідження з визначення виникнення ґрунтових зсувів.
3. Удосконалити математичну модель виникнення ґрунтових зсувів на автомобільних дорогах у гірській місцевості.
4. Провести експериментальні дослідження з визначення зсувонебезпечних ділянок автомобільних доріг з метою встановлення типу руйнування порід схилу та динаміки зміщення зсувних мас для вибору оптимальних захисних споруд.
5. Розробити рекомендації щодо призначення захисних заходів від зсувних процесів на автомобільних дорогах у гірській місцевості.

Об'єкт дослідження: зсувні процеси на автомобільних дорогах у гірській місцевості.

Предмет дослідження: принципи призначення захисних заходів від зсувних процесів на гірських автомобільних дорогах.

Методи дослідження. У роботі застосовано метод системного аналізу потенційно небезпечних ділянок автомобільних доріг, що враховує зв'язки з навколишнім середовищем і особливості захисту автомобільних доріг у гірській місцевості від зсувних процесів. Для виникнення ґрунтових зсувів проведено математичне моделювання, а для отримання інформації про механізм зсувного процесу використано метод натурного обстеження (спостереження та вимірювання) зсувонебезпечних ділянок автомобільних доріг Криму. Для визначення динаміки зсувного процесу застосовано геодезичні методи спостереження за зміщенням зсуву, а саме осьові методи для визначення зміщення точки по відношенню до заданої лінії.

Наукова новизна одержаних результатів:

– обґрунтовано принципи призначення захисних заходів від зсувних процесів на автомобільних дорогах у гірській місцевості за рахунок визначення типу руйнування порід схилу;

– удосконалено математичну модель з виникнення ґрунтових зсувів за рахунок введення узагальненого показника ураженості зсувними процесами, що дозволяє характеризувати ділянку автомобільної дороги за ступенем стійкості до зсувних процесів;

– розроблено узагальнений показник ураженості зсувними процесами ділянки автомобільної дороги, що дозволяє враховувати динаміку зсувних зміщень;

– удосконалено класифікацію зсувних деформацій на автомобільних дорогах у гірській місцевості на основі механізму руйнування порід і динаміки зміщення зсувних мас, що забезпечує об'єктивний вибір розрахункових положень, своєчасне проведення профілактичних робіт або влаштування основних захисних заходів для попередження руйнування

ділянок автомобільних доріг.

Практичне значення отриманих результатів полягає в можливості призначення протизсувних заходів на етапі проектування, будівництва та реконструкції автомобільних доріг у гірській місцевості за допомогою визначення узагальненого показника ураженості зсувними процесами, згідно якого ділянки автомобільної дороги можна віднести до характерних типів руйнування порід на схилі, для яких визначено основні протизсувні заходи. На основі проведеного дослідження визначено діапазон чисельних значень узагальненого показника ураженості для кожного типу зсувних деформацій. Розроблені рекомендації щодо принципів призначення захисних заходів від зсувних процесів на автомобільних дорогах у гірській місцевості, у яких запропоновано комплекс заходів із метою стабілізації процесу та виключення деформацій і руйнування гірських автомобільних доріг.

Результати дослідження мають практичну направленість та використані при розробці «Рекомендацій щодо методів захисту від стихійних лих автомобільних доріг у гірській місцевості» (Р В.2.3-218-02071168-776:2010). Впроваджено та апробовано розроблені рекомендації щодо принципів призначення захисних заходів від зсувних процесів на об'єкті реконструкції автомобільної дороги Н-19 Ялта-Севастополь км 30 на прикладі зсувів № 1271 та № 1272. Результати дисертаційної роботи впроваджені в навчальний процес у Харківському національному автомобільно-дорожньому університеті в лекційних курсах «Проектування автомобільних доріг», «Інженерні вишукування» та у дипломне проектування для студентів, що навчаються за спеціальністю «Автомобільні дороги і аеродроми».

Особистий внесок здобувача. Усі результати, що наведені в дисертації та представлені до захисту, одержані здобувачем особисто або за його безпосередньою участю. За матеріалами дисертації опубліковано 10 статей, з них 6 статей у фахових виданнях, 5 з них у співавторстві, 4 у матеріалах наукових конференцій, 3 з них – за кордоном.

В опублікованих роботах автору належать:

- теоретичні дослідження з визначення виникнення ґрунтових зсувів;
- удосконалення математичної моделі виникнення ґрунтових зсувів за рахунок введення узагальненого показника ураженості зсувними процесами;
- експериментальні дослідження з визначення зсувонебезпечних ділянок автомобільних доріг Криму для встановлення типу руйнування порід схилу та динаміки зміщення зсувних мас для вибору раціональних захисних споруд;
- розробка рекомендацій щодо призначення захисних заходів від зсувних процесів на автомобільних дорогах у гірській місцевості.

Апробація результатів дисертаційної роботи. Основні положення та результати дисертаційної роботи доповідались та обговорювались на: Всеукраїнській міжвузівській науково-практичній конференції «Сучасні технології в промисловому виробництві» (Суми, 19–23 квітня 2010 р.); I Міжнародній науково-практичній конференції студентів, аспірантів і молодих вчених «Трансфер технологій: від ідеї до прибутку» (Дніпропетровськ, 27–29 квітня 2010 р.); II Міжнародній науково-практичній конференції «Аеропорти – вікно в майбутнє» (Київ, 27–28 травня 2010 р.); V Міжнародній науково-практичній конференції за участю молодих науковців та студентів «Еколого-правові та економічні аспекти техногенної безпеки регіонів», (Харків, 20–22 жовтня 2010 р.); Всеросійській науково-практичній конференції студентів, аспірантів і молодих учених з міжнародною участю «Применение современных технологий в дорожном и строительном производстве», (Пермь, 28–29 квітня 2011 р.); VII Всеукраїнській науково-технічній конференції «Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування», (Одеса, 3–7 жовтня 2011 р.); 15th International Conference «TRANSPORT MEANS 2011», (Kaunas, 20–21 october 2011); III Міжнародній науково-практичній конференції «Аеропорти – вікно в майбутнє» (Київ, 15–16 червня 2012 р.); Міжнародній науково-технічній конференції «Сучасні методи і технології проектування, будівництва та експлуатації інженерних споруд на

автомобільних дорогах», (Київ, 4–5 квітня 2013 р.); 8th International Scientific Conference «TRANSBALTICA 2013», (Vilnius, 9–10 May 2013); III Міжнародній науково-технічній конференції «Науково-прикладні аспекти автомобільної і транспортно-дорожньої галузей», (Луцьк, 29 травня – 1 червня 2014 р.) та на щорічних науково-методичних конференціях викладачів і наукових співробітників ХНАДУ (2010–2014 рр.).

Публікації. За матеріалами дисертації опубліковано 10 наукових праць, з них 6 наукових статей (у тому числі одна без співавторів) у фахових виданнях, 4 – у матеріалах наукових конференцій.

Структура і об’єм роботи. Дисертація складається зі вступу, чотирьох розділів, висновків, списку використаних джерел і додатків. Загальний обсяг дисертації становить 201 сторінку, з них 140 основного тексту, який містить 55 рисунків, 14 таблиць, 32 сторінки додатків і список використаних джерел із 173 найменувань на 17 сторінках.

РОЗДІЛ 1

АНАЛІЗ ІСНУЮЧИХ ЗАХОДІВ ЗАХИСТУ ВІД ЗСУВНИХ ПРОЦЕСІВ НА АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРОГАХ У ГІРСЬКІЙ МІСЦЕВОСТІ

1.1. Класифікація схилових процесів та заходів захисту від зсувів

Класифікація схилових процесів на автомобільних дорогах у гірській місцевості згідно з нормативно-технічною документацією – зсуви, осипи, обвали, повзучість, соліфлюкація, селеві потоки, що руйнують будівлі, комунікації, автомобільні дороги, мости [1, 2].

Зсуви – швидке руйнування схилів, коли основний зсув ґрунту відбувається зазвичай менш ніж за 15 хв., хоча при цьому попередні рухи або подальші явища можуть відчуватися протягом тривалішого часу та рух мас порід на схилі відбувається без втрати контакту між масою, що зміщується, та підстилаючим нерухомим масивом. Зсув обумовлений порушенням умов стійкості схилів. Поверхня ковзання зсувного тіла може знаходитись на різних глибинах. При глибині, рівній не менше 10 % ширини зсуву, зсуви відносяться до поверхневих, досить широко розвинених у гірських районах України, особливо в Карпатах. Зсуви з глибшим розташуванням площин ковзання досить часто зміщуються за декілька коротких переміщень. Тоді на їх поверхні спостерігається декілька уступів.

Спостереження дозволили встановити феноменальну особливість швидких зсувів великих мас ґрунтів [3]. Встановлено, що при збільшенні об'єму зсуву (коли він наближається до 100000 м^3) відбувається зменшення коефіцієнта тертя та збільшуються швидкість і шлях зсуву. При великих зсувах об'ємом від 100 тис. м^3 до 5–10 млн. м^3 і потужності зсувного тіла понад 100–150 м відбуваються аномально далекі зсуви [4, 5].

Осип – це тривалий і неперервний рух по крутому схилу маси уламкових продуктів вивітрювання скельних порід. Рух відбувається у

поверхневому шарі з невеликими швидкостями. У процесі руху відбувається сортування матеріалу – більші уламки докочуються до підшви схилу, а дрібні залишаються у верхній і середній частинах схилу.

Переміщення уламкового матеріалу відбувається перекочуванням і ковзанням під дією сили ваги і течії води. Осип діє доти, поки похил усієї його поверхні не стане меншим, ніж кут природного укусу. Тоді настає стабілізація осипу. Проміжки між крупними уламками заповнюються дрібнішими. Стабілізовані осипи заростають травою, чагарником. На них можна висаджувати дерева, що сприяє закріпленню осипів.

Великого збитку завдають повільні грязьові потоки (обвали-потоки), середня швидкість яких може досягати 600 м/рік і витрата до 6000 м³/рік і більше, а довжина – 1800 м.

Обвали – швидкі зсуви масивів гірських порід (падіння, кочення, перекидання), що виникають при крутизні схилів більш 15 °, переважно при 45–70 ° за рахунок їх відриву від кореного масиву. Зазвичай такі явища стимулюються землетрусами, активізацією ерозійних процесів, морозним вивітрюванням, а також техногенними чинниками (підрізуванням гірських схилів при будівництві доріг та інших споруд). Об'єми обвалів можуть досягати мільйонів кубічних метрів.

Повзучість ґрунтів – властивість мінерального скелета ґрунту деформуватися протягом певного часу під впливом постійного тиску, що діє на нього. Виявляється головним чином у глинистих ґрунтах [6]. Супроводиться складними механічними процесами (дробленням зерен, рекристалізацією, виділенням нових фаз, перебудовою сітки дислокацій тощо), нагромадженням у ґрунті дефектів у вигляді пор і тріщин. Характеризується швидкістю, а також технічною (умовною) границею повзучості – напруженням, при якому ця швидкість або сумарна деформація повзучості не перевищує деякої допустимої величини [7].

Соліфлюкація – стікання ґрунту, перенасиченого водою, по мерзлій поверхні зцементованого льодом основи схилів.

Солифлюкація спостерігається в різних природних зонах [8]. Явище широко поширене в зонах з багаторічною мерзлотою або з ґрунтами, які глибоко і на тривалий час промерзають [9]. Дрібноземлистий ґрунтовий покрив насичується вологою від талого снігу або дощів, обважнюється, стає в'язкопластичним і починає рухатися вже при куті нахилу в $2-3^\circ$ ще не відталою слизькою поверхнею мерзлого підстилаючого шару, прискорюючись при збільшенні ухилів від декількох сантиметрів до метра на рік. При цьому на схилах виникають фестончаті напливи, невисокі гряди і цілі солифлюкційні тераси навіть на схилах з деревостанів, утворюючи п'яний ліс.

Селеві потоки – грязьові, грязьокам'яні потоки. За швидкістю зсувних процесів відносяться до швидких потоків. Селеві потоки розвиваються переважно в гірських регіонах (Памір, Карпати, Крим, Кавказ тощо), але бувають і в межах районів із відносно пологим рельєфом, якщо цьому сприяють техногенні чинники.

Потужність потоків досягає 30 м^3 , швидкості в середньому перевищують 10 м/с і доходять до 30 м/с . Рух може відбуватися ривками, хоча зазвичай потоки течуть по раніше сформованим долинам. Щільність потоків може досягати $2,5 \text{ г/см}^3$, а об'єми глиб – від $4,75$ до 10 м^3 і більш [5, 10].

Найбільш небезпечні процеси схилів (обвали, зсуви, селеві потоки) розвинені в гірських районах (Крим, Карпати), по долинах крупних річок (Дніпро, Дністер, Прут тощо), а також по берегах штучних водоймищ (водосховища Дніпровського каскаду), на Азово-Чорноморському узбережжі [11–13]. Слід зазначити, що під впливом господарської діяльності активність процесів на схилах за останні 20–25 років значно збільшилась.

Особлива небезпека зсувів полягає в їх раптовому виникненні переважно на територіях населених пунктів, де зосереджені населення та матеріальні цінності, а також у тому, що при виникненні у відповідних ґрунтових умовах вони зупиняться лише при завершенні повної руйнації ґрунтового масиву, на якому можуть бути розташовані будівлі та споруди [8].

Суттєвий вклад у вивчення закономірностей виникнення та протікання зсувів внесли російські та українські вчені, серед яких: В.Ф. Бабков, О.А. Белятинський, Ф.П. Саваренський, Л.М. Бернацький, К. Терцагі, Г.С. Золотарьов, О.М. Дранніков, А.І. Білеуш, Є.О. Яковлев, І.Ф. Єриш, Г.І. Рудько, М.Г. Демчишин, В.О. Осіюк, Х.Я. Мурадов, С.І. Мацій, зарубіжні вчені: Е. Еккель, С. Флейшман, Н. Хаст, А. Шейдеггер, А. Скеїптон, Л. Мюллер та інші [9, 10, 14–32].

Методика оцінювання механізму, прогнозування розміру (довжини виносу) та швидкості руху зсуву ґрунтується на феноменологічному підході до визначення типології зсувів, який розроблено в працях М.М. Маслова, К. Терцагі, О. Енгра (O. Hungr) та інших [7, 33, 34].

Системний аналіз, моделі та методи управління надзвичайними природними ситуаціями на автомобільних дорогах розглянуто в працях Л.І. Нефьодова, Н.Ю. Філь, Ю.Л. Губіна [35, 36].

Закономірності розвитку зсувного процесу в межах України зумовлені рядом природно-історичних факторів, що корелюються з антропогенними змінами. При цьому пропонується історико-генетичний підхід до проблеми, що дозволяє розглядати розвиток зсувного процесу в межах відповідних зсувних геосистем.

Через відсутність загальної класифікації факторів, стосовно необхідності оцінки їхньої кількісної ролі у формуванні й розвитку зсувних систем, оцінки інженерно-геологічної ефективності споруд за інженерним захистом, а також для проведення довгострокових і короткострокових прогнозів ці факти доцільно згрупувати за видами впливу на коефіцієнт стійкості та режим стійкості.

На рис. 1.1 представлена класифікація факторів виникнення та розвитку зсувних процесів, виділені фактори-умови і фактори-процеси, що визначають різні види впливу на коефіцієнт стійкості та режим стійкості зсувних схилів.

В основу класифікації покладені тривалі стаціонарні спостереження Департаменту геології України на зсувних схилах Південного Криму

(V інженерно-геологічний район) з урахуванням робіт В.М. Слав'янова, Є.П. Ємельянової, І.Б. Корженевського, І.В. Попова [37–46].

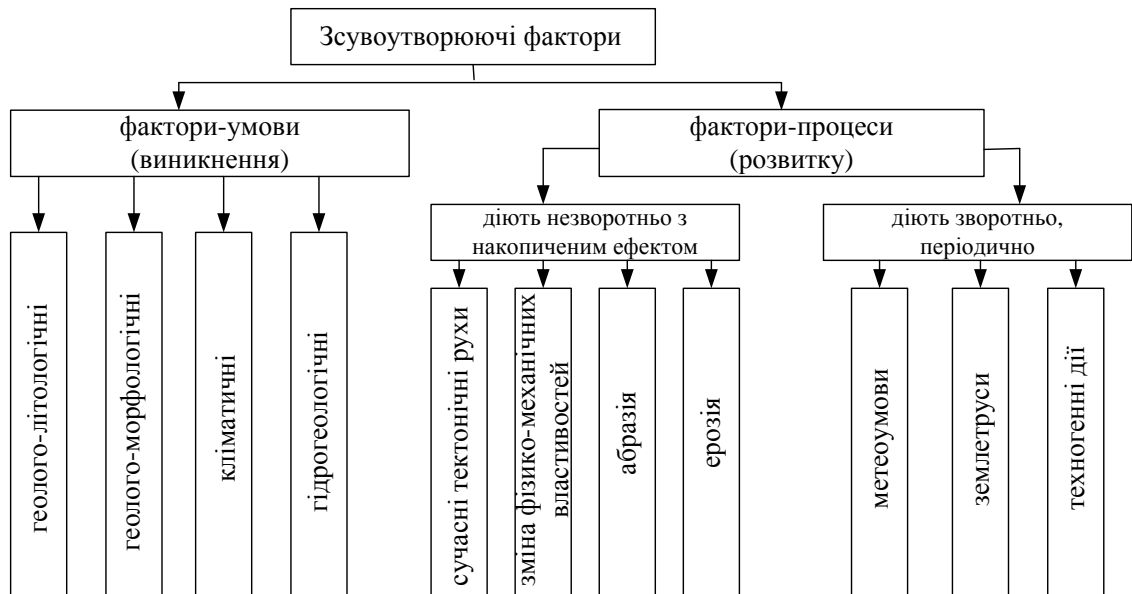


Рис. 1.1. Класифікація факторів виникнення та розвитку зсувних процесів

До основних заходів захисту від зсувів на автомобільних дорогах у гірській місцевості відносяться превентивні та активні заходи [26, 28, 47].

До превентивних відносяться заходи, спрямовані на запобігання зсувних процесів: зміщення об'єкту будівництва (автомобільної дороги) за межі території, що знаходиться під впливом потенційного або існуючого зсуву.

Якщо перенесення ділянки будівництва автомобільної дороги неможливе, тоді розраховують варіанти інженерного захисту, що базуються на таких показниках превентивного характеру [27, 48]:

- заборона підрізки зсувних схилів;
- заборона будівництва на зсувних схилах інженерних споруд, ставків, водоймищ, об'єктів із значним водоспоживанням без виконання конструкторських заходів, які б повністю виключали надходження води в зсувні маси;
- заборона проведення вибухів і гірських робіт поблизу зсувних ділянок автомобільних доріг;

- обмеження, в необхідних випадках, швидкості руху на автомобільних дорогах у зоні, що примикає до зсувної ділянки;
- охорона дерево-чагарникової та трав'янистої рослинності;
- заборона неконтрольованого зрошення земельних ділянок;
- заборона встановлення водопровідних колонок і постійного водопроводу без облаштування каналізації;
- недопущення на зсувні схили зливної, талої, стічної й інших вод;
- залісення зсувних територій;
- здійснення охоронно-обмежувальних протизсувних заходів, не пов'язаних із будівництвом інженерних споруд і проведенням трудомістких робіт.

Разом із тим очевидно, що ефект від цих заходів може бути одержаний тільки через деякий час, але їх проведення необхідне в більшій мірі, ніж активних заходів. Як альтернативне може бути прийняте рішення про зміну місця будівництва автомобільних доріг, житлових і лінійних інженерних споруд.

У випадках, коли перенесення наміченого або побудованого в зсувонебезпечному районі об'єкта (автомобільної дороги) є неможливим, застосовуються активні заходи захисту. До них слід віднести такі протизсувні заходи, проведення яких вимагає налагодження різного роду інженерних споруд, спрямованих на усунення активних причин, що викликають зсуви на схилах.

Активні заходи боротьби зі зсувами базуються на двох основних принципах [49]:

- а) зменшення зсувних сил;
- б) збільшення утримуючих сил.

Оскільки стійкість схилів залежить від умов рівноваги зсувних та утримуючих сил, проектування навантажень на схил слід спрямовувати на забезпечення належного запасу стійкості проти сил, що викликають

зміщення ґрунту. Зсувні зусилля мають переважно гравітаційний характер і залежать від маси ґрунту та води, що в ній вміщується.

На початковій стадії проектування будівельних робіт доцільно проводити заміну напрямку та профілю схилів: зменшення ваги нестійких мас за рахунок їх видалення й осушення. Видалення нестійких мас ґрунту вважається економічно вигідним при видаленні невеликих об'ємів слабких ґрунтів, що залягають на незначній глибині.

Іншим засобом зменшення зсувних сил є часткове розвантаження тіла зсуву шляхом видалення з його верхньої частини достатньої кількості ґрунтових мас (зменшення маси) з метою підвищення стійкості зсуву. Треба відзначити, що це рішення не коректне для великих або пластичних зсувів. Доцільність заходів щодо розвантаження зсувного схилу слід розглядати з економічної точки зору. Проект названих заходів повинен містити оцінку стійкості схилу, розташованого за межами ділянки, наміченої до видалення мас ґрунту. Проектуючи протизсувні заходи, слід розглядати питання про переміщення виїнятого ґрунту та можливість видалення всієї зсувної маси [50].

З усіх можливих заходів щодо укріплення схилів із існуючими та можливими зсувними процесами найбільш важливим є дренаж, що сприяє зменшенню ваги нестійких мас і зміцненню ґрунтів, що складають відкоси. Відповідний дренаж поверхневих вод необхідний як для тільки закладених, так і для старих укосів, в яких почалися зміщення. Оцінюються поверхневі води, що стікають по укосу, та ті, що інфільтруються в ґрунт. Ці два процеси викликають ерозію на поверхні укосу та сприяють виникненню опливин. Для боротьби з ерозією в районах із значними атмосферними опадами широко застосовуються відвідні канали та дренажні споруди. Обробка схилу може бути виконана різноманітними засобами, наприклад: засів або покриття схилу дерном, застосування торкретбетону, кам'яного покриття, бетонного облицювання, укладення схилу бетонними плитами. Для попередження інфільтрації доцільно створювати асфальтове покриття схилів. Усі ці засоби

боротьби з поверхневими водами стають особливо ефективними в сукупності з підземними дренажними спорудами. До них відносяться: горизонтальний дренаж, вертикальні дренажні колодязі та свердловини, дренажні тунелі тощо. Ефективність і можливість застосування різних типів підземних дренажних споруд залежать від геологічних і кліматичних умов. У багатьох випадках, щоб попередити виникнення нових зсувів і боротьби з існуючими зсувами, застосовують повне або часткове відведення підземних вод.

Засоби збільшення утримуючих сил поділяються на дві групи:

1. Прикладання зовнішніх сил (контрфорси або утримуючі призми, палеві та анкерні пристрої), балансування зсувних напруг за допомогою сил, прикладених із зовні, або протидія їм [23, 51–53]. На схилі з неглибокими зсувами доцільно перекривати ділянки автомобільної дороги інженерними спорудами, що спираються на палі, занурені на достатню глибину нижче подошви нестійких ґрунтів. Якщо опори проходять крізь товщу нестійких порід, палі мають бути запроектовані з розрахунком бокового тиску цих порід. Слід ставитись із певними застереженнями до застосування буронабивних паль у межах зсувних ділянок Карпатського регіону, оскільки в багатьох випадках вони формують у зоні контакту з корінними породами складну систему тріщинуватості та втрати міцності порід, створюючи потенційно ослаблену зону [54].

Проектуючи контрфорси або утримуючі призми для забезпечення стійкості схилу, як правило, планують нагромадити достатній об'єм насипних мас у подошві нестійкого масиву ґрунту, який може запобігти його подальшому переміщенню. Контрфорс проектується таким чином, щоб збільшити утримуючі сили поблизу подошви гірського схилу до розмірів, що забезпечують відповідний коефіцієнт запасу стійкості. У багатьох міських районах спорудження утримуючих насипних призм для укріплення схилів є неможливим. У цих випадках конструюють запобіжні огородження з вертикальних паль великих діаметрів. Одним із видів використання захисних споруд є підпірні стінки.

У ряді випадків основним принципом роботи захисних споруд є передача зусиль на достатньо міцну породу, що залягає за межами зсуву, з використанням анкерних відтяжок [55]. Останні можуть являти собою попередньо напружені троти, шланги, анкери тощо.

2. Збільшення утримуючих сил – зміна властивостей ґрунтів за рахунок зміцнення (підземний дренаж, хімічна обробка, електроосмос, термічна обробка тощо) [56–58].

Метод хімічної обробки ґрунту полягає в обробці глинистих мінералів у зоні можливих зсувів концентрованим хімічним розчином. Склад розчинів залежить від мінералогічних особливостей глинистих частинок у ґрунті та гідрогеологічних умов зсувного масиву. У результаті застосування такого методу міцність ґрунту на зсув може збільшитися на 30–40 %. Електроосмос є одним із засобів, за допомогою якого вдається ефективно збільшити міцність ґрунту на зсув у натурних умовах. Цим засобом створюється міграція парової води в ґрунті між установленими в ньому електродами. Втрата парової води призводить до консолідації ґрунту і, як наслідок, до збільшення його фільтраційних параметрів. Головна мета, що досягається при термічній обробці ґрунту, – під дією високих температур ґрунт в укосах підтримувати постійно сухим.

Попередження зсувних процесів дозволить уникнути величезних витрат порівняно із ліквідацією їх наслідків. Недостатня розробка методів оцінки ступеня зсувної небезпеки та надійності розрахунків протизсувних споруд призводить до того, що вимоги будівельних норм не завжди виконуються, в результаті чого кількість зсувних аварій та катастроф збільшується. Це визначає актуальність робіт з удосконалення методів розрахунку зсувної небезпеки та ефективності інженерного захисту територій та споруд. Серед найбільш відомих робіт у даному напрямку є роботи Г.І. Чорного, І.П. Бойка, О.В. Школи, М.Л. Зоценка, С.Ф. Клованича, М.М. Герсенванова, М.М. Маслова, В.В. Соколовського, Г.М. Шахунянца, М.М. Гольдштейна, Є.Я. Кільвандера, Г.Л. Фісенко та інші [3, 33, 45, 59–67].

На підставі проведеного аналізу треба зазначити, що існуючі класифікації схилових процесів не враховують механізм та динаміку розвитку зсувного процесу.

1.2. Систематизація та аналіз інженерно-технічних заходів захисту від зсувів на автомобільних дорогах

Проблемами прогнозування розвитку зсувних процесів, розрахунку стійкості схилів та вирішенням проблем стабілізації зсувонебезпечних територій займалися багато вчених, серед яких: Л.К. Гінзбург, М.М. Гольдштейн, Є.П. Ємельянова, Г.І. Чорний, І.П. Бойко, Ю.І. Калюх, М.М. Маслов, З.Г. Тер-Мартirosян, В.Г. Шаповал, В.Б. Швець, М.Д. Круцик, К.Д. Джоунс, К.О. Гулакян, Є.Б. Угненко та інші [3, 33, 48, 55, 58–60, 68–76].

Проаналізувавши проблему стабілізації зсувонебезпечних територій було розроблено структурну схему існуючих заходів захисту від зсуву, яка наведена на рис. 1.2.

Щоб попередити виникнення зсувних процесів на автомобільних дорогах у гірській місцевості, вживають заходи для усунення причин, що їх викликають. Насамперед потрібно усунути шкідливий вплив води на нестійкі маси ґрунту, це потребує відведення поверхневих і підземних вод. Інша група заходів спрямована на утримання зсуву в стані рівноваги, це потребує спорудження підпірних стінок, контрфорсів тощо [77–79].

Для організації раціонального відведення поверхневих вод передбачають нагірну канаву над цирком зсуву та систему каналів на поверхні зсуву (рис. 1.3); воду відводять у найближчі водотоки. Поверхню зсуву планують так, щоб уникнути застою води в нерівностях поверхні, в окремих западинах. Дно та стінки каналів мають бути укріпленими, водонепроникними, щоб запобігти проникненню води в ґрунт. Крім цього, до заходів щодо попередження зсувних

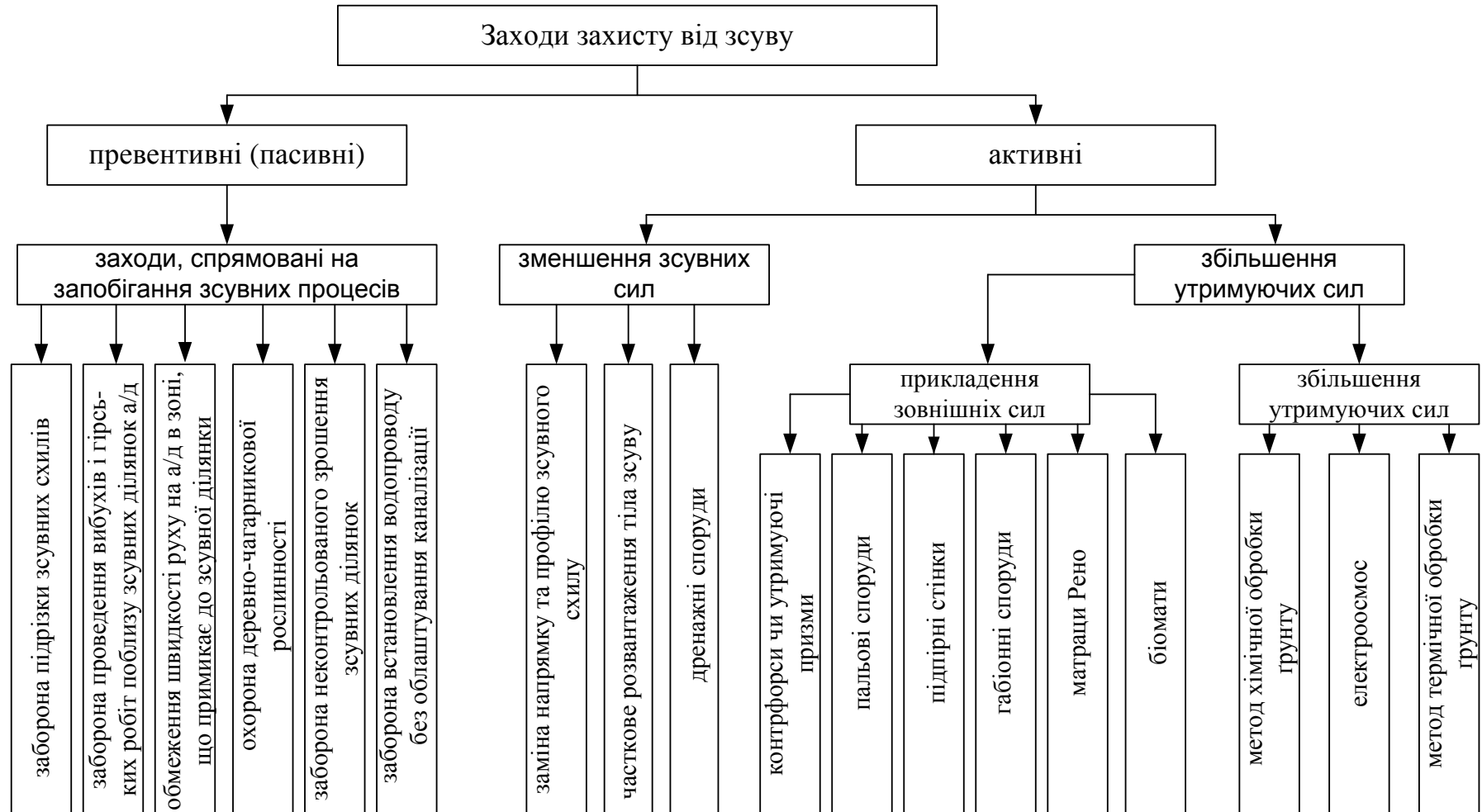


Рис. 1.2. Структурна схема існуючих заходів захисту від зсуву

процесів належать насадження й охорона рослинності, дотримання агротехнічних правил, заборона будівельних робіт, що порушують стійкість схилів.

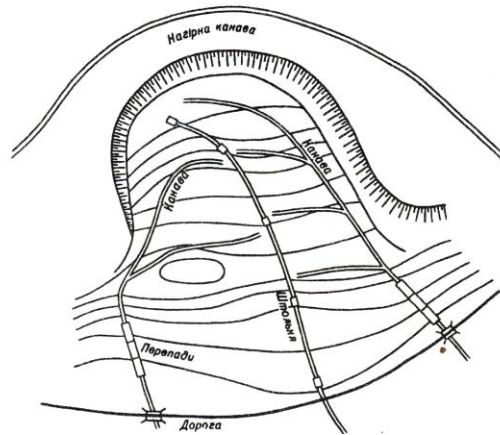


Рис. 1.3. Поверхнєве та підземне відведення води на зсувному схилі

Для відведення ґрунтових вод використовують дренажні споруди. Дренажні протизсувні споруди застосовують із метою зменшення або повного зняття гідростатичного та гідродинамічного тиску на ґрунти зсувних або зсувонебезпечних схилів. Їх використовують і для попередження механічної суфозії на ділянках виходу підземних горизонтів на схил, стабілізації або пониження рівнів ґрунтових вод на контакті з утримуючими спорудами, а також для осушення водонасичених зсувних мас.

За впливом дренажів на ступінь зміни значення коефіцієнта стійкості схилу їх поділяють на основні та допоміжні [23].

Основні протизсувні дренажі на зсувних і зсувонебезпечних схилах виконують різні функції. На зсувних схилах такі дренажі можуть підвищити ступінь стійкості схилу за рахунок зменшення силової дії фільтраційного потоку на зсувні ґрунти. На зсувонебезпечних схилах основні дренажі стабілізують рівні ґрунтових або міжпластових вод на заданих відмітках, що дає можливість зберегти високу міцність ґрунтів природної вологості, розташованих вище за поверхню депресії, а також забезпечує захист від механічної суфозії, від утворення гідродинамічного прошарку. При

правильному виборі, своєчасному влаштуванні та надійній експлуатації дренажів вони можуть попередити виникнення та розвиток суфозійних зсувів, зсувів по гідродинамічному прошарку.

Із всіх видів протизсувних дренажів знайшли широке застосування траншейні горизонтальні трубчасті дренажі. Вони знижують рівні ґрунтових вод, перехоплюють їх і відводять за межі зсувного схилу. Траншейні горизонтальні трубчасті дренажі (рис. 1.4) застосовують для перехоплення ґрунтових вод, якщо останні залягають не глибше ніж 8 м.

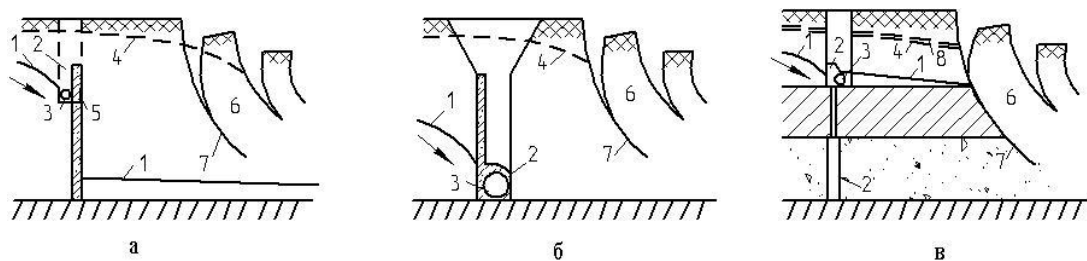


Рис. 1.4. Горизонтальний трубчастий дренаж для основних споруд:
 а – недосконалий із завісою; б – досконалий; в – комбінований; (1 – рівень ґрунтових вод (ГВ), знижений дренажем; 2 – зворотний фільтр; 3 – перфорована труба; 4 – рівень ГВ до влаштування дренажу; 5 – водонепроникна завіса; 6 – зсувні блоки порід; 7 – поверхня ковзання; 8 – п'єзометричний рівень міжпластового водоносного горизонту до влаштування дренажу)

За ознаками гідродинамічної досконалості горизонтальні трубчасті дренажі ділять на досконали та недосконали [77]. Глибина закладання досконого дренажу визначається глибиною залягання водоупору. При великих глибинах залягання водоупору застосовують недосконали дренажі. Для зменшення притоку ґрунтових вод до зсувного схилу спільно з таким дренажем використовують слабопроникні завіси. Їх глибину розраховують. Ширину дна траншейних дренажів вибирають залежно від їх глибини, типу фільтру та землерийних механізмів, що застосовують. Для обсіпання

дренажних труб використовують не більше двох шарів фільтруючого обсіпання з природних пісків і дрібного щебеню. У даний час частіше, в якості захисних фільтрів, застосовують волокнисті матеріали з мінеральних і полімерних волокон або з волокнисто-пористого поліетилену.

Для трубчастих дрен використовують керамічні, азбоцементні, пластмасові, бетонні або залізобетонні труби. Матеріал труб вибирають залежно від глибини закладання дренажу та агресивності середовища на ділянці його влаштування. Для прийому дренажних вод у трубах влаштовують спеціальні отвори: круглі або щілинні. Розміри отворів приймають залежно від матеріалів фільтру.

Швидкості руху води в дренажних трубах за умов замулювання приймають відповідно не менше ніж 0,35 м/с. Максимальне значення швидкості може досягати 2,5 м/с і в загальному випадку залежить від матеріалу дренажних труб [80]. У місцях зміни напрямку траси, діаметрів труб або їх ухилів приєднують бічні дренажні конструкції, а на прямих ділянках кожні 50 м встановлюють оглядові колодязі. На ділянках із великим перепадом відміток рельєфу для скорочення допустимого ухилу труб влаштовують перепади в оглядових колодязях. Оглядові й перепадні колодязі виконують із збірного, монолітного залізобетону або пластмаси.

Глибина закладання трубчастих дрен визначається потрібним значенням пониження рівня води або ухилу кривої депресії. Початкові ділянки трас дренажу з урахуванням розриву рівня депресивної поверхні в фільтрі закладають нижче за глибину промерзання ґрунту не менше ніж 0,3 м.

Труби досконалого дренажу з фільтром укладають на втрамбований в ґрунт щебінь із товщиною шару від 10 до 15 см.

З метою підвищення ефективності роботи недосконалого горизонтального трубчастого дренажу, що влаштовується для перехоплення вод водоносного горизонту на підході до зсувного схилу, всю водоносну товщу ґрунту перекривають водонепроникною завісою, аж до водоупору.

Для перехоплення та пониження рівня ґрунтових вод, що залягають глибше ніж 8 м відносно поверхні, як основні протизсувні дренажі використовують: променевий дренаж, горизонтальні дренажні свердловини, вертикальний дренаж або дренажні штольні (рис. 1.5) [23]. Ці конструкції застосовують для захисту від зсувів у межах високих схилів або в укосах виїмок завглибшки більше ніж 12 м.

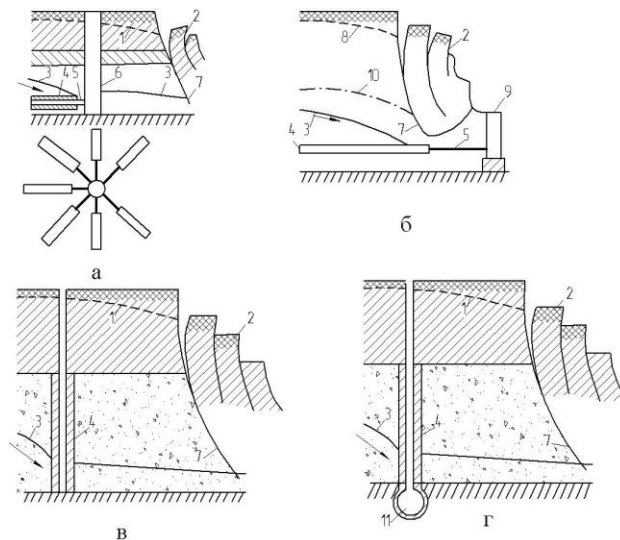


Рис. 1.5. Основні протизсувні дренажні споруди: а – променевий дренаж; б – горизонтальні дренажні свердловини; в – вертикальний дренаж; г – штольневий дренаж; (1 – п'єзометричний рівень підземних вод до влаштування дренажу; 2 – зсувні блоки порід; 3 – рівень підземних вод, знижений дренажем; 4 – зворотний фільтр; 5 – неперфорована частина труб в горизонтальних дренажних свердловинах; 6 – залізобетонний колодязь; 7 – поверхня ковзання; 8 – рівень ґрунтових вод до влаштування дренажу; 9 – водоприймальний колодязь; 10 – рівень підземних вод між горизонтальними дренажними свердловинами; 11 – штольня)

Променевий дренаж – це система гідротехнічних споруд, що складається з водозбірного колодязя, радіальних горизонтальних трубчастих дрен і наземної будівлі (рис 1.5). Вода з водоносного пласта через

горизонтальні свердловини поступає у водозбірний колодязь. Із колодязя вона відкачується насосами або самопливом поступає у водозбірний колектор. Променевий дренаж доцільно застосовувати для зниження рівня ґрунтових вод на майданчиках із щільно забудованою територією, насиченою підземними комунікаціями, а також при дренуванні води міжпластових вод із шаруватих неоднорідних ґрунтів. У цих умовах горизонтальні дрени прокладають у більш водопроникних шарах ґрунтів. Шахту виготовляють із залізобетону круглої форми діаметром від 3 до 6 м. Вона призначена для буріння горизонтальних свердловин і розміщення водопідіймального устаткування.

Горизонтальні свердловини проектують із перфорованих сталевих, пластмасових труб із фільтрами або з трубофільтрів, що встановлюють у водоносному пласті. Горизонтальні свердловини можуть влаштовуватись у нижній частині схилу з виїмки, в яку встановлюють колодязь. У дрібно-зернистих ґрунтах використовують гравійно-кожушані або термопластикові трубофільтри. Їх встановлюють в колону обсадних труб після закінчення буріння (продавлювання) свердловини після ретельної її промивки. Протяжність фільтрової колони складає 80 % довжини променя. Друга частина променя, якщо рахувати від гирла дрени, виконується з суцільних неперфорованих труб. Колону з водоприймальним колодязем сполучають за допомогою опорного патрубку з сальником. Кількість горизонтальних променів, їх довжину та діаметр визначають на підставі гідрогеологічних і техніко-економічних розрахунків. При влаштуванні колодязя опорних патрубків повинно бути у 2–2,5 рази більше кількості запроектованих горизонтальних променів для заміни під час експлуатації дренажу окремих променів новими.

Вертикальний дренаж проектують при глибокому заляганні рівнів ґрунтових або міжпластових вод. Основний критерій, що визначає доцільність застосування свердловин вертикального дренажу, – це досягнення потрібного зниження рівня ґрунтових вод до розрахункової

глибини або підтримка їх залягання при заданій водопроникності окремих інженерно-геологічних елементів на заданому рівні. При цьому конструкція свердловин, кількість, планове розміщення та відстань між ними повинні забезпечувати роботу дренажу при заданому положенні динамічного рівня ґрунтових вод впродовж розрахункового терміну його експлуатації.

Конструкція свердловини вертикального дренажу залежить від інженерно-геологічних умов, коефіцієнтів фільтрації окремих інженерно-геологічних елементів, умов живлення водоносних горизонтів тощо. Величина зниження рівня ґрунтових вод вертикальним дренажем залежить від способу буріння, глибини, діаметру та довжини фільтру, товщини контуру дренажного гравійного обсіпання тощо.

Вертикальні дренажні свердловини застосовують як протизсувні споруди на ділянках схилів автомобільних доріг або поблизу них, якщо потрібно знизити рівень підземних вод глибоких горизонтів, що містяться в породах, при великій потужності водоносної товщі. Вони застосовуються в схемі комбінованих дренажів, вакуумних і сифонових системах вертикальних дренажів для зниження п'єзометричного натиску. Відстань між окремими свердловинами та кількість рядів свердловин визначають на підставі гідрогеологічних розрахунків [81].

Штольневий дренаж влаштовують при глибокому заляганні пластових вод, коли за умовами забудови на крутих схилах не вдається побудувати дренажі вказаних вище видів. Як основні протизсувні споруди допускається застосовувати дренажні галереї провідного та напівпровідного перетинів (штольні) для зниження рівнів глибоко розташованих підземних горизонтів. Дренажні галереї та штольні влаштовують у тріщинуватих скельних, напівскельних і сипких грубозернистих ґрунтах, якщо при цьому досягається підвищення коефіцієнту стійкості схилу.

Допоміжні дренажні протизсувні споруди (рис. 1.6) застосовують для зняття гідростатичного тиску поблизу утримуючих протизсувних споруд, на ділянці виходу фільтраційного потоку на укіс для запобігання суфозії ґрунту,

а також для осушення перезволожених ґрунтів, що зсуваються [23]. Відчутного впливу на підвищення коефіцієнту стійкості зсувного схилу такі дренажі не роблять. Їх влаштовують разом із іншими протизсувними спорудами для забезпечення та підтримки розрахункових гідрогеологічних параметрів схилу. Їх вплив на підвищення значення коефіцієнту стійкості схилу при розрахунках не враховують.

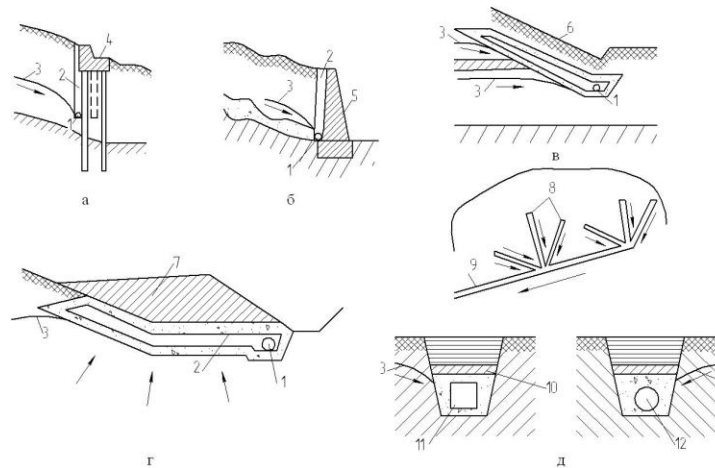


Рис. 1.6. Допоміжні протизсувні дренажі: а – горизонтальний трубчастий дренаж, суміщений із палевою утримуючою спорудою; б – застінний трубчастий дренаж; в – укісний дренаж; г – пластовий дренаж; д – дренажні прорізи для осушення зсувних накопичень; (1 – перфорована труба; 2 – зворотний фільтр; 3 – рівень ґрунтових вод, знижений дренажем; 4 – залізобетонний ростверк; 5 – підпірна стіна; 6 – поверхня укусу; 7 – контрбанкет; 8 – дренажний проріз; 9 – колектор для водовідведення; 10 – дернина коренем вгору; 11 – камінь; 12 – фашина)

До допоміжних дренажних протизсувних споруд відносять велику кількість укісних дренажів, що застосовують для осушення зсувних мас і захисту зсувонебезпечних схилів на автомобільних дорогах у гірській місцевості. Такі дренажі мають дрібне закладання, влаштовуються по схилу або укусу у вигляді суцільного дренажного шару по нетканих синтетичних

фільтруючих матеріалах, пористість і характеристики яких призначаються залежно від особливостей і фізико-механічних характеристик ґрунтів, що пролягають нижче. Вони можуть влаштовуватись переривчасто, розташовуючи дренажні прорізи в більш проникних ґрунтах.

Траси перехоплюючих дренажних конструкцій на зсувонебезпечних ділянках розташовують приблизно паралельно гідроізогіпсам. Із збільшенням кута між напрямом траси та гідроізогіпсами ефективність дрен знижується.

Для підвищення стійкості схилів виконують уположення схилів, видаляють зсувні маси, замінюють їх стійкими та міцнішими ґрунтами. Такі роботи в комплексі з дренажними спорудами проводять для стабілізації більшості типів зсувів. Проте виконати зрізку з необхідним, заданим розрахунком, ухилом не завжди є можливим. Особливо такі роботи ускладнюються в міських умовах, в гірській місцевості тощо.

При неможливості провести уположення схилу здійснюють його пригрузку. Використовуючи різні за конструкцією контрбанкети, влаштовують пригрузку нижньої частини зсувних схилів (рис. 1.7).

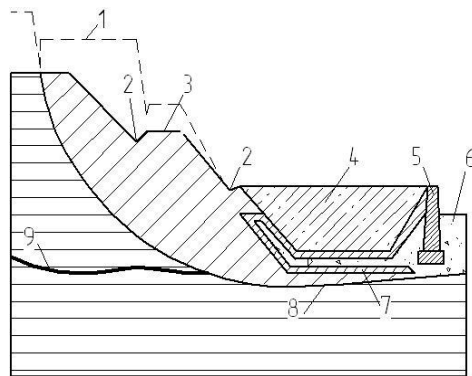


Рис. 1.7. Улаштування земляного контрбанкету в нижній частині зсувного схилу: 1 – положення профілю зсувного схилу до виконання робіт; 2 – зливостічний лоток; 3 – берма; 4 – контрбанкет; 5 – підпірна стінка; 6 – пляжне відсипання; 7 – пластовий дренаж; 8 – поверхня ковзання; 9 – рівень підземних вод

Перераховані види робіт проводять для стабілізації зсувів більшості типів. При уположенні схилу, влаштуванні контрбанкету тощо змінюється профіль схилу та його напружений стан. Напряга зміщення зменшується до безпечних величин. Характер розподілу напруги та їх величину для кожного геолого-літологічного розрізу можна визначити розрахунком або моделюванням [82].

Часто в обмежених умовах (гірська місцевість, міська забудова тощо) не вдається влаштувати стійкі укоси земляних контрбанкетів із необхідним за розрахунком закладанням. Для збільшення крутизни зовнішнього укосу та забезпечення їх стійкості ґрунтові контрбанкети армують.

Контрфорси часто проектують і будують із каменю, цегли, габйонів, бетону. У цьому випадку їх влаштовують по фронту схилу або укосу переривчасто, на невеликих ділянках.

За наявності в схилі ґрунтових вод спільно з контрфорсом влаштовують дренажі.

При влаштуванні контрбанкету в середній частині схилу необхідно упевнитись, що зсувні деформації в подальшому не продовжуватимуться по нових поверхнях зсуву, розташованих вище або нижче за контрбанкет.

Радикальним засобом стабілізації зсувів є застосування паль. На південному узбережжі Криму, зокрема, широко застосовують буронабивні палі, що дають змогу закріпити зсуви до 18 м завтовшки [11, 83]. Палі мають каркасну сталеву арматуру, їх діаметр становить від 0,5 до 1,0 м. Палі розміщують рядами впоперек зсуву. Залежно від тиснення ґрунту влаштовують два або більше рядів паль, розміщуючи їх в плані в шаховому порядку або за сіткою квадратів. Відстань між палями становить від 2 до 3 м. Для включення паль у сумісну роботу їх об'єднують зверху залізобетонним ростверком. Роботи щодо стабілізації зсуву буронабивними палями проводять за спеціально складеним проектом. Відстань між рядами та окремими палями визначають розрахунком. Припускають, що під час зсуву в ґрунті утворюються склепіння, що сприймають тиснення ґрунту. П'яти

такого склепіння спираються на палі. У розрахунку слід перевірити опір паль прорізання ґрунту в просторі між палями. Окремі палі розраховують на згин і на зрізання, розглядаючи їх як консолі, закріплені в ґрунті. Деякі схеми застосування бетонних паль показано на рис. 1.8 [15].

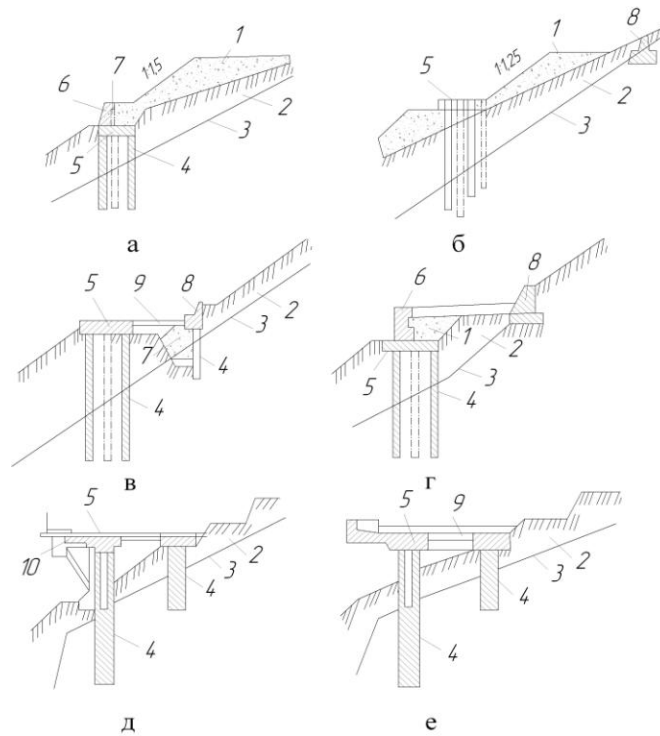


Рис. 1.8. Схеми закріплення земляного полотна бетонними палями на ділянках зсувів: а – насип із нижньою підпірною стінкою на пальному ростверку; б – насип із опорним пальовим ростверком біля подошви; в, г – дорога на полиці з пальовим ростверком, з'єднаним горизонтальним анкерним тяжем із верхньою підпірною стінкою; д, е – протизсувні конструкції у вигляді балконів та естакад; (1 – насип; 2 – масив зсуву; 3 – поверхня ковзання; 4 – несучі буронабивні залізобетонні палі; 5 – залізобетонний ростверк; 6 – нижня підпірна стінка; 7 – дренаж; 8 – верхня підпірна стінка; 9 – анкерний тяж; 10 – залізобетонний балкон)

Для укріплення зсувів на автомобільних дорогах у гірській місцевості використовують ін'єктування в'язучих матеріалів у зону ковзання, а також

електрохімічний спосіб [84]. Ці заходи сприяють збільшенню зчеплення між тілом зсуву та його основою.

Стабілізація зсувів, що має забезпечити стійкість земляного полотна, пов'язана з великими обсягами робіт і потребує тривалого часу та великих коштів для їх виконання. Через це одним із альтернативних варіантів є прокладання траси автомобільної дороги над зоною зсуву, якщо це можливо за умовами рельєфу. Проте такий варіант також не виключає певних протизсувних заходів, щоб запобігти поширенню з часом зсуву до земляного полотна. Особливу увагу потрібно приділити організації відведення поверхневих вод так, щоб вони не могли проникнути в товщу тіла зсуву.

У процесі експлуатації автомобільної дороги в гірській місцевості потрібно здійснювати постійний контроль за активністю зсуву.

Нормальний стан дорожніх споруд у зоні зсуву слід забезпечувати підтриманням у належному стані системи відведення води, забиттям тріщин, що виникають, спорудженням у разі потреби додаткових інженерних споруд [85, 86].

Характерні для гірських автомобільних доріг умови рельєфу та висока інтенсивність опадів, наявність зсувів, осипів тощо під час спорудження на гірських автомобільних дорогах потребують великої кількості різноманітних штучних споруд. Найпоширенішими з них є труби, однопрольотні мости, швидкотоки, перепади з водобійними колодзями або без них.

Під час проектування водоперепускних споруд слід враховувати великі швидкості течії та раптовий підйом рівня води. Повені на гірських річках виникають переважно раптово та швидко минають.

В огляді літературних джерел подано основні відомості щодо проектування гірських тунелів і підпірних стінок [87, 88].

Тунелі доцільно проектувати для пересічення високих вузьких гірських пасм. Тунель забезпечує цілорічний безперервний рух транспортних засобів, він дає змогу скоротити довжину траси, зменшити кількість земляних робіт; дає

зможу також обминути ділянки з нестійкими гірськими породами та ділянки, яким загрожують зсуви.

Крім перевальних ділянок, тунелі споруджують на косогірних ділянках для пересічення різних виступів і коротких вигинів косогорів, для обходу зсувів і осипів.

Поширеними спорудами на гірських автомобільних дорогах є підпірні стінки. Підпірна стінка – це інженерна укріплююча споруда капітального типу, призначена для утримування ґрунту, що розміщений за нею. Підпірні стінки забезпечують стійкість земляного полотна на гірських схилах, а в деяких випадках і стійкість природних схилів. Підпірні стінки повністю або частково замінюють укоси насипу, їх споруджують на крутих схилах у напіввиїмці, на ділянках зсувів і осипів, у сейсмічних районах, на берегах річок, морів тощо.

Висоту та розміщення підпірних стінок визначають із урахуванням конкретних умов місцевості й техніко-економічної доцільності [15, 88]. Для спорудження їх використовують бетон, залізобетон, кам'яну кладку, габіони, зруби. Підпірні стінки бувають верхні, розташовані вище від поверхні дороги, і нижні, розташовані нижче від неї (рис. 1.9).

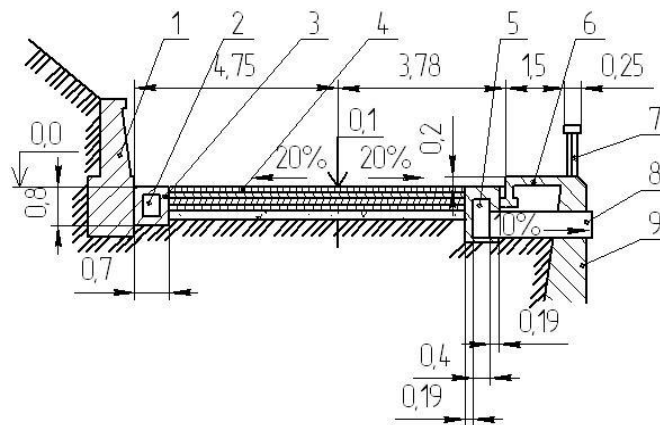


Рис. 1.9. Поперечний профіль дороги з підпірними стінками:

- 1 – верхня підпірна стінка; 2 – дощоприймальна каналізація; 3 – чавунна решітка;
 4 – проїзна частина; 5 – дощоприймальні колодязі через 100 м; 6 – тротуар;
 7 – огороження; 8 – азбестоцементна труба; 9 – нижня підпірна стінка

Література з будівельної механіки та механіки ґрунтів містить точні методи розрахунку підпірних стінок проти перекидання та проти зсуву під дією бічного тиснення ґрунту [61, 89]. З метою перевірки стійкості підпірних стінок, що утримують земляне полотно, з певним запасом міцності можна використати залежності для сипучих ґрунтів, нехтуючи зчепленням їх. За цих умов рівнодіюча тиснення ґрунту на стіну прикладена до центра ваги епюри тиснення (рис. 1.10) [90]:

$$Q = \frac{\gamma}{2} \cdot H^2 + Hh \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right), \quad (1.1)$$

де γ – питома вага природного ґрунту, кг/м³;

h – товщина еквівалентного шару ґрунту, який замінює тимчасове навантаження q , що його приймають рівномірно розподіленим по полотну дороги, м.

$$h = q / \gamma, \quad (1.2)$$

де φ – кут внутрішнього тертя ґрунту.

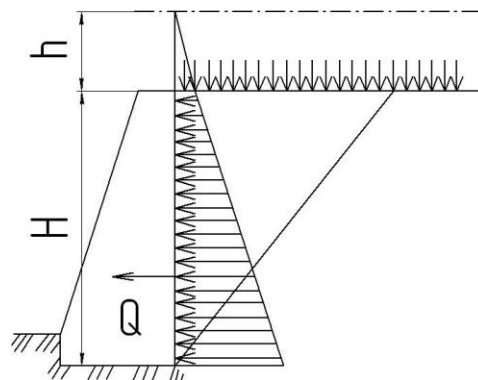


Рис. 1.10. Схема до розрахунку підпірної стінки:

Q – рівнодіюча тиснення ґрунту на стіну; h – товщина еквівалентного шару ґрунту; H – висота підпірної стінки

Глибину закладання фундаментів підпірних стінок беруть не менше ніж 0,25 м у скельних породах, 0,5 м – в дренажних неводонасичених ґрунтах і не менше половини глибини промерзання – у водонасичених ґрунтах [15].

Широко застосовують на гірських автомобільних дорогах зрубіві підпирні стінки, їх збирають із поздовжніх і поперечних прямокутних залізобетонних брусів (рис. 1.11).

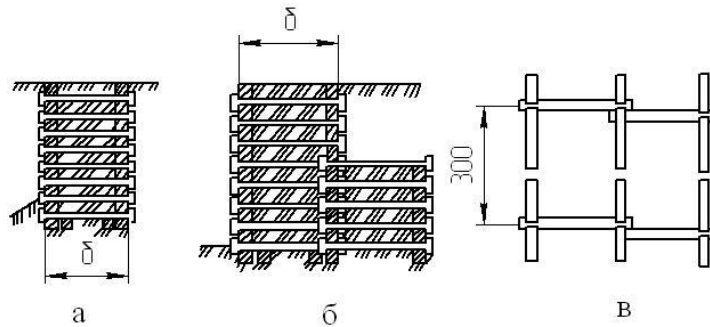


Рис. 1.11. Конструкція збірної зрубової підпірної стінки:

а – поперечний переріз стінки до 4,5 м заввишки; б – те саме, від 4,5 до 8,0 м;
в – розміщення брусів у плані

Відоме застосування підпірних стінок із «армованого» ґрунту. У таких стінках від елементів вертикального зовнішнього огородження в тіло ґрунтової засипки закладають тонкі оцинковані сталеві або дюралюмінієві смуги від 3 до 5 мм завтовшки та від 60 до 120 мм завширшки. Довжину смуг визначають розрахунком.

На рис. 1.12 показано деякі конструкції монолітних підпірних стінок.

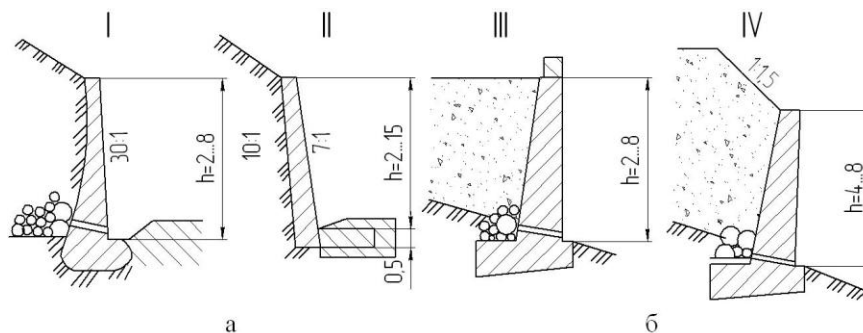


Рис. 1.12. Конструкції монолітних підпірних стінок: а – верхніх;
б – нижніх; (I...IV – типи конструкцій)

Для захисту укосів виїмок і природних гірських укосів споруджують захисні стінки. Такі стінки потрібні, якщо укоси складені з порід, що легко вивірюються. На захисні стінки по суті не діє зовнішнє навантаження. Вони захищають укоси від дії природних факторів. Товщина захисних стінок є меншою, ніж підпірних, а конфігурація їх у поперечному розрізі залежить від конфігурації укосу. За стінкою передбачають дренажний прошарок із випусками для відведення води, що в разі замерзання здатна зруйнувати стінку. Варіанти захисних стінок показано на рис. 1.13.

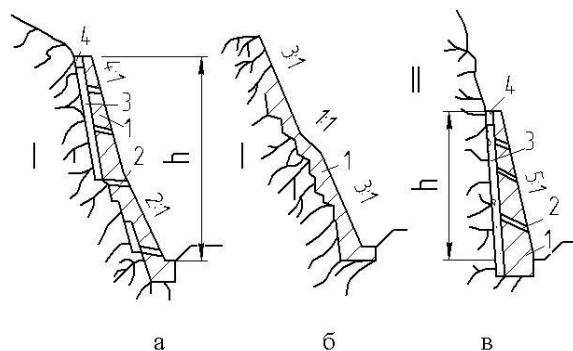


Рис. 1.13. Варіанти захисних підпірних стінок: а, б – з дренажною засипкою; в – із замуруванням у скельну породу; I – слабка скеля; II – міцна скеля; (1 – захисна стінка; 2 – отвори для випускання води; 3 – дренажна засипка; 4 – водонепроникне забиття)

До інженерно-технічних заходів захисту від зсувів у гірській місцевості відносяться заходи, запропоновані Massferri Industrial Group (British Board of agreement) [75, 91, 92].

Геокомпозит Паралінк ідеально підходить для армування основи насипів й інших споруд у тих випадках, коли є:

- споруди на слабких ґрунтах;
- споруди на пальної підставі;
- споруди на просадних ґрунтах і карстових породах.

Паралінк може бути використаний і у класичних схемах зміцнення ґрунтів і насипів автомобільної дороги за допомогою геосинтетичних ґрат.

Композитні ґрати Параґрід і Паралінк являють собою плоску структуру, що складається зі сукупності композитних стрічок, з'єднаних між собою поліетиленовими стрічками. Кожна поздовжня стрічка складається з невеликої кількості поліефірних жил, укладених в оболонку із чорного поліетилену високої щільності. Кожна жила складається з безлічі поліефірних монониток. На кінцевому етапі виробництва композитів поліетиленовій оболонці задають текстуру. Текстурована поверхня має великий коефіцієнт зчеплення матеріалу з ґрунтом.

Циліндричні габіони виготовляються заводським способом із сітки подвійного крутіння діаметром 0,65 або 0,95 м й довжиною від 2 до 4 м. Вони заповнюються каменем і використовуються для аварійно-відбудовних робіт на ріках і водоймищах. Крім того, із циліндричних габіонів зводять штучні підстави під берегозакріплювальні споруди, влаштовують струмонаправляючі дамби, шпори та моли.

Коробчасті габіони являють собою об'ємні конструкції заводського виготовлення, виконані з металевої сітки подвійного крутіння й розділені на секції за допомогою діафрагм (рис. 1.14), що встановлюються в середині габіонів через кожен метр по довжині.

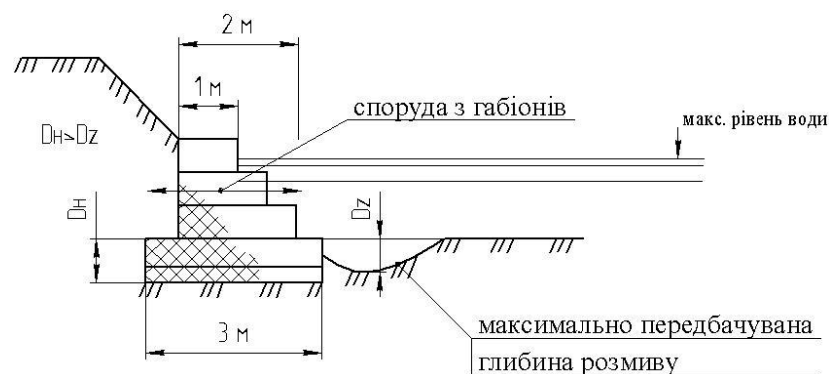


Рис. 1.14. Поперечний профіль гравітаційної підпірної стінки

Подвійне кручення дротяної сітки забезпечує цілісність, міцність і рівномірність розподілу навантажень, запобігає розкручуванню у випадку розриву сітки.

Габіонні конструкції заповнюються каменем на будівельному майданчику й формують гнучкі, проникні структури у вигляді підпірних стінок, облицювань водозливних гребель тощо в проектах контролю ерозії ґрунтів. Характеристики габіонів забезпечують конструктивну цілісність протягом тривалого строку експлуатації. Найбільш важливі з них – міцність, гнучкість, проникність, універсальність застосування й екологічність.

Згодом габіонні спорудження зливаються з навколишнім середовищем і стають частиною природного ландшафту. Вони здобувають максимальну міцність і стійкість за рахунок природних процесів, оскільки із часом відбувається акумуляція часток ґрунту між каменями, що сприяє утворенню рослинності на поверхні габіонів. Найбільш швидкий ріст рослин спостерігається при наявності горизонтальних терас між ярусами габіонів.

Габіони з покриттям полівінілхлориду (ПВХ) використовуються для захисту морських берегів. В основному застосовуються для зведення підпірних стінок, зміцнення насипів автомобільних доріг і залізниць, річкового та морського берегозміцнення, ландшафтних робіт, стабілізації ґрунтової ерозії й консервації ґрунту. За рахунок відмінних гідравлічних характеристик вони застосовуються для берегозміцнення рік, конструкцій водозливних гребель і дамб. Габіони використовуються для захисту морських берегів.

Матраци Рено являють собою площинні конструкції заводського виготовлення малої висоти й великої площі поверхні, виконані з металевої сітки із шестикутними осередками, розділені на секції за допомогою діафрагм (рис. 1.15), що встановлені в середині баз матраців Рено через кожен метр по довжині.

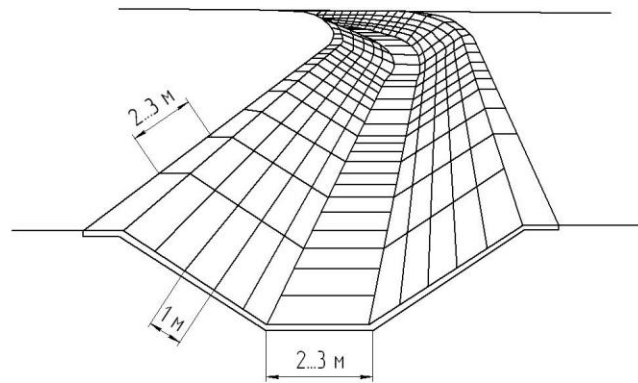


Рис. 1.15. Зображення матраців Рено

В основному матраці Рено застосовуються в основі підпірних стінок із габіонів, кріплення конусів мостів, захисту трубопроводів, ландшафтних робіт, річкового й морського берегозміцнення тощо. За рахунок хороших гідравлічних характеристик вони застосовуються для зміцнення берегів і дна рік, у конструкціях шпор, водоскидів, облицювань. Матраці Рено з покриттям із ПВХ використовуються для захисту морських берегів і дна від розмиву.

Система Террамеш являє собою конструкції заводського виготовлення, виконані з металевої сітки подвійного крутіння із шестикутними осередками й розділені на секції за допомогою діафрагм (рис. 1.16), що встановлені в середині лицьової грані через кожен метр по ширині.

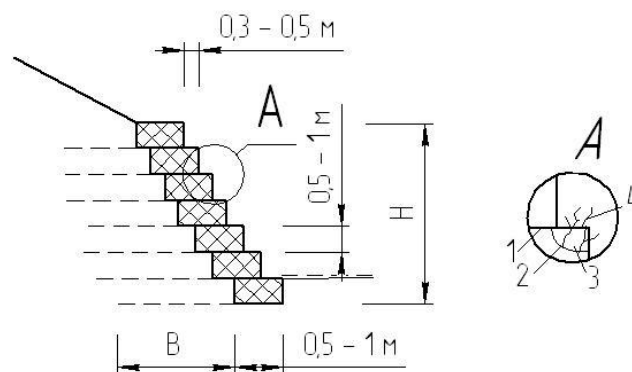


Рис. 1.16. Поперечний профіль армогрунтової стінки: 1 – Террамеш;
2 – геотекстиль; 3 – ґрунт; 4 – рослинність

Система Террамеш – це екологічна модульна система армування ґрунту, що використовується для кріплення нестійких масивів ґрунту, замість гравітаційних стін, для кріплення схилів й укосів насипів.

Біомат – полотно з рослинних волокон (соломи, кокосового волокна або їхньої суміші), укріплених поліпропіленовою або джутовою ниткою. Основною сферою застосування біоматів є захист поверхні від ерозії й відновлення рослинного покриву. Даний матеріал є гарним захистом від дощу й вітру, крім того, розкладання природних волокон біомату допомагає добриву ґрунту.

Розглянуті інженерно-технічні заходи та біоінженерні технології сприяють відновленню стійкості ґрунту й природних біологічних функцій на конкретній території.

Вищеназвані модулі та інженерні конструкції можуть бути природно вписані в навколишнє середовище за допомогою різних біоінженерних технологій, із часом ці конструкції стають частиною природного ландшафту.

Одним із незаперечних переваг використання інженерних заходів і біоінженерних технологій є швидке й ефективне озеленення ділянки. Практика показує, що при дотриманні правил укладання, озеленення території відбувається в середньому протягом 1 місяця.

1.3. Аналіз існуючих методів дослідження напружено-деформованого стану гірських порід зсувонебезпечного схилу

Процеси, що викликають зсуви, можуть бути встановлені та визначені із застосуванням різних методів. Ґрунтові характеристики можливо визначити рекогносцировкою місцевості, обстеженням ділянок автомобільної дороги або методами підземних розробок. Геоморфологічні зміни встановлюють за даними обстежень ґрунтів, геологічних карт, за розшифровкою даних аерофотозйомки або дистанційного зондування.

Фізичні зміни визначаються за допомогою сейсмографів, датчиків переміщень, сенсорами температури, вимірниками потоків або п'єзометрами [93, 94].

На початковому етапі ідентифікації зсувних процесів на автомобільних дорогах у гірській місцевості використовується техніка рекогносцировки місцевості. Топографічні карти містять докладні дані ґрунтових контурів. Істотні зміни ґрунтових умов можуть бути встановлені шляхом вивчення топографічних карт. Широкого поширення набули геологічні карти різних масштабів, що дозволяють встановити геологічні особливості фундаментів ґрунтів. Кліматологічні дані та архівні відомості спостереження за зсувонебезпечним регіоном можуть забезпечити відповідні дані про руйнування під час значних опадів.

Польове обстеження є завершуючим етапом у рекогносцировці місцевості. Головною метою польових обстежень є оновлення раніше отриманих даних, встановлення критеріїв подальших підземних спостережень і фіксація розмірів або інших проявів зсувів [95].

Дослідження динаміки зсувів пов'язане з вивченням напруженого стану порід зсувонебезпечного схилу [96]. Характер розподілу напруги в масивах гірських порід повинен враховуватись при характеристиці їх деформаційних властивостей. У даний час встановлено, що взаємовідношення напруги і зсувів залежить від реологічних властивостей гірських порід [97]. Серед зарубіжних досліджень великий інтерес представляють роботи Н. Хаста (Швеція), А. Шейдеггера (США), А. Скеїптона (Англія), Л. Мюллера (Німеччина), Р.С. Золотарьова, Р.І. Тер-Степаняна, В.Д. Ломтадзе (Росія) [9, 31, 32, 98–100].

Польові методи дослідження напруженого стану гірських порід В.Д. Ломтадзе пропонує розділяти на структурно-геологічні, геофізичні та методи безпосередніх вимірювань [100]. За структурно-тектонічними умовами можна отримати уявлення про зростання величини напруги в гірських породах. Геофізичні методи, засновані на вивченні змін різних

фізичних параметрів залежно від напруженого стану, дають непрямі показники про орієнтування напруги та її величину.

Метод повторної зйомки є непрямим методом вивчення напружено-деформованого стану гірських порід на зсувонебезпечному схилі. Характер і тип зсувних тріщин дозволяє визначити розвиток різного роду напруги – стискування, розтягування й зрушення.

Геофізичні методи вивчення напружено-деформованого стану гірських порід, що складають зсувонебезпечні схили, останнім часом все частіше починають застосовуватись при режимних стаціонарних дослідженнях. Слід зазначити, що геофізичні методи порівняно давно застосовуються в інженерній геології та гідрогеології для дослідження зсувів, напруженого стану порід, а також динаміки зсувного процесу.

Електророзвідувальні методи засновані на залежності електричних властивостей порід від зміни напруженого стану масиву гірських порід. Основними чинниками, що впливають на електропровідність зсувних порід, є склад, структурно-текстурні особливості та вологість. Гідрологічні умови повинні бути стабільними в часі, щоб можна було виявити вплив деформацій на електропровідність.

Використання параметрів анізотропії дозволяє уникнути впливу гідрогеологічного чинника та розглядати величину й напрям великої осі еліпса анізотропії з переважним орієнтуванням тріщинуватості, тобто з розвитком зсувного процесу. При цьому можуть бути два варіанти дослідження: 1) визначення напрямку зсувного процесу й оконтурювання зон стискування та розтягування, 2) режимні спостереження за розвитком зсувного процесу [94, 101].

У першому випадку за методом двох складових здійснюють вимірювання через 30° на симетричній установці АМНВ. Результати оформляють у вигляді кругових розгортки [94]:

$$E_\varphi / E_\gamma = f(\varphi), \quad (1.3)$$

$$E_{\varphi} = \frac{\Delta U_{\varphi}}{MN_{\varphi}}; \quad E_{\gamma} = \frac{\Delta U_{\gamma}}{MN_{\gamma}}$$

де E_{φ} і E_{γ} – азимутна та радіальна складові напруженості електричного поля;

ΔU_{φ} і ΔU_{γ} – різниці потенціалів, що виміряні за допомогою об'єднуючих ліній MN_{φ} і MN_{γ} ;

φ – азимут спостереження.

Величина ступеня анізотропії K і коефіцієнт анізотропії λ визначаються за методикою М.М. Варламова [102]. Результати вимірювань величини K , середньоарифметичні значення ρ_K , що отримані на кожній експериментальній ділянці, наносяться на план і укладаються карти ізом і параметра K .

Результати режимних спостережень представлено у вигляді наступних залежностей [94]:

$$\rho_{ка} / \rho_{кн} = f(t); \quad K_a / K_n = f(t) \text{ або } \lg(K_a / K_n) = f(t), \quad (1.4)$$

де $\rho_{ка}$ і K_a – поточні значення параметрів;

$\rho_{кн}$ і K_n – початкові значення вимірюваних параметрів;

t – календарний час (дні).

Перевагою розглянутого методу електророзвідки є можливість фіксувати зміни, що відбуваються в породах на стадії підготовки до зсуву, а також виділити найбільш зсувонебезпечні ділянки, що неможливо зробити традиційними методами. Обмеження застосування методу пов'язано з тим, що результати досліджень корегуються при пересіченому рельєфі земної поверхні за наявності неоднорідних за складом гірських порід.

Вивчення геологічних властивостей порід представляє великий інтерес для оцінки стійкості схилу та прогнозування зсувного процесу. Напружено-деформований стан порід, залучених у зсувний процес, міняється під тривалою дією напруги. Основними показниками механічних властивостей

порід є значення деформаційних характеристик. Дані лабораторних досліджень реологічних властивостей порід екстраполюються на терміни, що у багато разів перевищують тривалість випробувань. У зв'язку з цим потрібна ретельна підготовка до випробувань і обробка отриманих даних.

Висновки до розділу

1. Одним із основних завдань у вивченні зсувних процесів є організація та проведення стаціонарних режимних досліджень. Вони проводяться разом із інженерно-геологічними спостереженнями, під час яких виявляються активні зсуви, встановлюються їх масштаби, причини й основні закономірності, а також виділяються потенційно зсувонебезпечні ділянки автомобільної дороги у гірській місцевості.

2. Стаціонарними є опорні зсувні ділянки, найбільш типові для базових генетичних типів зсувів. Вибір їх проводиться на основі аналізу сукупності інженерно-геологічних умов – структурно-тектонічних, геологічних, морфологічних, кліматичних, сейсмічних із урахуванням комплексу впливаючих чинників. Вони дають можливість отримувати кількісні показники процесу, що необхідні для прогнозу, правильного та раціонального вибору протизсувних заходів. Режимні дослідження створюють основу для теоретичних розробок, для натурного та математичного (наочного та логічного) моделювання. Крім того, вони є базою для апробації методів виявлення механізму та динаміки зсувів, ролі зсувонебезпечних чинників, а також оцінки стійкості схилу.

3. Ефективність протизсувних заходів досягається за умов вивчення основних факторів розвитку процесу, а саме: геологічної будови прилеглої території та зсуву і, головним чином, форми та умов залягання поверхні ковзання або зон послаблення, положення водоносних горизонтів і умов їхнього живлення.

4. Протизсувні заходи необхідно вибирати, виходячи з причин, що викликають утворення зсуву, й умов, сприятливих для розвитку цього явища. Протизсувні заходи повинні ослабити чи попередити дію сил, що викликають зміщення зсувних мас, і запобігти катастрофічній активізації процесу.

5. Визначивши той чи інший комплекс заходів для стабілізації зсуву, необхідно обґрунтувати його технічну доцільність і економічну вигідність на основі порівняння варіантів, після чого розробити відповідні технічні рішення.

6. Необхідно переглянути існуючий стан щодо оцінки ризику катастрофічного розвитку зсувів у межах України та методики інженерного захисту автомобільних доріг у гірській місцевості від зсувів.

РОЗДІЛ 2

ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ З ВИЗНАЧЕННЯ ВИНИКНЕННЯ ГРУНТОВИХ ЗСУВІВ НА АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРОГАХ У ГІРСЬКІЙ МІСЦЕВОСТІ

2.1. Удосконалення математичної моделі з виникнення ґрунтових зсувів

Ґрунтові зсуви – один із найпоширеніших екзогенних геологічних процесів, що приносять значний збиток народному господарству. Успіх боротьби зі зсувами багато в чому визначається рівнем знань про природу зсувів, механізмом їх розвитку, достовірністю прогнозуючих висновків.

Детальне вивчення геологічної структури зсувонебезпечної зони на автомобільній дорозі у гірській місцевості є особливо важливим і необхідним етапом вивчення механізму та кінематики зсувного процесу, що викликає необхідність проведення геологорозвідувальних робіт, головним чином бурових і геофізичних [103, 104].

Гідрологічні чинники можуть здійснювати істотний вплив на хід розвитку зсувних процесів на автомобільних дорогах у гірській місцевості. Дії цих чинників бувають силовими (фільтраційний тиск, підвищення маси порід при зволоженні) та знижуючими міцність порід за рахунок підвищення природної вологості, дифузійного вилуговування, суфозії [105, 106].

Ґрунтові зсуви можуть виникнути в період тривалих сезонних дощів, коли товщі пористих порід осадового походження, розташовані на щільніших породах, повністю насичуються вологою. Це призводить до збільшення їх ваги та зменшення дотичної напруги на межі їх зіткнення з підстилаючими осадовими породами, що мають малий коефіцієнт фільтрації, або з корінними породами магматичного походження, кут нахилу поверхні яких до горизонту достатньо великий.

Для виникнення ґрунтового зсуву на автомобільних дорогах у гірській місцевості, необхідно мати інформацію про геологічний розріз і рельєф місцевості з метою виявлення місцезнаходження найбільш небезпечних ділянок із критичними кутами нахилу поверхні підстилаючих порід [107].

Таким чином, завдання з розпізнавання зсуву на автомобільних дорогах у гірській місцевості зводиться до розв'язання рівняння вологопереносу з відповідними граничними умовами на поверхні ґрунту та на межі контакту товщі осадових порід, що досліджується, із підстилаючою породою, що може бути або корінною (порода, що не переміщена процесами денудації), або щільною осадового походження з малим коефіцієнтом фільтрації. Якщо товща гірських порід передбачуваного зсуву складається з декількох шарів різних типів, то на межах їх зіткнення повинні виконуватись такі умови:

- а) рівність потоків вологи;
- б) умови сполучення вологості гірських порід.

У роботі розглянемо найбільш спрощений, усереднений варіант, коли поверхні ґрунту та підстилаючих порід паралельні (рис. 2.1).

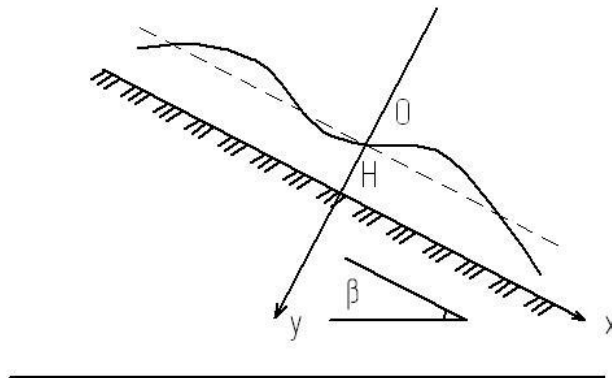


Рис. 2.1. Схема до розрахунку

На рис. 2.1 пунктирною лінією нанесено середнє положення вільної поверхні ґрунту. Початок координат розташуємо на поверхні ґрунту. Вісь y направимо вниз. Рівняння вологопереносу для різних метеоумов наведено в [108].

У роботі була використана математична модель А.Г. Машковського, Л.С. Потапенка, Г.А. Чечка з виникнення зсувних процесів для визначення вологості в зоні потенційного зсувного зміщення [108]:

$$\frac{\partial W}{\partial t} = \left\langle \cos \beta \left(D(W) \frac{\partial W}{\partial y} + \frac{K(W)}{W_{\max} - W_{gl}} \times \right. \right. \\ \left. \left. \times \left(\frac{W - W_{gl}}{W_{\max} - W_{gl}} \right)^{n-1} \left[(W - W_{gl}) + ny \frac{\partial W}{\partial y} \right] \right) \right\rangle - s(y, t), \quad (2.1)$$

де W – вологість ґрунту, долі одиниць;

β – кут нахилу поверхні ґрунту до горизонту, град.;

$D(W)$ – коефіцієнт дифузії вологості в ґрунті, м²/с;

$K(W)$ – коефіцієнт гідравлічної провідності, м/с;

W_{gl} – характерна вологість ґрунту на глибині після повного гравітаційного стікання, долі одиниць;

n – показник ступеня, що визначається експериментальним шляхом, $n=3,5$;

$s(y, t)$ – зміна об'ємної вологості в ґрунті за одиницю часу за рахунок поглинання води корінням рослин.

Рівняння (2.1) задовольняє наступним граничним умовам:

а) рівності потоків вологи через поверхню ґрунту при $y = 0$:

$$\cos \beta \left(D(W) \frac{\partial W}{\partial y} - K(W) \cdot \left(\frac{W - W_{gl}}{W_{\max} - W_{gl}} \right)^n \right)_{y=0} = q; \quad (2.2)$$

б) умові сполучення вологості порід при $y = H$:

$$W(H,t) = \frac{W_{\max}}{W_{\max}^P} W_p(H,t); \quad (2.3)$$

в) умові рівності потоків вологи при $y = H$:

$$\begin{aligned} & \left(D(W) \frac{\partial W}{\partial y} - \frac{K(W)}{W_{\max} - W_{gl}} \cdot \left(\frac{W - W_{gl}}{W_{\max} - W_{gl}} \right)^{n-1} \left[(W - W_{gl}) + nH \frac{\partial W}{\partial y} \right] \right)_{y=H} = \\ & = \left(D_p(W) \frac{\partial W_p}{\partial y} - \frac{K_p(W)}{W_{\max}^P - W_{gl}^P} \cdot \left(\frac{W_p - W_{gl}^P}{W_{\max}^P - W_{gl}^P} \right)^{n-1} \right) \times \\ & \quad \times \left[(W_p - W_{gl}^P) + nH \frac{\partial W_p}{\partial y} \right]_{y=H}; \end{aligned} \quad (2.4)$$

$$W_p(\infty, t) = W_{gl}^P \quad (2.5)$$

за початкових умов

$$W(y, 0) = W_0(y), W_p(y, 0) = W_{gl}^P, \quad (2.6)$$

де q – інтенсивність опадів, мм.

Індекс P у наведених вище граничних і початкових умовах відноситься до підстилаючої товщі порід.

У роботі проведено порівняльний аналіз розрахункових значень вологості за існуючою математичною моделлю, що були одержані за допомогою імітаційної моделі, створеної в програмному комплексі Matlab, що наведена в додатку А, з фактичними значеннями вологості, що були надані ДП «Кримавтодор» на Бекетово-Зсувневській ділянці автомобільної дороги Н-19 Ялта-Севастополь км 30 та які наведені в таблиці 2.1 та на рис. 2.2.

Розрахункові та фактичні значення вологості в зоні потенційного зсувного зміщення за існуючою математичною моделлю

Дні вимірів	Розрахункова вологість W_p , %	Фактична вологість W_f , %	Відносна похибка, %
15.03.12	80	72	11,1
20.03.12	82	74	10,8
25.03.12	75	68	10,3
30.03.12	73	65	12,3
05.04.12	75	67	11,9
10.04.12	60	55	9,1
15.04.12	67	60	11,7
<hr/>			
01.11.12	76	68	11,8
05.11.12	72	65	10,8
10.11.12	66	60	10
15.11.12	58	54	7,4
20.11.12	55	50	10
25.11.12	62	57	8,8
30.11.12	60	55	9,1

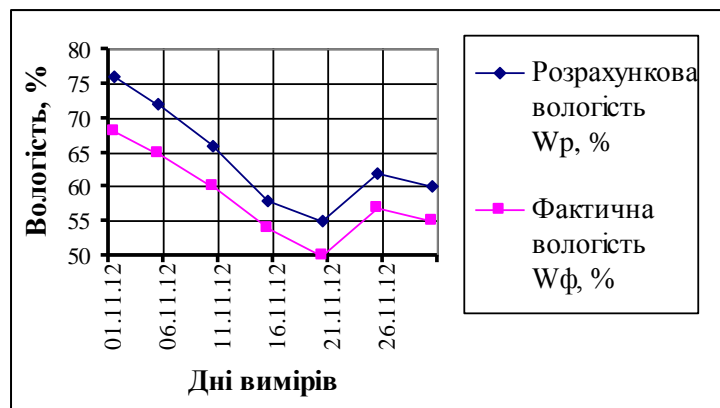
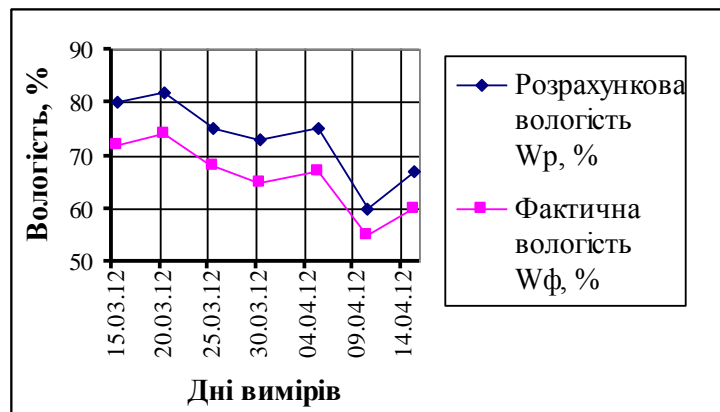


Рис. 2.2. Порівняльний аналіз розрахункових та фактичних значень вологості в зоні потенційного зсувного зміщення за існуючою математичною моделлю

У результаті порівняльного аналізу встановлено, що відносна похибка між розрахунковими та фактичними значеннями вологості складає 10–12 %, що у 2 рази перевищує допустиму похибку. Таким чином, виникає необхідність в корегуванні існуючої математичної моделі виникнення ґрунтових зсувів.

Аналізуючи математичну модель, слід відмітити, що вона не враховує такі важливі зсувоутворюючі фактори, як кліматологічні та геолого-морфологічні, що є основними факторами утворення зсувних зміщень у районі експериментальних досліджень згідно з роботами В.М. Слав'янова, Є.П. Ємельянової, І.Б. Корженевського, І.В. Попова [37–46].

Для удосконалення математичної моделі виникнення ґрунтових зсувів на автомобільних дорогах у гірській місцевості в роботі запропоновано визначення узагальненого показника ураженості території зсувними процесами K_3 , що враховує кліматологічні, геолого-морфологічні умови зсувостійкості, а також інтенсивність прояву зсувних зміщень [109]. Залежність для визначення узагальненого показника ураженості території зсувними процесами K_3 отримана за методом найменших квадратів і для території Криму має наступний вигляд:

$$K_3 = 0,55 + 0,85 \cdot K_s \cdot \lg m, \quad (2.7)$$

де 0,55 – поправка на геолого-морфологічні властивості гірських порід V інженерно-геологічного району Криму [110];

0,85 – показник, що враховує глибину просідання реперу та визначається експериментальним шляхом. Визначення чисельного значення показника, що враховує глибину просідання реперу, наведено в додатку Б.

K_s – коефіцієнт площинної ураженості ділянки зсувними процесами, що визначається за залежністю [105]:

$$K_s = \frac{S_{\text{ураж}}}{S_{\text{заг}}}, \quad (2.8)$$

де $S_{\text{ураж}}$ – площа ділянки, що уражена зсувними процесами, м²;

$S_{\text{заг}}$ – загальна площа ділянки, що досліджується, м²;

m – коефіцієнт зволоженості території (для території Криму) [113]:

$$m = 0,58 + 0,0017C / H_m, \quad (2.9)$$

де C – середня кількість опадів, м;

H_m – висота місцевості над рівнем моря, м.

Рівняння для підстилаючих порід виглядає аналогічно (2.1), але без члена $s(y, t)$, що враховує поглинання вологи корінням рослин.

Удосконалена математична модель виникнення ґрунтових зсувів має вигляд:

$$\begin{aligned} \frac{\partial W}{\partial t} = & \left\langle \cos \beta \left(D(W) \frac{\partial W}{\partial y} \cdot K_3 + \frac{K(W)}{W_{\max} - W_{gl}} \cdot K_3 \times \right. \right. \\ & \left. \left. \times \left(\frac{W - W_{gl}}{W_{\max} - W_{gl}} \right)^{n-1} \left[(W - W_{gl}) + ny \frac{\partial W}{\partial y} \right] \right) \right\rangle - s(y, t), \end{aligned} \quad (2.10)$$

де K_3 – узагальнений показник ураженості території зсувними процесами.

Порівняльний аналіз розрахункових значень вологості за удосконаленою залежністю з фактичними значеннями вологості (таблиця 2.2 і рис. 2.3) показує, що відносна похибка між значеннями лежить у межах 5 %, що не перевищує значення допустимої похибки.

Розрахункові та фактичні значення вологості в зоні потенційного зсувного зміщення за удосконаленою математичною моделлю

Дні вимірів	Розрахункова вологість W_p , %	Фактична вологість W_ϕ , %	Розрахункова вологість за удосконаленою залежністю W , %	Відносна похибка, %
15.03.12	80	72	74	2,8
20.03.12	82	74	75	1,3
25.03.12	75	68	70	2,9
30.03.12	73	65	68	4,4
05.04.12	75	67	69	3
10.04.12	60	55	57	3,6
15.04.12	67	60	62	3,3

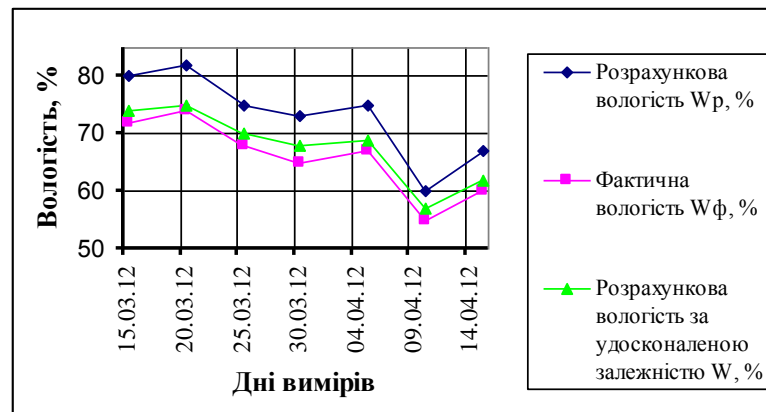


Рис. 2.3. Порівняльний аналіз розрахункових та фактичних значень вологості в зоні потенційного зсувного зміщення за удосконаленою математичною моделлю

При наявності на поверхні ґрунту дощового потоку завглибшки h рівняння вологопереносу в неводонасиченому ґрунті має вигляд:

$$\frac{\partial W}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial y} \left\langle \cos \beta \left(D(W) \frac{\partial W}{\partial y} \cdot K_3 + \frac{K(W)}{W_{\max} - W_{gl}} \cdot K_3 \times \left(\frac{W - W_{gl}}{W_{\max} - W_{gl}} \right)^{n-1} \left[(W - W_{gl}) + n(h + y) \frac{\partial W}{\partial y} \right] \right) \right\rangle - s(y, t). \quad (2.11)$$

Межа водонасиченої зони переміщується в глибину ґрунту зі швидкістю [108]:

$$v_f = K_f \cos \beta / W_{\max}, \quad (2.12)$$

де K_f – усереднений коефіцієнт фільтрації ґрунту, що враховує неоднорідність складу порід.

Заміною змінних $Y = y - v_f t$ рівняння (2.11) можна привести до вигляду, зручного для чисельної інтеграції:

$$\begin{aligned} \frac{\partial W}{\partial t} = v_f \frac{\partial W}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \cos \beta \left(D(W) \frac{\partial W}{\partial y} \cdot K_3 + \frac{K(W)}{W_{\max} - W_{gl}} \cdot K_3 \times \right. \right. \\ \left. \left. \times \left(\frac{W - W_{gl}}{W_{\max} - W_{gl}} \right)^{n-1} \left[(W - W_{gl}) + n(Y + v_f t) \frac{\partial W}{\partial y} \right] \right\} - s(y, t). \end{aligned} \quad (2.13)$$

На рухомій межі водонасиченої зони при $y = v_f t$ має місце наступна гранична умова:

$$W(v_f t, t) = W_{\max}. \quad (2.14)$$

Після переходу до нової незалежної змінної Y умова (2.14) приймає вигляд

$$W(0, t) = W_{\max}. \quad (2.15)$$

Граничні умови на поверхні зіткнення з підстилаючою товщею порід залишаються без змін, але беруться в точці $Y = H - v_f t$.

Якщо підстилаючі породи водонепроникні, то при $Y=H$ виконується умова рівності нулю потоку вологи:

$$\cos\beta \left(D(W) \frac{\partial W}{\partial y} \cdot K_3 - \frac{K(W)}{W_{\max} - W_{gl}} \cdot K_3 \times \right. \\ \left. \times \left(\frac{W - W_{gl}}{W_{\max} - W_{gl}} \right)^{n-1} \left[(W - W_{gl}) + n(h + y) \frac{\partial W}{\partial y} \right] \right)_{y=H} = 0. \quad (2.16)$$

При вирішенні наведених вище рівнянь вологопереносу (2.1)–(2.16) можна визначити проміжок часу, за який товща гірських порід, що досліджується на появу зсуву, досягне повного насичення вологою при різних інтенсивностях опадів.

Поява зсуву можлива в кінці весняного періоду таїння снігу за умови, що перед початком формування сніжного покриву, тобто при випаданні першого снігу, ґрунт знаходився в мерзломому стані та не був повністю насичений вологою, що дає можливість талій воді проникнути через мерзлий прошарок ґрунту в середину землі.

Критерій можливого розриву одноманітності порід і їх зриву з підстилаючих порід може бути записаний таким чином [111]:

$$\alpha_{\min} = \arctg k_f, \quad (2.17)$$

де α_{\min} – мінімальний кут нахилу поверхні підстилаючої товщі порід до горизонту, при якому можливий зсув повністю насиченою вологою породи зі схилу;

k_f – коефіцієнт тертя ковзання, що визначається експериментальним шляхом.

За даними кліматичних довідників території гірських районів України (Карпати, гірський Крим) характеризуються суттєвим впливом висоти місцевості на найголовніші кліматичні показники (річна норма опадів, середньорічна температура повітря, товщина снігового покриву, глибина промерзання тощо).

Згідно [112] при визначенні середньої вологості ґрунтів \bar{W} необхідно застосовувати поправки на передгірський (до 1000 м) та гірський (більше 1000 м) характер рельєфу місцевості в межах 0,03–0,05.

У зв'язку зі значним відхиленням кліматичних показників на території гірських районів, головним чином на висотах від 200 до 1000 м, діюча методика внесення поправок виглядає недостатньо надійною.

На підставі аналізу даних метеостанцій території Криму на кафедрі будівництва та експлуатації доріг Національного транспортного університету (м. Київ) встановлено залежність величини коефіцієнта зволоженості території m від висоти місцевості над рівнем моря H_m , м у вигляді (для території Криму) [113]:

$$m = 0,58 + 0,0017C / H_m, \quad (2.18)$$

де C – середня кількість опадів, м;

H_m – висота місцевості над рівнем моря, м.

Згідно з багаторічними даними для автомобільних доріг на території гірського Криму зв'язок між величиною середньої відносної вологості ґрунту \bar{W}_n відкритого поля шару 0,5–1,00 м в розрахунковий період року та коефіцієнтом зволоженості території m має вигляд (для території Криму) [113]:

$$\bar{W}_n = 0,69 + 1,031gm. \quad (2.19)$$

На підставі аналізу фактичних даних багаторічних обслідувань автомобільних доріг на території гірського Криму встановлено, що вологість ґрунту робочого шару насипу в розрахунковий період у середньому становить 0,83 від відносної вологості ґрунту відкритого поля.

Таким чином, призначення середньої (для розрахункового періоду) величини відносної вологості ґрунту \bar{W} пропонується здійснювати за формулою [113]:

$$\bar{W} = 0,57 + 0,85 \lg m. \quad (2.20)$$

Істотну роль у процесі формування ґрунтового зсуву може грати коренева система великих дерев, розташованих на території можливого прояву зсуву, за умови, що підстилаючий шар є породою осадового походження, наприклад, щільною глиною. Коріння дерев може проникати на достатньо велику глибину та перетинати межу контакту досліджуваної на зсув товщі порід із підстилаючою породою, що сприяє зміцненню зв'язку між ними та перешкоджає виникненню зсуву.

Якщо підстилаюча порода має магматичне походження (наприклад, граніти, базальти тощо), то роль кореневої системи рослин зводиться лише до збільшення загальної ваги зсуву. До складу порід такого зсуву, окрім порід осадового походження, можуть входити уламки підстилаючих порід, що вивітрились у процесі денудації. При розрахунку вологопереносу в таких ґрунтах користуються усередненими коефіцієнтами дифузії вологи $D_{a \cup}(W)$ і коефіцієнтами гідравлічної провідності $K_{a \cup}(W)$.

2.2. Особливості напруженого стану ґрунту вздовж потенціальної поверхні зсуву на автомобільних дорогах

У гірському масиві ґрунт знаходиться в складному напруженому стані. Для розуміння суті складних процесів і одержання необхідної інформації доцільно дослідити його фізичні властивості по можливості в більш загальній формі, тобто охарактеризувати ґрунт як матеріал, втілений в реальну

конструкцію земляної споруди. Приймавши за основу такий підхід, розглянемо особливості напруженого стану тіла та основи земляного полотна вздовж потенціальної поверхні ковзання (рис. 2.4). Це також зумовлено тим, що опір будь-якого матеріалу (в тому числі й ґрунту) є функцією напруженого стану із нескінченного числа факторів, що прямо чи побічно впливають на закономірності деформування та міцність ґрунту в зоні поверхні ковзання. Характер напруженого стану є головним фактором процесів, що вивчаються.

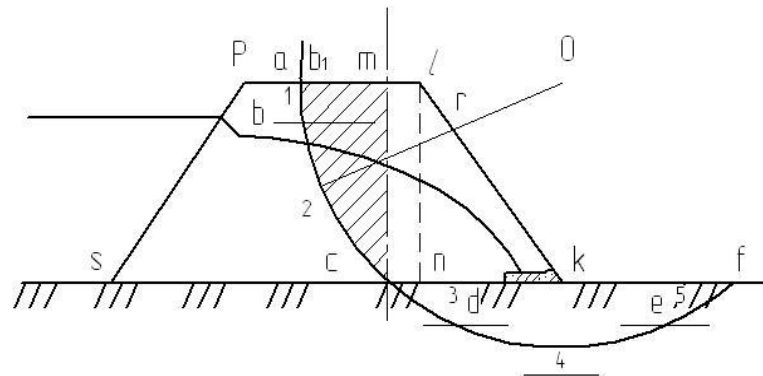


Рис. 2.4. Поділ тіла та основи земляного полотна на зони (пояси) в залежності від напруженого стану вздовж потенціальної поверхні зсуву: 1 – розтягнення; 2 – зсув при наявності незначних напружень стиснення; 3 – зсув при значному вертикальному стисненні; 4 – простий зсув; 5 – зсув при домінуючому горизонтальному стисненні

Зміна напруженого стану споруди або основи автомобільної дороги веде до його деформації, що проявляється в зміні об'єму (стиснення – розтягнення) і форми (зсув). У реальних умовах частіше відбуваються деформації, при яких одночасно змінюється і об'єм, і форма тіла. При цьому деформації можуть мати як пружний (оборотний), так і пластичний (необоротний) характер. На нього істотно впливають особливості напруженого стану ґрунту в тій чи іншій частині споруди. У зв'язку з цим виникає думка про розподіл потенційно нестійкої частини споруди та її основи (див. рис. 2.4) на пояси чи зони, у яких переважає той чи інший вид

напруженого стану. Відзначимо, що такий прийом поширений при вивченні умов роботи усіх інженерних споруд і їх конструктивних елементів (балки, плити, ферми тощо). Правомірність такого підходу очевидна, стверджена усією проектною та конструкторською практикою. Крім цього, при порівнянні результатів теоретичних розрахунків із міцності з експериментальними даними зазначено, що для кожної гіпотези є область напруженого стану, в якій теорія найбільш співпадає з експериментальними даними [114].

В залежності від переважаючого того чи іншого виду напруження в ґрунті можливі такі типи руйнувань: при розтягненні – розрив, зсув, розрив із зсувом; при стисненні – зсув, поздовжній розрив, зсув із поздовжнім розривом [115]. Як уже зазначалось, ґрунт у масиві знаходиться в складному напруженому стані. Для поділу масиву на пояси чи зони в залежності від виду напруженого та деформованого стану необхідно мати кількісні критерії, які в достатній мірі відображали б стан ґрунту в тій чи іншій частині споруди. Так як в механіці ґрунту напружено-деформований стан прийнято характеризувати на основі теорії міцності О. Мора головними напруженнями $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ чи головними деформаціями $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$, тому класифікацію видів напруженого стану доцільно визначити цими ж показниками. Останнє найкраще здійснити, використовуючи пропозицію Г.А. Смирнова-Аляєва [116], що запропонували графічну інтерпретацію залежності характеристик напруженого стану від головних напружень (рис. 2.5, а) і від головних деформацій (рис. 2.5, б). Ці пропозиції ґрунтуються на таких графічних побудовах. Приймавши точку 0 (див. рис. 2.5, а) за початок відліку, на осі ОХ в заданому масштабі відкладаються значення головних напружень $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$. На відрізку AB , довжина якого дорівнює максимальній різниці головних напружень σ_1 і σ_3 , як на основі, будують рівносторонній трикутник ABC .

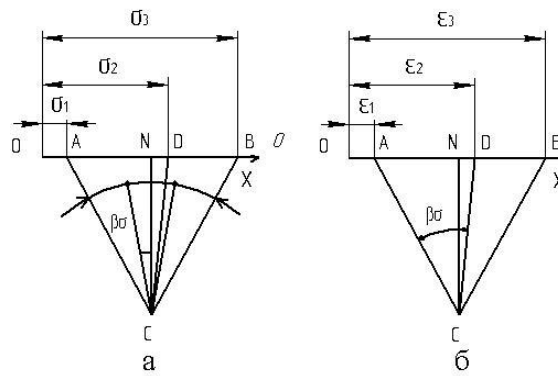


Рис. 2.5. Графічна інтерпретація характеристик за В.М. Розенбергом [116]:

а – напруженого; б – деформованого стану

Якщо точку D , що ділить відрізок AB в співвідношенні $\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_2 - \sigma_3}$, з'єднати з вершиною трикутника, довжина відрізка CD буде дорівнювати інтенсивності напружень σ_i :

$$\sigma_i = \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}. \quad (2.21)$$

Вид напруженого стану можна знайти за допомогою кута β_σ і параметра Лоде-Надаї μ_σ , що визначається як співвідношення довжини відрізка ND до довжини відрізка NB :

$$\mu_\sigma = \frac{2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}. \quad (2.22)$$

Між параметром μ_σ і кутом β_σ існує залежність виду [114]:

$$\mu_\sigma = \frac{\operatorname{tg}(\beta_\sigma - 30^\circ)}{\operatorname{tg}30^\circ}. \quad (2.23)$$

На рис. 2.5, б показана аналогічна побудова графічної інтерпретації залежності характеристик деформованого стану від головних деформацій.

На думку Г.А. Смирнова-Аляєва, напружено-деформований стан можна представити трьома основними видами [116]:

1) розтягненням, якщо середнє головне напруження σ_0 , що характеризує рівновісне розтягування-стиснення, біля точки точно чи приблизно дорівнює найменшому значенню головного напруження з урахуванням знака ($0 < \beta < 15^\circ$)

$$\sigma_0 = \sigma_{\min} = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2}. \quad (2.24)$$

2) зсувом, якщо σ_0 точно чи приблизно дорівнює половині суми двох головних напружень ($0 < \beta < 45^\circ$);

3) стисненням, якщо σ_0 дорівнює максимальному головному напруженню з урахуванням знака ($45^\circ < \beta < 60^\circ$), тобто

$$\sigma_0 = \sigma_{\max} = \sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2}. \quad (2.25)$$

Поділ можливих деформованих станів на три основні види зробив можливим апроксимувати умови пластичності $\sigma_i = \text{const}$ групою лінійних виразів відносно головних компонентів тензора [116]:

$$\sigma_i = \sigma_1 - \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \quad \text{при } 0 < \beta < 15^\circ \text{ (розтягнення);}$$

$$\sigma_i = \sqrt{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \quad \text{при } 15^\circ < \beta < 45^\circ \text{ (зсув);}$$

$$\sigma_i = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \sigma_2 \quad \text{при } 45^\circ < \beta < 60^\circ \text{ (стиснення).}$$

Здавалося б, що використовуючи наведені вище залежності, буде неважко виявити характер напруженого стану ґрунту в тій чи іншій частині земляної споруди. Проте, торкаючись області потенціальної поверхні

ковзання, треба мати на увазі, що на неї істотно впливає кінематична картина руху ґрунту, що зсувається. Це видно з розгляду умов формування напруженого стану у верхній частині ґрунту на укосі чи гребні.

При втраті рівноваги можливі дві основні кінематичні схеми руху ґрунту:

- а) обертання відносно одного або декількох уявних центрів;
- б) зсув вздовж поверхні (горизонтальної, вертикальної, під деяким кутом до горизонту).

У природних умовах дуже часто має місце комбінована (з цих двох схем) кінематична картина руху. Наприклад, при повному руйнуванні споруди на слабких основах спочатку здійснюється руйнування ґрунту в місцях, де співвідношення між зсуваючими та нормальними напруженнями перевищують критичні значення, а також нерівномірна деформація основи у вигляді сплющення. Внаслідок цього виникають несприятливі сполучення двох обставин. З однієї сторони, основа з різною несучою здатністю, що обумовлена локальним руйнуванням ґрунту, і з іншої сторони, ексцентрично прикладеним навантаженням. Таке сполучення створює передумови виникнення обертового руху. Звичайно цей різновид руху характерний для блоків, що прилягають до нерухомого масиву. Блоки, що лежать нижче, приходять у рух вздовж горизонтальної площини під впливом верхнього блока, що має тенденцію до обертового руху.

Обертовий рух зсувного масиву передбачає розвиток деформацій зсувного характеру на окремих ділянках поверхні ковзання в умовах дії вертикальних або горизонтальних стискаючих напружень. На вертикальних ділянках поверхні або які мають слабо виражений нахил від вертикалі ґрунт відчуває, головним чином, зсувні зусилля. Приблизний поділ круглоциліндричної поверхні на ділянки з урахуванням особливостей напруженого стану приведено на рис. 2.4.

Прирошування зусиль, діючих у горизонтальному напрямі (за ходом оберту масиву) в межах елементарних об'ємів, що належать ділянкам *cd*, *de* і

ef, пояснюється дією навантажень на основу, тобто вагою споруди. Внаслідок цього в ґрунті основи виникають допоміжні зусилля, спрямовані вертикально та горизонтально.

Аналіз питомих навантажень над тією чи іншою ділянкою показує, що найбільше значення його припадає на *cd* і *de*. Особливо істотних навантажень зазнає ділянка *cd*. Цим двом ділянкам належить вирішальна роль у забезпеченні стійкості укiсної споруди в цілому.

Розвитку деформацій під спорудою буде активно перешкоджати деяка область ґрунту основи в межах відсіку *efk*. Внаслідок цього ґрунт на ділянці поверхні *ef* синхронно із збільшенням навантажень буде відчувати нагромаджуючі стискаючі зусилля, що будуть діяти як у вертикальному, так і в горизонтальному напрямках. Враховуючи затухаючий характер цих зусиль по мірі віддалення від споруди, можна припустити, що вони не можуть привести до руйнування ґрунту вздовж ділянки поверхні *ef*. Більш логічним буде передбачення, що зсувний характер деформацій на цій ділянці зумовлений тими об'ємними силами, що викликані вагою споруди в межах об'єму основи *cdefkmc* і не урівноважуються від міцності ґрунту. Відзначимо, що на ділянці *cd* (див. рис. 2.4) вага споруди викликає вертикальні стискаючі напруження, а на ділянці *ef* – горизонтальні. Ґрунт перехідної ділянки *de* знаходиться в умовах так званого чистого зсуву.

Із цього виходить, що коли діяти відповідно до моделі відсіку, то з одного боку тангенціальні складові ваги ґрунту в об'ємній фігурі *abctmb₁a*, що є активним силовим фактором, прагнуть вивести із рівноваги укiс і його основу, а з другого – цьому перешкоджає, головним чином, вага земляної споруди та ґрунту основи, що розміщена вище поверхні ковзання на ділянці *cd*, *de* і *ef* (див. рис. 2.4). Але це не зовсім відповідає реальним умовам. Підкреслимо, що ці ділянки (особливо *cd*, як одна з найбільш навантажених) є особливо нестійкими. Так як саме тут, у межах деякого об'єму ґрунту основи, розташованого на цих ділянках, під дією ваги споруди зароджуються зусилля, що врешті-решт можуть привести до деформацій ґрунту основи у

вигляді бокового переміщення або випору. Цілком очевидно, що при цьому частина укусу, розташована на деформованій основі, буде переміщуватись разом із ним, тим чи іншим чином повторить його траєкторію руху. Розглядаючи кінематичну картину руху зсувного масиву у вигляді обертання відносно якогось центра та прийнявши до уваги наявність у ґрунті так званого тиску зв'язності, можна припустити, що в цей рух буде залучено деякий об'єм ґрунту, який прилягає до вертикальної поверхні sm (на рис. 2.4 він заштрихований).

Граничне положення поверхні зсуву в тілі незначної по висоті насипної споруди із зв'язного ґрунту являє собою вертикаль sm . Вертикальність стінок рухомої та нерухомої частин забезпечується наявністю в ґрунті сил зчеплення. Приблизну глибину тріщини можна знайти із виразу $h_p = \frac{2c}{\gamma}$. Звичайно такі форми деформацій можна спостерігати при будівництві земляних споруд на мулистих основах.

У випадку, коли висота споруди значна, форма поверхні зсуву в межах насипної частини набуде більш складного вигляду. На формування його істотний вплив мають висота та фізико-механічні властивості ґрунту споруди (особливо величина питомого зчеплення), а також несуча здатність основи. З'ясуємо вплив цих факторів на форму поверхні ковзання. З цією метою уявно розділимо вертикальною площиною sm тіло споруди на дві частини: так звану укїсну $mlknc$ і базову $pabcs$ (рис. 2.4) і розглянемо їх стійкість окремо і у взаємному зв'язку.

При значній висоті споруди (навіть у випадку досить міцної основи) вертикальність кожної з частин не може бути забезпечена тільки лише за рахунок сил зчеплення. Під дією ваги ґрунту неминуче повинно відбутись обвалення. В дійсності воно так і буває, проте тільки з ґрунтом базової частини. Укїсна ж частина, намагаючись повторити траєкторію руху основи, навалюється та опирається на базову, притискуючи при цьому деякий об'єм ґрунту (поміж вертикаллю sm і поверхнею ковзання abc) до нерухомої частини, не даючи йому

вільно переміщатися. Таким чином, укісна частина є своєрідною стінкою (підпорою) відносно до деякого об'єму ґрунту базової частини.

Проте ця підпора має схильність до обертового руху при деформації основи. У випадку значних зсувів основи, а значить і укісної частини, виникає можливість відриву і в майбутньому ковзання деякого об'єму ґрунту. Такій деформації будуть перешкоджати утримуючі сили, що розвиваються по деякій поверхні *abc*. Із цього виходить, що стійкість споруди залежить не тільки від несучої здатності основи, а й від матеріалу земляного полотна. На практиці будівництва земляних споруд остання обставина звичайно й використовується. Із метою підвищення стійкості споруди відсипаний ґрунт повинен задовольняти певним вимогам і мати відповідну щільність, яка, як правило, забезпечується його ущільненням. Поряд з цим були спроби армування ґрунту споруд різними матеріалами (метал, полімери).

Згадані міркування дозволяють зробити висновок, що при аналізі ступеня стійкості споруди тіло та основу слід розглядати «в комплексі».

Розглядаючи експериментальні типи руйнування ґрунту вздовж потенціальної поверхні зсуву, відзначимо, що руйнування у вигляді розриву хоч і має місце, проте тільки в локальній області (наприклад, в зоні дії розтягуючих напружень). До того ж при втраті стійкості в цій зоні буде переміщення однієї частини ґрунту відносно іншої. Переважаючим типом руйнування являється зсув (зрів). У цьому випадку замість теорії максимальних дотичних напружень краще використовувати енергетичну теорію Мізеса-Генки.

2.3. Кінетика руйнування ґрунту вздовж потенціальної поверхні зсуву

Тріщина або поверхня ковзання в масиві ґрунту викликає особливий інтерес при оцінці ступеня стійкості споруди, насамперед на першому етапі, тобто при складанні розрахункової моделі (схеми споруди).

Користуючись терміном «поверхня ковзання», маємо на увазі деяку товщу (зону), в межах якої під дією зусиль зароджуються та розвиваються в ґрунті площадки ковзання, трансформуючись далі в область локального зсуву. Межі цієї області, в залежності від інтенсивності збільшення (або зменшення) масиву ґрунту, можуть повільно (а інколи й миттєво) розширюватись. Якщо масив ґрунту досяг критичного значення заданих умов, то можливе переміщення однієї частини масиву відносно іншої та виникнення в масиві ґрунту так званих магістральних тріщин або поверхні ковзання.

У фізичній теорії міцності твердих тіл, запропонованій А. Гріффітсом [117], руйнування розглядається як результат виникнення мікротріщин під дією напружень. При зародженні тріщини та її розвитку здійснюється перерозподіл напружень у перерізі конструкції. При цьому в деякій частині ґрунтового матеріалу над і під тріщиною проходить розвантаження, внаслідок чого потенціальна енергія пружної деформації зменшується. Одночасно зростає поверхнева енергія внаслідок утворення додаткових поверхонь розриву, тобто стінок тріщини. Розвиток тріщини та руйнування, що настає за цим, обумовлені надлишком потенціальної енергії пружної деформації над поверхневою енергією міцності. Це можливо в тому випадку, коли збільшення першої проходить інтенсивніше, ніж другої; з наведеного зрозуміло, що критичною умовою повинно бути рівняння цих змін енергії, що можна записати залежністю [115]

$$\sigma_R = f(\sigma_{\text{пов}}, E\alpha, \alpha_i, \dots, \alpha_n), \quad (2.26)$$

де σ_R – граничне руйнуюче напруження, МПа;

$\sigma_{\text{пов}}$ – поверхневе напруження ґрунтового матеріалу, МПа;

E – модуль пружності, МПа;

α_i – інші параметри (початковий розмір тріщини, коефіцієнт Пуансона тощо).

У наукових та інженерних колах широке визнання одержала теорія міцності, запропонована А.Гріффітсом [117]. У механіці ґрунтів використовується теорія міцності, розроблена Ш.Кулоном, а потім розвинута та доповнена У.Ренкіним і О.Мором [89]. Пропонується використовувати енергетичний підхід А. Гріффітса для вивчення гірських порід [117].

Оперуючи терміном «тріщина», в техніці розуміють руйнування матеріалу в конструкції. У даному випадку матеріалом дослідження є ґрунт, властивості якого змінюються в широкому діапазоні й можуть набувати від мулоподібного до твердого, а в деяких гірських породах і до надтвердого стану. Незважаючи на інтенсивне вивчення його властивостей, особливо в останні три десятиріччя, все ж ступінь вивченості ґрунту порівняно з іншими матеріалами (метал, дерево, бетон тощо) нижче. Об'єктивними причинами того є неоднорідність ґрунту, його здатність змінювати властивості через деякий час, вплив на них водно-сольового та водно-теплого режимів середовища. Тому на даному етапі розвитку механіки ґрунтів поки що не можна ставити за мету знайти точне розв'язання проблеми закритого руйнування ґрунту в масиві. У роботі зроблено ряд припущень (на основі сучасних досягнень науки про ґрунти) про характер розвитку та затухання поверхні зсуву, виходячи із двостадійного стану ґрунту: дограничного (I стадія) та руйнування у вигляді зсуву (II стадія).

Дограничним станом умовно можна вважати початок завантаження основи чи іншого конструктивного елемента автомобільної дороги до появи в ґрунті площадок ковзання. При цьому ґрунт розглядається як пружний матеріал, в якому відсутні порушення суцільності. Для аналізу напружено-деформованого стану такого середовища може бути використаний апарат теорії пружності.

Руйнування ґрунту починається в найбільш напруженій області споруди чи основи, що пов'язано не тільки з місцем критичного співвідношення між нормальними та зсувними напруженнями, а також із

можливістю деформування (переміщення) в тому чи іншому напрямку. Осередок руйнування поширюється на сусідні ділянки; площадки ковзання трансформуються в локальні тріщини, що переходять у магістральні, утворюючи потім поверхню ковзання. Форма поверхні ковзання залежить від багатьох факторів. Це питання, незважаючи на дослідження, все ще потребує проведення спеціального дослідження. З метою спрощення розрахункової схеми умовно можна прийняти потенціальну поверхню ковзання у вигляді будь-якої наперед заданої фігури, наприклад, дуги кола.

Виникнення в споруді чи в основі чітко вираженої поверхні зсуву буде відповідати переходу ґрунту в іншу стадію. Характерною особливістю цієї стадії є наявність поверхні ковзання та порушення суцільності середовища, а також поля об'ємних сил. У даному випадку ступінь стійкості споруди або тієї чи іншої частини ґрунтового масиву треба оцінювати за відомими залежностями гіпотези затверділого відсіку зсуву. При цьому порушення стійкості слід розглядати у вигляді тертя ковзання, що, власне, й відповідає фізичній суті явища, а для розрахунку – використовувати кулонівські залежності. Підкреслимо, що повинна застосовуватись не теорія міцності Ш. Кулона, яка є поодиноким випадком теорії міцності У. Ренкіна – О. Мора, а залежність, за допомогою якої описується механічний процес так званого сухого тертя.

У трактовці цих питань мають місце деякі загальні поняття (нормальні напруження в першому випадку, нормальні складові ваги в другому випадку тощо), тому в розрахунковій практиці при їхньому використанні не роблять різниці. З нашої точки зору, це різні по своїй суті питання: з одного боку, визначення тертя, розвиток якого можливий при наявності поверхні ковзання, і, з другого боку, розгляд міцності матеріалу, що робив би неможливим виникнення поверхні ковзання ґрунтового масиву. Різницю між названими поняттями можна проілюструвати графіком залежності дотичних та нормальних напружень, а також нормальних складових ваги та сил тертя, обумовлених цими складовими (рис. 2.6).

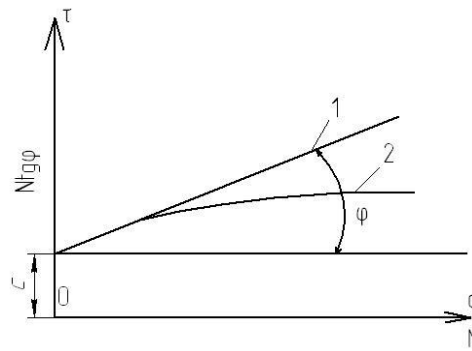


Рис. 2.6. Графіки до розгляду різниці між сухим тертям та міцністю ґрунту:
 1 – залежність між нормальними складовими та утримуючими силами тертя;
 2 – загальний вид граничної кривої $\tau = f(\sigma)$, що характеризує момент руйнування матеріалу

Як показують досліді [115], загальний вигляд граничної кривої $\tau = f(\sigma)$, що характеризує момент руйнування матеріалу, близький до параболи, ординати якої τ зростають із збільшенням σ , а нахил дотичної $\frac{\partial \tau}{\partial \sigma}$ із збільшенням відстані від початку координат наближається до нуля (крива на рис. 2.6). Особливістю процесу ковзання, крім наявності поверхні зсуву, буде залежність між нормальними складовими ваги та утримуючими силами тертя по поверхні у вигляді прямої, кут нахилу якої до горизонту відповідає куту внутрішнього тертя ґрунту (пряма на рис. 2.6).

Специфічною особливістю ґрунту, порівняно з твердими матеріалами (метал, цегла, бетон, дерево тощо), є властивість його відновлювати порушену суцільність. Причому в піщаних ґрунтах як у процесі навантаження, так і при зсувах частини, переміщуючись, зазнають у тому числі й деяких стискуючих зусиль, що (разом із властивостями сипучої маси) виключають виникнення тріщин. Тому після стабілізації зсуву в однорідному піщаному середовищі практично не можна виявити навіть слідів поверхні ковзання. Розглядаючи глинисті ґрунти, слід відмітити, що в умовах природного залягання в масиві зв'язного ґрунту діють внутрішні сили. Вони

здатні за деякий час не тільки відновити порушену суцільність споруди або основи, а й вплинути на міцності та деформативні властивості ґрунту як матеріалу. На величину та інтенсивність прояву цих сил впливає фактор часу та водно-тепловий режим середовища. Отже, розробка статистичної моделі руйнування ґрунту вздовж потенціальної поверхні ковзання потребує розв'язання задач не тільки з урахуванням пружно-пластичного напруженого стану, а й в окремих випадках температури та часу.

На підставі врахування викладеного, статистичну модель руйнування ґрунту вздовж потенціальної поверхні ковзання можна привести у вигляді системи з $m + 1$ станів $E_0, E_{1\%}, E_m$, причому кожен із станів виражає стадію руйнування. Стан найбільшого зміцнення позначено E_0 , стан цілковитого руйнування ґрунту E_m . У загальному випадку розглядається процес руйнування ґрунту (рух «за станами» зліва направо) і процес відновлення (рух справа наліво).

Імовірність переходу системи за час dt із стану i в стан j за формулою цілковитої ймовірності [118]:

$$P_{ij}(t + dt) = P_{i,j-1}(t)\lambda_{j-1}(t)dt + \\ + P_{i,j}(t)[1 - \lambda_j(t)dt][1 - \mu_j(t)dt] + \mu_{j+1}t(dt), \quad (2.27)$$

де $\lambda(t)$ і $\mu(t)$ – інтенсивність прямого та зворотного переходів.

Перша складова в правій частині рівняння (2.27) виражає ймовірність переходу зі стану $j - 1$ в j , друга – ймовірність залишитися в стані j , остання – ймовірність повернення із $j + 1$ в стан $j - 1$.

У рамках концепції про двостадійний стан ґрунту в споруді та основі, в тому числі й вздовж потенціальної поверхні ковзання, міцність його можна записати як реактивні дотичні сили τ_p , що діють у межах елементарних ділянок незруйнованої або відновленої області масиву [119]:

$$\tau_p = \frac{1}{2}(\sigma_z - \sigma_x)\sin 2\beta + \tau_{xz} \cos 2\beta. \quad (2.28)$$

Утримуючі дотичні сили тертя та зчеплення, що розвиваються на елементарних ділянках поверхні ковзання, можна знайти за допомогою залежності Ш. Кулона [119]:

$$\tau_y = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (2.29)$$

де

$$\sigma_n = \sigma_z \sin^2 \beta + \sigma_x \cos^2 \beta + \tau_{xz} \sin 2\beta \quad (2.30)$$

нормальні напруження в заданій точці, що відповідають моменту початку ковзання;

β – кут між вертикальною та дотичною до дуги ковзання лініями, що відраховується проти годинникової стрілки;

σ_z, σ_x і τ_{xz} – компоненти напружень, що можуть бути знайдені внаслідок розв'язання задачі про плоску деформацію.

Таким чином, кожен із двох станів ґрунту передбачає і свій так званий активний силовий фактор, в результаті дії якого спочатку ґрунт руйнується, а потім виникає зсув.

Зміни в напружено-деформованому стані деякої області ґрунту основи чи споруди (в рамках I і II стадій) передбачають і принципово різний підхід до оцінки його несучої здатності та стійкості споруди. Так, I стадії притаманні методи аналізу становища ґрунту, який має ті чи інші властивості будівельного матеріалу. Для цієї стадії характерні суцільність середовища та безперервність поля напружень, що діють у межах заданої області. Дією цих напружень, у поєднанні з властивостями ґрунту, обумовлені як поверхневі сили опору руйнування вздовж деякої поверхні, так і об'єм зусилля руйнування.

Характерною особливістю II стадії стану ґрунту є наявність чітко виявленої поверхні ковзання, тобто має місце розрив суцільності ґрунтової основи, а значить, і поля об'ємних сил. У цьому випадку для оцінки ступеня стійкості споруди можна використовувати залежності моделі затверділого відсіку зсуву.

2.4. Визначення швидкості переміщення зсувів на автомобільних дорогах у гірській місцевості

Для оцінки швидкості зсуву на автомобільних дорогах у гірській місцевості слід визначити коефіцієнт в'язкості μ і коефіцієнт динамічної в'язкості η ґрунтів [120, 121].

Є.М. Добровим запропонована формула для оцінки швидкості зсуву зсувного схилу v (рис. 2.7) [122]:

$$v = \frac{1}{\eta} \left\{ \left[h(h-G) - \frac{(h-G)^2}{2} \right] \gamma_w + Q(h-G) \right\} \times (\sin \alpha - \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi_w) - \frac{C_c}{\eta} (h-G) \quad (2.31)$$

де η – коефіцієнт динамічної в'язкості ґрунту;

h – потужність зсувного шару ґрунту;

G – потужність зсувонебезпечної ділянки автомобільної дороги (див. рис. 2.7);

γ_w – середня щільність ґрунту;

Q – навантаження від ваги вище розміщених ґрунтів;

α – кут нахилу схилу до горизонту;

φ_w, C_c – кут внутрішнього тертя та структурне зчеплення відповідно.

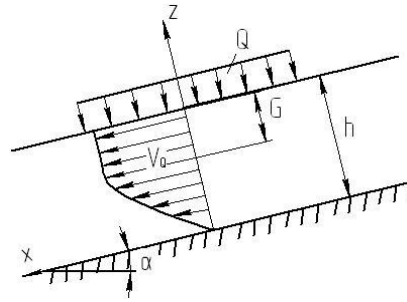


Рис. 2.7. Схема до розрахунку швидкості зсуву зсувного масиву

Потужність зсувонебезпечної ділянки автомобільної дороги визначається за формулою [123]:

$$G = \frac{1}{\gamma_w} \left(\frac{C_c}{\sin \alpha - \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi_w} - Q \right),$$

де G – потужність зсувонебезпечної ділянки автомобільної дороги, що характеризується постійною швидкістю повзучості та є блоком породи, яка зміщується на шарі ґрунту потужністю $(h-G)$;

γ_w – середня щільність ґрунту;

φ_w , C_c – кут внутрішнього тертя та структурне зчеплення відповідно;

η – коефіцієнт динамічної в'язкості ґрунту.

Розглянемо далі стійкість схилу, у якому міцніші ґрунти розташовані над шаром в'язкопластичних глин (рис. 2.8).

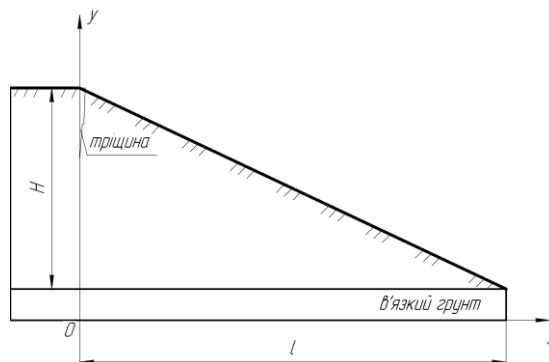


Рис. 2.8. Схема для визначення тиску в глинистому шарі

Розглядаючи поведінку глинистих ґрунтів як в'язкої рідини, коли число Рейнольдса ($Vh\rho/\mu$) в шарі горизонту глинистих ґрунтів, що деформується, набагато менше одиниці, можна використовувати диференційні рівняння для розрахунку тиску в глинистому шарі [124]:

$$\begin{aligned}
 p_{xx} &= p_{yy} = p_{zz} = p; \\
 p_{xy} &= \mu \frac{\partial u}{\partial y}; \quad p_{yz} = \mu \frac{\partial w}{\partial y}; \quad p_{zx} = \mu \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right); \\
 \frac{\partial p}{\partial x} &= \mu \frac{\partial^2 u}{\partial y^2}; \quad \frac{\partial p}{\partial y} = 0; \quad \frac{\partial p}{\partial z} = \mu \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}; \quad \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0.
 \end{aligned} \tag{2.32}$$

Враховуючи (2.32) та траєкторію руху глинистих частинок у межах шару, отримуємо наступне рівняння для розрахунку тиску p в глинистому шарі:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(h^3 \frac{\partial p}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(h^3 \frac{\partial p}{\partial z} \right) = 6\mu \left(2V + \frac{\partial h}{\partial x} U \right). \tag{2.33}$$

У рівняннях (2.32)–(2.33) прийняті наступні позначення:

u, v, w – швидкості зсуву частинок за напрямком x, y, z ;

μ і ρ – коефіцієнт в'язкості та щільність глинистого ґрунту;

h – потужність ґрунтів глинистого шару;

V і U – вертикальна та горизонтальна складові швидкості зсуву міцних ґрунтів, розташованих вище за глинистий шар.

Якщо блок міцних ґрунтів зміщується по глинистому шару як жорстке тіло, то складові швидкості мають такий вигляд: $U = \text{const}$; $V = V_0(1 + ax)$, де V_0 – вертикальна швидкість зсуву жорсткого блоку в точці 0, a – коефіцієнт, що характеризує зміну вертикальної швидкості по довжині жорсткого блоку (x).

З урахуванням (2.32)–(2.33) для вертикального розрізу схилу (рис. 2.8) отримуємо рівняння для розрахунку тиску:

$$\frac{dp}{dx} = \frac{6\mu}{h^3} [2V_0(x + 0,5ax^2) + hU] + C. \quad (2.34)$$

Після інтеграції з урахуванням граничних умов – $x = 0, p = \gamma H$; $x = l, p = 0$, отримаємо

$$p = \frac{6\mu V_0}{h^3} [x(x-l) + 0,333ax(x^2 - l^2)] + \gamma H \left(1 - \frac{x}{l}\right). \quad (2.35)$$

Аналіз рішення (2.35) показує, що після утворення зсувної тріщини відриву тиск у глинистому шарі на ділянці верхньої частини зсувонебезпечного блоку падає, а в нижній – збільшується, перевищуючи вагу вище розміщених ґрунтів. Таке явище пояснює факт майже вертикального зсуву вниз зсувних блоків у верхній частині зсуву й утворення валу витискування в нижній (рис. 2.9) [125].

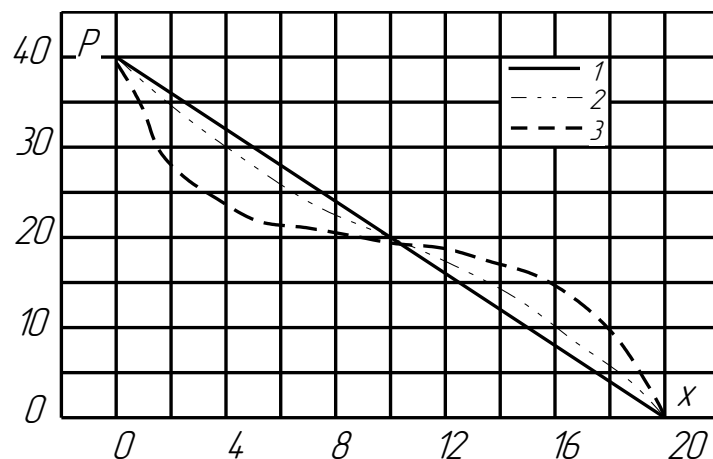


Рис. 2.9. Графік зміни тиску в шарі глинистих ґрунтів по довжині зсувного блоку:

1 – навантаження на шар глинистих ґрунтів від вище розміщеної товщі;

2, 3 – тиск у глинистому шарі для різних значень μ, a, h і V_0

Розглянемо далі рівновагу розрахункового блоку на тонкому прошарку глинистих ґрунтів (рис. 2.10) [125]. Інтегруючи вираз $\frac{\partial p}{\partial x} = \frac{\mu \partial^2 u}{\partial y^2}$ по y і враховуючи граничні умови, маємо

$$u = \frac{1}{2\mu} (y^2 - yh) \frac{dp}{dx} + U \frac{y}{h}. \quad (2.36)$$

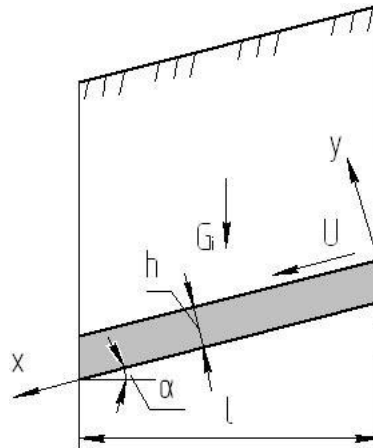


Рис. 2.10. Схема до визначення швидкості зсуву розрахункового блоку

Одинична величина сил в'язкості в глинистому шарі дорівнює $\tau = \mu \left(\frac{\partial u}{\partial y} \right)_h$. Підставляючи значення u з (2.36), отримуємо

$$\tau = \frac{\mu U}{h} + \frac{h}{2} \cdot \frac{dp}{dx}. \quad (2.37)$$

Значення $\frac{dp}{dx}$ вибираємо з формули (2.33). Для тонкого глинистого шару $U \geq V_0$, тому величиною V_0 можна нехтувати. Тоді $\frac{dp}{dx} = \frac{6\mu}{h^2} U + C$.

З граничних умов маємо

$$C = \frac{(p_{i+1} - p_i) \cos \alpha}{l} - \frac{6\mu}{h^2} U.$$

Тоді $\frac{dp}{dx} = \frac{(p_{i+1} - p_i) \cos \alpha}{l}$. Підставивши цей вираз в (2.37), отримаємо

$$\tau = \frac{\mu U}{h} + \frac{h(p_{i+1} - p_i) \cos \alpha}{2l}, \quad (2.38)$$

де p_{i+1} і p_i – тиск у глинистому прошарку в кінці та на початку розрахункового блоку.

Опір зсуву по всьому перетину розрахункового блоку дорівнює

$$F_{\text{оп}} = \frac{\mu U l}{h \cos \alpha} + \frac{(p_{i+1} - p_i) h}{2}.$$

Зрушуюча сила від ваги блоку дорівнює $F_3 = G_i \sin \alpha$. Отримаємо залежність для визначення швидкості зсуву розрахункового блоку

$$U = \frac{G_i h \sin \alpha \cos \alpha}{\mu l} - \frac{h \cos \alpha (p_{i+1} - p_i)}{2\mu l}. \quad (2.39)$$

Розглядаючи поведінку глинистих ґрунтів як в'язкої рідини, коли число Рейнольдса (Vhr/μ) в шарі горизонту глинистих ґрунтів, що деформується, набагато менше одиниці, можна використовувати диференційні рівняння для розрахунку тиску в глинистому шарі.

Для оцінки швидкості зсуву на автомобільних дорогах у гірській місцевості слід визначити коефіцієнт в'язкості μ і коефіцієнт динамічної в'язкості η ґрунтів.

Аналіз математичної моделі показує, що після утворення зсувної тріщини відриву тиск у глинистому шарі на ділянці верхньої частини

зсувонебезпечного блоку падає, а в нижній – збільшується, перевищуючи вагу вище розміщених ґрунтів. Таке явище пояснює факт майже вертикального зсуву вниз обвальних блоків у верхній частині зсуву й утворення валу витискування в нижній [126].

Висновки до розділу

1. Встановлено, що для виникнення ґрунтового зсуву на автомобільних дорогах у гірській місцевості необхідно мати інформацію про геологічний розріз і рельєф місцевості з метою виявлення місцезнаходження найбільш небезпечних ділянок із критичними кутами нахилу поверхні підстилаючих порід.

2. Визначено, що завдання з розпізнавання зсувного процесу на автомобільних дорогах у гірській місцевості зводиться до розв'язання рівняння вологопереносу з відповідними граничними умовами на поверхні ґрунту та на межі контакту товщі осадових порід, що досліджується, із підстилаючою породою, що може бути або корінною, або щільною осадового походження з малим коефіцієнтом фільтрації.

3. Удосконалена математична модель виникнення ґрунтових зсувів за рахунок введення узагальненого показника ураженості зсувними процесами, що дає можливість характеризувати ділянку автомобільної дороги за ступенем стійкості до зсувних процесів.

4. Розроблено узагальнений показник ураженості зсувними процесами ділянки автомобільної дороги, що дозволяє враховувати динаміку зсувних зміщень.

5. Визначено особливості напруженого стану ґрунту вздовж потенціальної поверхні зсуву на автомобільних дорогах. Розглядаючи процес руйнування ґрунту вздовж потенціальної поверхні зсуву, встановлено, що руйнування у вигляді розриву хоч і має місце, проте тільки в локальній

області (наприклад, в зоні дії розтягуючих напружень). Переважаючим типом руйнування являється зсув (зріз).

6. Визначено кінетику руйнування ґрунту вздовж потенціальної поверхні зсуву. Зроблено ряд припущень про характер розвитку та затухання поверхні зсуву виходячи з двостадійного стану ґрунту: дограничного (I стадія) та руйнування у вигляді зсуву (II стадія).

7. Встановлено, що для оцінки швидкості зсуву на автомобільних дорогах у гірській місцевості слід визначити коефіцієнт в'язкості μ і коефіцієнт динамічної в'язкості η ґрунтів.

РОЗДІЛ 3

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ З ВИЗНАЧЕННЯ ЗСУВОНЕБЕЗПЕЧНИХ ДІЛЯНОК АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ У ГІРСЬКІЙ МІСЦЕВОСТІ

3.1. Мета та завдання проведення експериментальних досліджень

Особливостями транспортних споруд на автомобільних дорогах у гірській місцевості є їх лінійність і протяжність, що припускає будівництво та експлуатацію в різних інженерно-геологічних умовах. У гірській місцевості прокладання трас пов'язане з необхідністю підрізвань зсувонебезпечних схилів, улаштуванням під'їзних доріг для пересування техніки, проведенням захисних заходів. Практика показує, що навіть при детально виконаних розрахунках запроектована та побудована (або будується) протизсувна споруда може почати деформуватись аж до повної втрати несучої здатності.

Основним завданням експериментальних досліджень є визначення зсувонебезпечних ділянок автомобільних доріг М-18 Сімферополь-Ялта та Н-19 Ялта-Севастополь у гірській місцевості (Автономна республіка Крим) за рахунок встановлення узагальненого показника ураженості ділянок автомобільних доріг зсувними процесами та віднесення цих ділянок до характерних типів руйнування порід на схилі, для яких визначено основні особливості оцінки стійкості та запропоновано захисні заходи.

Для визначення зсувонебезпечних ділянок автомобільних доріг у гірській місцевості необхідно виконати наступні експериментальні дослідження:

– встановлення зсувних деформацій на автомобільних дорогах М-18 Сімферополь-Ялта та Н-19 Ялта-Севастополь для визначення механізму зсувного процесу;

– проведення моніторингу небезпеки зсувів ділянок автомобільних доріг Криму для дослідження динаміки зсувного процесу;

– обґрунтування та проведення натурального експерименту для визначення закономірностей розвитку зсувного процесу, дослідження його механізму, динаміки, прогнозованої оцінки та методів захисту на прикладі зсувів №1271 і № 1272 на ділянці автомобільної дороги Н-19 Ялта-Севастополь км 30.

Для визначення зсувних деформацій на автомобільних дорогах М-18 Сімферополь-Ялта та Н-19 Ялта-Севастополь у гірській місцевості було виконано аналіз класифікацій зсувних процесів і удосконалено класифікацію зсувних деформацій на автомобільних дорогах у гірській місцевості.

Для моніторингу небезпеки зсувів була визначена структура ураженості ділянок автомобільних доріг зсувними процесами.

Для визначення ураженості зсувними процесами автомобільних доріг у гірській місцевості необхідно організувати спеціальні спостереження, в результаті яких визначимо:

- коефіцієнт лінійної ураженості;
- коефіцієнт площинної ураженості;
- коефіцієнт зволоженості території;
- узагальнений показник ураженості.

Проведення натурального експерименту дозволяє виконати комплекс досліджень на типовій ділянці розвитку геологічного процесу з метою отримання інформації про його механізм і динаміку.

3.2. Методи та обладнання прийняті для дослідження

Для виконання програми експериментальних досліджень у даній роботі, крім стандартних методів досліджень, були прийняті спеціальні методи і обладнання.

Для отримання інформації про механізм зсувного процесу використовували метод натурального обстеження (спостереження та вимірювання) зсувонебезпечних ділянок автомобільних доріг Криму.

У результаті натурального дослідження представляється можливим розробка основ управління, що визначають комплекс дій, цільове призначення яких – раціональне господарське використання зсувонебезпечних територій.

Спостереження в районі досліджень проводились у найнесприятливіші пори року: навесні – наприкінці березня – початку квітня та восени – у листопаді, на які приходиться пік активізації зсувних процесів.

Визначення інженерно-геологічних умов проводилось разом із пересувною лабораторією ДП «Кримавтодор» згідно з [127].

Просторові параметри зсувів визначались візуальними спостереженнями та контролювались вимірюванням довжини, ширини та площі зсуву за допомогою лазерного нівеліру типу Leica Sprinter 50 (рис. 3.1).



Рис. 3.1. Лазерний нівелір типу Leica Sprinter 50

Нівелір Leica Sprinter 50 призначений для вимірювання перевищень методом геометричної нівеляції по вертикальних рейках.

Принцип дії нівеліра заснований на автоматичній установці візирної осі в горизонтальне положення за допомогою маятникового оптико-механічного

компенсатора. Вимірювання перевищень полягає в підсумовуванні різниць відліків (проекція візирної осі на нівелірну рейку) по нівелірних рейках, встановлених на кожних двох послідовних точках, що розташовані по деякій лінії і створюють нівелірний хід.

Спостереження проводились у максимально стислі терміни, щоб уникнути помилок, обумовлених самим зсувним процесом.

Дослідження динаміки зсувного процесу для прогнозування його ймовірного розвитку та вибору протизсувних заходів виконували геодезичними методами спостереження за зміщеннями зсуву [128–130]. Метою геодезичних спостережень (моніторингу) є вивчення зсувного процесу в просторі (ураження зсувним процесом; розвиток зсувних тріщин, активних і пасивних зон у межах зсувного схилу) і в часі (встановлення закономірностей зміни стану і властивостей порід, швидкості і механізму руху зсувних мас).

Геодезичні спостереження проводились за зміщенням обмеженого числа точок, що були вибрані на поверхні зсуву; при цьому частина точок розташовується на прилеглих нерухомих ділянках. Точки, по яких проводились спостереження, закріплювались у вигляді постійних знаків. Це дерев'яні, металеві або бетонні стовпи (репери), що вбиті в землю і мають головки з центром, які є знаком для спостережень (рис. 3.2).



Рис. 3.2. Загальний вид ґрунтового репера

Геодезичні знаки залежно від місця установки розділяються на нерухомі репери і рухомі, перші встановлюють на нерухомих ділянках, а другі на поверхні зсуву. Частина нерухомих реперів служить для установки на них інструментів, такі репери називаються опорними. Інші нерухомі репери служать для отримання початкових напрямів і є орієнтирними пунктами. Зсувні точки (рухомі репери) розміщувались в місцях найбільш важливих для аналізу механізму зсуву. Тому при виборі місць установки опорних зсувних точок консультувалися з геологами пересувної лабораторії ДП «Кримавтодор».

Вихідні дані для визначення коефіцієнтів лінійної, площинної та узагальненої ураженості зсувними процесами ділянок автомобільних доріг М-18 Сімферополь-Ялта та Н-19 Ялта-Севастополь були одержані за допомогою геодезичних методів спостереження за зміщенням зсуву. Для цього використовували осьові методи для визначення зміщення точки по відношенню до заданої лінії, а саме метод відстаней [128]. Цей метод полягає в систематичному вимірюванні відстаней між нерухомими опорними знаками та рухомими (зсувними) точками. Вимірювання проводились сталевією стрічкою завдовжки 50 м та контролювались вимірами лазерного нівеліра типу Leica Sprinter 50.

Метод відстаней дає достатньо точний результат. Доцільно, щоб довжина відрізка прямої між опорною і всіма зсувними точками була меншою ніж довжина рулетки, тоді відстані між знаками можуть бути значно більшими за довжину мірного приладу (рис. 3.3).

У таких випадках вимірювання проводять за тимчасово встановленими проміжними точками.

Метод відстаней особливо зручний для визначення повільних зміщень, розташованих у головній частині зсуву. Видозміна методу відстаней полягає в розбитті прямолінійних ходів уздовж руху зсуву. На кожному ході встановлюють по декілька зсувних точок. Відстані між ними не повинні перевищувати знаку рулетки (рис. 3.3, б). Відстань між точками повинна дорівнювати «е».

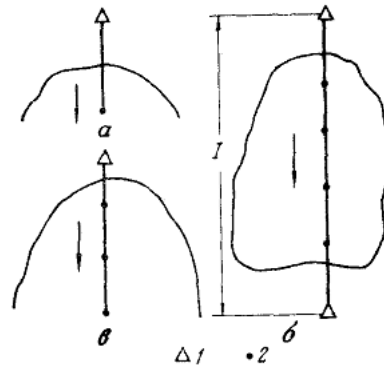


Рис. 3.3. Метод відстаней: а – один проліт; б – поздовжній створ;
в – висячий хід (1 – опорний репер; 2 – зсувна точка)

Якщо місцеві умови дозволяють встановити один опорний знак або репер у верхній і нижній частинах схилу (рис. 3, в), то виключається ймовірність визначення нев'язності.

Перевага методу відстаней – його порівняльна простота, доступність вимірювальних приладів, нескладна камеральна обробка.

Визначення узагальненого показника ураженості зсувними процесами для території Криму проводиться за залежністю:

$$K_3 = 0,55 + 0,85 \cdot K_s \cdot \lg m, \quad (3.1)$$

де 0,55 – поправка на геолого-морфологічні властивості гірських порід V інженерно-геологічного району Криму [110];

0,85 – показник, що враховує глибину просідання реперу та визначається експериментальним шляхом;

K_s – коефіцієнт площинної ураженості ділянки зсувними процесами, що визначається за залежністю [105]:

$$K_s = \frac{S_{\text{ураж}}}{S_{\text{заг}}}, \quad (3.2)$$

де $S_{\text{ураж}}$ – площа ділянки, що уражена зсувними процесами, м^2 ;

$S_{\text{заг}}$ – загальна площа ділянки, що досліджується, м^2 ;

m – коефіцієнт зволоженості території, що визначається за залежністю (для території Криму) [113]:

$$m = 0,58 + 0,0017C / H_{\text{м}}, \quad (3.3)$$

де C – середня кількість опадів, м ;

$H_{\text{м}}$ – висота місцевості над рівнем моря, м .

3.3. Методика досліджень та опис ділянки для проведення експериментальних досліджень

Просторово-часові закономірності геологічного середовища у зв'язку з виникненням і розвитком геологічних процесів характеризують їх регіональний режим (регіональні закономірності їх прояву). Розроблена система оцінки стійкості геологічного середовища зовнішнім діям, заснована на якісних і кількісних показниках, дозволяє визначити вірогідність розвитку зсувних процесів, оцінити можливість прогнозованої оцінки та управління ходом геологічних процесів. У цьому аспекті важливу роль грає вибір методики досліджень, що виражається в комплексі робіт, за допомогою яких проводиться оцінка стану геологічного середовища [131, 132]. Тому як методика досліджень був вибраний натурний експеримент.

Проведення натурального експерименту дозволяє виконати комплекс досліджень на типовій ділянці розвитку геологічного процесу (зсуву, обвалу тощо) з метою отримання інформації про його механізм і динаміку. На ділянці експерименту представляється можливим випробувати нові перспективні методи вивчення процесів.

Закономірності розвитку зсувного процесу, дослідження його механізму, динаміки, прогнозована оцінка і методи захисту розглянуті на прикладі зсувів № 1271 і № 1272 на ділянці автомобільної дороги Н-19 Ялта-Севастополь км 30.

При виконанні експериментальних досліджень по визначенню зсувних процесів на автомобільних дорогах у гірській місцевості були поставлені наступні завдання: визначити особливості механізму зсувного процесу; відпрацювати методику прогнозованої оцінки зсувного процесу.

У рамках підготовчого етапу виконання натурального дослідження необхідно провести комплекс робіт із вивчення інженерно-геологічних умов розвитку та режиму зсувного процесу на ділянці експерименту [133].

Досліджено кліматичні умови, фізико-географічні умови, геологічна будова ділянки, гідрогеологічні умови та фізико-механічні властивості ґрунтів, що складають зсувний схил разом із пересувною лабораторією ДП «Кримавтодор», розроблені попередні рекомендації щодо захисту [134].

Район прокладання дороги згідно [135] відноситься до У-4 дорожньо-кліматичної зони.

Згідно [136] клімат району характеризується наступними показниками:

- середньорічна температура повітря $+12,1^{\circ}\text{C}$;
- максимальна температура $+38^{\circ}\text{C}$;
- мінімальна температура -27°C .

Тривалість періоду з середньодобовою температурою менше 0°C складає 51 добу. Кількість опадів в теплу пору року – 200 мм, в холодний час – 150 мм.

Глибина промерзання ґрунту не перевищує 40 см.

У геоморфологічному відношенні ділянка знаходиться в межах південного схилу центральної частини Головної гряди Кримських гір. З двох сторін район обмежений крутими скелястими обривами, що складають масиви гір Чатир-Даг і Демереджі.

Поверхня району характеризується горбисто-грядковим рельєфом, представленим вузькими звивистими полого-горбистими вододілами,

розчленованими чисельними балками та ярами. Поверхня ділянки задернована, залісна деревною та чагарниковою рослинністю (дуб, граб).

У геологічній будові району беруть участь породи таврійської серії та четвертинні відкладення. Четвертинні відкладення представлені різними за складом, станом і властивостям делювіальними та зсувними утвореннями.

На північ і північний захід від ділянки ухил рельєфу різко зростає. При таких ухилах інфільтрація атмосферних опадів незначна, але значно зростає розвиток ярів і промоїн. Гідрологічний режим характеризується паводками протягом весняно-літнього періоду, коли випадає до 60–80 % річних опадів. У зимовий період, коли сніговий покрив тримається 2–3 місяці, відбувається безперервне водонасичення ґрунтів зсуву.

За даними буріння свердловин і лабораторних визначень фізико-механічних властивостей ґрунтів на ділянці виділені наступні інженерно-геологічні елементи ґрунтів [134]:

- суглинок твердий дресвяний потужністю шару від 1,0 до 3,5 м;
- глина напівтверда дресвяна з середньою потужністю шару 5,5 м;
- дресвяний ґрунт із включенням пісковику до 50 % у об'ємі потужністю шару від 1,0 до 2,6 м;
- аргіліт вивітрений, що складається з щебеню аргілітів, алевролітів і пісковиків із суглинним заповнювачем до 30–50 % об'єму, з потужністю від 1,0 до 2,0 м.

Нормативні фізико-механічні властивості ґрунтів наведено в таблиці 3.1.

Підземні води на зсуві № 1271 зустрінуті всіма свердловинами. Рівень води встановився на глибині від 5,8 до 9,8 м.

Розповсюдження підземних вод носить потоко-струменевий характер; підземні води можуть циркулювати локально окремими роз'єднаними потоками, направленними в бік балочного пониження в східній частині ділянки та місцевої області розвантаження до моря.

Нормативні фізико-механічні властивості ґрунтів

Назва ґрунту	Природна щільність, т/м ³	Природна вологість	Коеф. пористості	Питома вага, кН/м ³	Питоме зчеплення, кПа	Кут внутр. тертя
Суглинок твердий дресвяний	2,06	0,15	0,528	20,0	23	20
Глина напівтверда дресвяна	2,03	0,17	0,576	19,6	16	14
Дресвяний ґрунт	2,17	0,15	0,432	19,6	8	24
Аргіліт вивітрений	2,16	0,11	0,419	20,7	21	24

В цілому, живлення підземних вод відбувається за рахунок інфільтрації атмосферних опадів, підземних потоків, що відносяться до зон підвищеної тектонічної тріщинуватості. За даними хімічного аналізу води сульфатно-гідрокарбонатні та кальцієво-натрієві. Різна мінералізація їх залежить від фільтраційних властивостей водовміщаючих ґрунтів.

Польові роботи виконувались у період, коли атмосферних опадів не було протягом декількох місяців, тому заміряні рівні підземних вод близькі до мінімальних на даній ділянці.

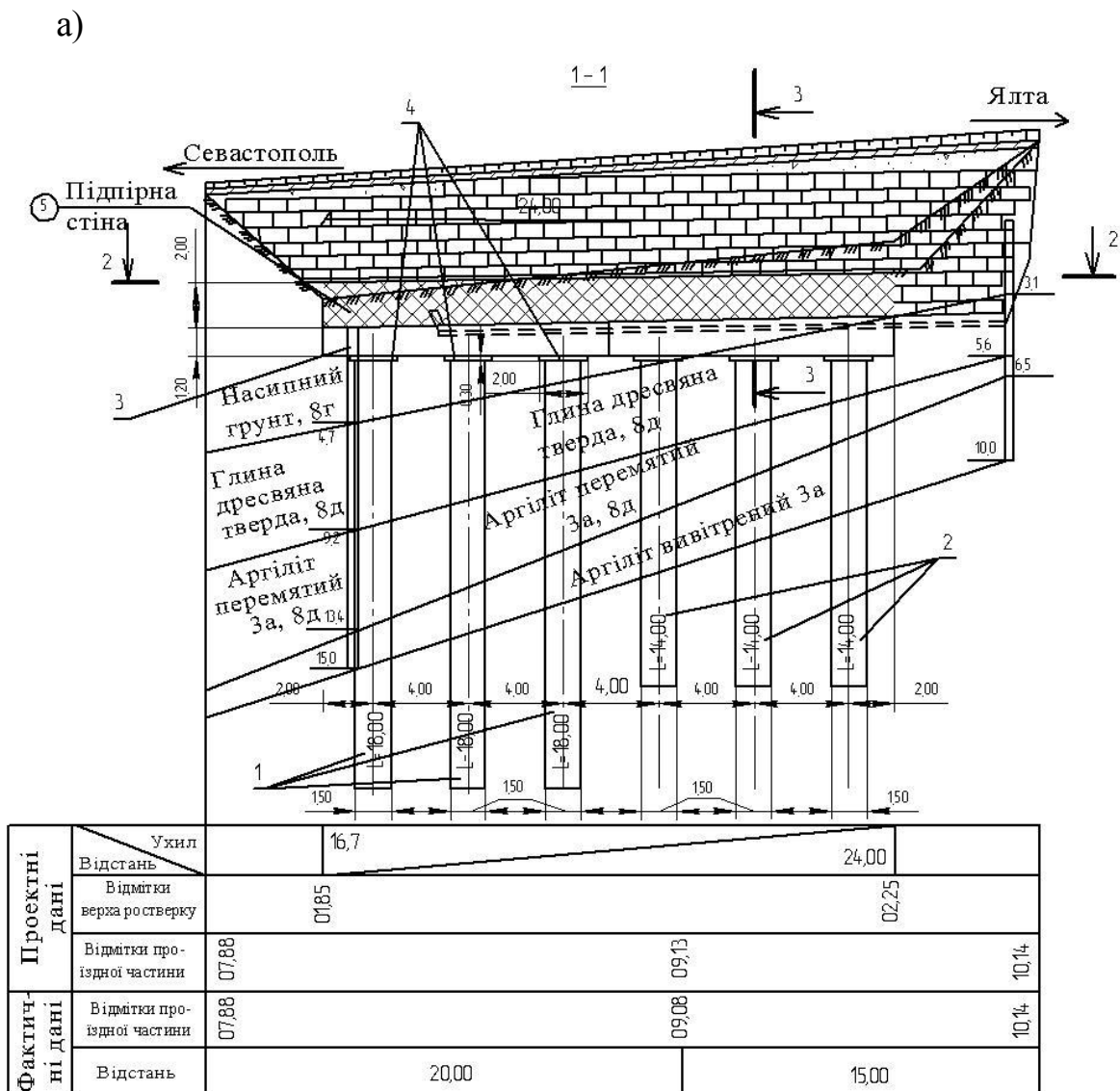
Підземні води у свердловині № 3 неагресивні до бетонів і середньоагресивні до металевих конструкцій. Ґрунт-середовище за наслідками аналізів водної витяжки ґрунту, відібраного у свердловинах № 3, № 4 неагресивна до бетонів і залізобетонних конструкцій за вмістом сульфатів.

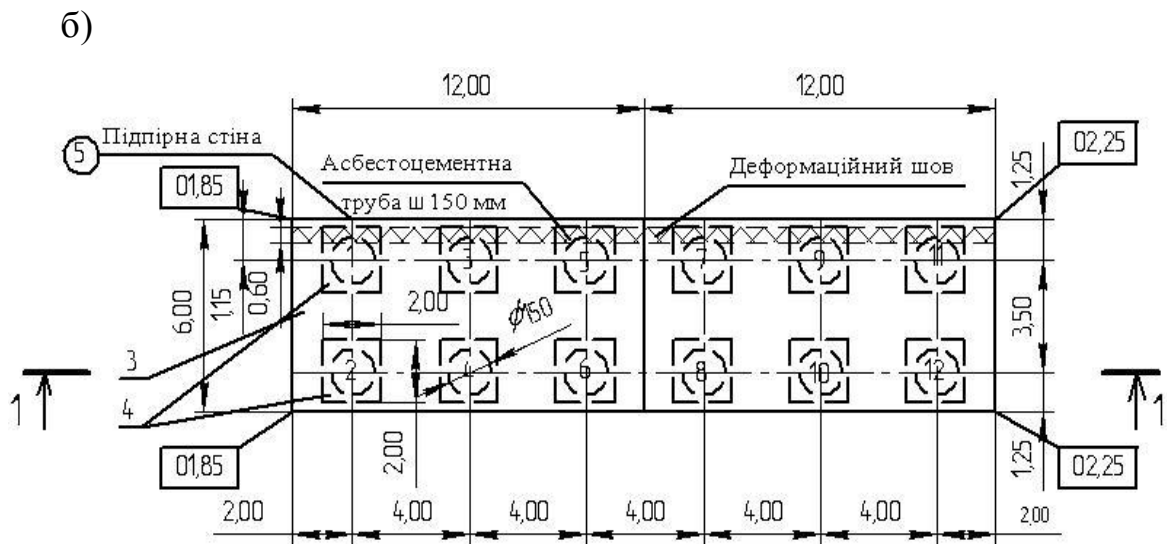
На ділянці є два водоносні горизонти. Верхній водоносний горизонт є верховодкою, живлення якої відбувається за рахунок інфільтрації поверхневих вод і атмосферних опадів. Другий водоносний горизонт, що залягає на глибині понад 10 м, характеризується слабонапорними

властивостями та значною мінералізацією води. Живлення цього водоносного горизонту відбувається більшою мірою за рахунок карстових вод Чатирдагського масиву.

Підстилають водовміщуючі ґрунти двох водоносних горизонтів породи таврійської серії, де в тріщинуватих зонах також є підземні води, рух яких має потоко-струменевий характер.

Для захисту ділянки автомобільної дороги Н-19 Ялта-Севастополь від дії зсуву № 1272 зведено утримуючу споруду ШС-1 (рис. 3.4) [137]: пальовий ростверк 2х(12,0х6,0х1,2 м) 2-х рядний на буронабивних палях діаметром 1,5 м в кількості 12 штук, довжина стовпів відповідно до розрахунку прийнята 14–18 м (рис. 3.5).





в)

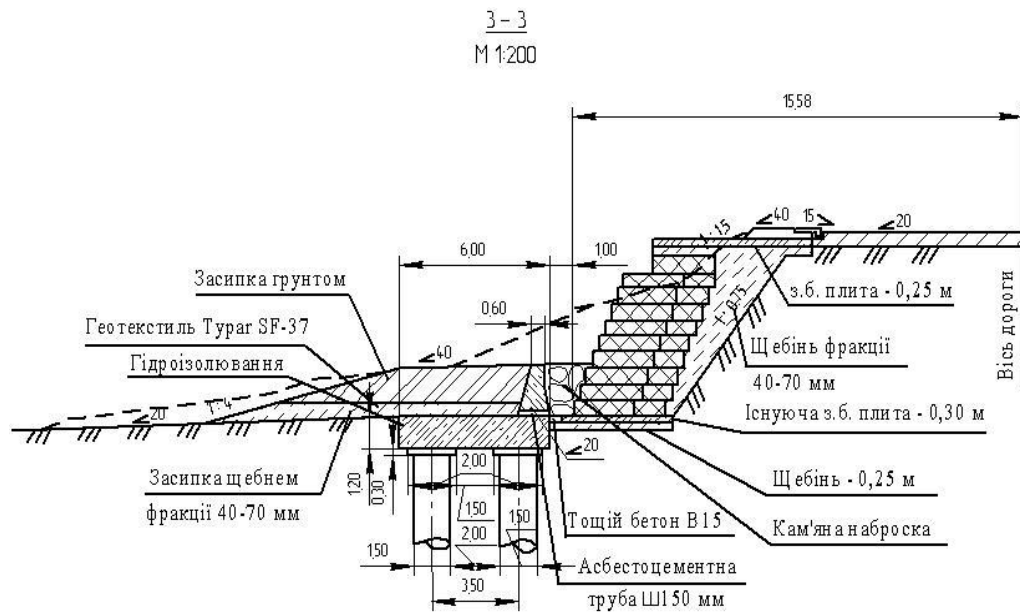


Рис. 3.4. Загальний вид утримуючої споруди ШС-1: а) загальний вид; б) вид зверху; в) вид з боку; 1 – палі бурові $\varnothing 1,5$ м L=18 м; 2 – палі бурові $\varnothing 1,5$ м L=14 м; 3 – ростверки монолітні залізобетонні 12,0x6,0x1,2 м; 4 – капітелі бурових стовпів; 5 – підпірна стіна

Крок бурових стовпів уздовж споруди – 4,0 м, відстань між рядами бурових стовпів упоперек споруди – 3,5 м. Загальний об'єм бурових стовпів по споруді ШС-1 складає 340 м³.

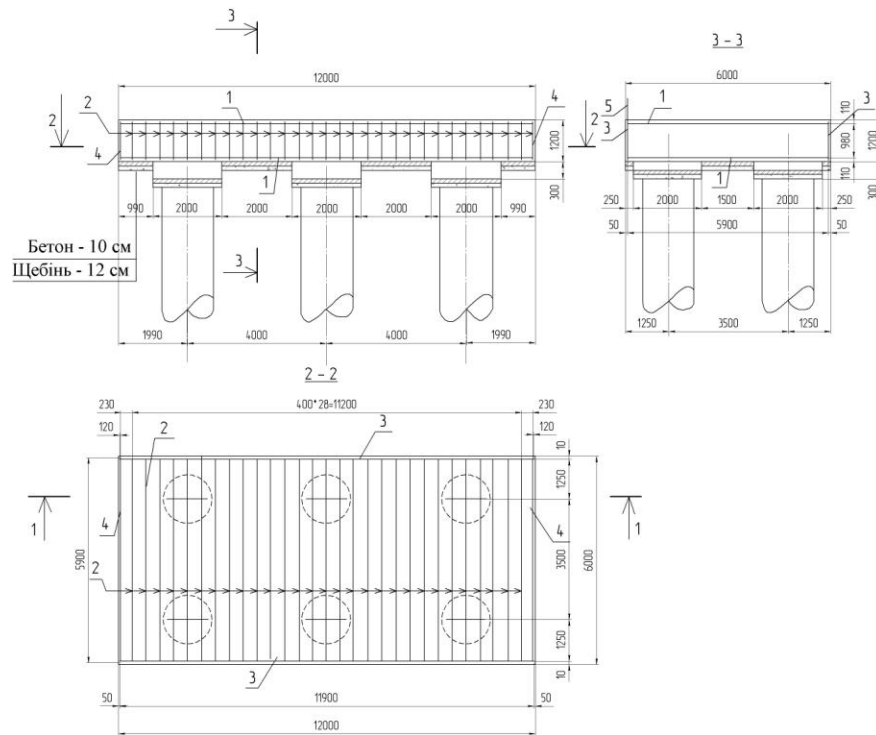


Рис. 3.5. Ростверк 12,0x6,0x1,2. Схема розміщення сіток: 1 – сітка С 11900*5900; 2 – сітка С 5900*980; 3 – сітка С 11900*1100; 4 – сітка С 5900*1100; 5 – сітка С А

По ростверку влаштовується підпірна стіна з монолітного цементобетону висотою 2,0 м і дренаж для відведення води зі споруди із габіонів, розміщених вище (рис. 3.6).

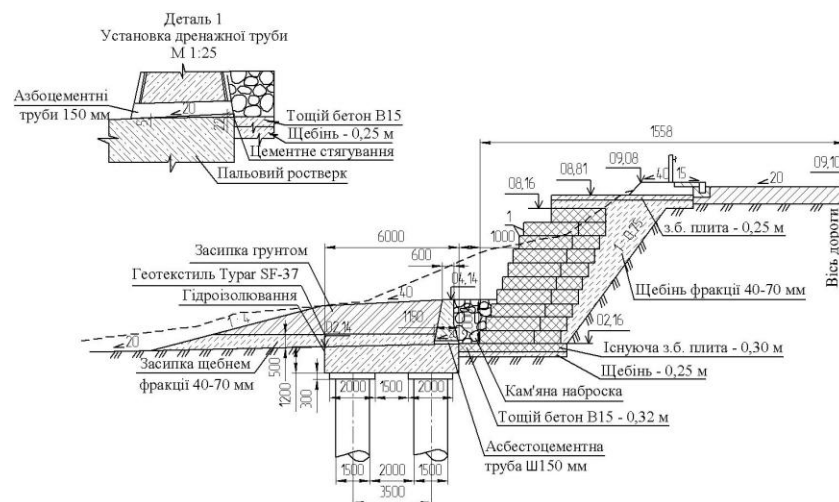


Рис. 3.6. Схема розміщення елементів верхньої підпірної стіни по споруді ШС-1

Основні схеми, загальний вид утримуючих споруд, схема розміщення елементів підпирних стінок зсувонебезпечних ділянок автомобільних доріг наведено в додатку В.

Споруди запроектовані відповідно до [52] і [138].

3.4. Визначення зсувних деформацій на автомобільних дорогах у гірській місцевості

Різноманітність причин і чинників, інженерно-геологічних особливостей у будові схилів та їх морфології ускладнюють класифікацію зсувів. Запропоновано багато класифікацій зсувних процесів за різними ознаками. Відомі загальні, часткові, регіональні класифікації, класифікації за характером захоплення гірських порід, за структурою зсуву, за видами зсувних деформацій, за віком зсувів, за морфологією зсувів тощо [105, 139–141].

Розглянемо класифікацію з визначення форм порушення стійкості схилів, запропоновану М.М. Масловим у 1955 р. [142]. Опис форм порушення стійкості схилів і укосів наведено в таблиці 3.2.

Таблиця 3.2

Форми порушення стійкості схилів і укосів

Форми порушення стійкості	Характер деформації	Швидкість деформації
1	2	3
Обвали гірських порід	Падіння та кочення	Катастрофічна (м/с)
Обвал зі зрізом і обертанням	Переміщення масивів по поверхнях із найменшим запасом стійкості та з деяким обертом навколо горизонтальної осі	Висока (м/хв)
Сколювання при просіданні	Опускання з бічним переміщенням	Висока (м/хв)
Ковзання	Зрушення по площині напластування, розломах, зміщеннях	Висока (м/год)

Продовження таблиці 3.2

1	2	3
Зсув-зрушення	Горизонтальне переміщення по слабкому прошарку	Невисока (см/добу)
Сповзання	Сповзання гірських порід по нерівній поверхні підстилаючої товщі	Невисока (до м/добу)
Сплив	Поверхнєве обпливання перезволожених ґрунтових мас	Висока (м/хв)
Пластична та в'язка деформація	Деформація глинистої товщі як пластичного та в'язкого матеріалу	Мала (см/рік)
Вікова переробка схилу	Поверхнєві явища, пов'язані з фізичними процесами	Мала та виключно мала (см/рік, мм/рік)

Характер деформації визначає форму зсувного процесу. Швидкість деформації дає можливість намітити захисні заходи. Так, швидкість зсувного процесу в декілька сантиметрів на рік може бути допустимою для укусу каналу та незабудованих схилів. Проте обрушення з такою швидкістю зсувного процесу на будівлю або споруди небезпечно та вимагає проектувати захисні протизсувні заходи.

Є.П. Ємельяновою детально описані цикли порушення загальної рівноваги схилу, виділено стадії та фази зсувного процесу [105, 143]. Стадією зсувного процесу називають частину зсувного циклу, впродовж якої розвиток зсувного процесу якісно однорідний. При цьому накопичуються кількісні зміни, що забезпечують перехід у іншу стадію. Фазою називають частину стадії зсувного процесу, в перебігу якої якісні та кількісні характеристики зсуву близькі до постійних.

У роботі [105] виділено стадію підготовки зсуву, стадію зсувного зрушення, стадію вторинних зсувів і стадію стабілізації (рис. 3.7).

Також виділені наступні фази:

- фаза наростання швидкості деформації;
- фаза швидкого наростання швидкості зсуву;
- фаза загасання швидкості зсуву;
- фаза затухаючих деформацій;
- фаза глибинної повзучості;
- фаза відновлення локальних порушень рівноваги.

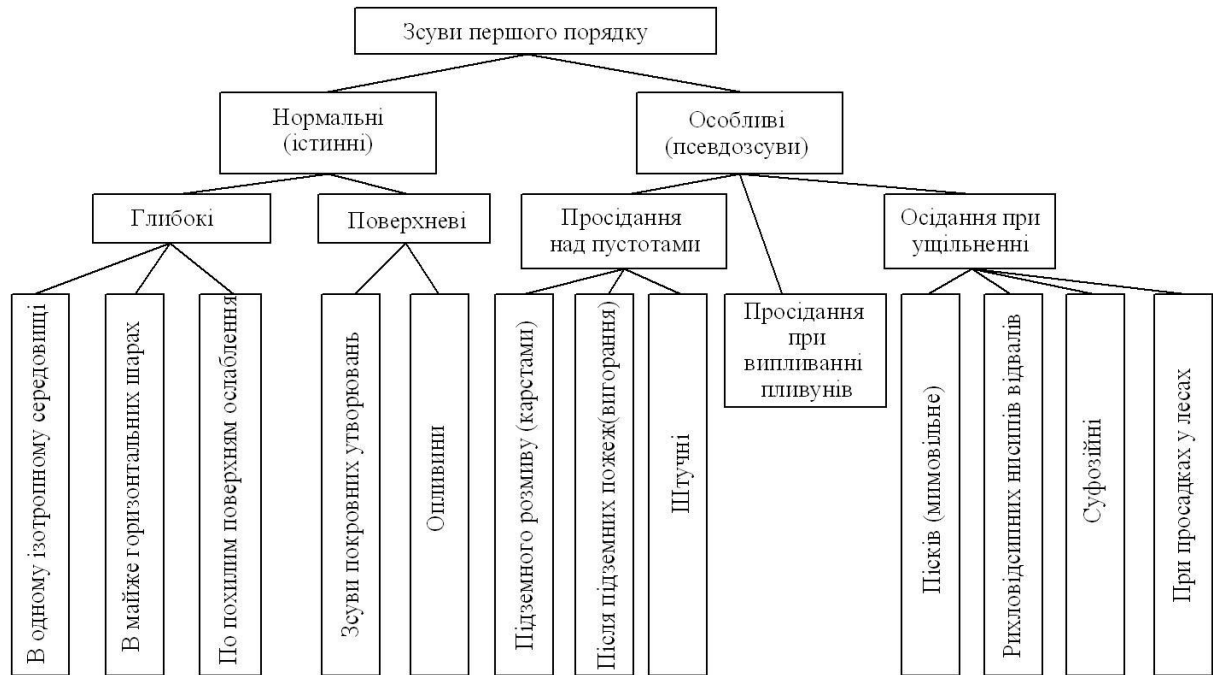


Рис. 3.7. Класифікація зсувів

У класифікації зсувів дорожньо-дослідницького бюро США, що викладена Е. Еккелем [29, 30], зсуви поділено за ознаками, які можна встановити при мінімальному обсязі досліджень, не вдаючись до причин їх утворення (таблиця 3.3).

При цьому розглянуто дві основні складові (змінні): а) вид ґрунту зсувного процесу; б) тип руху, що може бути встановлений у період спостережень за формою зсувного процесу або розташуванню зсувних мас.

Типи руху Е. Еккель (див. таблицю 3.3) поділив на три основні групи: обвал, ковзання та течія. У четверту він ввів змішані види руху, що охоплюють комбінацію будь-яких двох або всіх трьох попередніх типів руху. Тип руху або вид матеріалу в різних точках або в різний час може бути неоднаковим у одному й тому ж зсуві, тому дуже строга класифікація небажана.

Стисла схема класифікації зсувів за Е. Еккелем

Тип руху	Види ґрунтів				
	Скельні		Нескельні		
I. Обвал	Скельні обвали		Нескельні обвали		
II. Ковзання	Обертове	Плоске	Плоске	Обертове	
II А. Невелике число крупних глиб	Зсув	Бічне зрушення	Бічне зрушення	Бічний зсув-обертання	
II Б. Безліч окремих частин	–	Скельне ковзання	Ковзання наносів	–	
III. Течія	Всі незцементовані				
Суха	Скельні уламки	Піски	Пильоваті ґрунти	Змішані відкладення (наноси)	Пластичні ґрунти (загалом)
	Кам'яний осип	Піщаний осип-потік	Осип-потік	-	-
	–	–	Швидкі спливи	Лавина в наносах	Повільні спливи
Мокра	–	Перебіг пісків або пильоватих ґрунтів (розрідження)		Перебіг наносів	Грязьові потоки
IV. Змішаний	Поєднання ґрунтів або типів руху				

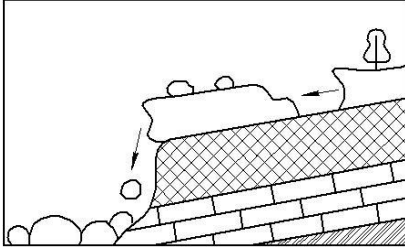
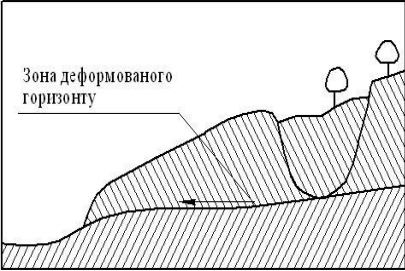
Проаналізувавши класифікації схилових процесів, встановлено, що не всі схили руйнуються за наведеними в них схемами. У роботі удосконалено класифікацію зсувних деформацій на автомобільних дорогах у гірській місцевості для визначення типу зсувних процесів на основі механізму руйнування порід і динаміки зміщення зсувних мас (таблиця 3.4) [23].

При визначенні типу руйнування порід схилу враховано узагальнений показник ураженості ділянок автомобільної дороги зсувними процесами K_3 . За допомогою даного показника обґрунтовано ступінь стійкості зсувонебезпечної ділянки та віднесено експериментальні ділянки до характерних типів зсувних деформацій і визначено основні захисні заходи [144].

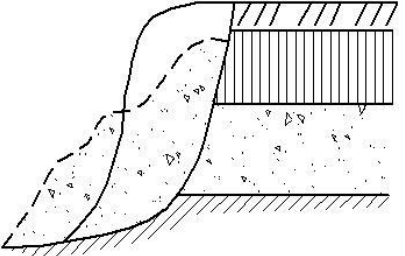
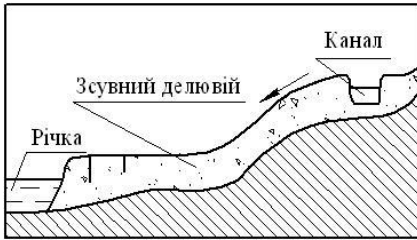
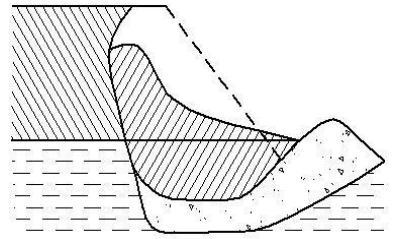
Класифікація зсувних деформацій

Тип руйнування порід схилу та руху порід	Геологічні особливості будови схилу	Швидкість зміщення	Вид руйнування схилу в розрізі	Основні особливості оцінки стійкості та вибору захисних заходів
1	2	3	4	5
<p>1. Обвали Обвалення, падіння та скочування гліб і окремих масивів, $0,85 \leq K_3 \leq 1$</p>	<p>Скельні та напівскельні круті схили, що підмиваються або підробляються, складені глинистими, суглинистими, гравелистими або піщаними зцементованими, легко вивігряними породами</p>	<p>Максимальна швидкість: $V = f(\alpha, \varphi) \sqrt{2gH}$, де $f(\alpha, \varphi) \leq 1$ залежить від крутизни схилу та коефіцієнта тертя кочення, H – висота центру тяжіння мас, що відірвалися, g – прискорення сили тяжіння</p>		<p>Нагляд і профілактика нестійких масивів. Укріплення стінами, контрфорсами, анкерами, пальовими конструкціями. Улаштування протиобвальних галерей, тунелів</p>
<p>2. Обвалення (осови) Зміщення масиву схилу, укосу, виїмки внаслідок перевищення навантажень, у тому числі й динамічних, поблизу бровки, необґрунтоване збільшення крутизни схилу, укосу або глибини виїмки, $0,8 \leq K_3 < 0,85$</p>	<p>Схили або укоси виїмок, складені глинистими, суглинистими та піщаними слабозцементованими породами</p>	<p>Від декількох сантиметрів на добу до 0,8–0,9 швидкості обвалів</p>		<p>Робота захватками, розміщення механізмів на плитах, розподіляючих навантаження, розосередження механізмів. Використання механізмів із малими динамічними впливами на ґрунти. Підпирні споруди, розпірки, анкери</p>

Продовження таблиці 3.4

1	2	3	4	5
<p>3. Зсуви ковзання Ковзання верхньої частини порід схилу або укосу по поверхнях послаблення: площинах напластування, тектонічних тріщинах, увігнутих і криволінійних поверхнях ковзання, що сформувались, $0,75 \leq K_3 < 0,8$</p>	<p>Скельні та напівскельні породи з наявністю поверхонь послаблення, тектонічних тріщин і нашарувань, спрямованих у бік падіння схилу. Перебудова структури глинистих або суглинних порід під впливом напруг і формування криволінійної поверхні ковзання</p>	<p>Від міліметрів на добу до метрів на годину</p>		<p>Уположення схилу, утримуючі та анкерні споруди. Контрфорси, контрбанкети. Дренажі як допоміжні споруди</p>
<p>4. Зсуви по зоні деформованого горизонту Руйнування в більш слабких породах структурних зв'язків під впливом напруги від надверхніх порід, гідродинамічних або хімічних впливів. Пластичні деформації гірських порід, витискування, утворення валів. Тріщини розриву та зсуву в верхніх, міцніших породах, $0,7 \leq K_3 < 0,75$</p>	<p>Наявність у схилі слабких глинистих порід, які після руйнування структурних зв'язків схильні до повзучості, течії, витискування</p>	<p>Від метрів на хвилину до десятків метрів на секунду</p>	 <p>Зона деформованого горизонту</p>	<p>Дренажні споруди різних конструкцій, контрфорси, контрбанкети</p>

Продовження таблиці 3.4

1	2	3	4	5
<p>5. Суфозійні зсуви Утворення в шарах гірських порід, що складають схил, в межах фільтраційного потоку ходів, порожнеч, збільшення пористості внаслідок виносу дрібних мінеральних частинок або розчинення окремих мінералів водою. Просідання верхніх шарів порід і зсув їх по гідродинамічному прошарку, $0,65 \leq K_3 < 0,7$</p>	<p>Наявність у схилах або укосах шарів, де поширені водоносні горизонти, у яких може розвиватись механічна або хімічна суфозія</p>	<p>Від метрів на хвилину до десятків метрів на секунду</p>		<p>Дренажі, екрани, хімічне закріплення – переведення розчинних мінералів у нерозчинні</p>
<p>6. Зсуви течії Зволоження та перехід у пластичний перебіг верхнього шару гірських порід, що розтікаються по нерівній поверхні більш стійких порід, $0,6 \leq K_3 < 0,65$</p>	<p>Наявність у верхній частині схилів або укосів, складених відносно міцними породами, менш міцних, вивітрених і слабоущільнених порід</p>	<p>Від метрів на добу до десятків метрів на хвилину</p>		<p>Видалення слабких порід, захист від інфільтрації та зволоження</p>
<p>7. Зсуви по гідродинамічному прошарку Зсув по водонасиченому прошарку верхньої частини порід, що складають схил і укис, $0,55 \leq K_3 < 0,6$</p>	<p>Наявність у схилі шарів гірських порід, розташованих із боку падіння схилу, схильних до набухання, суфозійних або просадкових деформацій</p>	<p>Від десятка сантиметрів на добу, метрів на годину до десятків метрів на секунду. Швидкість залежить від в'язкості матеріалу прошарку</p>		<p>Дренажні споруди, утримуючі конструкції з жорстких елементів</p>

Удосконалена класифікація зсувних деформацій на гірських автомобільних дорогах дозволить більш чітко підходити до питання вибору розрахункових положень, призначення виду протизсувних заходів, своєчасного проведення профілактичних робіт або влаштування основних захисних заходів для попередження руйнування ділянок автомобільних доріг.

3.5. Моніторинг небезпеки зсувних ділянок автомобільних доріг Криму

Аналіз та оцінка існуючих експериментальних досліджень по зсувних процесах на автомобільних дорогах М-18 Сімферополь-Ялта та Н-19 Ялта-Севастополь у гірській місцевості показала, що при всій різноманітності форм прояву зсувів у межах досліджуваної території для всіх геоструктурних регіонів і інженерно-геологічних обстановок, зокрема Криму, можна виділити три основні схеми та відповідні їм моделі механізму розвитку зсувного процесу (ковзання, зрушення, течія) [5, 83, 145, 146].

Зсуви ковзання відрізняються надзвичайною різноманітністю форм прояву й властиві практично всьому спектру гірських порід території Криму – від дисперсних глинистих до скельних. На схилах, складених однорідними породами, зсув обвального масиву відбувається з обертанням по близькій до круглоциліндричної поверхні ковзання (асекветні зсуви) [145].

У похило залягаючих багат шарових товщах Кримської гірничо-складчастої області зсувний процес відбувається по поверхнях нашарування (консекветні зсуви) або по тріщинах, що пересікають масив схилу (інсекветні зсуви) [145]. Механізм зсувного процесу можна визначити як ковзання крупних блоків або мас дисперсних порід різного складу внаслідок «миттєвої» втрати міцності (крихкого руйнування) або розвитку процесу повзучості, що призводить до зрізу. Об'єм порід, що зміщуються, при розвитку зсувів ковзання досліджуваної території – від 3–10 млн. м³ до

100000–200000 м³. Швидкість руху розповсюджується в широких межах і складає від декількох метрів до десятків метрів на добу [83].

Обвали зрушення (згідно [5, 83] – зсуви витискування) утворюються на схилах із заляганням порід, близьким до горизонтального. Вони характеризуються тривалими (до 60–70 років) періодами підготовки з дуже незначними швидкостями зсуву та дуже швидкою активною стадією з великими швидкостями зсуву (10 м/добу). Об'єми порід, що зміщуються, досягають 10 млн. м³.

За механізмом обвали зрушення розвиваються внаслідок повзучості (в'язкопластичної течії або крихкого руйнування) в глинистому пласті (шарі). Деформації глинистого пласта спричиняють поступове просідання перекриваючої товщі з утворенням у ній тріщини, по якій починається відділення від корінного схилу масивного блоку порід. У межах досліджуваної території деформації глинистого пласта відбуваються також у межах ділянок схилу з розташуванням на них залишків високих терас.

Серед зсувів Кримської гірничоскладчастої області необхідно виділити зсуви-обвали, що розвиваються в межах крупних уступів напівскельних міцних літологічних різновидів, що мають значне розповсюдження, особливо в зонах розвитку пісковиків і міцних аргілітів [83]. Слід зазначити повсюдний розвиток зсувів-спливів у делювіальному чохлі. За ступенем активності всі дані зсуви розділяються на активні, зсуви, що тимчасово стабілізувалися, та зсуви, що повністю стабілізувалися. Різко переважають зсуви, що тимчасово стабілізувалися, та повністю стабілізовані зсуви.

Розвиток зсувних процесів на автомобільних дорогах М-18 Сімферополь-Ялта та Н-19 Ялта-Севастополь у гірській місцевості характеризується широким розповсюдженням генетично однотипного середовища розвитку. Загальною регіональною закономірністю зсувного процесу є пряма залежність розвитку зсувів від інтенсивності ерозійної діяльності водотоків та неправильного ведення господарської діяльності на зсувонебезпечних територіях.

У рамках дослідження було проведено моніторинг ділянок автомобільних доріг М-18 Сімферополь-Ялта та Н-19 Ялта-Севастополь для визначення коефіцієнтів ураженості ділянок автомобільних доріг зсувними процесами на основі дослідження динаміки зсувних процесів.

Для цього необхідно проведення ретельних і систематичних спостережень за зміщенням мережі зсувних точок, що встановлені на поверхні зсувів, і отримання векторів зміщення. Точки, за якими велись спостереження, закріплювались у вигляді постійних знаків – реперів, що встановлювались через 50 м у зоні спостережень.

Для оцінки ураженості ділянок автомобільної дороги зсувними процесами використовуються площинні та лінійні коефіцієнти ураженості, що в кумулятивній формі відображають ступінь розповсюдження зсувного процесу [87, 105, 147].

Так, в межах автомобільних доріг М-18 Сімферополь-Ялта та Н-19 Ялта-Севастополь визначається нерівномірна ураженість зсувними процесами [83, 148, 149], що дозволяє виділити різні ділянки за цими величинами і визначити структуру оцінки ураженості зсувами ділянок автомобільних доріг [35, 150].

На першому рівні структури виділяються основні ділянки автомобільних доріг М-18 Сімферополь-Ялта та Н-19 Ялта-Севастополь, що схильні до зсувних процесів.

На другому рівні структури визначаються критерії, що характеризують зсуви: довжина (Д); ширина (Ш); потужність (П); середня крутизна схилу (СКС); активність (А).

У даний час існує кадастр зсувів Криму [151], де, окрім найменування зсуву, причин і року утворення, місцеположення відносно автомобільної дороги, також представлені характеристики зсувів: довжина, ширина, потужність, середня крутизна схилу, активність зсувів.

На третьому рівні структури визначається узагальнений показник ураженості K_3 зсувними процесами ділянок автомобільних доріг, що враховує ступінь стійкості зсувонебезпечної ділянки.

На четвертому рівні структури за допомогою узагальненого показника ураженості визначено тип руйнування порід зсувонебезпечної ділянки та віднесено експериментальні ділянки до характерних типів зсувних деформацій, для яких визначено основні захисні заходи.

На рис. 3.8 наведено структуру оцінки ураженості зсувами ділянок автомобільних доріг М-18 Сімферополь-Ялта та Н-19 Ялта-Севастополь [150].

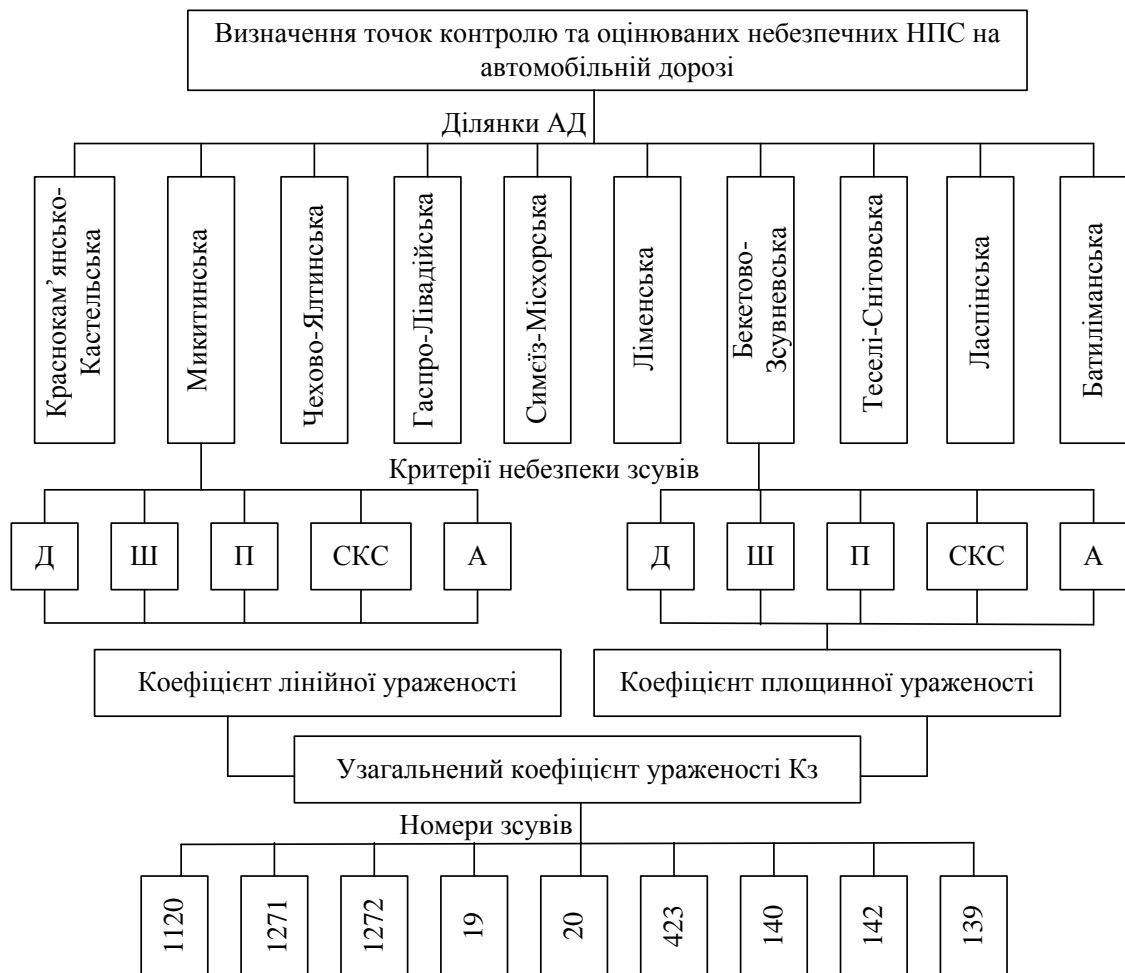


Рис. 3.8. Структура оцінки ураженості зсувами ділянок автомобільних доріг М-18 Сімферополь-Ялта та Н-19 Ялта-Севастополь: Д – довжина; Ш – ширина; П – потужність; СКС – середня крутизна схилу; А – активність

У таблиці 3.5 наведено розрахункові значення коефіцієнтів лінійної, площинної та узагальненої ураженості зсувними процесами ділянок автомобільних доріг М-18 Сімферополь-Ялта та Н-19 Ялта-Севастополь, що були одержані за допомогою геодезичних методів спостереження за зміщенням зсуву. Для цього використовували осьові методи, щоб визначити зміщення точки по відношенню до заданої лінії, а саме метод відстаней. Цей метод полягає в систематичному вимірюванні відстаней між нерухомими опорними знаками та рухомими (зсувними) точками. Вимірювання проводились сталеву стрічкою завдовжки 50 м та лазерним нівеліром.

Таблиця 3.5

Розрахункові значення показників ураженості зсувними процесами ділянок автомобільних доріг М-18 Сімферополь-Ялта та Н-19 Ялта-Севастополь

Назва ділянок	Висота над рівнем моря, H_m , м	Коефіцієнт лінійної ураженості, K_l	Коефіцієнт площинної ураженості, K_s	Коефіцієнт зволоженості території, m	Узагальнений коефіцієнт ураженості ділянки, K_3
Краснокам'янсько-Кастельська, км 704 / (7)	400	0,31	0,1	1,26	0,58
Микитинська, км 708 / (6)	450	0,24	0,2	1,345	0,60
Чехово-Ялтинська, км 724 / (4)	450	0,44	0,3	1,345	0,70
Гаспро-Лівадійська, км 2 / (7)	450	0,04	0,5	1,345	0,57
Симеїв-Місхорська, км 14 / (6)	450	0,35	0,2	1,345	0,63
Ліменська, км 22 / (7)	500	0,47	0,04	1,345	0,56
Бекетово-Зсувневська, км 30 / (1)	630	0,50	0,6	1,651	0,97
Теселі-Сніговська, км 32 / (1)	600	0,42	0,7	1,6	0,95
Ласпінська, км 47 / (7)	550	0,22	0,1	1,515	0,58
Батиліманська, км 53 / (7)	450	0,15	0,06	1,345	0,56

Згідно з отриманими результатами найбільше значення узагальненого коефіцієнта ураженості ділянок має Бекетово-Зсувневська ділянка.

Тому більш детально розглянемо ділянку дороги – Бекетово-Зсувневська, а також параметри та характеристики зсувів, що знаходяться на ній (таблиця 3.6), для визначення чисельних діапазонів узагальненого показника ураженості зсувними процесами для кожного виду зсувних деформацій (див. таблицю 3.4). Аналіз даних моніторингу зміщення зсувних мас для встановлення діапазонів узагальненого показника ураженості зсувними процесами для кожного виду зсувних деформацій наведено в додатку Г.

Таблиця 3.6

**Параметри та характеристики зсувів Бекетово-Зсувневської ділянки
автомобільної дороги Н-19 Ялта-Севастополь**

Номер зсуву	Найменування зсуву, причини і рік утворення, місцезнаходження відносно дороги	Довжина, ширина, потужність, середня крутизна схилу	Активність зсувів			Узагальнений коефіцієнт ураженості ділянки, K_3
			рік спостереження	лінійна ураженість K_l	площинна ураженість K_s	
1	2	3	4	5	6	7
19	«Кикенеїзьський» Ялтинський р-н, сел. Зсувневе. Абразія, перезволоження. Ознаки з 1962 р. Виник у 1978 р.	300 240 18-19 13°	1991-92	0,5	0,2	0,68
			1993	0,35	0,22	
			1994	0,37	0,25	
			1995	0,6	0,29	
			1996	0,35	0,25	
			1997	0,5	0,2	
			1998-01	0,35	0,25	
			2002	0,93	0,1	
			2003	0,96	0,05	
			2004	0,5	0,2	
			2005	0,35	0,22	
			2006-07	0,35	0,25	
			2008-09	0,93	0,1	
			2010	0,35	0,25	
2011-12	0,93	0,1				
20	«Східно-Кикенеїзьський». Ознаки з 1966 р. Виник у 1989 р. Ерозія, перезволоження, підсічка схилу при будівництві дороги	582 235 10-13 24°	1991	0,21	0,3	0,63
			1992	0	0	
			1993	0,25	0,15	
			1994	0,2	0,3	
			1995	0,3	0,2	
			1996	0,5	0,2	

Продовження таблиці 3.6

1	2	3	4	5	6	7
			1997	0,3	0,2	
			1998	0,25	0,15	
			1999	0,05	0,2	
			2000	0,2	0,3	
			2001	0,93	0,1	
			2002	0	0	
			2003	0,2	0,3	
			2004	0,35	0,25	
			2005	0,96	0,05	
			2006	0,32	0,24	
			2007	0	0	
			2008	0,93	0,1	
			2009-10	0,25	0,2	
			2011	0,4	0,3	
			2012	0,96	0,05	
139	«Кацивелі ІV» Ялтинський р-н, сел. Кацивелі, в 1,3 км від гирла яру, лівий схил. Ознаки з 1962 р. Виник у 1978 р.	200 60 8-10 19°	1990 1991 1992 1993-02 2003 2004-05 2006-12	0,5 0,4 0 стб. 0,4 0,5 0	0,3 0,3 0 стб. 0,3 0,3 0	0,71
140/ 141	«Кацивелі VI» Ялтинський р-н, сел. Кацивелі, в 1,4 км від гирла яру. Ерозія, пригрузка схилу насипом і перезволоження ґрунтів основи насипу. Ознаки з 1962 р. Виник у 1978 р.	30 36 3-4 20°	1990 1991 1992 1993 1994 1995 1996 1997 1998 1999 2000 2001-02 2003 2004 2005 2006 2007-08 2009-11 2012	0,17 0,01 0,1 0,1 0,3 0,5 0 0,04 0 0,2 0,1 0 0,6 0,5 0,2 0,05 0 0,05 0,03	0,20 0,1 0,2 0,05 0,1 0,2 0 0,01 0 0,1 0,1 0 0,5 0,3 0,1 0,02 0 0,02 0,01	0,59
142	«Кацивелі VII» Ялтинський р-н, сел. Кацивелі, в 1,4 км від гирла яру. Ерозія, при-грузка схилу напівнасипом. Ознаки з 1962 р. Виник у 1978 р.	80 100 3-4 16°	1990 1991 1992 1993 1994-96 1997	0,3 0 0,5 0,49 0 0,52	0,5 0 0,3 0,28 0 0,32	

Продовження таблиці 3.6

1	2	3	4	5	6	7
			1998	0,6	0,29	0,76
			1999-00	0	0	
			2001	0,45	0,35	
			2002	0,48	0,29	
			2003	0,59	0,22	
			2004	0,48	0,29	
			2005	0,5	0,3	
			2006	0,6	0,29	
			2007	0,5	0,3	
			2008	0,52	0,32	
			2009-10	0,49	0,26	
			2011	0,45	0,35	
			2012	0,5	0,3	
423	«Понізовка-дорожній». Ознаки з 1966 р. Виник у 1980 р. Пригрузка схилу, перезволоженого поверхневими водами, насипом при будівництві дороги. 1966 р.	180 50 5-6 20°	1990	0,3	0,5	0,76
			1991	0,5	0,3	
			1992	0,49	0,28	
			1993	0,2	0,1	
			1994	0,5	0,3	
			1995	0,49	0,28	
			1996	0,52	0,32	
			1997	0,6	0,29	
			1998	0,49	0,28	
			1999	0,52	0,32	
			2000	0,45	0,35	
			2001	0,43	0,29	
			2002	0,46	0,32	
			2003	0,59	0,22	
			2004	0,29	0,48	
			2005	0,5	0,3	
			2006	0,6	0,29	
			2007	0,5	0,3	
			2008	0	0	
			2009-10	0,49	0,26	
			2011	0,45	0,35	
			2012	0,5	0,3	
1120	«Зсувнево-дорожній». Перші ознаки з весни 1967 р. Виник у 1982 р. Виїмка проводилась вибуховим способом.	80 70 4-5 25°	1990	0,2	0	0,95
			1991	0,86	0,1	
			1992	0,55	0,45	
			1993	0,62	0,5	
			1994	0,5	0,6	
			1995	0,5	0,3	
			1996	0,55	0,45	
			1997-98	0,6	0,5	
			1999	0,35	0,55	
			2000	0,49	0,35	
			2001	0,5	0,62	
			2002	0,49	0,35	
			2003	0,5	0,4	

Продовження таблиці 3.6

1	2	3	4	5	6	7
			2004	0,62	0,4	
			2005	0,6	0,5	
			2006	0,4	0,55	
			2007	0,43	0,5	
			2008-12	0	0	
1271	«Західно-Кикенеїзьський-3» у 350 м на південь від с. Обвальне, на 108 км Сімферополь-Севастополь. Ознаки з 1995 р. Виник у 1997 р. Підсічка при будівництві дороги Ялта-Севастополь.	150 50 10-15 14°	2006 2007 2008 2009 2010 2011 2012	0,49 0,43 0,5 0,5 0,55 0,5 0	0,46 0,5 0,45 0,42 0,39 0,4 0	0,81
1272	«Західно-Кикенеїзьський-4» у 500 м на південь від с. Обвальне, на 108 км а/д. Ознаки з 1985 р. Виник у 1997 р. Пригрузка відвалами ґрунту при будівництві автомобільної дороги	150 50 5-8 18°	2005 2006 2007 2008 2009 2010 2011 2012	0,5 0,62 0,5 0,52 0,55 0,62 0,43 0	0,45 0,5 0,5 0,46 0,45 0,4 0,5 0	0,86

Згідно з розрахунками узагальненого коефіцієнта ураженості зсувними процесами ділянки автомобільних доріг М-18 Сімферополь-Ялта та Н-19 Ялта-Севастополь відносяться до всіх типів руйнування порід схилу за наведеною класифікацією для встановлення зсувних деформацій (див. таблицю 3.4), для яких визначено основні особливості оцінки стійкості та вибрано захисні заходи.

Висновки до розділу

1. У роботі визначено зсувонебезпечні ділянки автомобільних доріг М-18 Сімферополь-Ялта та Н-19 Ялта-Севастополь, для яких окреслено основні особливості оцінки стійкості та запропоновано захисні заходи.

2. Виконано експериментальні дослідження (натурне обстеження) з визначення зсувних деформацій на автомобільних дорогах М-18

Сімферополь-Ялта та Н-19 Ялта-Севастополь у гірській місцевості для отримання інформації про механізм зсувного процесу.

3. Удосконалено класифікацію зсувних деформацій на автомобільних дорогах у гірській місцевості на основі механізму руйнування порід і динаміки зміщення зсувних мас, що забезпечує об'єктивний вибір розрахункових положень, своєчасне проведення профілактичних робіт або влаштування основних захисних заходів для попередження руйнування ділянок автомобільних доріг.

4. При визначенні типу руйнування порід схилу враховано узагальнений показник ураженості ділянок автомобільної дороги зсувними процесами, за допомогою якого віднесено експериментальні ділянки до характерних типів зсувних деформацій, для котрих визначено основні захисні заходи.

5. Проведено моніторинг небезпеки зсувних ділянок автомобільних доріг М-18 Сімферополь-Ялта та Н-19 Ялта-Севастополь для визначення коефіцієнтів ураженості ділянок автомобільних доріг зсувними процесами на основі дослідження їх динаміки.

6. Визначено діапазон чисельних значень узагальненого показника ураженості для кожного типу зсувних деформацій на основі проведеного експериментального дослідження динаміки зсувних процесів.

7. При проведенні натурного експерименту виконано комплекс досліджень на типовій ділянці розвитку зсувного процесу з метою отримання інформації про його механізм і динаміку на прикладі зсувів №1271 і № 1272 на ділянці автомобільної дороги Н-19 Ялта-Севастополь км 30 для випробування запропонованих наукових розробок.

РОЗДІЛ 4

РЕКОМЕНДАЦІЇ ЩОДО ПРИНЦИПІВ ПРИЗНАЧЕННЯ ЗАХИСНИХ ЗАХОДІВ ВІД ЗСУВНИХ ПРОЦЕСІВ НА АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРОГАХ У ГІРСЬКІЙ МІСЦЕВОСТІ

Для впровадження результатів досліджень розроблені рекомендації щодо методів захисту від стихійних лих автомобільних доріг у гірській місцевості [152]. Результати щодо принципів призначення захисних заходів (активних і превентивних) від різних зсувних процесів на гірських автомобільних дорогах було використано на ділянці автомобільної дороги Н-19 Ялта-Севастополь км 30 в межах сел. Зсувневе на прикладі зсувів №1271 і №1272 (довідку про впровадження наведено у додатку Д). Результати дисертаційної роботи впроваджені у навчальний процес у Харківському національному автомобільно-дорожньому університеті в лекційних курсах «Проектування автомобільних доріг», «Інженерні вишукування» та у дипломне проектування для студентів, що навчаються за спеціальністю «Автомобільні дороги та аеродроми».

4.1. Обґрунтування принципів призначення дренажних споруд на зсувонебезпечних ділянках автомобільних доріг у гірській місцевості

У роботі обґрунтовано принципи призначення заходів щодо дронування підземних вод, що призначають для зниження рівня ґрунтових вод і зменшення тиску фільтрації, зменшення дебіту підземних вод, видалення гравітаційної води з зсувонебезпечної ділянки, збору і видалення підземних вод [153].

Встановлено, що вибір необхідної конструкції дренажних споруд і їх місце розташування на зсувонебезпечних ділянках автомобільних доріг здійснюють на підставі аналізу та врахування [79, 87]:

- а) інженерно-геологічних, гідрогеологічних умов схилів;

- б) особливостей територій схилів;
- в) основних функцій, що виконуватимуть дренажі;
- г) величини коливань рівнів ґрунтових і міжпластових вод при роботі дренажів;
- д) динаміки зміни в часі величини інфільтрації та необхідного підвищення коефіцієнту стійкості схилу.

Кліматична зона визначається географічним положенням ділянки автомобільної дороги, кількістю атмосферних опадів і випаровування (таблиця 4.1) [151].

Таблиця 4.1

Гідрологічні характеристики зон зволоження

Кліматична зона	Атмосферні опади, мм/рік	Випаровування, мм/рік	Поверхневий стік, л/с·км ²	Температура повітря, °С
Надмірно зволожена та зволожена	500–800	350–500	22–23	5,1
Помірно зволожена	400–750	400–600	20–140	2,5–4,7
Посушлива та суха	300–450	250–500	5,5–9	7–16

Характерні режими ґрунтових вод залежать від місцезнаходження ділянки автомобільної дороги в гірській місцевості по відношенню до схилу, форм рельєфу, природних умов місцевості. Характерні режими ґрунтових вод для різних кліматичних зон за усередненими даними представлено на рис. 4.1 [151].

Дренажі на зсувонебезпечних ділянках автомобільних доріг доцільніше проектувати та будувати заздалегідь, попереджаючи підйом рівня ґрунтових вод і розвиток небезпечних інженерно-геологічних процесів. Для аналізу можливого підтоплення території необхідно розглянути природний водний режим і прогноз його можливої зміни внаслідок влаштування водоймищ,

зрошувальних мереж, дії забудови зсувонебезпечних територій або інших форм містобудівного освоєння.

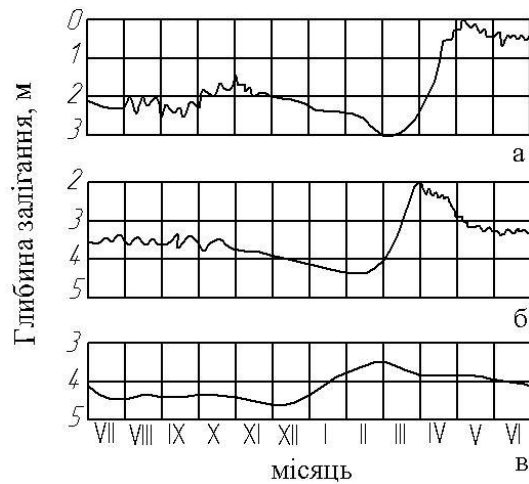


Рис. 4.1. Характерні режими ґрунтових вод: а – надмірно зволожена та зволожена зони; б – помірно зволожені зони; в – посушливі зони

При будівництві автомобільних доріг поблизу зсувонебезпечних схилів у проектах будівництва та реконструкції автомобільних доріг слід передбачати відсічні дренажі, що забезпечують підтримку рівнів ґрунтових або міжпластових вод на безпечних відмітках.

Після підняття рівнів ґрунтових або міжпластових вод істотних змін зазнають фізико-механічні властивості ґрунтів, що раніше мали природну вологість. У результаті підвищення вологості ґрунтів послабляється їх опір зрушенню, відбувається розмокання та руйнування багатьох структурних зв'язків. Такі явища призводять до пониження несучих властивостей ґрунтів, викликають порушення стійкості схилів (рис. 4.2), нерівномірні осідання будівель і споруд [82].

Залежно від складності інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов, величини витрат на здійснення інженерного захисту застосовується вертикальне планування територій, організація поверхневого стоку.

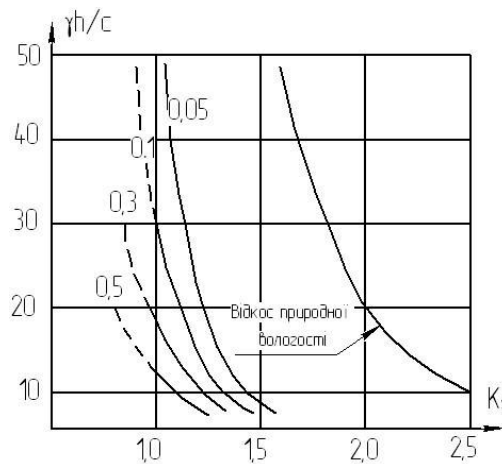


Рис. 4.2. Характер зміни коефіцієнту стійкості однорідного укосу з суглинних ґрунтів K_s при різній середній висоті обводнення призми обвалення, що змінюється в межах від 0,05 до 0,5 м висоти схилу h : γ – щільність, c – питоме зчеплення ґрунту

Захисні заходи щодо попередження підтоплення включають до складу інженерної підготовки територій. До них відносяться [154]:

- запобігання надходження на схили та територію, прилеглу до них, поверхневих вод;
- посилення дренажної дії розташованих поблизу схилів водотоків і водоймищ;
- влаштування лотків по відведенню стоку талих і дощових вод із територій, прилеглих до схилів, для зменшення їх інфільтрації в ґрунт.

Проводити попереджувальні заходи на зсувонебезпечних ділянках автомобільних доріг необхідно у всіх випадках, якщо здійснюється забудова схилів або при інших формах містобудівного освоєння прилеглих до схилів територій. В окремих випадках проведення тільки попереджувальних заходів може бути достатнім для виключення розвитку небезпечних інженерно-геологічних процесів (зсувів, обвалів тощо). У результаті їх застосування істотно зменшується інфільтраційне живлення ґрунтових вод і притока води на територію схилів.

Запобігання надходженню на територію, прилеглу до схилів, і на схили поверхневих вод здійснюється влаштуванням нагірних канав або гребель обвалування. У комплексі з вертикальним плануванням для організації поверхневого стоку атмосферних вод використовується мережа водотоків відкритого, закритого або змішаного типу [78].

Посилення дренажної дії водоймищ і водотоків проводять шляхом регулювання та випрямлення їх русел, розчищення і поглиблення дна. Збільшення пропускної спроможності річок досягається за рахунок поглиблення русла або збільшення його поперечного перетину. При розчищенні русел від водної рослинності зменшується коефіцієнт шорсткості. Це призводить до пониження рівнів води в річці та збільшення її дренажної дії. Подібний ефект досягається при випрямленні русла каналами, внаслідок чого підвищується швидкість потоку через збільшення поздовжнього ухилу річки.

Організація стоку талих і дощових вод проводиться по раціонально запроектованій та побудованій системі їх відведення. На багатьох зсувонебезпечних схилах розвиток зсувів в основному обумовлений витокami з систем водопостачання, каналізаційних, опалювальних і теплових мереж, водоймищ і резервуарів або втратами технологічних вод з промислових підприємств.

Витоки з мереж, що транспортують воду, усуваються за допомогою ретельно вбудованих ущільнень в стиках підземних трубопроводів, а також попередженням їх механічних і хімічних пошкоджень. Стики та шви напірних водопровідних і каналізаційних труб з прямими кінцями ущільнюють різного роду муфтами, а з розтрубними з'єднаннями – прядивним, смоляним або бітумізованим пасмом.

Для усунення витоків із резервуарів і невеликих водоймищ, що влаштовуються на зсувонебезпечних схилах, застосовують протифільтраційні екрани [81]. Такі екрани включають дренаж із випуском води в контрольний колодязь. Подібний пристрій дозволяє своєчасно виявити

витоки та провести ремонтні роботи в найкоротші терміни. Одна зі схем протифільтраційного екрану показана на рис. 4.3.

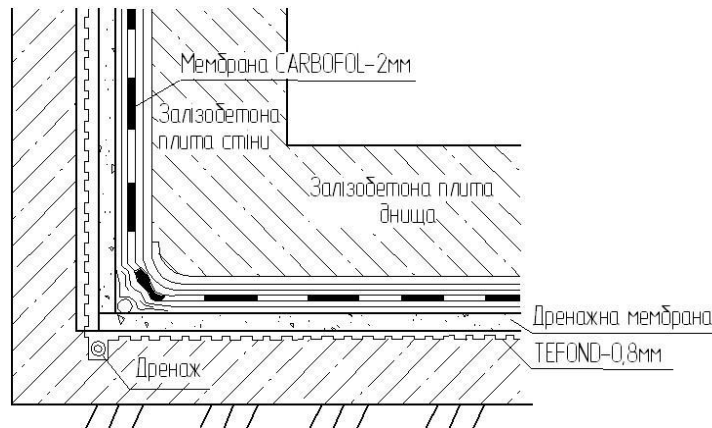


Рис. 4.3. Схема протифільтраційного екрану під резервуаром, влаштованим на зсувонебезпечній території

Якщо витоки або підтоплення викликають зміну фізико-механічних властивостей ґрунтів, що може привести до розвитку зсувів, просідання лесових ґрунтів, набухання глинистих ґрунтів, розчиненню солей, карстоутворенню тощо, то слід здійснювати заходи, направлені на пониження або стабілізацію рівнів ґрунтових або міжпластових вод, захист територій від підтоплення, осушення ділянок височування ґрунтових вод на схилах.

Влаштування дренажу відносять до заходів, необхідних не на всій території, прилеглої до схилів, або безпосередньо на схилах. Принцип вибору необхідних дренажних споруд полягає в тому, щоб комплекс заходів, що призначається, не допускав несприятливих змін стану та властивостей геологічного середовища: підйому рівнів ґрунтових вод і прояву небезпечних інженерно-геологічних процесів (зсувів, обвалів тощо).

Обґрунтування потреби в дренажі слід проводити на стадіях проектування будівництва автомобільних доріг – при розробці генплану або проекту детального планування [138]. На подальших стадіях ці дані потрібно

уточнювати та визначати такі параметри дренажної мережі й конструкції дренажу, які не допускали б розвитку несприятливих інженерно-геологічних процесів на схилах. При визначенні потреби в улаштуванні дренажів як основних протизсувних заходів у системі інженерної підготовки територій слід виходити з: попередження розвитку несприятливих інженерно-геологічних процесів на схилах; необхідності захисту від попадання ґрунтових вод у приміщення, підземні частини будівель, споруд.

На всіх стадіях проектування та влаштування дренажних споруд повинні враховуватись можливі зміни гідрогеологічних умов і геологічного середовища.

Проектування інженерних заходів здійснюють на підставі детального вивчення інженерно-гідрогеологічних умов ділянки досліджень. На підставі польових робіт, обробки, аналізу та узагальнення матеріалів досліджень попередніх років проектувальник для розрахунків, гідрогеології та проектування захисту від підтоплення повинен мати такі основні матеріали [155]:

- карту фактичного матеріалу;
- карту глибин залягання ґрунтових вод;
- карту мінералізації та хімічного складу ґрунтових вод;
- карту потужності зони аерації;
- карту першого від поверхні місцевого (відносно) водонепроникного шару (глибина залягання, потужність);
- карту гідрогеодинамічних умов у межах потоку фільтрації, що вивчається (графіки коливань рівнів відкритих джерел, максимальні відмітки рівня води побудованих водоймищ, зони зв'язку ґрунтових вод);
- літологічні розрізи за напрямом руху потоку фільтрації;
- графіки режимних спостережень (для найближчих свердловин стаціонарної мережі або за короткочасними режимними спостереженнями);
- пояснювальну записку з даними інженерно-геологічних досліджень, де відображені параметри гідрогеології, рекомендації щодо вибору типів

інженерного захисту та межі території підйому рівнів ґрунтових вод.

Масштаб карт – 1:5000 або 1:10000.

На вимогу проектувальника геологічні та гідрогеологічні дані можуть бути приведені на картах масштабом 1:2000.

Карти глибин залягання ґрунтових вод обов'язково будуються на підставі початкової інформації гідрогеології, отриманої із застосуванням бурових робіт [155].

Для складання цієї карти під час польових робіт проводять вимірювання рівнів ґрунтових вод у колодязях, льохах і підвалах будинків та споруд, розміщених на території поблизу схилів у межах автомобільної дороги. Питання обґрунтування потреби в дренаванні територій схилів розглядаються в наступній послідовності [81]:

- 1) вивчаються сучасні природні умови та виділяються зони потенційного підйому рівнів водоносних горизонтів;
- 2) виділяються нестійкі інженерно-геологічні елементи, для яких характерна велика мінливість їх міцності при зволоженні;
- 3) на виділених територіях оцінюють можливі зміни геологічного середовища та виконують районування за ступенем можливих змін;
- 4) розглядають комплекс доцільних інженерних заходів для стабілізації та забезпечення стійкості схилів у даному геологічному середовищі;
- 5) оцінюють роль дренажу в складі цих заходів.

Підвищення рівнів ґрунтових або міжпластових вод завжди веде до зменшення коефіцієнту стійкості схилів (рис. 4.4) [156].

При визначенні оцінки потреби влаштування дренажів на ранніх стадіях проектування автомобільних доріг потрібно мати дані спостережень, що дозволяють враховувати тенденції зміни геологічного середовища та гідрогеологічних умов. Такі оцінки можливо отримати, якщо знати динаміку зміни граничних умов у часі для окремих водоносних горизонтів, величин інфільтрації та техногенні навантаження на територію. Усреднюючи геологічні умови та приводячи їх відповідно до розрахункових схем, вдається

отримати окремі рішення та оцінити необхідність у влаштуванні дренажів [23].

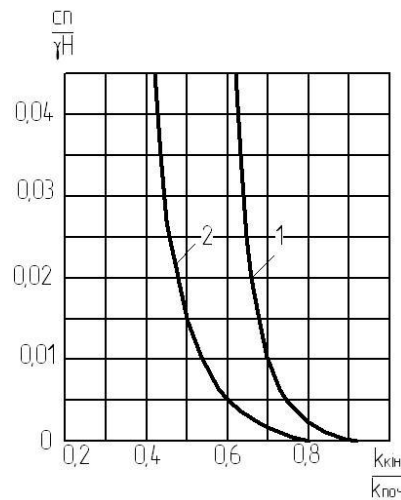


Рис. 4.4. Характер зміни коефіцієнта стійкості схилу при підтопленні його ґрунтовими або міжпластовими водами: 1 і 2 – характеристика ґрунтів, що змінюють свою міцність при зволоженні; ($\kappa_{\text{поч}}$, $\kappa_{\text{кін}}$ – коефіцієнт стійкості до та після підйому рівнів ґрунтових вод (ГВ); n – ступінь підтоплення – відношення середньої глибини підняття рівнів ГВ до висоти схилу; γ – об’ємна маса ґрунту; H – висота схилу)

На зсувонебезпечних ділянках автомобільної дороги у гірській місцевості, як правило, застосовують закриті дренажні системи. За конструктивними особливостями вони мають три основні частини: регулюючу, водовідвідну та водоприймальну. Різні конструкції фільтрів використовують у першій регулюючій частині. Часто спільно з фільтрами використовують протисуфозійні рулонні матеріали. Їх доцільніше укласти як роздільник на контакт: «щебінь – грубозернистий пісок» або «грубозернистий пісок – пісок» із коефіцієнтом фільтрації $K_{\text{ф}}$ не менше ніж $5 \text{ м}^3/\text{добу}$. У цьому випадку при можливій кольматації рулонних протисуфозійних матеріалів дренажі працюватимуть триваліший час.

Залежно від характеру відбору підземних вод дренаж і водознижуючі конструкції можуть бути розділені на чотири типи: горизонтальні, вертикальні, комбіновані та пласти [81, 82, 157].

Вертикальний дренаж застосовується при глибокому заляганні рівня підземних вод, при необхідності значних глибин водопонижень, при великій потужності водоносного горизонту або наявності живлення знизу. До конструкцій вертикального дренажу відносяться водознижуючі та водовбирні свердловини, а також крізні фільтри.

Горизонтальний дренаж застосовується при неглибокому заляганні рівня підземних вод і при відносно невеликому пониженні рівнів. Він ефективний в однорідному, добре проникному середовищі, особливо при влаштуванні на водоупорі (досконалий дренаж). При відкритому способі виконання робіт глибина закладки горизонтального дренажу за економічними умовами обмежується 5–6 м (максимальна 8 м), при закритому способі глибина закладки його конструкцій не обмежується. До конструкцій горизонтального дренажу відносяться відкриті канали та лотки, безтрубчасті траншейні дрени частково з обсіпанням із дренуючого матеріалу (камінь, щебінь, штучні фільтри тощо), трубчасті дрени (залізобетонні, бетонні, керамічні, дерев'яні), дренажні галереї, дренажні штольні, горизонтальні дренажні свердловини.

Комбінований дренаж застосовується при великій потужності водоносного горизонту, який є двохшаровою товщею з добре водопроникними ґрунтами в нижній частині розрізу та за наявності водовідводу у верхній частині. До конструкцій комбінованого дренажу відноситься поєднання горизонтальних дрен із вертикальними самозливаючими свердловинами, а також поєднання дренажних штреків із штольнею з крізними фільтрами.

Дренаж пласта (рис. 4.5) застосовується на ділянках слабопроникаючих ґрунтів для захисту окремих споруд або комунікацій на ділянках автомобільних доріг від підтоплення підземними водами, коли використання інших типів дренажів неефективне.

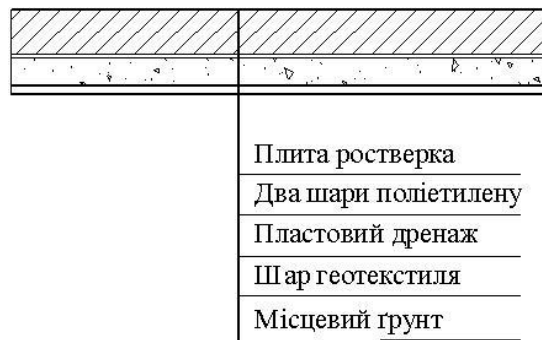


Рис. 4.5. Дренаж пласта

Дренажі, що використовуються для пониження підземних вод, залежно від планового розташування водозабірних споруд і джерел надходження розділяють на лінійні (рис. 4.6) (головні, берегові, супутні), кільцеві та систематичні [157].

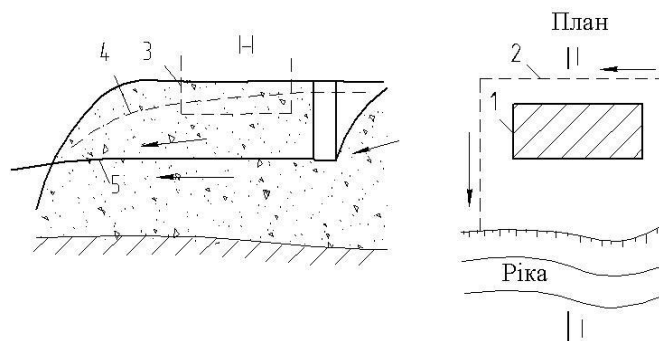


Рис. 4.6. Лінійний головний дренаж: 1 – ділянка автомобільної дороги, що захищають; 2 – траса дренажу; 3 – контур території, що захищають; 4 – рівень підземних вод до влаштування дренажу; 5 – понижений рівень підземних вод

Головний лінійний дренаж використовується для захисту ділянок автомобільної дороги і споруд від підтоплення потоком підземних вод, що надходять з боку вододілу. Для захисту ділянок автомобільних доріг і споруд під час надходження ґрунтових вод із боку водотоку або водоймища використовується лінійний береговий дренаж (рис. 4.7). Такий дренаж одночасно

приймає підземні води, а також захищає територію автомобільної дороги від підтоплення паводковими водами.

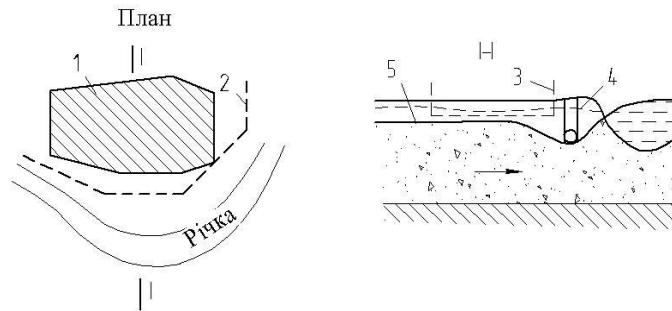


Рис. 4.7. Лінійний береговий дренаж: 1 – ділянка автомобільної дороги, що захищають; 2 – траса дренажу; 3 – контур території, що захищають; 4 – рівень підземних вод до влаштування дренажу; 5 – понижений рівень підземних вод

За конструкцією лінійний береговий дренаж залежно від гідрогеологічних умов, необхідної глибини пониження рівнів підземних вод, величини коливань рівнів на межі потоку фільтрації може влаштовуватись горизонтальним, вертикальним або комбінованим.

Лінійний супутній дренаж (рис. 4.8) використовується для захисту окремих об'єктів типу підземних тунелів, галерей тощо.

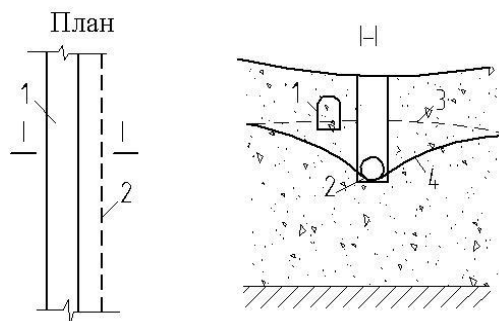


Рис. 4.8. Лінійний супутній дренаж: 1 – підземна споруда; 2 – супутня дрена; 3 – рівень підземних вод до влаштування дренажу; 4 – понижений рівень підземних вод

Його часто влаштовують спільно із заглибленими спорудами для зняття баражного ефекту, який може впливати на стійкість схилів.

Лінійний кільцевий дренаж (рис. 4.9) використовується для загального пониження рівня підземних вод на території окремих споруд при хорошій проникності товщі порід, що містять водоносний горизонт, і відсутності інтенсивного живлення в середині контуру території, що захищають.

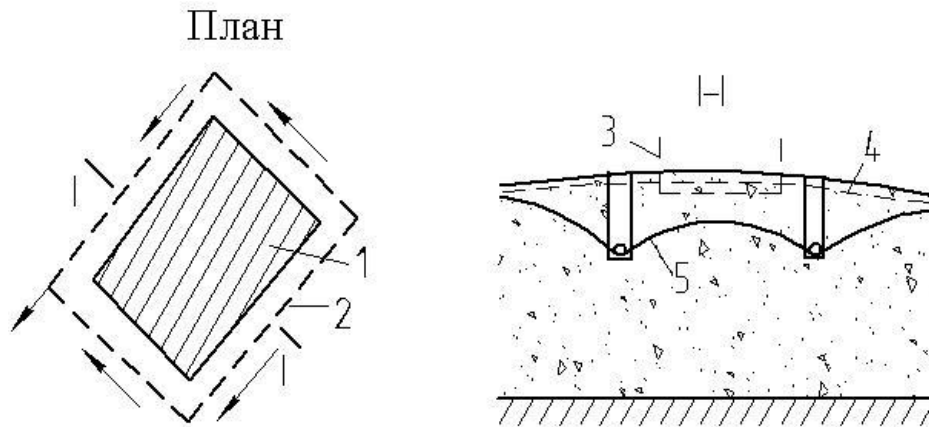


Рис. 4.9. Лінійний кільцевий дренаж: 1 – ділянка автомобільної дороги, що захищають; 2 – траса дренажу; 3 – контур території, що захищають; 4 – рівень підземних вод до влаштування дренажу; 5 – понижений рівень підземних вод

Лінійний систематичний дренаж (рис. 4.10) використовується для загального пониження рівня підземних вод на ділянках автомобільних доріг за наявності живлення в середині території, що захищають. Дренажні споруди вибираються залежно від умов водозниження, що повинні забезпечити необхідне та стійке положення рівнів підземних вод на зсувонебезпечній ділянці автомобільної дороги. Для цієї мети найчастіше використовуються безтрубчасті або трубчасті горизонтальні дрени або дренажні штреки та штольні.

Безтрубчасті траншейні дрени – траншеї, повністю або частково заповнені фільтруючим матеріалом. Їх використовують найчастіше на

зсувонебезпечних схилах тільки як тимчасові пристрої. В якості фільтруючого матеріалу використовують кам'яний насип, щебінь, хворост, геотекстиль тощо.

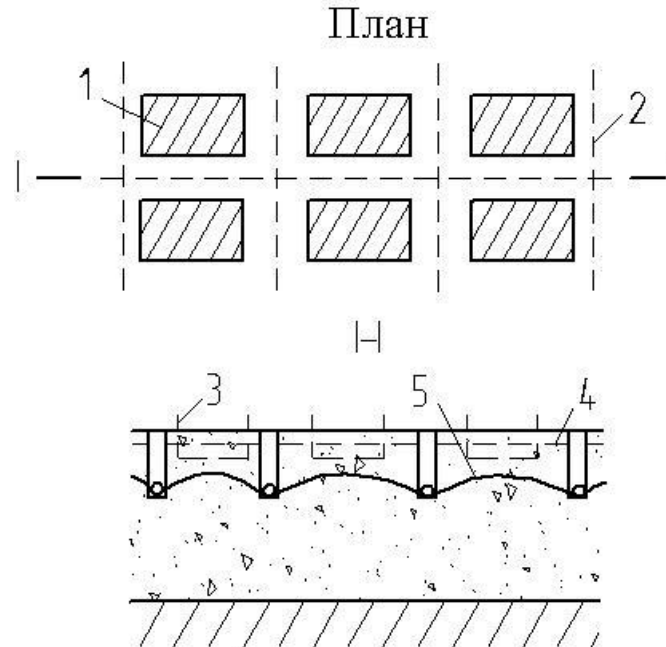


Рис. 4.10. Лінійний систематичний дренаж: 1 – ділянка автомобільної дороги, що захищають; 2 – траса дренажу; 3 – контур території, що захищають; 4 – рівень підземних вод до влаштування дренажу; 5 – понижений рівень підземних вод

Дренажні штреки та штольні влаштовують при глибокому заляганні підземних вод на крутих зсувних або зсувонебезпечних схилах. Повздовжній ухил дренажних штреків і штолень до водозбірників приймають не менше ніж 0,003, поперечний ухил до канавки водовідведення – не менше ніж 0,01. Штольні в протизсувному будівництві – дуже дорогі споруди, і вони застосовуються тільки в тому випадку, коли неможливо використовувати інші способи водозниження. При цьому слід детально обґрунтувати необхідність використання таких дренажів.

4.2. Розрахунок рівня ґрунтових вод при підтопленні зсувонебезпечних територій

Основні методи визначення положень рівнів ґрунтових або міжпластових вод засновані на математичному моделюванні задач фільтрації шляхом інтеграції повних рівнянь по вертикалі або за допомогою усереднювання функцій та коефіцієнтів, або безпосередньо із застосуванням балансових співвідношень [155, 158–160].

Нижче достатньо стисло, але детально викладено розрахунки фільтрації ґрунтових вод для різних гідрогеологічних умов. Вплив водоймищ, великих каналів, значних опадів, паводків і підтоплень на умови прилеглих територій відбувається за рахунок підпору існуючих рівнів ґрунтових вод. Типові розрахункові схеми, що використовуються для прогнозу рівнів ґрунтових вод, приведені на рис. 4.11 [161].

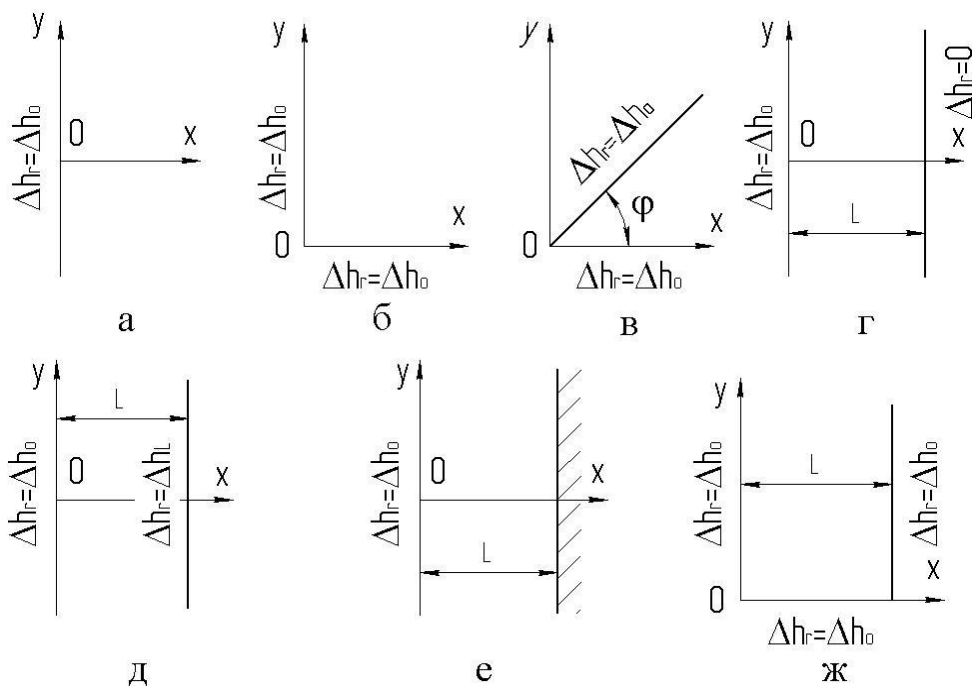


Рис. 4.11. Розрахункові схеми планової області фільтрації при збільшенні рівнів ґрунтових вод на межі: а – напівобмежений шар; б – квадрант шару; в – кут шару ($\varphi = \pi/4$); г, д, е – смуга шару; ж – півсмуги

Рівні води на межах потоку фільтрації в загальному випадку є мінливими в часі. Основні можливі схеми зміни рівнів на межі в часі відображено на рис. 4.12 [161].

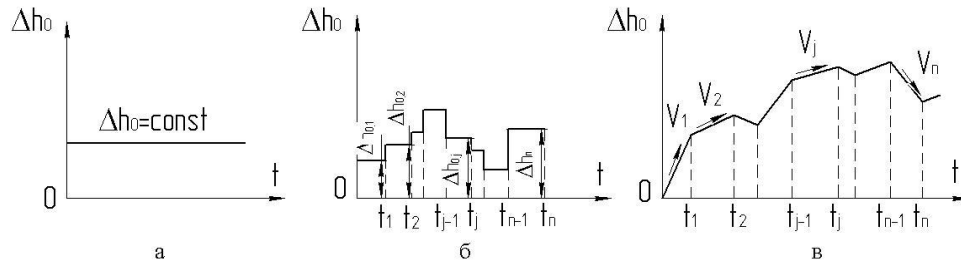


Рис. 4.12. Схеми режиму рівнів на межі ґрунтових вод: а – усереднена величина в часі; б – ступінчастий графік; в – частково-лінійний графік

На положення рівнів ґрунтових вод у межах ділянок автомобільних доріг, що захищаються, робитиме вплив також інфільтрація. Значення інфільтраційного живлення змінюється в часі. Для розрахунків фільтрації найчастіше використовують схеми інфільтраційного живлення, приведені на рис. 4.13 [161].

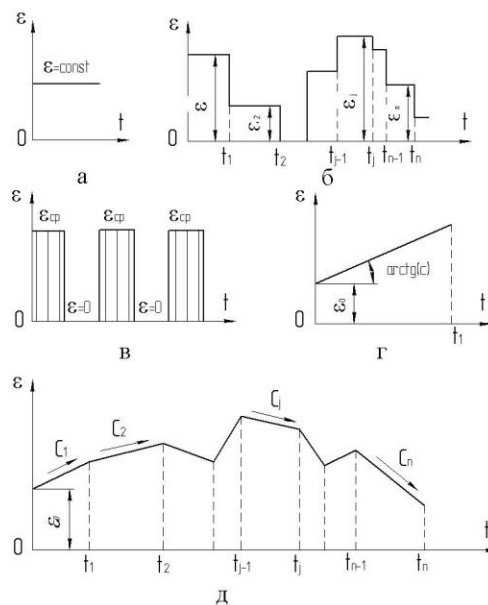


Рис. 4.13. Розрахункові схеми режиму інфільтрації: а – $\varepsilon = \text{const}$; б – ступінчастий графік; в – рівномірно-переривчастий режим; г – лінійна залежність; д – частково - лінійний графік

Мінливість величини інфільтрації в часі пов'язана з кліматичними умовами, із зміною кліматичних і біологічних чинників (нерівномірністю випадання атмосферних опадів, сезонними коливаннями випаровування тощо).

Найбільш простою є схема постійної (усередненої) в часі інтенсивності інфільтрації $\varepsilon = \text{const}$ (див. рис. 4.13, а). Використовують її переважно для довгострокових прогнозів підтоплення ділянок автомобільних доріг. Для короткострокових прогнозів коливання рівнів ґрунтових вод і при оцінці величини тимчасового або періодичного підтоплення територій необхідно враховувати істотні зміни в часі розрахункової інтенсивності інфільтрації (ε , м/добу).

У практиці широко застосовується схематизація ε у вигляді частково-постійної величини, тобто ступінчастого графіка (див. рис. 4.12, б).

При схематизації фільтрації будови водоносних шарів найчастіше застосовують три розрахункові схеми: умовно однорідний шар на водотривкому шарі; умовно однорідний шар за наявності «граничного перетікання» через слабопроникаючий підстилаючий шар; планова неоднорідність водоносної товщі на непроникному водотривкому шарі [156].

Розрахункові схеми геометричної форми шару в плані приймаються такими, як на рис. 4.11: напівобмежений шар, кут шару, квадрант шару, смуга шару, півсмуги. Крім того, вводяться ще дві схеми: необмежений шар і прямокутник шару.

Є рішення для простих розрахункових схем із урахуванням основних типів граничних умов: першого, другого та третього роду.

У шаруватому інженерно-геологічному розрізі визначається шар із мінімальним коефіцієнтом фільтрації. З ним порівнюються коефіцієнти фільтрації кожного шару (таблиця 4.2) [161].

Усереднені характеристики властивостей фільтрації ґрунтів

Тип ґрунту	Коефіцієнт фільтрації K_f , м/добу	Коефіцієнт водовіддачі, μ	Висота капілярного підйому H_k , м
Глини: важкі легкі	$\leq 10^{-5}$ $(1-10) \cdot 10^{-4}$	$\leq 10^{-3}$ $(1-10) \cdot 10^{-3}$	> 5 4-5
Суглинки алювіальні: мулисті важкі середні легкі	0,01-0,05 0,05-0,10 0,10-0,30 0,30-0,60	0,01 0,01-0,02 0,02-0,03 0,03-0,05	3,5-4,0 3,0-3,5 2,0-3,0 1,5-2,0
Суглинки лесові: важкі щільні легкі	0,1-0,3 0,3-0,5 0,5-1,0	0,02-0,03 0,03-0,05 0,05-0,07	3,0-3,5 2,0-3,0 1,5-2,0
Супіски	0,8-1,5	0,07-0,12	1,2-1,5
Піски: дрібні пилюваті дрібнозернисті середньозернисті грубозернисті	1-3 3-10 10-15 15-30 30-100	0,10-0,15 0,15-0,20 0,20-0,25 0,25-0,30 0,30-0,35	1,00-1,20 0,35-1,00 0,15-0,35 0,02-0,14
Пісковики: на глинистому цементі на карбонатному цементі	3-6 3-6	0,02-0,03 $(1-5) \cdot 10^{-3}$	— —
Вапняки: тріщинуваті закарстовані сильно закарстовані	1-10 50-150 >150	$(8-30) \cdot 10^{-3}$ 0,01-0,05 0,05-0,15	— — —

Якщо для шарів співвідношення коефіцієнтів фільтрації складає менше ніж 10, то водоносна товща вважається порівняно однорідною. Розрахункова схема підтоплення схилу показана на рис. 4.14.

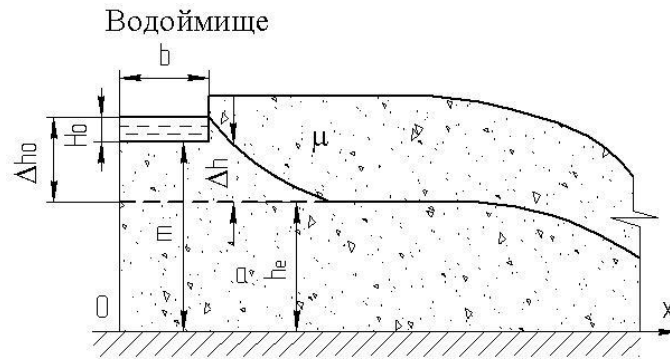


Рис. 4.14. Розрахункова схема підтоплення від водоймища

Для кожної товщі визначають сумарні потужності h , провідність T і середньозважені значення коефіцієнта фільтрації K_i [162]:

$$h = \sum_{i=1}^n h_i, \quad K = \frac{\sum_{i=1}^n K_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}, \quad T = \sum_{i=1}^n K_i \cdot h_i. \quad (4.1)$$

Якщо водоймище досконале та прорізає водоносний шар або розкриває його в межах 0,5–0,7 потужності водоносної товщі, а в плані є прямою лінією з постійним граничним підпором Δh_0 , то вказана величина приймається для прогнозу та підставляється у формулу (4.2). Для недосконалого водоймища величина Δh_0 уточнюється за методом опорів фільтрацій, розробленим В.М. Шестаковим [163].

Формула М.М. Верігіна для прогнозних розрахунків підпору (підвищення) рівня ґрунтових вод має вигляд [164, 165]

$$\Delta h(x,t) = \Delta h_0 \operatorname{erfc}(\lambda), \quad \operatorname{erfc}(\lambda) = 1 - \operatorname{erf}(\lambda), \quad \lambda = \frac{x}{2\sqrt{at}}, \quad (4.2)$$

де x – координата розрахункової точки, що відраховується від межі області фільтрації, м;

t – час процесу формування підпору після наповнення водоймища, доба;
 $erf(\lambda)$ – інтеграл вірогідності, значення якого наведено в таблиці 4.3 [164];
 a – коефіцієнт рівня провідності шару, м²/добу.

Таблиця 4.3

Значення функцій $erf(\lambda)$, $i^2 erfc(\lambda)$

λ	$erf(\lambda)$	$i^2 erfc(\lambda)$	λ	$erf(\lambda)$	$i^2 erfc(\lambda)$
1	2	3	4	5	6
0,01	0,0113	0,2500	0,43	0,4569	0,0852
0,02	0,0226	0,2444	0,44	0,4662	0,0828
0,03	0,0338	0,2438	0,45	0,4755	0,0806
0,04	0,0451	0,2335	0,46	0,4847	0,0783
0,05	0,0564	0,2282	0,47	0,4938	0,0762
0,06	0,0676	0,2230	0,48	0,5027	0,0740
0,07	0,0789	0,2179	0,49	0,5117	0,0720
0,08	0,0901	0,2129	0,50	0,5205	0,0700
0,09	0,1013	0,2080	0,52	0,5379	0,0661
0,10	0,1125	0,2031	0,54	0,5549	0,0623
0,11	0,1236	0,1984	0,56	0,5716	0,0588
0,12	0,1348	0,1937	0,58	0,5879	0,0555
0,13	0,1459	0,1892	0,60	0,6039	0,0523
0,14	0,1569	0,1847	0,62	0,6194	0,0492
0,15	0,1680	0,1803	0,64	0,6346	0,0463
0,16	0,1790	0,1760	0,66	0,6494	0,0436
0,17	0,1900	0,1718	0,68	0,6638	0,0410
0,18	0,2009	0,1676	0,70	0,6778	0,0382
0,19	0,2118	0,1635	0,72	0,6914	0,0362
0,20	0,2227	0,1596	0,74	0,7047	0,0340
0,21	0,2335	0,1557	0,76	0,7175	0,0319
0,22	0,2443	0,1518	0,78	0,7300	0,0299
0,23	0,2550	0,1481	0,80	0,7421	0,0280
0,24	0,2657	0,1444	0,82	0,7538	0,0262
0,25	0,2763	0,1408	0,84	0,7651	0,0246
0,26	0,2869	0,1373	0,86	0,7761	0,0230
0,27	0,2974	0,1338	0,88	0,7867	0,0215
0,28	0,3079	0,1304	0,90	0,7969	0,0201
0,29	0,3183	0,1271	0,92	0,8068	0,0187
0,30	0,3286	0,1239	0,94	0,8163	0,0175
0,31	0,3389	0,1207	0,96	0,8254	0,0163
0,32	0,3491	0,1176	0,98	0,8342	0,0152
0,33	0,3593	0,1145	1,00	0,8427	0,0142
0,34	0,3694	0,1116	1,10	0,8802	0,0099
0,35	0,3794	0,1087	1,20	0,9103	0,0068
0,36	0,3893	0,1058	1,30	0,9340	0,0046
0,37	0,3992	0,1030	1,40	0,9523	0,0030

Продовження таблиці 4.3

1	2	3	4	5	6
0,38	0,4090	0,0998	1,50	0,9661	0,0020
0,39	0,4187	0,0976	1,60	0,9763	0,0013
0,40	0,4284	0,0950	1,70	0,9838	0,0008
0,41	0,4380	0,0925	1,80	0,9891	0,0005
0,42	0,4475	0,0900	1,90	0,9928	0,0003

Якщо на межі потоку фільтрації вздовж граничного контуру $x=L$ зберігається рівень височування (наприклад, на схил, в глибоку балку тощо), то розрахунок прогнозного підняття рівня ґрунтових вод $h(x, t)$ під впливом підпору від водоймища виконується за формулою [164, 165]

$$\Delta h(x, t) = \Delta h_0 \left[1 - \bar{x} - S(\bar{x}, \tau) \right], \quad (4.3)$$

де $\bar{x} = \frac{x}{L}$, $\tau = \frac{at}{L^2}$, $S(\bar{x}, \tau)$ – функція, графік якої для практичних розрахунків приведений на рис. 4.15;

x – відстань розрахункової точки від урізання водоймища, м.

При певних умовах підняття рівнів ґрунтових вод супроводжується набуханням ґрунтів, зміною їх міцності, зсувними процесами. Прогнозне підвищення рівня ґрунтових вод Δh при $\varepsilon = \text{const}$ обчислюється за допомогою рівняння [164, 165]

$$\Delta h(x, y, t) = 0,25 \frac{\varepsilon t}{\mu} \left[I(\eta_x, m_1) - I(\eta_x, m_2) - I(\xi_x, m_3) + I(\xi_x, m_4) \right], \quad (4.4)$$

$$\text{де } \eta_x = \frac{x+b}{2\sqrt{at}}; \quad \xi_x = \frac{x-b}{2\sqrt{at}}; \quad m_{1,2} = \frac{y \pm l}{x+b}; \quad m_{3,4} = \frac{y \pm 1}{x-b};$$

x, y – координати розрахункової точки планової області, м;

t – тривалість прогнозного періоду, доба;

ε – розрахункова інтенсивність інфільтрації, м/добу;
 μ – коефіцієнт водовіддачі ґрунту в зоні аерації;
 b і l – геометричні параметри ділянки інфільтрації, м;
 a – коефіцієнт рівня провідності шару, м²/добу.

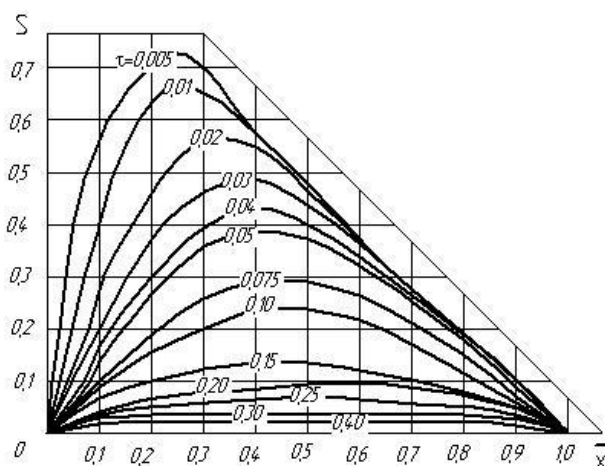


Рис. 4.15. Графік функції $S(x, \tau)$

Функція $I(\lambda, m)$ табульована, значення її для практичного використання наведено в таблиці 4.4 [164].

Таблиця 4.4

Значення функції $I(\lambda, m)$ при $m \leq 1$

m	λ						
	0,90	1,00	1,20	1,40	1,80	2,00	3,00
0,05	0,0927	0,1042	0,1263	0,1474	0,1872	0,2063	0,2951
0,10	0,1777	0,1990	0,2391	0,2767	0,3453	0,3772	0,5172
0,15	0,2555	0,2867	0,3396	0,3889	0,4758	0,5169	0,6894
0,20	0,3266	0,3625	0,4285	0,4873	0,5870	0,6297	0,7910
0,25	0,3913	0,4325	0,5070	0,5716	0,6767	0,7198	0,8688
0,30	0,4499	0,4955	0,5759	0,6438	0,7494	0,7899	0,9197
0,40	0,5513	0,6016	0,6864	0,7571	0,8538	0,8872	0,9729
0,50	0,6335	0,6865	0,7729	0,8370	0,9180	0,9425	0,9920
0,60	0,6996	0,7522	0,8349	0,8918	0,9556	0,9722	0,9980
0,80	0,7935	0,8418	0,9109	0,9520	0,9876	0,9922	0,9999
1,00	0,8504	0,8923	0,9472	0,9760	0,9959	0,9985	1,0000

Основним критерієм визначення ступеня підтоплення території є порівняння існуючих H_i і прогнозних $H_{пр}$ положень рівнів ґрунтових вод із критичними значеннями $H_{кр}$, при яких можливе утворення на схилах зсувних явищ.

Визначено, що захист і освоєння зсувонебезпечних територій, ділянок автомобільних доріг, що характеризуються повною відсутністю геоморфологічних форм зсувоутворень, на яких зсуви можуть виникати після зміни гідрогеологічних умов, необхідно проводити в такій послідовності:

1. Вивчають інженерно-геологічну будову, гідрогеологічні та гідрологічні умови в місцях, де спостерігається прогресуюче зменшення стійкості схилу внаслідок підняття рівня ґрунтових або міжпластових вод або дії інших чинників.

2. Встановлюють ступінь небезпеки розвитку зсувних процесів із врахуванням даних досліджень за прогнозом динаміки рівнів ґрунтових вод. При цьому перевірочні розрахунки стійкості схилів проводять для максимально можливих за даними прогнозу величин підйому рівнів ґрунтових вод.

3. Визначають форму обвального зсуву, межі та глибину захоплення порід, можливі наслідки розвитку зсувної деформації на ділянках автомобільної дороги з погляду матеріальних збитків, втрати земель або небезпеки для життя людей.

4. Встановлюють необхідність завчасного будівництва протизсувних дренажів і проведення інших видів робіт, виходячи з того, що виконання заходів щодо стабілізації рівня підземних вод, закріплення берега від розмиву, зменшення величини інфільтрації тощо, призведе до економії матеріальних і трудових ресурсів, направлених на попередження появи зсувів.

5. Проектують і будують споруди інженерного захисту, застосування яких забезпечує підвищення коефіцієнту стійкості схилу або його

стабільність. Потім проводять роботи з освоєння території відповідно до нормативних документів, що діють.

4.3. Удосконалення принципів призначення утримуючих протизсувних споруд на автомобільних дорогах у гірській місцевості

Метою інженерного захисту гірських автомобільних доріг на зсувонебезпечних територіях є запобігання, усунення або зниження до допустимого рівня негативного впливу на дороги діючих та потенційно можливих зсувів.

Встановлено, що вибір необхідної конструкції утримуючих протизсувних споруд і їх місце розташування на зсувонебезпечних ділянках автомобільних доріг здійснюють на підставі аналізу та врахування [167]:

- особливостей територій схилів – зсувні чи зсувонебезпечні;
- результатів комплексних інженерних досліджень у межах зсувонебезпечних ділянок автомобільних доріг або в районах прояву обвалів та зсувів;
- даних, що характеризують запроектовані та існуючі об'єкти, а також особливості використання територій;
- прогнозу можливих змін природних умов, викликаних природними або техногенними чинниками, змін призначення та стану об'єктів, що захищаються;
- оцінки матеріалів науково-дослідних робіт і моделювання, виконаних для вибору ефективних конструкцій протизсувного захисту;
- вимог архітектурно-планувальних рішень по освоєнню територій;
- досвіду проектування, будівництва та експлуатації інженерного захисту ділянок автомобільних доріг у гірській місцевості;
- даних про місцеві будівельні умови, кліматичні особливості, наявність кар'єрів будівельних матеріалів і природних ресурсів;

– вимог до систематичних спостережень за станом території автомобільної дороги та за роботою споруд інженерного захисту в період будівництва та експлуатації автомобільних доріг;

– вибору місць установки контрольно-вимірювальних приладів, наглядових свердловин, установки датчиків, постів, геодезичних реперів, марок та інших приладів для спостереження в період будівництва та експлуатації автомобільних доріг за розвитком впливу зсувних процесів на утримуючі інженерні споруди;

– правил технічної експлуатації споруд інженерного захисту та організації роботи служби технічної експлуатації.

Вибір споруд інженерного захисту здійснюють із врахуванням ступеня відповідальності та цінності територій (ділянок автомобільних доріг), що захищають, будівель і споруд, їх конструктивних і експлуатаційних особливостей. При цьому аналізують можливість використання споруд інженерного захисту як конструктивних елементів будівель і споруд, що планується розміщувати на зсувонебезпечній території.

Основними принципами проектування споруд інженерного захисту є: надійність (здатність споруди сприймати навантаження впродовж всього терміну служби без порушення умов нормальної експлуатації захисних споруд або територій); швидкість побудови (захисна споруда, особливо на зсувонебезпечних територіях, повинна бути побудована в найкоротший термін); економічність (захисні споруди, що проектуються в конкретних умовах, повинні мати найменшу вартість із всіх проаналізованих варіантів); максимальне використання утримуючої здатності ґрунтів, розташованих нижче зсувних мас; широке застосування при проектуванні та будівництві автомобільних доріг сучасних технологій, устаткування та механізмів, досягнень у галузі механіки ґрунтів і будови фундаменту [156].

Розрахунок бетонних і залізобетонних конструкцій споруд інженерного захисту виконується по граничних станах першої та другої груп [138].

Перша група включає граничні стани, при яких має місце повна непридатність конструкції до експлуатації внаслідок:

- руйнування крихкого, втомного та іншого характеру, включаючи руйнування при сумісній дії зовнішніх навантажень і несприятливого впливу навколишнього середовища (періодичного або постійного впливу агресивного середовища, дії поперемінного заморожування тощо);
- втрати загальної та місцевої стійкості.

Друга група включає граничні стани, які ускладнюють нормальну експлуатацію конструкцій, що зменшує їх встановлений термін служби внаслідок:

- надмірного розкриття тріщин (якщо за умовами експлуатації утворення або надмірне розкриття тріщин не допустиме);
- значних переміщень (прогинання, кути поворотів, коливання).

До тріщиностійкості конструкцій (або їх частин) встановлюють вимоги відповідних категорій залежно від умов, в яких вони працюють, та від виду використаної арматури [138]:

1–а категорія – не допускається утворення тріщин (тріщиностійкі конструкції);

2–а категорія – допускається обмежене по ширині, нетривале розкриття тріщин a_{crc1} при умові забезпечення їх подальшого закриття (нетріщиностійкі конструкції);

3–а категорія – допускається обмежене по ширині нетривале a_{crc1} , тривале a_{crc2} розкриття тріщин (нетріщиностійкі конструкції).

На ділянках автомобільних доріг, що захищаються, до початку проектування споруд інженерного захисту проводять оцінку сучасного стану існуючих споруд, автомобільних доріг, комунікацій на підставі достовірних відомостей щодо виявлених деформацій. Виконується також оцінка господарського та екологічного значення території та перспективи її використання. Розробка проектів інженерного захисту автомобільних доріг

на зсувонебезпечних територіях проводиться з урахуванням інженерних досліджень залежно від подальшого використання території, що захищається.

Утримуючі протизсувні споруди відносять до основних споруд протизсувного комплексу, будівництво яких проводиться на підставі обґрунтованих інженерних розрахунків, техніко-економічного зіставлення варіантів різних конструкцій з іншими протизсувними спорудами [56, 85, 164]. Доцільність їх застосування обґрунтовується наступним:

- стійкість схилу в період зведення споруд поступово збільшується;
- виключаються великі об'єми земляних робіт, що особливо важливе для гірських умов;
- технологія пристрою паль великих діаметрів дозволяє майже повністю механізувати будівництво;
- вертикальні елементи утримуючих протизсувних споруд, що працюють на вигин, після стабілізації схилу можуть використовуватись як фундаменти під будівлі різного призначення.

На зсувних територіях не допускається застосовувати утримуючі протизсувні споруди, якщо на підставі експериментальних робіт інженерно-геологічними дослідженнями чітко не визначена поверхня ковзання або зона горизонту, що деформується.

Експериментальні дослідження показали, що ордината зсувного тиску на нерухому утримуючу споруду в широкому діапазоні зсувів зростає практично пропорційно величині переміщення зсувних ґрунтів [167, 168]. Ступінь зменшення зсувного тиску залежить від величини структурної міцності ґрунту. При зміні зсувного тиску від нуля до максимального значення, коли залежність тиску від величини переміщення зсувних масивів близька до лінійної, можна припустити, що ґрунт працює як пружне середовище Вінклера. Величину зусиль від зсувних масивів на елементи утримуючої споруди отримують множенням коефіцієнту жорсткості ґрунту на величину переміщення зсувного масиву, розташованого перед спорудою.

Для зсувів ковзання або інших типів зсувів при невеликій потужності зони деформації розрахункова схема жорсткої однорядної утримуючої протизсувної споруди представлена на рис. 4.16.

Величину зсувів, враховуючи прийняті вище припущення, можна визначити за рівнянням [169]:

$$y = \delta(a + bx), \quad (4.5)$$

де y – переміщення елемента жорсткої споруди;

δ – величина зсуву зсувних ґрунтів.

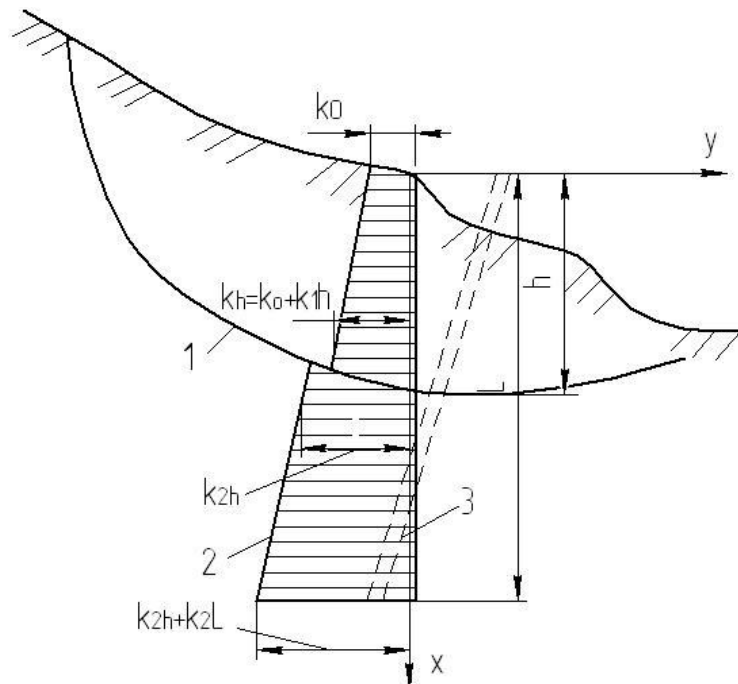


Рис. 4.16. Схема роботи однорядної утримуючої споруди:

1 – поверхня ковзання; 2 – епюри коефіцієнтів жорсткості зсувних та стійких ґрунтів; 3 – вертикальний елемент жорсткої утримуючої споруди

Коефіцієнти a і b (для $\delta = \text{const}$) визначають на підставі рішення системи рівнянь, що описують рівновагу утримуючого елемента [169]:

$$\int_0^h (1 - ma - mbu) \varphi_1(u) du - \int_h^L (a + bu) \varphi_2(u) du = 0;$$

$$\int_0^h (x - u)(1 - ma - mbu) \varphi_1(u) du - \int_h^L (x - u)(a + bu) \varphi_2(u) du = 0,$$
(4.6)

де h – глибина до поверхні зсуву на ділянці влаштування утримуючих протизсувних споруд;

m – коефіцієнт, що враховує ступінь стійкості зсувних ґрунтів, які прямо примикають до утримуючої споруди з низової сторони: $m = 2$, якщо коефіцієнт стійкості вказаних ґрунтів зсувного схилу більший або дорівнює 1,5. Якщо коефіцієнт стійкості зсувних блоків, що примикають до споруди, дорівнює одиниці, то $m = 1$. Для всіх подальших випадків значення m береться по лінійній екстраполяції в залежності від коефіцієнта стійкості ґрунтів.

L і b – глибина занурення вертикальних елементів утримуючих протизсувних споруд та їх поперечний розмір;

$\varphi_1(x)$, $\varphi_2(x)$ – функції, що характеризують жорсткість ґрунтів у залежності від глибини x в межах зсувного блоку та нижче поверхні ковзання в горизонтальному напрямку. Для даних розрахункової схеми $\varphi_1(x) = k_0 + k_{1x}$; $\varphi_2(x) = k_{2h} + k_{2x}$.

k_0 і k_{1x} – горизонтальний коефіцієнт жорсткості ґрунту на рівні денної поверхні та поблизу поверхні ковзання в межах зсувних ґрунтів;

k_{2h} і k_{2x} – те саме поблизу поверхні ковзання та на глибині занурення вертикальних утримуючих елементів у межах стійких порід нижче поверхні ковзання.

З приведенного визначення величини m є одне виключення (рис. 4.17). Якщо на ділянках схилів, закріплених утримуючими спорудами, у верхній частині споруд періодично проходить рухоме навантаження (великовантажні автомобілі, потяги тощо), то величина відсічі не враховується на ділянці АБ (рис. 4.17). У межах ділянки АБ утримуючі

елементи, періодично відхиляючись, утворюють у ґрунтах зазор. Для таких умов $m = 1$ незалежно від значення коефіцієнта стійкості ґрунтів, розташованих нижче утримуючої споруди.

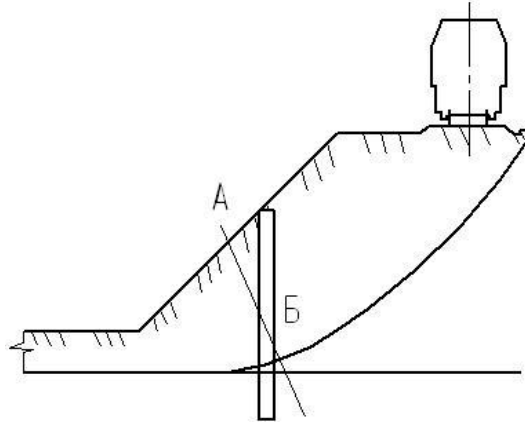


Рис. 4.17. Схема роботи утримуючої споруди поблизу рухомого навантаження

Глибину занурення утримуючих елементів спочатку визначають за формулою [169]

$$L = \left(\sqrt[4]{\frac{k_{\text{ср}}}{k_{2h}}} + 1 \right) h, \quad (4.7)$$

де $k_{\text{ср}}$ – середній горизонтальний коефіцієнт жорсткості ґрунту зсувних ґрунтів;

k_{2h} – середній горизонтальний коефіцієнт жорсткості стійкого ґрунту нижче за поверхню ковзання в межах глибини занурення вертикальних утримуючих елементів.

Для умов $k_0 = 0$ і $\varphi(x) = \text{const}$ в таблицях 4.5 і 4.6 наведено рішення системи (4.6) і визначені коефіцієнти a і b [169].

Таблиця 4.5

Значення коефіцієнтів a і b при $m = 1$

$\frac{k_2 h}{k_h}$	$\frac{0,8L}{h}$	a	bh	$\frac{L}{h}$	a	bh	$\frac{1,2L}{h}$	a	bh
1,0	1,60	1,581	-1,113	2,00	1,324	-0,811	2,40	1,100	-0,586
1,5	1,52	1,606	-1,182	1,90	1,300	-0,831	2,28	1,039	-0,578
2,0	1,47	1,624	-1,230	1,84	1,277	-0,840	2,21	0,988	-0,566
3,0	1,41	1,648	-1,296	1,76	1,238	-0,845	2,11	0,909	-0,541
5,0	1,33	1,679	-1,377	1,67	1,176	-0,839	2,00	0,798	-0,496
7,0	1,29	1,701	-1,431	1,61	1,130	-0,827	1,94	0,722	-0,461
10,0	1,25	1,727	-1,488	1,56	1,076	-0,808	1,87	0,641	-0,421
15,0	1,21	1,761	-1,555	1,51	1,011	-0,779	1,81	0,551	-0,372
20,0	1,18	1,787	-1,604	1,47	0,963	-0,755	1,77	0,490	-0,371
30,0	-	1,827	-1,674	1,43	0,894	-0,718	1,71	0,410	-0,289
50,0	-	1,772	-1,635	1,38	0,807	-0,665	1,63	0,322	-0,233
75,0	-	1,679	-1,571	1,34	0,740	-0,621	1,61	0,261	-0,193
100,0	-	1,626	-1,507	1,33	0,694	-0,590	1,58	0,224	-0,168
150,0	1,14	1,499	-1,392	1,29	0,632	-0,545	1,54	0,179	-0,136
200,0	-	1,390	-1,291	1,27	0,590	-0,515	1,52	0,151	-0,116
1500,0	1,14	0,478	-0,445	1,16	0,355	-0,327	1,39	0,042	-0,034
2000,-	-	0,382	-0,355	1,15	0,329	-0,305	1,38	0,034	-0,028

Таблиця 4.6

Значення коефіцієнтів a і b при $m=2$

$\frac{k_2 h}{k_h}$	$\frac{0,8L}{h}$	a	bh	$\frac{L}{h}$	a	bh	$\frac{1,2L}{h}$	a	bh
1,0	1,60	0,792	-0,530	2,00	0,714	-0,429	2,40	0,630	-0,332
1,5	1,52	0,810	-0,571	1,90	0,715	-0,450	2,28	0,615	-0,339
2,0	1,47	0,823	-0,600	1,84	0,713	-0,463	2,21	0,600	-0,341
3,0	1,41	0,840	-0,639	1,76	0,708	-0,478	2,11	0,574	-0,340
5,0	1,33	0,860	-0,687	1,76	0,695	-0,491	2,00	0,532	-0,329
7,0	1,29	0,873	-0,717	1,61	0,683	-0,496	1,94	0,499	-0,318
10,0	1,25	0,887	-0,749	1,56	0,667	-0,497	1,87	0,461	-0,302
15,0	1,21	0,903	-0,783	1,51	0,645	-0,495	1,81	0,414	-0,279
20,0	1,18	0,914	-0,807	1,47	0,627	-0,490	1,77	0,380	-0,261
30,0	-	0,929	-0,839	1,43	0,600	-0,480	1,71	0,331	-0,233
50,0	-	0,922	-0,843	-	0,575	-0,474	-	0,311	-0,231
75,0	-	0,905	-0,832	-	0,483	-0,389	-	0,235	-0,175
100,0	-	0,886	-0,817	-	0,416	-0,344	-	0,189	-0,140
150,0	1,14	0,849	-0,785	1,37	0,326	-0,270	1,60	0,136	-0,101
200,0	-	0,813	-0,754	-	0,268	-0,222	-	0,106	-0,079
1500,0	1,14	0,385	-0,385	1,37	0,048	-0,039	-	0,016	-0,012
2000,0	-	0,320	-0,298	-	0,036	-0,030	-	0,012	-0,009

Величини вигинаючих моментів в елементах утримуючої споруди визначають за наступними залежностями [168]:

$$0 \leq x \leq h;$$

$$M(x) = \frac{El_1}{k_0h + 0,5k_1h^2} \left[(1 - ma) \left(\frac{k_0x^2}{2} + \frac{k_1x^3}{6} \right) - bm \left(\frac{k_0x^3}{6} + \frac{k_1x^4}{12} \right) \right];$$

$$h \leq x \leq L;$$

$$M(x) = \frac{El_1}{k_0h + 0,5k_1h^2} \left\{ \begin{aligned} & (1 - ma) \left(k_0xh + k_1 \frac{xh^2}{2} - \frac{k_0h^2}{2} - \frac{k_1h^3}{3} \right) - \\ & - bm \left(k_0x \frac{h^2}{2} + k_1x \frac{h^3}{3} - k_1 \frac{h^4}{4} \right) - \\ & - \frac{a}{2} \left[k_{2h}(x-h)^2 + \frac{k_2x}{3}(x^3 - 3h^2x + 2h^3) \right] - \\ & - \frac{b}{6} \left[k_{2h}(x^3 - 3h^2x + 2h^3) + \frac{k_2}{3}(x^4 - 4xh^3 + 3h^4) \right] \end{aligned} \right\} \quad (4.8)$$

Нижче на рис. 4.18 представлені епюри вигинаючих моментів, обчислені за формулою (4.8) і заміряні в натурних умовах [168].

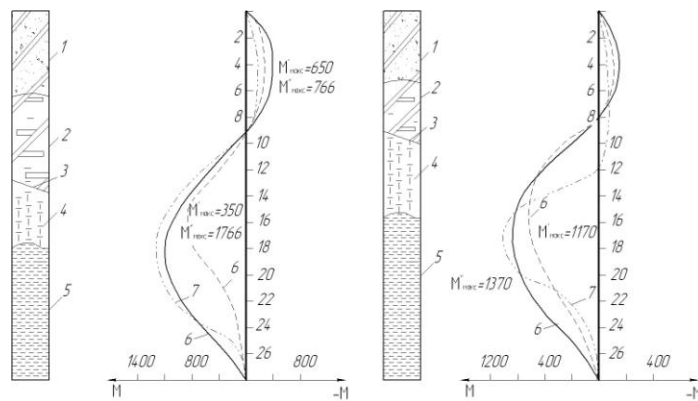


Рис. 4.18. Епюри вигинаючих моментів (М) в жорсткій однорядній утримуючій споруді: 1 – суглинки; 2 – суглинки з дресвою та щебенем; 3 – поверхня ковзання; 4 – слабкі аргіліти; 5 – щільні плитчасті аргіліти; 6 – заміряні в різний час величини вигинаючих моментів; 7 – обчислені

величини вигинаючих моментів

Формулу (4.8) застосовують для жорстких елементів протизсувних споруд. Належність до жорстких споруд встановлюється нерівністю [170]

$$h^4 \sqrt{\frac{k_{cp} b_1}{D}} \leq 1,6. \quad (4.9)$$

До жорстких конструкцій утримуючих споруд можуть відноситись і протизсувні споруди паль при виконанні умов (4.9) і (4.10) [171]

$$h \geq 0,33 \sqrt[3]{F_n \frac{k_L l_b^2}{k_h b_1}}, \quad (4.10)$$

де F_n – опорна площа перетину вертикального елемента на глибині L , м²;

k_L і k_h – коефіцієнти жорсткості стійких, незміщуваних порід на глибині L і h ;

l_b – відстань по осі між першим і останнім рядами утримуючих елементів на глибині занурення їх в стійкі породи, м;

D – жорсткість перетину утримуючого елемента;

b_1 – ширина утримуючого елемента по фронту споруди, м.

Величину D визначають [171]:

– для тріщиностійких елементів або їх ділянок

$$D = 0,8 E_b I_{red}; \quad (4.11)$$

– для нетріщиностійких елементів або їх ділянок

$$D_k = \frac{D(C+V)}{\chi C + V}, \quad (4.12)$$

де E_b – початковий модуль пружності бетону;

I_{red} – момент інерції приведенного перетину;

C – узагальнене зусилля від тривалих навантажень;

V – узагальнене зусилля від короточасних навантажень;

χ – коефіцієнт зниження жорсткості. Для таврових перетинів із полицею в стислій зоні $\chi=1,5$, в розтягнутій зоні $\chi=2,5$; для прямокутних, двотаврових, коробчастих і круглих перетинів $\chi=2$.

Для залізобетонних елементів протизсувних споруд із важкого бетону, які розраховуються на дію навантажень, що багато разів повторюються, застосовують бетон класу по міцності не нижче В15.

Для заздальгідь напружених елементів використовують бетон класу по міцності на стиснення: не нижче В15 – для конструкцій із стержньовою арматурою; не нижче В30 – для елементів, що заглиблюються в ґрунт нижче РГВ.

Зсуви та прогинання однорядної утримуючої споруди визначають на підставі рішення наступних диференціальних рівнянь [170, 172]:

$$\begin{aligned} \frac{d^2}{dx^2} \left(D(x) \frac{d^2 y_1}{dx^2} \right) + m b_1 \varphi_1(x) y_1 &= b_1 \varphi_1(x) \delta(x); \\ \frac{d^2}{dx^2} \left(D(x) \frac{d^2 y_2}{dx^2} \right) + b_1 \varphi_2(x) y_2 &= 0. \end{aligned} \quad (4.13)$$

Граничні умови задачі:

$$\begin{aligned} x = 0; \quad y_1'' = y_2''' &= 0; \\ x = h; \quad y_1 = y_2; \quad y_1' &= y_2'; \\ y_1'' = y_2''; \quad y_1''' &= y_2'''. \end{aligned} \quad (4.14)$$

Для розрахунку дворядних утримуючих протизсувних споруд вимагається вирішити чотири диференціальних рівняння. Так, для розрахунку споруд, зображених на рис. 4.19, використовують наступну систему диференціальних рівнянь [172]:

$$\begin{aligned} \frac{d^2}{dx^2} \left(D(x) \frac{d^2 y_1}{dx^2} \right) + m b_1 \varphi_1(x) y_1 &= b_1 \varphi_1(x) (\delta(x) - \theta y_2); \\ \frac{d^2}{dx^2} \left(D(x) \frac{d^2 y_2}{dx^2} \right) + m b_1 \varphi_1(x) y_2 &= b_1 \varphi_1(x) \theta y_1; \\ \frac{d^2}{dx^2} \left(D(x) \frac{d^2 y_3}{dx^2} \right) + b_1 \varphi_2(x) y_3 &= 0; \\ \frac{d^2}{dx^2} \left(D(x) \frac{d^2 y_4}{dx^2} \right) + b_1 \varphi_2(x) y_4 &= 0. \end{aligned} \quad (4.15)$$

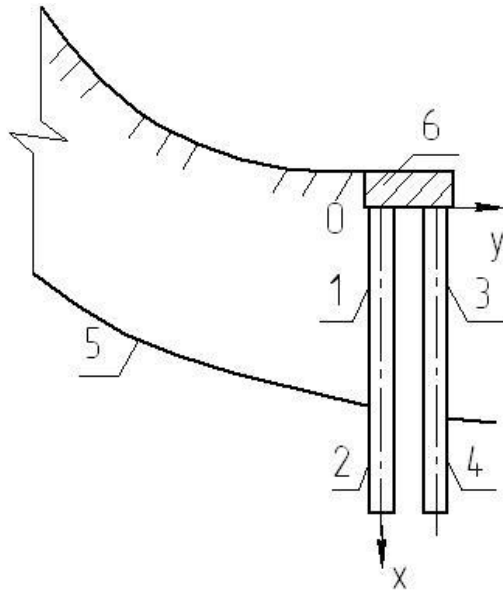


Рис. 4.19. Розрахункова схема дворядної утримуючої споруди:

1–4 – розрахункові ділянки елементів утримуючої споруди; 5 – поверхня ковзання; 6 – утримуюча споруда

Граничні умови задачі:

$$\begin{aligned}
x=0; \quad y_1 &= y_2; \quad y_1' = y_2' = 0; \quad y_1''' + y_2''' = 0; \\
x=h; \quad y_1 &= y_3; \quad y_1' = y_3'; \quad y_1'' = y_3''; \quad y_1''' = y_3'''; \\
x=h; \quad y_2 &= y_4; \quad y_2' = y_4'; \quad y_2'' = y_4''; \quad y_2''' = y_4'''; \\
x=L; \quad y_3 &= 0; \quad y_3' = 0; \quad y_3'' = 0; \quad y_3''' = 0.
\end{aligned} \tag{4.16}$$

Рівняння (4.13)–(4.16) у загальному вигляді після підстановки в них значень D , b_1 , $\varphi_1(x)$ і $\varphi_2(x)$ вирішуються чисельними методами. Для $D = \text{const}$ і при апроксимації коефіцієнта жорсткості ґрунтів функціями вигляду [172]

$$\varphi_1(x) = \frac{k_0}{(1+q_1x)^4}; \quad \varphi_2(x) = \frac{a_h}{(1+q_2x)^4}, \tag{4.17}$$

рівняння (4.13)–(4.16) вирішуються аналітично.

У рівняннях (4.17) прийняті наступні позначення:

$$q = \frac{1}{h} \left(\sqrt[4]{\frac{k_0}{k_h}} - 1 \right); \quad q_2 = \frac{\sqrt[4]{\frac{k_{2L}}{k_{2h}} - 1}}{h - L \sqrt[4]{\frac{k_{2L}}{k_{2h}}}}; \quad a_h = k_{2h} (1 + q_2 h)^4.$$

Для вказаних умов рішення рівнянь (4.13) має наступний вигляд [172]:

$$\begin{aligned}
0 \leq x \leq h; \quad y_1 &= \frac{\delta}{m} + \sum_j A_j (1 + q_1 x)^{\mu_{1j}}; \\
h \leq x \leq L; \quad y_2 &= \sum_j B_j (1 + q_2 x)^{\mu_{2j}},
\end{aligned} \tag{4.18}$$

де

$$\mu_{1j} = \pm \sqrt{1,25 \pm \sqrt{1 - \frac{mk_0 b_1}{Dq_1^4}}} + 1,5, \quad (4.19)$$

$$\mu_{2j} = \pm \sqrt{1,25 \pm \sqrt{1 - \frac{a_h b_1}{Dq_2^4}}} + 1,5. \quad (4.20)$$

Коефіцієнти A_j і B_j визначають на підставі рішення системи рівнянь, складених із врахуванням граничних умов (4.14). Далі визначають вигинаючі моменти та перерізаючі зусилля в елементі утримуючої споруди за формулою [173]:

$$M(x) = -D \frac{d^2 y}{dx^2}; \quad Q(x) = -D \frac{d^3 y}{dx^3}. \quad (4.21)$$

При $D = \text{const}$ і при апроксимації коефіцієнта жорсткості ґрунтів функціями виду (4.17) рівняння (4.15) вирішуються ідентично. Системи рівнянь за визначенням постійних A_j , B_j , C_j і D_j вирішуються в *Matcad*. З використанням програми *Matcad* побудовані графіки вигинаючих моментів і перерізаючих зусиль (рис. 4.20) [173]. Рішення отримані для зсуву ковзання потужністю $h=13$ м, закріпленого буронабивними палями діаметром 820 мм і з відсотком армування 2,5.

Міцність утримуючих елементів розраховують за максимальним вигинаючим моментом (перший граничний стан), вибираючи перетин і кількість арматури в елементі за умови [173]:

$$M_{\text{макс}} \leq M_p, \quad (4.22)$$

де $M_{\text{макс}}$ – максимальний вигинаючий момент у перетині елементу утримуючої споруди, що сприймає зсувний тиск;

M_p – розрахунковий вигинаючий момент, що може бути сприйнятий утримуючим елементом.

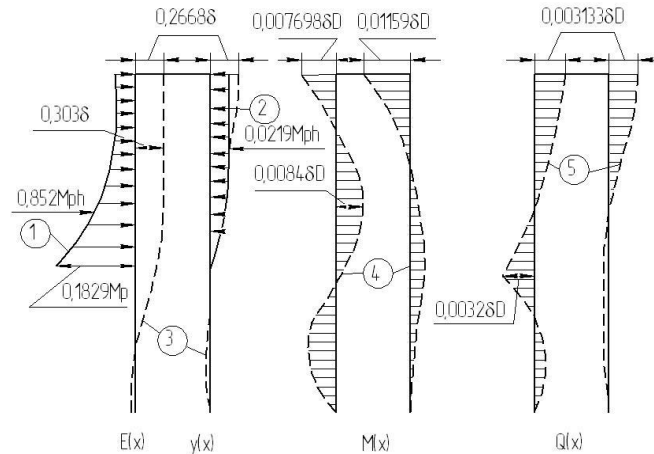


Рис. 4.20. Вид епюр зсувного тиску (1), відсічі (2), зсувів (3), вигинаючих моментів (4) і перерізаючих зусиль (5) при закріпленні зсувної ділянки дворядною утримуючою спорудою – палею

Характер зниження величини вигинаючого моменту $M_{\text{кж}}$ в порівнянні з жорсткими елементами $M_{\text{ж}}$ ілюструє рис. 4.21.

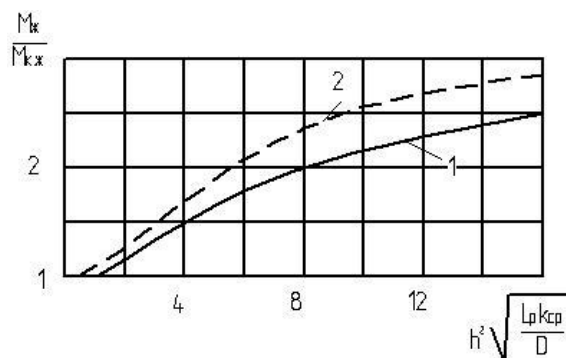


Рис. 4.21. Зміна максимального вигинаючого моменту в дворядній споруді: 1 – без заповнення міжпального простору; 2 – при заповненні міжпального простору щебенем із ущільненням

Відстань між утримуючими елементами не повинна перевищувати певну величину, за межами якої виникає та розвивається продавлювання ґрунту між утримуючими елементами.

Значення відстані між утримуючими елементами, що входить у формули для обчислення впливаючого тиску та вигинаючого моменту, обчислюють за формулою [173]

$$l_1 \leq P_1 \frac{b_1 h \left(1 - a - \frac{2}{3} b h \right) (n_1 + n_2 + n_3)}{2E(1 - a - b h)}, \quad (4.23)$$

де P_1 – несуча здатність зсувних ґрунтів поблизу поверхні ковзання або зони горизонту, що деформується;

n_1, n_2, n_3 – коефіцієнти, що враховують сприйняття частини зсувного тиску відповідно елементами першого, другого та третього рядів. Для елементів першого ряду $n_1 = 1,0$; для елементів другого ряду, що знаходяться в просвітах $n_2 = 0,95$, а в тіні – $n_2 = 0,5$; для елементів третього ряду – в просвіті між елементами $n_3 = 0,5-0,8$; у тіні за першим і другим рядами $n_3 = 0,15-0,3$.

4.4. Обґрунтування соціальної ефективності від впровадження

Закономірності розвитку зсувних процесів на гірських автомобільних дорогах зумовлені рядом природно-історичних факторів, що корелюються з антропогенними змінами. Зсуви поширені майже в 200 містах та селищах міського типу, що створює постійну загрозу виникнення надзвичайних ситуацій та небезпеки для життєдіяльності населення. Катастрофічна руйнівна дія зсувів та значні соціально-економічні збитки великою мірою зумовлені недоліками існуючої системи протизсувних заходів.

Обґрунтування принципів призначення захисних заходів від зсувних процесів має значний соціальний ефект і здійснювалось із застосуванням методів системного аналізу, які дозволяють сформувавши структуру та логічну організацію досліджень, що враховують особливості основних процесів системи, зворотні зв'язки та зв'язки з навколишнім середовищем.

Рекомендації щодо впровадженого дослідження:

- враховувати ризики виникнення надзвичайних ситуацій на існуючій мережі автомобільних доріг;
- забезпечувати стійкість ділянок автомобільних доріг під час зсувних процесів;
- забезпечувати пропуск автомобільного транспорту під час надзвичайних екологічних ситуацій;
- запобігати загрози втрати людських життів за рахунок передбачення виникнення зсувних процесів.

Соціальна ефективність та соціальні наслідки наукового дослідження полягають у визначенні стійкості ділянок автомобільних доріг у гірській місцевості до дії зсувних процесів.

Висновки до розділу

1. Встановлено, що вибір необхідної конструкції дренажних споруд і їх місцезонаштування на зсувонебезпечних територіях потрібно здійснювати на підставі аналізу і врахування: інженерно-геологічних, гідрогеологічних умов схилів; особливостей територій схилів; основних функцій, що виконуватимуть дренажі; величини коливань рівнів ґрунтових і міжпластових вод при роботі дренажів; динаміки зміни в часі величини інфільтрації і необхідного підвищення коефіцієнта стійкості схилу.

2. Під час дослідження визначено, що обґрунтування вибору необхідних дренажних споруд полягає в тому, щоб комплекс заходів, що

призначається, не допускав несприятливих змін стану та властивостей геологічного середовища: підйому рівнів ґрунтових вод і прояву небезпечних інженерно-геологічних процесів (зсувів, обвалів тощо).

3. Визначена послідовність дій для захисту та освоєння зсувонебезпечних територій, ділянок автомобільних доріг, що характеризуються повною відсутністю геоморфологічних форм зсувоутворень, на яких зсуви можуть виникати після зміни гідрогеологічних умов.

4. Обґрунтовано доцільність застосування утримуючих протизсувних споруд на основі проведених інженерних розрахунків, техніко-економічного зіставлення варіантів різних конструкцій з іншими протизсувними спорудами.

5. Експериментальними дослідженнями встановлено, що на зсувних територіях не допускається застосовувати утримуючі протизсувні споруди, якщо на підставі інженерно-геологічних досліджень чітко не визначена поверхня ковзання або зона горизонту, що деформується.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Встановлено, що ефективність протизсувних заходів досягається за умов вивчення основних факторів розвитку процесу, а саме: геологічної будови прилеглої території та зсуву, форми та умов залягання поверхні ковзання або зон послаблення, положення водоносних горизонтів і умови їхнього живлення.

2. Визначення та розпізнавання зсувного процесу на автомобільних дорогах у гірській місцевості зводиться до розв'язання рівняння вологопереносу з відповідними граничними умовами на поверхні ґрунту і на межі контакту товщі осадових порід, що досліджується, із підстилаючою породою, що може бути або корінною, або щільною осадового походження з малим коефіцієнтом фільтрації. Якщо товща гірських порід передбачуваного зсуву складається з декількох шарів різних типів, на межах їх зіткнення повинні виконуватись такі умови: рівність потоків вологи та умови сполучення вологості гірських порід.

3. Удосконалено математичну модель з виникнення ґрунтових зсувів за рахунок введення узагальненого показника ураженості зсувними процесами, що дозволяє характеризувати ділянку автомобільної дороги за ступенем стійкості до зсувних процесів. Для цього розроблено узагальнений показник ураженості зсувними процесами ділянки автомобільної дороги, що враховує динаміку зсувних зміщень.

4. Удосконалено класифікацію зсувних деформацій на автомобільних дорогах у гірській місцевості на основі механізму руйнування порід і динаміки зміщення зсувних мас, що забезпечує об'єктивний вибір розрахункових положень, своєчасне проведення профілактичних робіт або влаштування основних захисних заходів для попередження руйнування ділянок автомобільних доріг.

При визначенні типу руйнування порід схилу враховано узагальнений показник ураженості ділянок автомобільної дороги зсувними процесами, за допомогою якого віднесено експериментальні ділянки до характерних типів зсувних деформацій, для котрих визначено основні захисні заходи.

Визначено діапазон чисельних значень узагальненого показника ураженості для кожного типу зсувних деформацій на основі проведеного експериментального дослідження їх динаміки.

5. У результаті виконання дисертаційної роботи розроблені рекомендації щодо принципів призначення захисних заходів від зсувних процесів на автомобільних дорогах у гірській місцевості. Основні положення рекомендацій обґрунтовані теоретично та експериментально.

Результати дослідження використані при розробці «Рекомендацій щодо методів захисту від стихійних лих автомобільних доріг у гірській місцевості» (Р В.2.3-218-02071168-776:2010), у яких запропоновано комплекс заходів із метою стабілізації процесу та виключення деформацій і руйнування автомобільних доріг у гірській місцевості.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Державний класифікатор надзвичайних ситуацій: ДК 019-2001. – Офіц. вид. – К.: Держстандарт України, 2002. – 19 с.
2. Методика виявлення, оцінки та ранжування потенційних екологічно небезпечних місць автомобільної дороги: М 218-02071168-416-2005. – К.: Укравтодор, 2005. – 35 с.
3. Гольдштейн М.Н. Теория развития и затухания оползневой процесса / М.Н. Гольдштейн, А.Я. Туровская // Проблемы геомеханики. – 1973. – С. 140–147.
4. Дранников А.М. Оползни на автомобильных дорогах / Дранников А.М., Стрельцес Г.В., Купраш Р.П. – М.: Транспорт, 1972. – 160 с.
5. Рудько Г.И. Оползни и другие геодинамические процессы горноскладчатых областей Украины (Крым, Карпаты): [монография] / Г.И. Рудько, И.Ф. Ерыш. – К.: Задруга, 2006. – 624 с.
6. Bjerrum L. Mechanism of progressive failure in slopes of overconsolidated clays and clay shales // Jour. Of ASCE. – 1967. – 93. – P. 3–49.
7. Terzaghi K. Mechanism of landslides / K. Terzaghi // Application of Geology to Engineering Practice. – 1950. – P. 83–123.
8. Экзогенные геологические процессы и явления / [Оспенников Е.Н., Труш Н.И., Чижов А.Б., Чижова Н.И.]; под общ. ред. В.А. Кудрявцева. – М., 1980. – 227 с.
9. Skempton A.W. The sensitivity of clays / A.W. Skempton, F.D. Nortney // Geotechnique. – 1952. – 3. – №1. – P. 30–53.
10. Флейшман С.М. Сели / С.М. Флейшман. – Ленинград: Гидрометеиздат, 1970. – 351 с.
11. Ерыш И.Ф. Вопросы локального прогноза и литомониторинга на примере типичных оползней Крыма / И.Ф. Ерыш, Э.В. Кулиш // Геотехническое

изучение и исследование недр: сб. ЗАО «Геоинформмарк». – М., 2001. – Вып. 6. – С. 41–51.

12. Герасимчук В.О. Гірські автомобільні дороги України / Герасимчук В.О., Круцик М.Д., Притулінський С.П.; під ред. В.О. Герасимчука. – Ужгород: Закарпаття, 2000. – 348 с.

13. Григорян С.С. Механизм склоновых гравитационных процессов и проблемы их классификации / С.С. Григорян, К.А. Гулакян // Проблемы классификации склоновых процессов. – М.: Недра, 1985. – С. 31–39.

14. Бабков В.Ф. Ландшафтное проектирование автомобильных дорог / В.Ф. Бабков. – М.: Транспорт, 1980. – 189 с.

15. Білятинський О.А. Проектування автомобільних доріг / О.А. Білятинський, В.Я. Заворицький, ч.1,2. – К.: Вища школа, 2000. – 535 с.

16. Саваренский Ф.П. Инженерная геология / Ф.П. Саваренский. – М.: ГОНТИ, 1939. – 489 с.

17. Бернацкий Л.Н. Условия устойчивости земляных масс / Л.Н. Бернацкий. – М., 1925. – 563 с.

18. Терцаги К. Механика грунтов в инженерной практике / К. Терцаги. – М.: Стройиздат, 1958. – 608 с.

19. Золотарев Г.С. Генетические типы оползней, их развитие и изучение / Г.С. Золотарев // Материалы совещания по вопросам изучения оползней и мер борьбы с ними. – К., 1964. – С. 165–170.

20. Золотарев Г.С. Обвалы и оползни на горных склонах и их устойчивость / Г.С. Золотарев // Вопросы инж. геол. и грунтоведения. – М., 1968. – Вып. 2. – С. 184–202.

21. Золотарев Г.С. Геологические закономерности развития оползней и обвалов. Основа теории их изучения и прогноза / Г.С. Золотарев // Вестник МГУ. Геология. – М., 1974. – №4. – С. 3–19

22. Дранников А.М. Схема региональной классификации современных оползней / А.М. Дранников // Вопросы гидрогеологии и инж. геологии. – Госгеолиздат, 1951. – Сб. №12 – С. 23–31.

23. Билеуш А.И. Оползни и противооползневые мероприятия / А.И. Билеуш. – К.: Наукова думка, 2009. – 560 с.
24. Яковлев Є.О. Прогнозна оцінка можливої активизації зсувного процесу на території Закарпатської області в 2000 році / Є.О. Яковлев, Л.М. Красноок, Г.В. Лескова. – К.: Геоінформ, 2000. – 385 с.
25. Ерыш И.Ф. Экзогенные геологические (ЭГП) и инженерно-геологические (ИГП) процессы в Крыму, их катастрофичность и прогноз / И.Ф. Ерыш // Вестник. – 1998. – №1. – С. 15–23.
26. Рудько Г.І. Основи загальної, інженерної та екологічної геології / Г.І. Рудько. – Чернівці: Букрек, 2003. – 423 с.
27. Демчишин М.Г. Прогноз и предупреждение оползневых явлений на территории Украины / М.Г. Демчишин. – К.: Ин-т геол. наук, 1982. – 53 с.
28. Рудько Г.И. Инженерная геодинамика Западной Украины и Молдовы: [монография] / Г.И. Рудько, В.А. Осиюк – Львов: МАКЛАУТ, 2007. – 808 с.
29. Эккель Э.Б. Оползни и инженерная практика / Э.Б. Эккель. – М.: Трансжелдориздат, 1960. – 275 с.
30. Эккель Э.Б. Борьба с оползнями на автомобильных дорогах / Э.Б. Эккель. – М.: Изд-во Автотранспорта и шоссейных дорог, 1960. – 183 с.
31. Шейдегер А.Е. Физические аспекты природных катастроф / А.Е. Шейдегер. – М.: Недра, 1981. – 178 с.
32. Muller L. The stability of rock bank slopes and effects of rock Y/ater on same / L. Muller // International journal of rock. – 1964. – №4. – P. 475–504.
33. Маслов Н.Н. Условия устойчивости склонов и откосов в гидроэнергетическом строительстве / Н.Н. Маслов. – М.–Л.: Госэнергоиздат, 1955. – 468 с.
34. Hungr O. Estimating landslide motion mechanism, travel distance and velocity / O. Hungr // SOA Paper. – 2007. – №4. – P. 30.
35. Нефедов Л.И. Модели и методы управления чрезвычайными природными ситуациями на магистральных автомобильных дорогах:

[монографія] / Л.И. Нефедов, Н.Ю. Филь, Ю.Л. Губин, Е.М. Мельниченко. – Харьков: ХНАДУ, 2011. – 136 с.

36. Губин Ю.Л. Моделі та інформаційна технологія управління ліквідацією наслідків надзвичайних природних ситуацій на магістральних автодорогах: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.13.06 «Інформаційні технології» / Ю.Л. Губин. – Харків, 2011. – 20 с.

37. Славянов В.Н. Некоторые вопросы стадийности развития оползневых явлений / В.Н. Славянов // Доклады АН СССР. – 1951. –Т.LXXIX, № 1. – С. 34–41.

38. Славянов В.Н. Гравитационные движения горных пород на склонах ЮБК и некоторые особенности их развития / В.Н. Славянов // Землеведение: Сб. МОИП. Новая серия. – МГУ, 1957. – Т.4. – С. 244–246.

39. Емельянова Е.П. О причинах и факторах оползневых процессов / Е.П. Емельянова // Вопросы гидрогеологии и инж. геологии. – М., 1953. – С. 67–81.

40. Емельянова Е.П. Методическое руководство по стационарному изучению оползней / Е.П. Емельянова. – М.: Недра, 1956. – 245 с.

41. Емельянова Е.П. Морфологическая классификация оползневых явлений для целей инженерно-геологического картирования / Е.П. Емельянова // Вопросы региональной инженерной геологии и методики исследований. – М.: Госгеолтехиздат, 1963. – С. 82–100.

42. Корженевский И.Б. Новые данные об оползневых явлениях на ЮБК / И.Б. Корженевский, А.А. Лоенко, В.А. Черевков // Сов. геология. – 1963. – №12. – С. 138–142.

43. Корженевский И.Б. Главнейшие оползни Южного берега Крыма, их динамика и опыт борьбы / И.Б. Корженевский, А.А. Лоенко, В.А. Черевков // Оползни и борьба с ними. – Ставрополь, 1964. – С. 452.

44. Корженевский И.Б. Гравитационные склоновые процессы западной части ЮБК и роль техногенного воздействия в их развитии / И.Б. Корженевский. – М., 1991. – 263 с.

45. Попов И.В. Принципы естественной классификации оползней / И.В. Попов // Доклады АН СССР. – 1946. – Т. LIX, №2. – С. 23–29.
46. Попов И.В. Закономерности возникновения и развития оползневых процессов / И.В. Попов // Тр. ЛГГП. Вопросы устойчивости склонов. – М.: Изд-во АН СССР, 1961. – Т. 25. – С. 3–8.
47. Ананьев В.П. Инженерная геология / В.П. Ананьев. – М.: Недра, 2002. – 234 с.
48. Гулакян К.А. Прогнозирование оползневых процессов / Гулакян К.А., Кюнтцель В.В., Постоев Г.П. – М.: Недра, 1977. – 135 с.
49. Демчишин М.Г. Инженерно-геологические проблемы устойчивости склонов / М.Г. Демчишин. – К.: Знание, 1980. – 24 с.
50. Великодний В.Й. Захист територій від зсувів: [навч. посібник] / В.Й. Великодний. – Полтава: Скайтак, 2006. – 114 с.
51. Білеуш А.І. Зсуви та споруди на них / А.І. Білеуш, Г.М. Ременець // Будівництво України. – К., 1995. – С. 34–37.
52. Захист від небезпечних геологічних процесів. Основні положення проектування: ДБН В.1.1-24:2009. – [Чинний від 2011-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 108 с.
53. Инженерная защита территорий и объектов от опасных геологических процессов (вопросы инженерно-геологического обоснования) / [Золотарев Г.С., Осиюк В.А., Роот П.Э и др.]. – М., 1994. – 69 с.
54. Рудько Г.И. Временные методические рекомендации по изучению закономерностей развития, прогнозной оценки и защите от оползней предгорных территорий (на примере Предкарпатья) / Г.И. Рудько. – К., 1986. – 55 с.
55. Ter-Martirosyan Z.G. The foundations of scientific prognostication of the landslide processes on construction / Z.G. Ter-Martirosyan, K.Sh. Shadunts // Proceeding of the XII Intern. Conf. on Soil Mech. And Found. Eng. Rio de Janeiro / Aug., 13-18, 1989. A.A. Balkema – Rotterdam, 1989. – P. 1953–1956.

56. Сергеева Е.М. Теоретические основы инженерной геологии. Физико-химические основы / Е.М. Сергеева. – М. Недра, 1985. – 288 с.
57. Рагозин А.Л. Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов / А.Л. Рагозин // Промышленное и гражданское строительство. – 1992. – №12. – С. 6–7.
58. Круцык М.Д. Защита горных дорог от разрушений / М.Д. Круцык, С.Ф. Максименко. – Ужгород: Карпаты, 1989. – 92 с.
59. Вовк А.А. Действия взрыва в грунтах / А.А. Вовк, Г.И. Черный, В.Г. Кравец. – К.: Наукова думка, 1974. – 208 с.
60. Бойко И.П. Напряженно-деформированное состояние дилатирующего основания свайных фундаментов / И.П. Бойко // Основания и фундаменты. – К.: Будівельник, 1986. – Вып. 19. – С. 10–12.
61. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти: [підруч.] / М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, А.В. Яковлев та ін. – Полтава: ПНТУ, 2003. – 446 с.
62. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в нелинейных задачах инженерной механики / С.Ф. Клованич. – Запорожье: ООО «ИПО Запорожье», 2009. – 400 с.
63. Герсеванов Н.М. Теоретические основы механики грунтов и их практическое применение / Н.М. Герсеванов, Д.Е. Польшин. – М., 1948. – 253 с.
64. Соколовский В.В. Теория пластичности / В.В. Соколовский. – М.: Высшая школа, 1969. – 608 с.
65. Шахунянц Г.М. Цикличность оползневых процессов и мероприятия по обеспечению длительной устойчивости оползневых склонов / Г.М. Шахунянц // Вопросы инж. геологии: докл. сов. ученых к Междунар. конгрессу ассоциации инж. геол. – М., 1970. – С. 160–169.
66. Кильвандер Э.Я. Учет сейсмических воздействий при оценке устойчивости склона по украинским нормам (ДБН В.1.1-12:2006) на примере строительства многоэтажных жилых домов в г. Алупка АРК: научное издание /

Э.Я. Кильвандер // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2012. – № 6. – С. 37–40.

67. Фисенко Г.Л. Устойчивость карьеров и отвалов / Г.Л. Фисенко. – М.: Недра, 1965. – 287 с.

68. Гинзбург Л.К. Расчет оползневой нагрузки с учетом сейсмической и гидродинамической силы / Л.К. Гинзбург // Транспортное строительство. – 1974. – №9. – С. 18-25.

69. Гинзбург Л.К. Методы определения оползневой нагрузки / Л.К. Гинзбург // Промышленное строительство и инженерные сооружения. – 1980. – №3. – С. 34–38.

70. Емельянова Е.П. О методах прогноза оползневых явлений / Е.П. Емельянова // Тр. ВСЕГИНГЕО. – 1959. – № 16. – С. 61–79.

71. Емельянова Е.П. О периодичности оползневых процессов / Е.П. Емельянова // Разведка и охрана недр. – 1959. – №6. – С. 41–26.

72. Калюх Т.Ю. Влияние природных и техногенных землетрясений на грунты оползневых массивов и их системный анализ / Т.Ю. Калюх, Ю.И. Калюх, А.Н. Трофимчук // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2012. – №5 – С. 18–26.

73. Шаповал В.Г. Температурные поля в основаниях грунтовых тепловых наносов / В.Г. Шаповал, Б.В. Моркляник. – Днепропетровск: «Пороги», 2011. – 348 с.

74. Швец В.Б. Надежность оснований и фундаментов / В.Б. Швец, Б.Л. Тарасов, Н.С. Швец. – М.: Стройиздат, 1980. – 158 с.

75. Джоунс К.Д. Сооружения из армированного грунта / К.Д. Джоунс. – М.: Стройиздат, 1989. – 280 с.

76. Гулакян К.А. Механизм оползневых процессов и принципы их прогноза / К.А. Гулакян, В.В. Кюнтцель // Тр. ВСЕГИНГЕО. – 1971. – Вып. 41. – С. 4–11.

77. Методичні рекомендації з проектування захисту від зсувів гірських автомобільних доріг України: МР В.2.3-218-20533253-499-2006. – К.: Укравтодор, 2006. – 118 с.

78. Рекомендации по прогнозу устойчивости обвально-оползневых склонов. – М.: Стройиздат, 1986. – 120 с.

79. Казарновский В.Д. Защита горных дорог от опасных геологических процессов / Казарновский В.Д., Каримов Б.Б., Мурадов Х.Я.; под ред. В.Д. Казарновского. – К.: Логос, 1998. – 250 с.

80. Дегтяров Б.М. Дренаж в промышленном и гражданском строительстве / Б.М. Дегтяров. – М.: Стройиздат, 1990. – 238 с.

81. Дегтяров Б.М. Защита оснований зданий и сооружений от воздействия подземных вод / Дегтяров Б.М., Дзекцер Е.С., Муфтахов А.Ж.. – М.: Стройиздат, 1985. – 184 с.

82. Защита территорий от затопления и подтопления / [Абрамов С.К., Недрига В.П., Романов А.В., Селюк Е.М.]. – М., 1961. – 425 с.

83. Ерыш И.Ф. Оползни Крыма / И.Ф. Ерыш, В.Н. Саломатин, ч.1, ч.2. – Симферополь: Апостроф, 1999. – 346 с.

84. Федоренко В.С. Методика инженерно-геологического обоснования комплексных схем инженерной защиты высокогорных территорий от оползней, обвалов, селей / В.С. Федоренко // Инженерная геология. – 1982. – № 4. – С. 3–17.

85. Круцык М.Д. Эксплуатация горных автомобильных дорог и окружающая среда / М.Д. Круцык, С.Ф. Максименко. – К.: Будівельник, 1981. – 104 с.

86. Гончаренко Ф.П. Експлуатаційне утримання та ремонт автомобільних доріг за складних погодних та екологічних умов / Гончаренко Ф.П., Прусенко Є.Д., Скорченко В.Ф. – К., 1999. – 264 с.

87. Круцык М.Д. Захист гірських автомобільних доріг від зсувів (на прикладах гірських регіонів України) / Круцык М.Д., Грицюк Л.В.,

Грицюк О.Л.; під ред. М.Д. Круцика. – Коломия: Друкарня ім. Шухевича, 2003. – 425 с.

88. Противооползневые конструкции на автомобильных дорогах / [Браславский В.Д., Львович Ю.М., Грицюк Л.В. и др.]. – М.: Транспорт, 1985. – 301 с.

89. Механика грунтов, основания и фундаменты / Ухов С.Б., Семенов В.В., Знаменский В.В. и др. – М.: АСБ, 1994. – 527 с.

90. Работнов Ю.Н. Механика деформируемого твердого тела / Ю.Н. Работнов. – М.: Наука, 1988. – 744 с.

91. Екологічна геологія: [підруч.] / О.М. Адаменко, Г.І. Рудько. – К.: Манускрипт, 1998. – 348 с.

92. Белятынский А.А. Применение трёхмерных георешёток для стабилизации переувлажнённых грунтов на Украине / А.А. Белятынский, Е.В. Краюшкина // Дороги. Инновации в строительстве. – Санкт-Петербург, 2013. – №25 – С. 50-52.

93. Золотарев Г.С. Методика инженерно-геологических исследований / Г.С. Золотарев. – М.: Изд-во МГУ, 1990. – 384 с.

94. Саломатин В.Н. Методы исследования режима оползней / В.Н. Саломатин, И.Ф. Ерыш. – М., 1980. – 49 с.

95. Безопасность в чрезвычайных ситуациях. Мониторинг и прогнозирование опасных геологических явлений и процессов. Общие требования: ГОСТ Р 22.1.06-99. – [Дата введения 2000-01-01]. – М., 1999. – 36 с.

96. Угненко Е.Б. Анализ существующих методов исследования напряженно-деформированного состояния пород оползневого склона / Е.Б. Угненко, О.Н. Тимченко // Автомобильный транспорт: сб. науч. тр. – Харьков: ХНАДУ, 2010. – Вып. 26. – С. 119–122.

97. Будин А.Я. О прогнозировании оползней, вызванных проявлением реологических свойств грунтов / А.Я. Будин // Реология грунтов и инженерное мерзлотоведение. – 1982. – С. 85–93.

98. Золотарев Р.С. Оползни: исследование и укрепление / под ред. Р.С. Золотарева. – М.: Мир, 1981. – 366 с.
99. Тер-Степанян Г.И. Новые методы изучения оползней / Г.И. Тер-Степанян. – Ереван, 1976. – 152 с.
100. Ломтадзе В.Д. Инженерная геология. Инженерная геодинамика / В.Д. Ломтадзе. – Ленинград: Недра, 1977. – 479 с.
101. Гулакян К.А. Инженерно-геологическое прогнозирование экзогенных геологических процессов / К.А. Гулакян, В.В. Зуев, В.А. Осюк // Гидрогеол., инж. геология: Обзор МГП «Геоинформмарк». – 1992. – Вып. 3. – 39 с.
102. Геологическое изучение и использование недр: сб. ЗАО «Геоинформмарк», научн.–техн. информ. – М., 2001. – Вып. 6. – 116 с.
103. Изучение режима оползневых процессов. – М.: Недра, 1982. – 255 с.
104. Гулакян К.А. Инженерно-геологическое прогнозирование оползней / Гулакян К.А., Саркисян Д.Б. // Обзор ВИЭМС. Гидрогеология и инженерная геология. – М.: Недра, 1980. – 89 с.
105. Емельянова Е.П. Основные закономерности оползневых процессов / Е.П. Емельянова. – М.: Недра, 1972. – 310 с.
106. Угненко Є.Б. Влияние фильтрационных воздействий грунтовых и межпластовых вод на устойчивость склонов / Е.Б. Угненко, Е.Н. Ужвиева, О.Н. Тимченко // Будівельні конструкції: міжвідомчий наук.-техн. збірник, част. 2. – К.: ДП НДІБК, 2011. – Вип. 75. – С. 482–489.
107. Гулакян К.А. Оптимизация прогнозирования оползней / К.А. Гулакян // Современные методы прогноза оползневого процесса. – М.: Наука, 1981. – С. 44–50.
108. Волкович В.Л. Математическое прогнозирование смыва почвы дождевыми осадками / В.Л. Волкович, Г.А. Чечко, В.И. Панчук // Проблемы управления и информатики. – 1995. – №5. – С.141–152.
109. Угненко Є.Б. Удосконалення математичної моделі прогнозування виникнення ґрунтових зсувів / Є.Б. Угненко, О.М. Тимченко // Проблеми

розвитку міського середовища: наук.-техн. збірник. – К.: НАУ, 2013. – Вип. №9. – С. 216–221.

110. Сидоренко А.В. Гидрогеология СССР: в 45 т. / А.В. Сидоренко. – М.: Недра, 1966.– Т. 8: Крым. – 1971. – 364 с.

111. Трофимчук А.Н. Математическое моделирование устойчивости оползневого склона при подъеме уровня грунтовых вод / А.Н. Трофимчук, Ю.И. Калюх, А.С. Глебчук // Екологія і ресурси. – 2008. – №18. – С.51–58.

112. Споруди транспорту. Дорожній одяг нежорсткого типу: ВБН В.2.3-218-186-2004. – [Чинний від 2005-01-01]. – К.: Укравтодор, 2004. – 138 с.

113. Стефанович О.Є. Призначення розрахункової вологості ґрунтів при проектуванні дорожніх одягів в гірських районах України / О.Є. Стефанович, М.Д. Круцик // Автодорожній комплекс України в сучасних умовах: проблеми і шляхи розвитку: зб. наук. пр. – К.: вид-во ПВКП «Укртиппроєкт», 1998. – С. 120–121.

114. Писаренко Г.С. Деформирование и прочность материалов при сложном напряженном состоянии / Г.С. Писаренко, А.А. Лебедев. – К.: Наук. думка, 1976. – 211 с.

115. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов / М.Н. Гольдштейн. – М.: Стройздат, 1973. – 375 с.

116. Смирнов-Аляев Г.А. Сопротивление материалов пластическому деформированию / Г.А. Смирнов-Аляев. – М; Л.: Машгиз, 1961. – 368 с.

117. Баклашов И.В. Механика горных пород / И.В. Баклашов, И.А. Картозия. – М.: Недра, 1975. – 272 с

118. Биргер И.А. Применение теории случайных процессов для описания разрушения / И.А. Биргер. – К.: Наук. думка, 1975. – 314 с.

119. Расчет устойчивости грунтовых откосов по программе РУМКЭ / [Горелик И.Я., Ефимов Ю.Н., Горелик Л.В. и др.]. – Ленинград: Энергия, Ленингр. отделение, 1979. – С. 42–46.

120. Гулакян К.А. Физическое моделирование в инженерной геологии (применительно к проблеме прогнозирования оползней) / К.А. Гулакян,

В.А. Осюк // Гидрогеол., инж. геология: обзор МГП «Геоинформмарк». – 1993. – Вып. 1. – 47 с.

121. Цытович Н.А. Механика грунтов / Н.А. Цытович. – М.: Высшая школа, 1983. – 288 с.

122. Механика грунтов: [учеб. для вузов] / Э.М. Добров. – М.: Транс. стр-во, 2008. – 266 с.

123. Методы прикладной вязкоупругости / [Адамов А.А., Матвеев В.П., Труфанов Н.А., Шардаков И.Н.]. – Екатеринбург: УрО РАН, 2003. – 411 с.

124. Вялов С.С. О физической сущности процессов деформирования и разрушения глинистых грунтов / С.С. Вялов, Н.К. Пекарская, Р.В. Максимьяк // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1970. – №1. – С. 7–9.

125. Щукина Е.Д. Физико-химическая механика природных дисперсных систем / Щукина Е.Д., Перцова Н.В., Осипова В.И. – М.: Изд-во МГУ, 1985. – 264 с.

126. Ugnenko E. Definition of speed of displacement of soil slides on highways in the mountain areas / Evgeniya Ugnenko, Yelizaveta Voronova, Olga Tymchenko // Transport means 2011: proceedings of the 15th International Conference. Lithuania, October 20–21, 2011. – Kaunas, 2011. – P. 250–253.

127. Вишукування, проектування і територіальна діяльність. Інженерні вишукування для будівництва: ДБН А.2.1-1-2008. – [Чинний від 2008-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 72 с.

128. Тер-Степанян Г.И. Геодезические методы изучения динамики оползней / Г.И. Тер-Степанян. – М.: Недра, 1979. – 136 с.

129. Gulakyan K.A. Forecasting of landslide process by physical modeling method / K.A. Gulakyan, V.A. Osiyuk // Abstracts for 29th Intern. Geol. Congr. Kyoto, Aug., 24 Sept., 3. 1992. – Kyoto, Japan, 1992. – P. 45–53.

130. Ільченко В.В. Забезпечення точності геодезичних робіт при будівництві автомобільних доріг / Ільченко В.В., Міщенко Р.А., Козарь В.І. // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ, 2013. – Вип. 4 (39). Том 1. – С. 74-81.

131. Полушин Г.В. Динамика и прогноз экзогенных процессов / Г.В. Полушин. – М.: Наук. думка, 1989. – 232 с.
132. Тихвинский И.О. Оценка и прогноз устойчивости оползневых склонов / И.О. Тихвинский. – М.: Наука, 1988. – 144 с.
133. Рудько Г.І. Техногенно-екологічна безпека геологічного середовища (наукові та методичні основи) / Г.І. Рудько.– Львів: Вид. центр ЛНУ ім. І. Франка, 2001. – 359 с.
134. Рабочий проект инженерной защиты участка автодороги Харьков-Симферополь-Алушта-Ялта от оползня №283, км 690: пояснительная записка, том 1. – Симферополь: Укрگیпродор, 2007. – 25 с.
135. Споруди транспорту. Автомобільні дороги: ДБН В.2.3-4-2007. – [Чинний від 2008-03-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2007. – 91 с.
136. Будівельна кліматологія: ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. – [Чинний від 2011-11-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.
137. Рабочий проект инженерной защиты участка автодороги Харьков-Симферополь-Алушта-Ялта от оползня №283, км 690: чертежи, том 2. – Симферополь: Укрگیпродор, 2007. – 36 с.
138. Захист від небезпечних геологічних процесів. Інженерний захист територій, будинків і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення: ДБН В.1.1-3-97. – [Чинний від 1997-07-01]. – К.: Держбуд України, 1998. – 41 с.
139. Демчишин М.Г. Современная динамика склонов на территории Украины (инженерно-геологические аспекты) / М.Г. Демчишин. – К.: Наук. думка, 1992. – 254 с.
140. Маслов Н.Н. Инженерная геология / Н.Н. Маслов, М.Ф. Котов. – М.: Стройиздат, 1971. – 341 с.
141. Маслов Н.Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов / Н.Н. Маслов. – М.: Высшая школа, 1982. – 511 с.
142. Маслов Н.Н. Механика грунтов в практике строительства (оползни и борьба с ними) / Н.Н. Маслов. – М.: Стройиздат, 1977. – 320 с.

143. Емельянова Е.П. Сравнительный метод оценки устойчивости склонов и прогноза оползней / Е.П. Емельянова. – М.: Недра, 1971. – 102 с.
144. Тимченко О.М. Визначення порушень стійкості схилів і укосів на автомобільних дорогах у гірській місцевості / О.М. Тимченко // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво: наук.-техн. збірник. – К.: НТУ, 2013. – №89. – С. 108–114.
145. Данилович В.И. Основы теории деформации геологических тел / В.И. Данилович. – Иркутск: Иркутское книж. изд-во, 1953. – 102 с.
146. Моніторинг надзвичайних ситуацій: [підруч.] / Ю.О. Амбров, Є.М. Грінченко, О.Ю. Кірочкін, П.А. Коротинський і ін. – Харків: Вид-во АЦЗХ, 2005. – 530 с.
147. Капчеля А.М. Организация и ведение мониторинга опасных геологических процессов / А.М. Капчеля, В.А. Осюк, А.П. Сударев // Обзор. информ. МолдНИИТЭИ. – Кишинев, 1995. – 65 с.
148. Рудько Г.І. Моніторинг процесонебезпечних територій та розрахунок ризику техноприродних аварій і катастроф / Рудько Г.І., Яковлев Є.О., Рагозін О.Я. – К., 1997. – 80 с.
149. Мониторинг геологической среды: [учебник] / В.А. Королев; под ред. В.Т. Трофимова. – М.: Изд-во МГУ, 1995. – 272 с.
150. Нефедов Л.И. Модели оценки и планирования мониторинга опасности оползней на магистральных автомобильных дорогах / Л.И. Нефедов, Н.Ю. Филь, Ю.Л. Губин // Восточно-европейский журнал передовых технологий. – 2010. – №5/4 (47). – С. 41–45.
151. Звіт про ТЕО автомобільної дороги Харків-Сімферополь-Алушта-Ялта на ділянці Сімферополь-Ялта (М-18), Ялта-Севастополь (Н-19) та Алушта-Судак-Феодосія (Р-29). – К.: ДП «Укрдїпродор», 2008.
152. Методичні рекомендації щодо методів захисту від стихійних лих автомобільних доріг у гірській місцевості: МР Р В.2.3-218-02071168-776:2010. – Харків: Укравтодор, 2010. – 51 с.

153. Угненко Є.Б. Проектування дренажних споруд на зсувоне-безпечних ділянках автомобільних доріг / Є.Б. Угненко, О.М. Тимченко // Вестник ХНАДУ: сб. науч. тр. – Вып. 52. – Харьков: ХНАДУ, 2011. – С. 44–46.

154. Инженерная подготовка территорий в сложных условиях / [Билеуш А.И., Марченко А.Г., Середняк Я.И., Штекель А.С.]. – К.: Будівельник, 1981. – 205 с.

155. Захист від небезпечних геологічних процесів. Інженерний захист територій та споруд від підтоплення та затоплення: ДБН В.1.1-25-2009. – [Чинний від 2011-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 52 с.

156. Білеуш А.І. Інженерний захист та освоєння територій: [довідник] / А.І. Білеуш, В.С. Ніщук, А.С. Штекель. – К.: Основа, 2000. – 329 с.

157. Дренаж с волокнистыми фильтрами для защиты территорий от подтопления / [Пивовар Н.Г., Бугай Н.Г., Фридрихсон В.Л. и др.]. – К.: Наукова думка, 2000. – 332 с.

158. Полубаринова-Кочина П.Я. Теория движения грунтовых вод / П.Я. Полубаринова-Кочина. – М.: Гостехиздат, 1952. – 137 с.

159. Шестаков В.М. Гидрогеомеханика: [учеб. пособие] / В.М. Шестаков. – М.: Изд-во МГУ, 1998. – 72 с.

160. Угненко Є.Б. Методи визначення положень ґрунтових вод при підтопленні зсувонебезпечних територій / Є.Б. Угненко, О.М. Тимченко // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво: наук.-техн. збірник. – №79. – К.: НТУ, 2010. – С. 118–122.

161. Руководство по расчету фильтрационной прочности грунтовых сооружений и их оснований: П 59-94. – Санкт-Петербург.: ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 1995. – 63 с.

162. Олейник А.Я. Математическое моделирование экологических катастроф, связанных с изменением режима грунтовых вод / А.Я. Олейник, В.С. Кремез, А.А. Добронравов // Вісник Української державної академії водного господарства. – 1998. – С.113–118.

163. Сологаев В.И. Фильтрационные расчеты и компьютерное моделирование при защите от подтопления в городском строительстве: [монография] / В.И. Сологаев. – Омск: Изд-во СибАДИ, 2002. – 416 с.

164. Анпилов В.Е. Формирование и прогноз режима грунтовых вод на застраиваемых территориях / В.Е. Анпилов. – М.: Недра, 1984. – 160 с.

165. Основы гидрогеологических расчетов / [Бочеввер Ф.М., Гармонов И.В., Лебедев А.В., Шестаков В.М.]. – М.: Недра, 1965. – 309 с.

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

167. Tymchenko O. Improving the method of setting of retaining protective buildings against landslide on highways in mountainous areas / Olga Tymchenko, Yelizaveta Voronova // Transbaltica 2013: proceedings of the 8th International Scientific Conference. Lithuania, Vilnius May 9–10, 2013. – Vilnius, 2013. – P. 231–234.

168. Билеуш А.И. Экспериментальные исследования работ удерживающих противооползневых сооружений в лабораторных условиях / А.И. Билеуш // Наука и техника в городском хозяйстве. – 1980. – №43. – С. 77–80.

169. Билеуш А.И. Расчет опор сооружений, обтекаемых оползневыми массами / А.И. Билеуш, Г.Д. Недря. – К.: Изд-во минжилкомхоза УССР, 1981. – 53 с.

170. Билеуш А.И. Метод расчета удерживающих противооползневых сооружений конечной жесткости / А.И. Билеуш // Наука и техника в городском хозяйстве. – К.: Будівельник, 1977. – №34. – С. 71–76.

171. Билеуш А.И. Методические рекомендации по расчету свайных противооползневых сооружений / А.И. Билеуш. – К.: Изд-во НИКТИ ГХ МЖКХ УССР, 1974. – 64 с.

172. Билеуш А.И. Порядок применения и расчет дренажных и удерживающих противооползневых сооружений / А.И. Билеуш. – К.: Изд-во НИКТИ ГХ МЖКХ УССР, 1974. – 52 с.

173. Білеуш А.І. Протиаварійні заходи на ділянці Північно-Кримського каналу (162 км) / А.І. Білеуш, Т.В. Литвінчук, І.А. Омельченко // Гідромеханіка. – К.: НАН України, 2005. – 319 с.

ДОДАТОК А

**Імітаційна модель для визначення вологості за існуючою та удосконаленою
математичною моделлю**

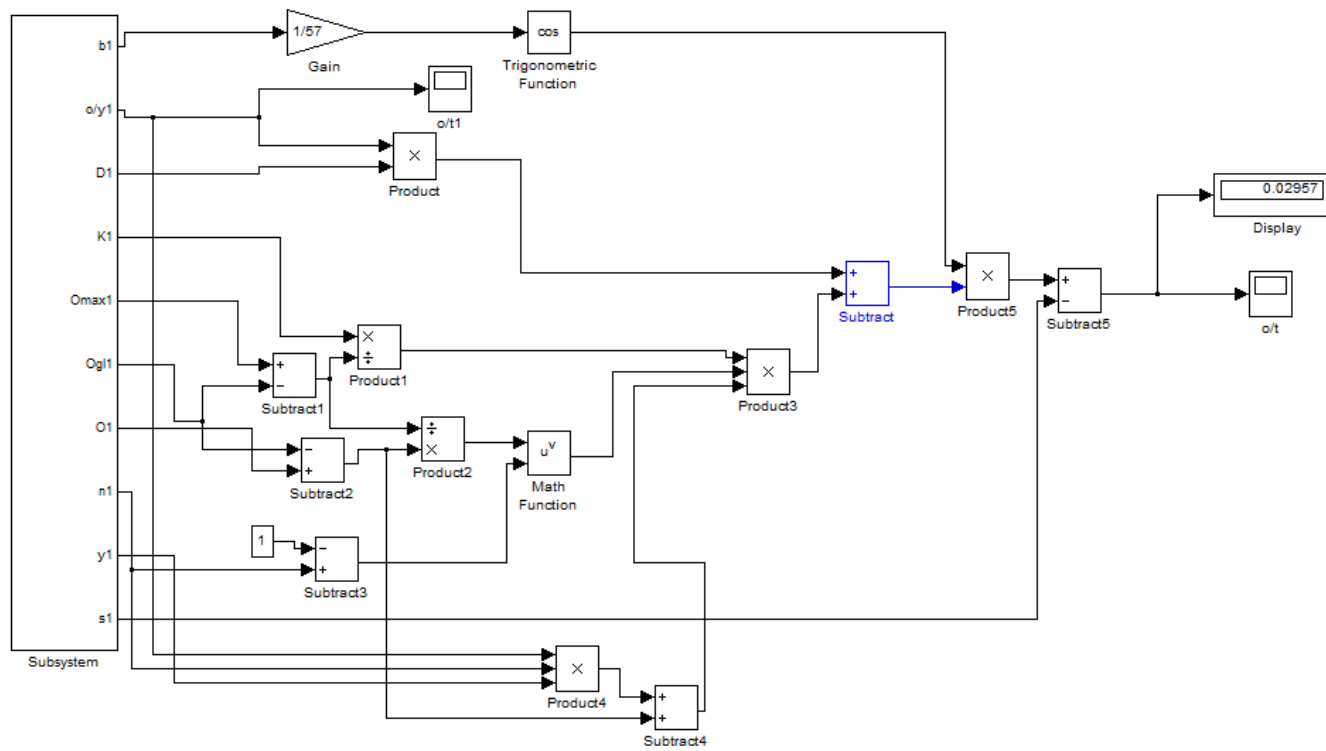


Рис. А.1. Імітаційна модель для визначення вологості за існуючою математичною моделлю

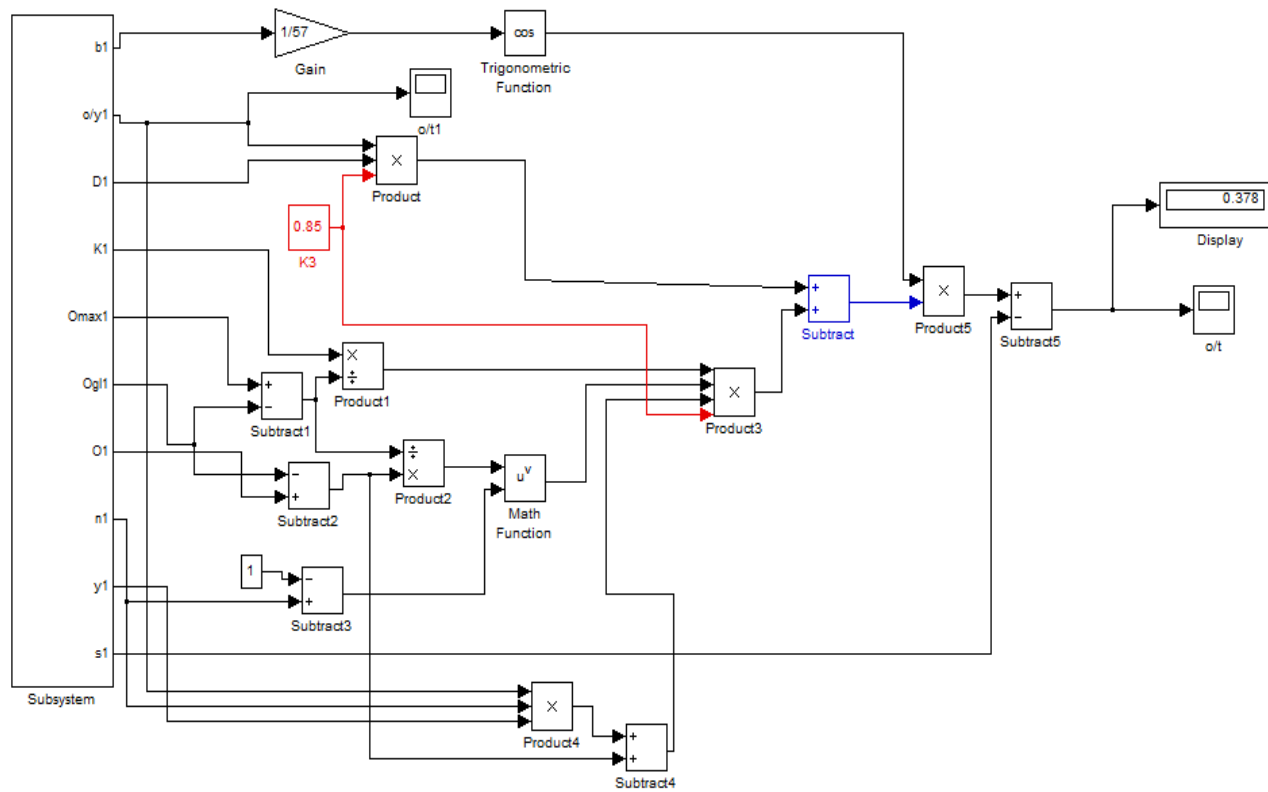
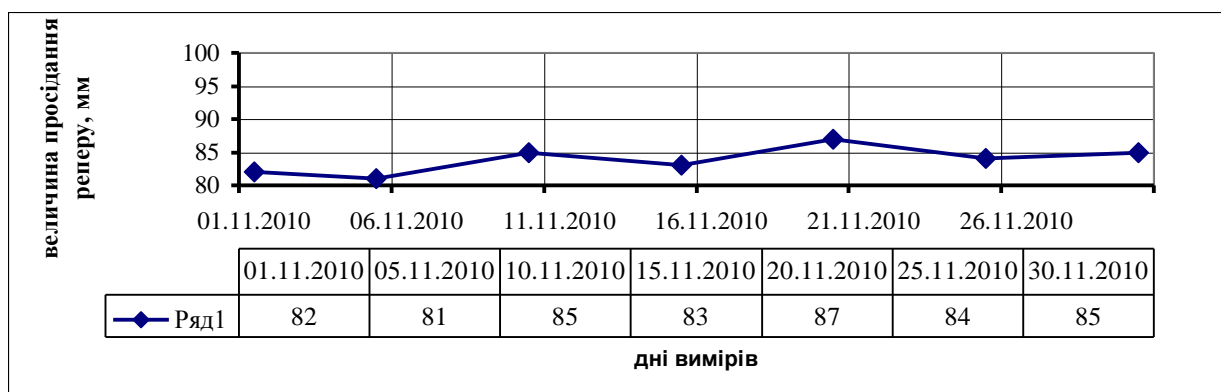
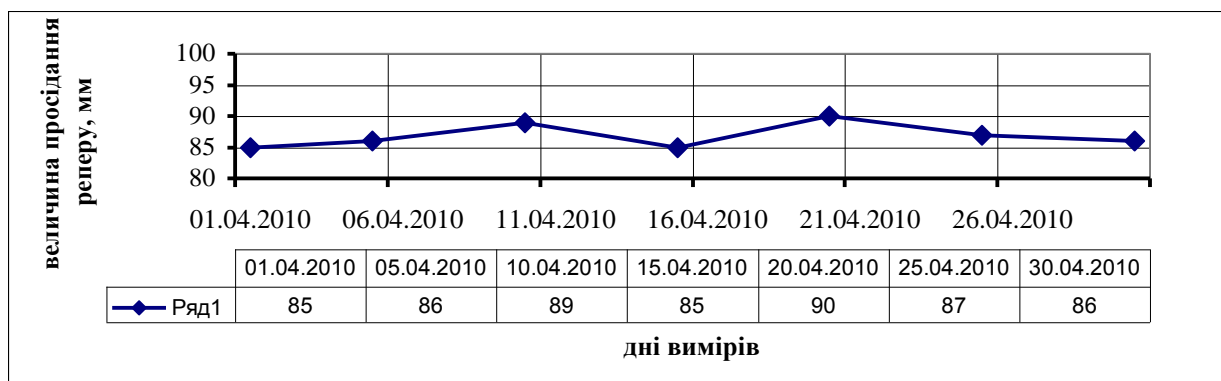


Рис. А.2. Імітаційна модель для визначення вологості за удосконаленою математичною моделлю

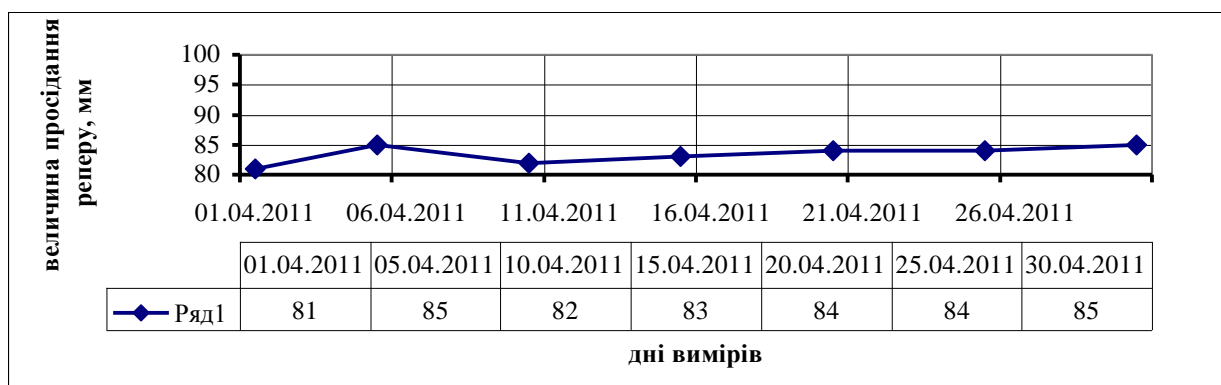
ДОДАТОК Б

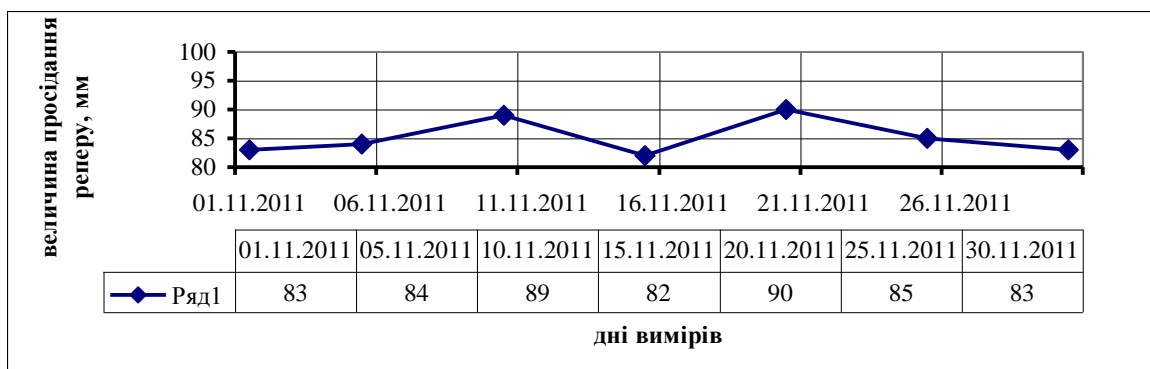
Визначення чисельного значення показника, що враховує глибину
просідання реперу

Виміри глибини просідання реперу в період спостережень у квітні та листопаді 2010 року.

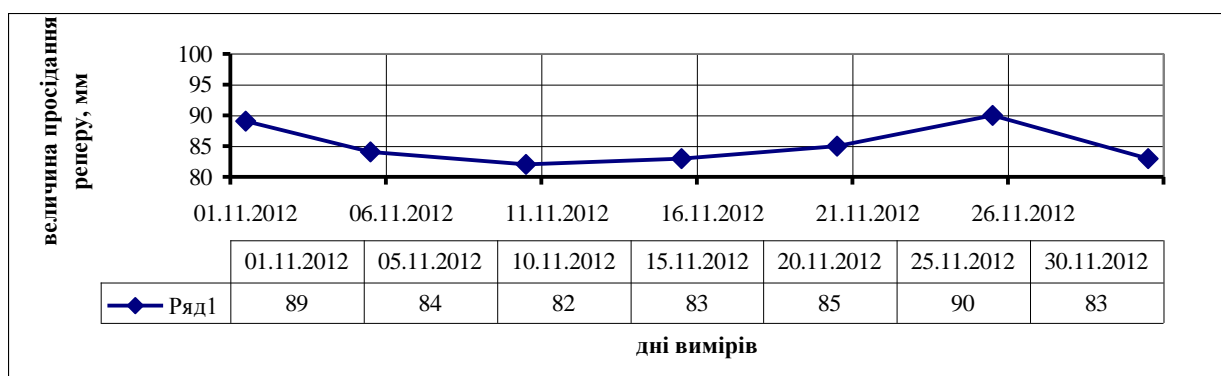
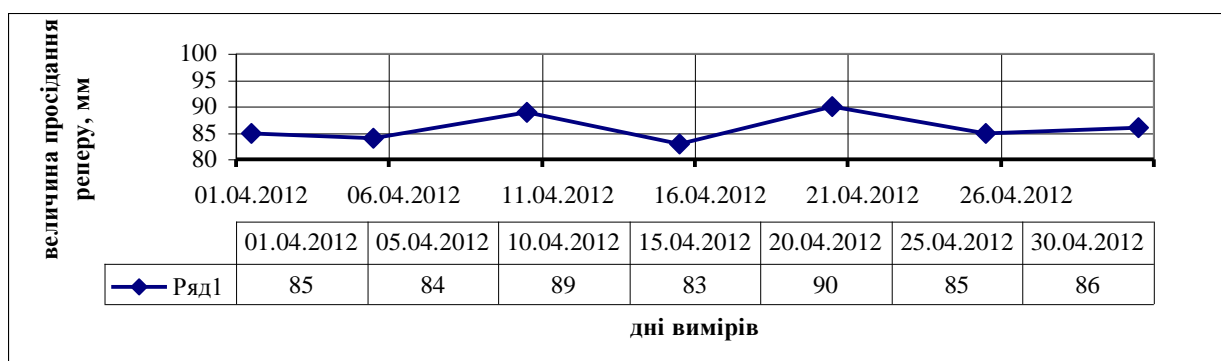


Виміри глибини просідання реперу в період спостережень у квітні та листопаді 2011 року.

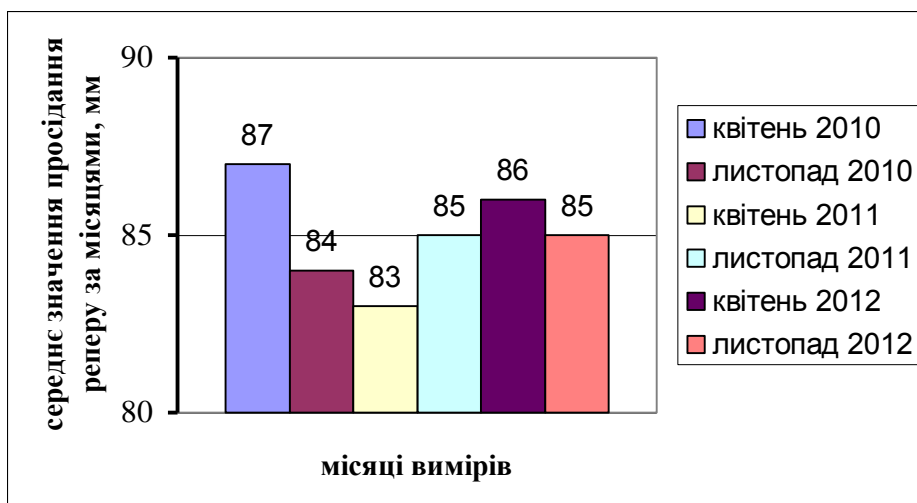




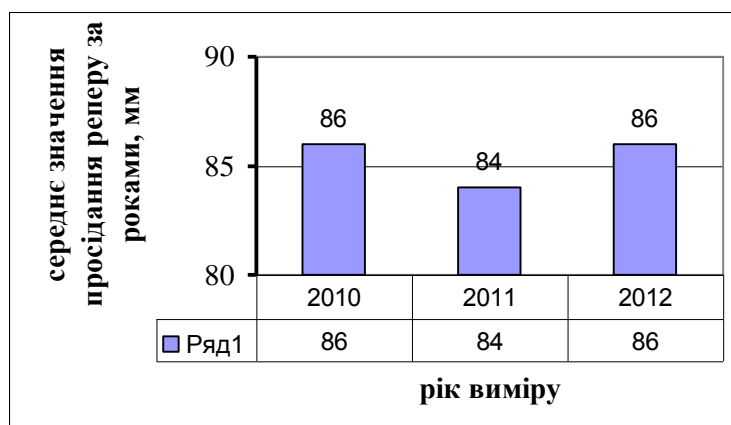
Виміри глибини просідання реперу в період спостережень у квітні та листопаді 2012 року.



Визначення середнього значення глибини просідання реперу за місяцями в роки, коли проводились експериментальні дослідження.



Визначення середнього значення глибини просідання реперу за роками, коли проводились експериментальні дослідження.



Встановлено, що чисельне значення показника, що враховує глибину просідання реперу дорівнює 0,85.

ДОДАТОК В

Схема, розріз та загальний вид утримуючих споруд на ділянці автомобільної
дороги Н-19 Ялта-Севастополь км 30

Наведено розріз ділянки автомобільної дороги Н-19 Ялта-Севастополь, км 30 з утримуючими спорудами ШС–1 і ШС–2 на рис. В.1.

Ділянка автомобільної дороги Н-19 Ялта-Севастополь перетинається із зсувами №1271 і №1272, тому для забезпечення безпечного руху автомобільного транспорту зведено утримуючі споруди ШС–1 та ШС–2, які згідно з розрахунками забезпечать стійкість ділянки дороги та схилів, що примикають до неї. Виконання перерахованого комплексу заходів сприяє організації безпечного руху автомобільного транспорту на ділянці дороги Н-19 Ялта-Севастополь без нанесення збитків навколишньому природному середовищу, гармонійно вписує споруди в навколишній ландшафт.

Для захисту ділянки автомобільної дороги Н-19 Ялта-Севастополь від нависаючої маси ґрунту від зсуву № 1271 з верхового боку зведено утримуючу споруду ШС–2 (рис. В.2 і рис. В.3). Загальна довжина споруди – 16,0 м.

На початку по ходу кілометражу автомобільної дороги влаштовується ростверк 2х(12,0х8,5х1,2 м) 3-х рядний на буронабивних палях діаметром 1,5 м в кількості 18 штук (рис. В.4). Довжина стовпів відповідно до розрахунку прийнята 14–16 м. Крок бурових стовпів уздовж споруди – 4,0 м. Відстань між рядами бурових стовпів уперек споруди – 3,0 м.

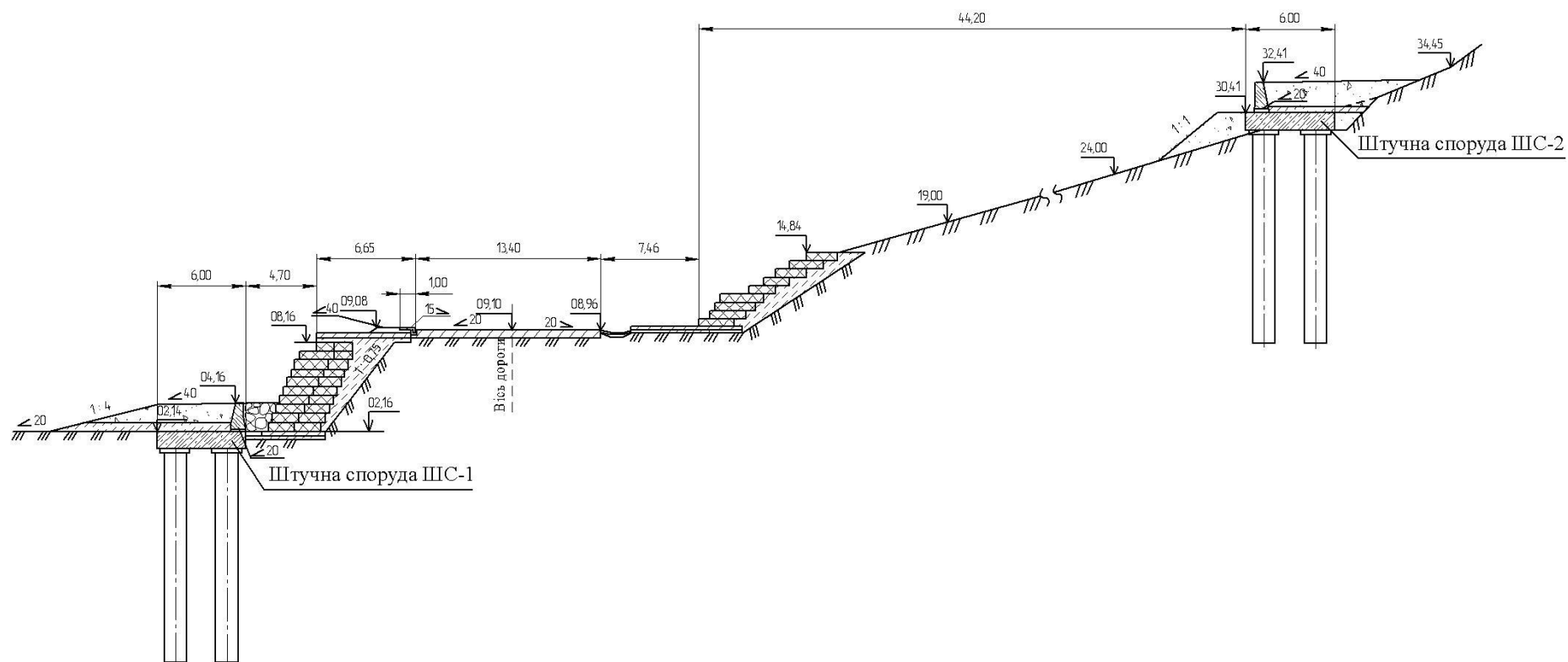


Рис. В.1. Розріз ділянки автомобільної дороги Н-19 Ялта-Севастополь км 30 з утримуючими спорудами ШС-1 і ШС-2

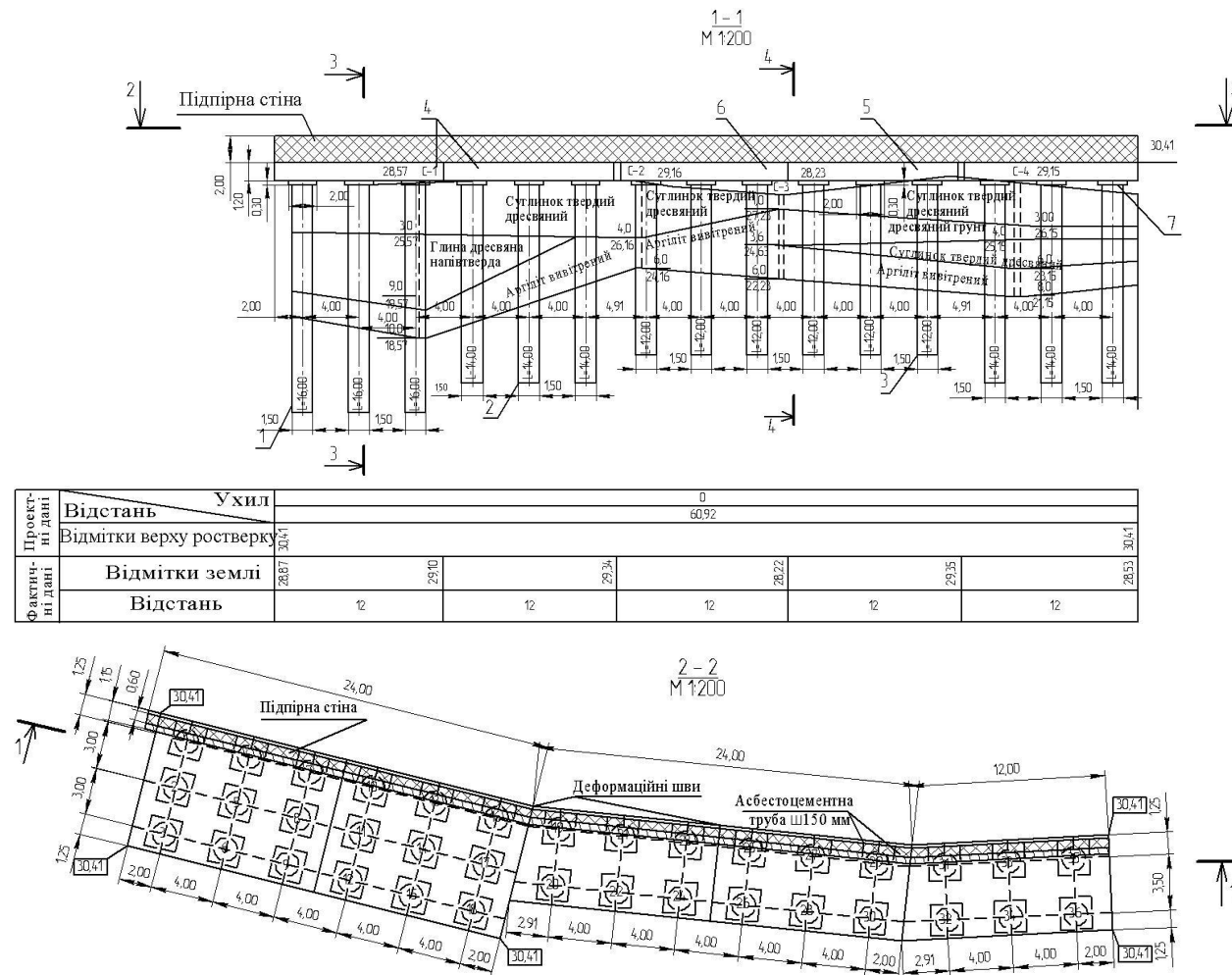


Рис. В.2. Загальний вид утримуючої споруди ШС-2: 1 – палі бурові $\varnothing 1,5$ м $L=16$ м; 2 – палі бурові $\varnothing 1,5$ м $L=14$ м; 3 – палі бурові $\varnothing 1,5$ м $L=12$ м; 4 – ростверки монолітні залізобетонні $12,0 \times 8,85 \times 1,2$ м; 5 – ростверки монолітні залізобетонні $12,0 \times 6,0 \times 1,2$ м; 6 – ростверки монолітні залізобетонні $12,46 \times 8,85 \times 1,2$ м; 7 – капітелі бурових стовпів

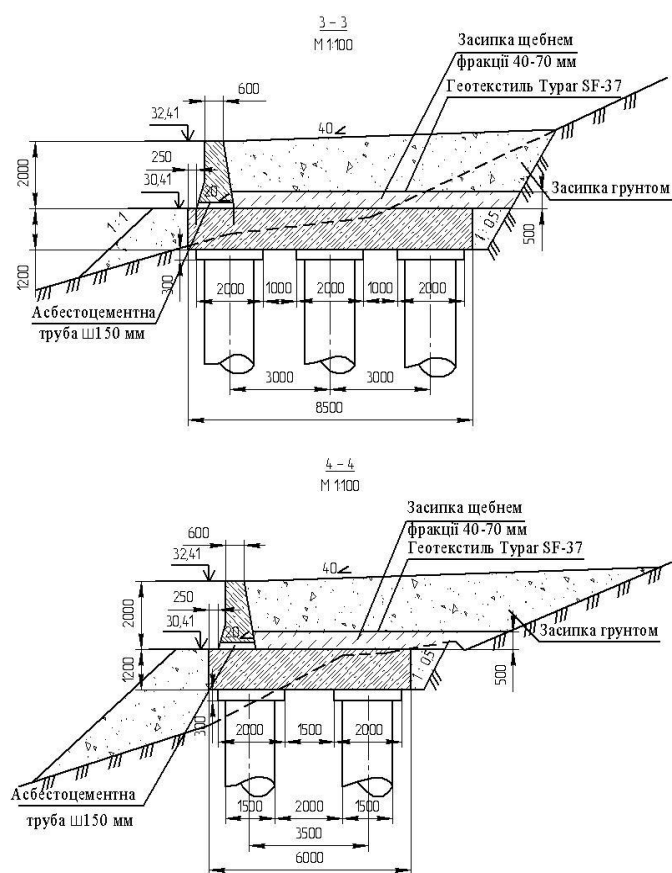
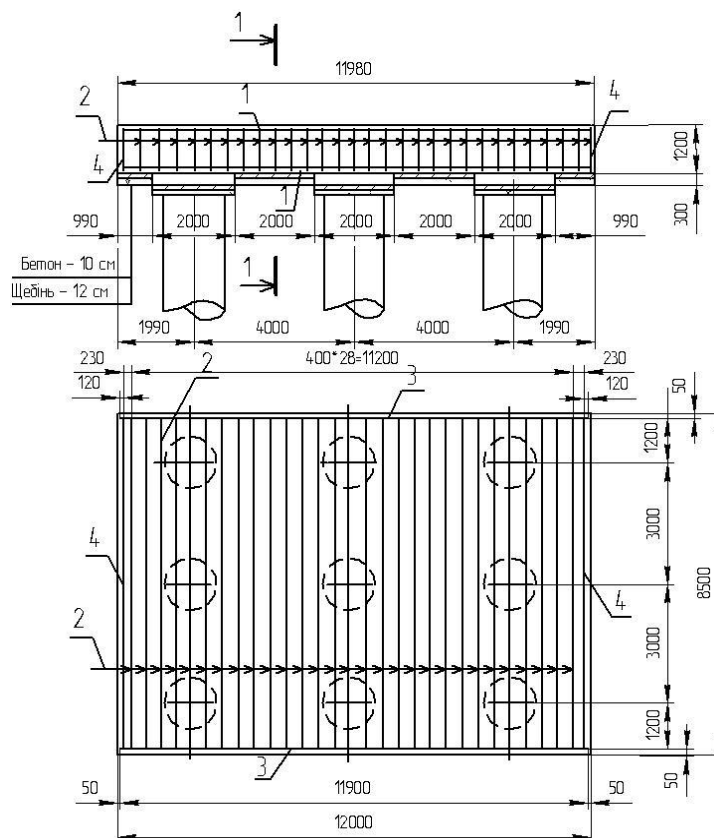


Рис. В.3. Загальний вид утримуючої споруди ШС-2. Розріз 3-3, 4-4



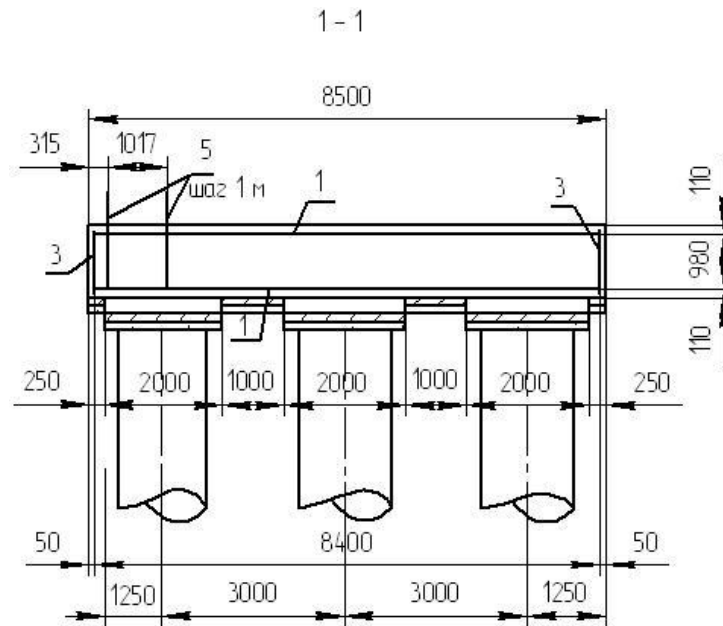


Рис. В.4. Ростверк 12,0x8,5x1,2 м. Схема розміщення сіток: 1 – сітка С 11900*8400; 2 – сітка С 8400*980; 3 – сітка С 11900*1100; 4 – сітка С 8400*1100; 5 – анкер $\varnothing 20$ А400С L=1600 мм

Далі споруда продовжується трьома секціями дворядного ростверку (рис. В.5): $2 \times (12,46 \times 12,0 \times 1,2)$ м і $12,0 \times 6,0 \times 1,2$ м; на буронабивних палях діаметром 1,5 м в кількості 18 штук, довжина стовпів яких відповідно до розрахунку прийнята 12–14 м. Крок бурових стовпів уздовж споруди – 4,0 м. Відстань між рядами бурових стовпів поперек споруди – 3,5 м. Загальний об'єм бурових стовпів по споруді ШС–2 складає 882 м^3 . Об'єм ростверків – 520 м^3 .

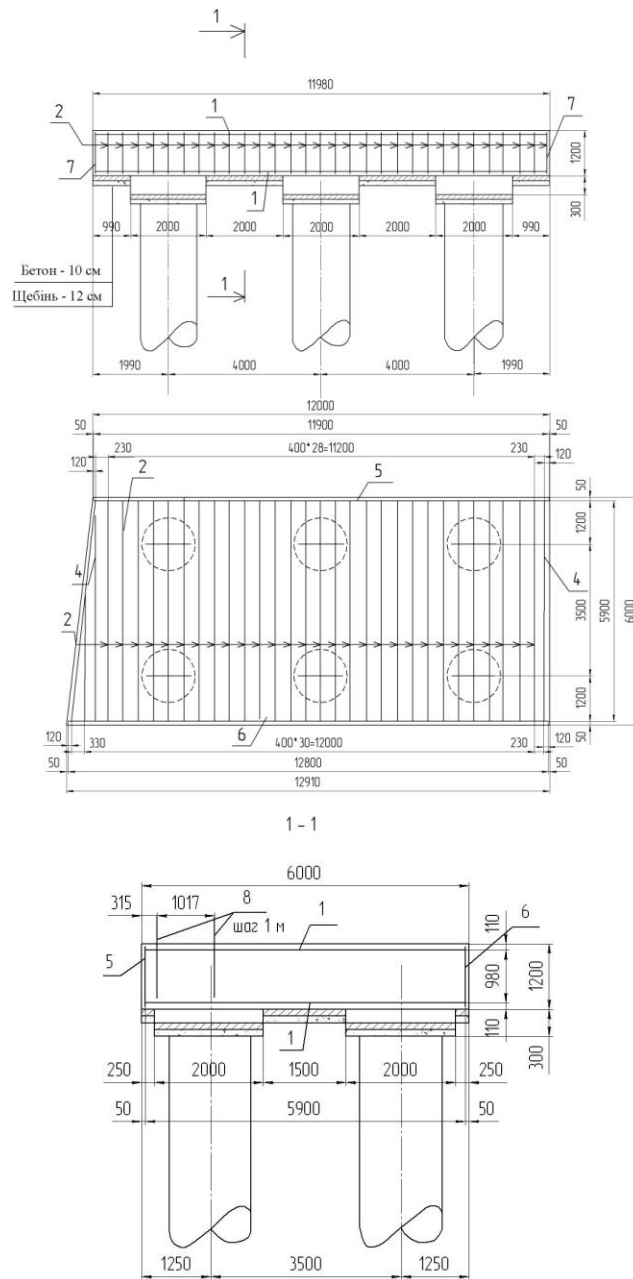


Рис. В.5. Ростверк 12,46x6,0x1,2 м. Схема розміщення сіток: 1 – сітка С 12350*5900; 2 – сітка С 5900*980; 3 – сітка С 5600*980; 4 – сітка С 2960*980; 5 – сітка С 11900*1100; 6 – сітка С 12810*1100; 7 – сітка С 5900*1100; 8 – анкер $\varnothing 20$ А400С L=1600 мм

По ростверку влаштовується верхова підпірна стіна з монолітного цементобетону висотою 2,0 м і дренаж для відведення води з боку схилу (рис. В. 6).

Споруди запроектовані відповідно до [50] і [136].

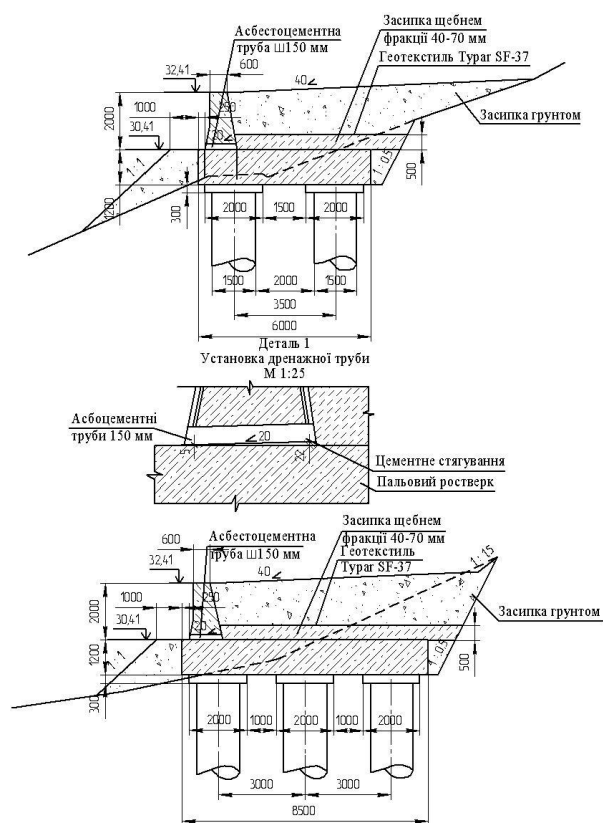


Рис. В.6. Схема розміщення елементів верхньої підпірної стінки по споруді ШС-2

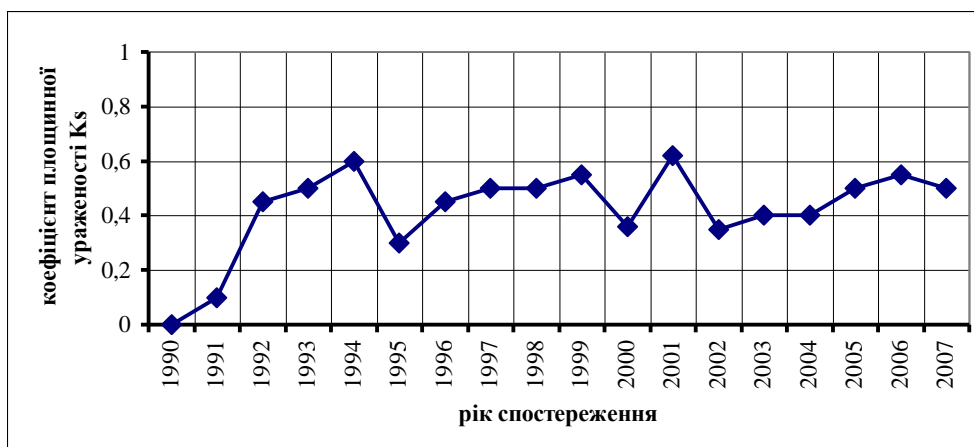
ДОДАТОК Г

Аналіз даних моніторингу зміщення зсувних мас на ділянці Бекетово-
Зсувневської автомобільної дороги Н-19 Ялта-Севастополь

Зсув №1120

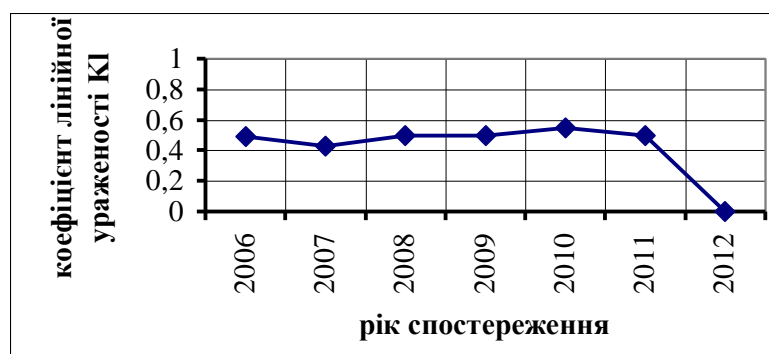
Рік спостереження	Коефіцієнт лінійної ураженості K_l	Коефіцієнт площинної ураженості K_s	Коефіцієнт узагальненої ураженості K_z
1990	0,2	0	0,55
1991	0,86	0,1	0,67
1992	0,55	0,45	0,89
1993	0,62	0,5	0,99
1994	0,5	0,6	0,97
1995	0,5	0,3	0,75
1996	0,55	0,45	0,89
1997	0,6	0,5	0,97
1998	0,6	0,5	0,97
1999	0,35	0,55	0,82
2000	0,49	0,36	0,8
2001	0,5	0,62	0,99
2002	0,49	0,35	0,8
2003	0,5	0,4	0,83
2004	0,62	0,4	0,9
2005	0,6	0,5	0,97
2006	0,4	0,55	0,86
2007	0,43	0,5	0,85
2008	0	0	0,55
2009	0	0	0,55
2010	0	0	0,55
2011	0	0	0,55
2012	0	0	0,55





Зсув №1271

Рік спостереження	Коефіцієнт лінійної ураженості K_l	Коефіцієнт площинної ураженості K_s	Коефіцієнт узагальної ураженості K_z
2006	0,49	0,46	0,87
2007	0,43	0,5	0,85
2008	0,5	0,45	0,87
2009	0,5	0,42	0,84
2010	0,55	0,39	0,82
2011	0,5	0,4	0,83
2012	0	0	0,55

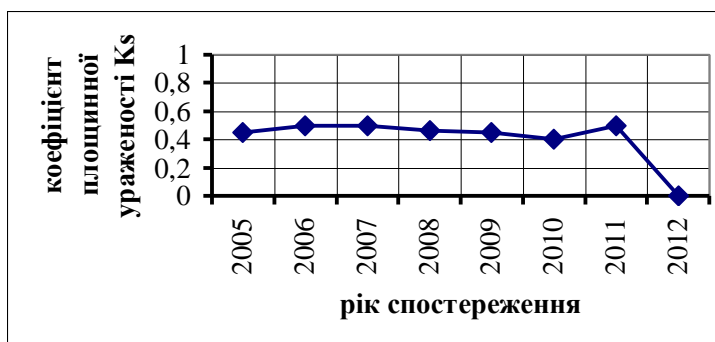




Зсув №1272

Рік спостереження	Коефіцієнт лінійної ураженості K_l	Коефіцієнт площинної ураженості K_s	Коефіцієнт узагальненої ураженості K_3
2005	0,5	0,45	0,87
2006	0,62	0,5	0,99
2007	0,5	0,5	0,9
2008	0,52	0,46	0,89
2009	0,55	0,45	0,89
2010	0,62	0,4	0,9
2011	0,43	0,5	0,85
2012	0	0	0,55





Зсув №19

Рік спостереження	Коефіцієнт лінійної ураженості K _l	Коефіцієнт площинної ураженості K _s	Коефіцієнт узагальної ураженості K _z
1991	0,5	0,2	0,69
1992	0,5	0,2	0,69
1993	0,35	0,22	0,66
1994	0,37	0,25	0,68
1995	0,6	0,29	0,79
1996	0,35	0,25	0,67
1997	0,5	0,2	0,69
1998	0,37	0,25	0,68
1999	0,35	0,25	0,67
2000	0,35	0,22	0,66
2001	0,37	0,25	0,68
2002	0,93	0,1	0,68
2003	0,96	0,05	0,62
2004	0,5	0,2	0,69
2005	0,5	0,22	0,66
2006	0,5	0,25	0,67
2007	0,35	0,25	0,67
2008	0,93	0,1	0,68
2009	0,93	0,1	0,68
2010	0,35	0,25	0,67
2011	0,93	0,1	0,68
2012	0,93	0,1	0,68



Зсув №20

Рік спостереження	Коефіцієнт лінійної ураженості K_l	Коефіцієнт площинної ураженості K_s	Коефіцієнт узагальненої ураженості K_z
1	2	3	4
1991	0,21	0,3	0,64
1992	0	0	0,55
1993	0,25	0,15	0,6
1994	0,2	0,3	0,64
1995	0,3	0,2	0,63
1996	0,5	0,2	0,69
1997	0,3	0,2	0,63
1998	0,25	0,15	0,6
1999	0,05	0,2	0,69
2000	0,2	0,3	0,63
2001	0,93	0,1	0,68
2002	0	0	0,55

Продовження таблиці

1	2	3	4
2003	0,2	0,3	0,63
2004	0,35	0,25	0,67
2005	0,96	0,05	0,62
2006	0,32	0,24	0,66
2007	0	0	0,55
2008	0,93	0,1	0,68
2009	0,25	0,2	0,62
2010	0,25	0,2	0,62
2011	0,4	0,3	0,72
2012	0,96	0,05	0,62



Зсув №423

Рік спостереження	Коефіцієнт лінійної ураженості K_l	Коефіцієнт площинної ураженості K_s	Коефіцієнт узагальненої ураженості K_3
1990	0,3	0,5	0,76
1991	0,5	0,3	0,76
1992	0,49	0,28	0,74
1993	0,2	0,1	0,76
1994	0,5	0,3	0,76
1995	0,49	0,28	0,74
1996	0,52	0,32	0,78
1997	0,6	0,29	0,79
1998	0,49	0,28	0,74
1999	0,52	0,32	0,78
2000	0,45	0,35	0,77
2001	0,48	0,29	0,75
2002	0,46	0,32	0,76
2003	0,59	0,22	0,73
2004	0,29	0,48	0,75
2005	0,5	0,3	0,76
2006	0,6	0,29	0,79
2007	0,5	0,3	0,76
2008	0	0	0,55
2009	0,49	0,26	0,73
2010	0,49	0,26	0,73
2011	0,45	0,35	0,77
2012	0,5	0,3	0,76





Зсув №140/141

Рік спостереження	Коефіцієнт лінійної ураженості K_l	Коефіцієнт площинної ураженості K_s	Коефіцієнт узагальненої ураженості K_z
1990	0,17	0,2	0,6
1991	0,01	0,1	0,55
1992	0,1	0,2	0,58
1993	0,1	0,05	0,56
1994	0,3	0,1	0,59
1995	0,5	0,2	0,69
1996	0	0	0,55
1997	0,04	0,01	0,55
1998	0	0	0,55
1999	0,2	0,1	0,58
2000	0,1	0,1	0,56
2001	0	0	0,55
2002	0	0	0,55
2003	0,6	0,5	0,97
2004	0,5	0,3	0,76
2005	0,2	0,1	0,58
2006	0,05	0,02	0,55
2007	0	0	0,55
2008	0	0	0,55
2009	0,05	0,02	0,55
2010	0,05	0,02	0,55
2011	0,05	0,02	0,55
2012	0,03	0,01	0,55



Зсув №142

Рік спостереження	Коефіцієнт лінійної ураженості K_l	Коефіцієнт площинної ураженості K_s	Коефіцієнт узагальненої ураженості K_3
1990	0,3	0,5	0,75
1991	0	0	0,55
1992	0,5	0,3	0,76
1993	0,49	0,28	0,74
1994	0	0	0,55
1995	0	0	0,55
1996	0	0	0,55
1997	0,52	0,32	0,78
1998	0,6	0,29	0,79
1999	0	0	0,55
2000	0	0	0,55
2001	0,45	0,35	0,77
2002	0,48	0,29	0,75
2003	0,59	0,22	0,73
2004	0,48	0,29	0,75
2005	0,5	0,3	0,76
2006	0,6	0,29	0,79
2007	0,5	0,3	0,76
2008	0,52	0,32	0,78
2009	0,49	0,26	0,73
2010	0,49	0,26	0,73
2011	0,45	0,35	0,77
2012	0,5	0,3	0,76





Зсув №139

Рік спостереження	Коефіцієнт лінійної ураженості K_l	Коефіцієнт площинної ураженості K_s	Коефіцієнт узагальної ураженості K_3
1990	0,5	0,3	0,76
1991	0,4	0,3	0,72
1992	0	0	0,55
1993	0	0	0,55
1994	0	0	0,55
1995	0	0	0,55
1996	0	0	0,55
1997	0	0	0,55
1998	0	0	0,55
1999	0	0	0,55
2000	0	0	0,55
2001	0	0	0,55
2002	0	0	0,55
2003	0,4	0,3	0,72
2004	0,49	0,29	0,73
2005	0,5	0,3	0,76





ДОДАТОК Д

Довідки впроваджень результатів дисертаційного дослідження



ДОВІДКА
про впровадження наукових розробок
Тимченко О.М.

Даною довідкою підтверджується, що результати дисертаційної роботи аспіранта Харківського національного автомобільно-дорожнього університету Тимченко О.М. було впроваджено в Державному агентстві автомобільних доріг України при виконанні науково-дослідної роботи згідно договору № 86/43-11-09, яка передбачала розроблення Р В.2.3-218-02071168-776:2010 «Рекомендації щодо методів захисту від стихійних лих автомобільних доріг у гірській місцевості».

Розробки аспіранта Тимченко О.М. знайшли відображення в цьому документі в розділах 7 «Основні принципи призначення протизсувних заходів», 8 «Інженерно-технічні методи захисту від стихійних лих автомобільних доріг у гірській місцевості» та додатку Б «Проектування дренажних споруд на зсувонебезпечних ділянках автомобільних доріг», де наведено комплекс заходів із метою стабілізації процесу та виключення деформацій і руйнування автомобільних доріг у гірській місцевості, інженерних споруд та комунікацій.

Начальник Відділу інноваційного розвитку Укравтодору



Анатолій Цинка



УКРАЇНА

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ
АВТОМОБІЛЬНО-ДОРОЖНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

61002, вул.Петровського 25, м.Харків, Тел. (057)700-38-66, факс (057) 700-38-65, E-mail: admin@khadi.kharkov.ua

№ _____

На № _____

ДОВІДКА**про впровадження в навчальний процес
наукових розробок Тимченко О.М.**

Харківський національний автомобільно-дорожній університет підтверджує, що аспірант Тимченко О.М. є співавтором рекомендацій Р В.2.3-218-02071168-776:2010 «Рекомендації щодо методів захисту від стихійних лих автомобільних доріг у гірській місцевості», які розроблені Харківським національним автомобільно-дорожнім університетом і погоджені та затверджені у Державному агентстві автомобільних доріг України (Укравтодор) протокол № 26 від 2 грудня 2010 р.

Розроблені рекомендації та експериментально визначений узагальнений показник ураженості зсувними процесами використовуються в навчальному процесі для підготовки бакалаврів за галуззю знань 0601 «Будівництво та архітектура» з напрямку підготовки 6.060101 «Будівництво» по професійному спрямуванню «Автомобільні дороги і аеродроми» у лекційних курсах «Проектування автомобільних доріг» і «Інженерні вишукування» та у дипломному проектуванні кафедри вишукувань та проектування доріг і аеродромів.

Заступник ректора з наукової роботи,

д-р техн. наук, професор



В.О. Богомолів



ДОВІДКА
щодо впровадження результатів дисертаційного дослідження аспіранта
кафедри «Вишукувань та проектування доріг і аеродромів»
Харківського національного автомобільно-дорожнього університету
Тимченко О.М.

Цим актом підтверджуємо, що результати дисертаційної роботи Тимченко О.М. щодо призначення методів захисту (активних і превентивних) від зсувних процесів на автомобільних дорогах у гірській місцевості було використано на ділянці автомобільної дороги Н-19 Ялта-Севастополь, км 30 в межах сел. Оползневе.

Акт складено комісією в складі:

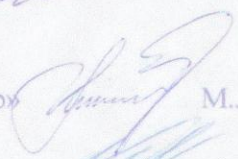
Голова комісії

Заступник директора ДП «Кримавтодор»
з експлуатаційного утримання

 В.К. Глобенко

Члени комісії:

Начальник відділу з експлуатаційного
утримання автодоріг ДП «Кримавтодор»

 М.Л. Мирошник

Начальник філії

«Ялтинська ДЄД» ДП «Кримавтодор»

 П.О. Бондарчук



У роботі теоретично та експериментально визначено зсувонебезпечні ділянки автомобільних доріг у гірській місцевості на основі механізму руйнування порід схилу та динаміки зміщення зсувних мас. Проведено моніторинг зсувонебезпечних ділянок автомобільних доріг М-18 Харків-Сімферополь-Алушта-Ялта та Н-19 Ялта-Севастополь для визначення узагальненого показника ураженості зсувними процесами з урахуванням динаміки зміщення зсувних мас.


У роботі запропоновано удосконалену математичну модель прогнозування виникнення ґрунтових зсувів на автомобільних дорогах у гірській місцевості. Запропоновано класифікацію зсувних деформацій на підставі механізму руйнування порід і динаміки зміщення зсувних мас, яка дозволить більш чітко підходити до питання вибору розрахункових положень, призначення виду протизсувних заходів, своєчасного проведення профілактичних робіт або влаштуванню основних захисних заходів для попередження руйнування схилів, укосів і споруд у межах зсувної зони.


Ступінь участі в даних розробках Тимченко О.М. складає 75 %.

Голова комісії

 В.К. Глобенко

Члени комісії

 М.І. Мирошник

 П.О. Бондарчук

