

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ОДЕСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ МОРСЬКИЙ УНІВЕРСИТЕТ

СИПЛИВЕЦЬ ОЛЕКСАНДР ОЛЕКСАНДРОВИЧ



УДК 624.01:51.001:624.131

МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ СУМІСНОЇ РОБОТИ
ПІДПІРНИХ СПОРУД ТА ГРУНТОВОГО МАСИВУ
В УМОВАХ ЩІЛЬНОЇ МІСЬКОЇ ЗАБУДОВИ

05.23.01 - Будівельні конструкції, будівлі та споруди

Автореферат
дисертації на здобуття наукового ступеня
кандидата технічних наук

ОДЕСА – 2020

Дисертацією є рукопис.

Робота виконана в Одеському національному морському університеті Міністерства освіти і науки України.

Науковий керівник:

доктор технічних наук, професор
ГРИШИН Андрій Володимирович,
Одеський національний морський університет
Міністерства освіти і науки України,
завідуючий кафедри теоретичної і прикладної
механіки

Офіційні опоненти:

доктор технічних наук, професор
КАРШОК Василь Михайлович
Одеська державна академія будівництва та
архітектури Міністерства освіти і науки
України, професор кафедри залізобетонних і
кам'яних конструкцій

кандидат технічних наук
ПАНОВА Ірина Миколаївна
Морехідний коледж технічного флоту
Національного університету «Одеська
морська академія» Міністерства освіти і
науки України, викладач вищої категорії
відділення гідротехнічного будівництва

Захист дисертації відбудеться *«03» листопада 2020 р.* о 12:⁰⁰ годині на засіданні спеціалізованої вченої ради Д41.060.01 в Одеському національному морському університеті за адресою: 65029, Україна, м. Одеса, вул. Мечникова, 34.

З дисертацією можна ознайомитися в науково-технічній бібліотеці ім. проф. Г.К. Сулова Одеського національного морського університету за адресою: 65029, Україна, м. Одеса, вул. Мечникова, 34.

Автореферат розісланий «___» _____ 2020 року

Учений секретар спеціалізованої
вченої ради Д 41.060.01
кандидат технічних наук



Олексій ДРОЖЖИН

ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ

Актуальність теми. Однією з основних причин аварійності при будівництві відкритим способом міських підземних комплексів і окремих споруд є деформація та обвалення укосів і підпірних стін котлованів. При цьому тяжкість наслідків аварій різко зростає в умовах щільної міської забудови. Як показує світова практика, в таких ситуаціях помилки при проектуванні котлованів ускладнюють будівельні роботи та нормальну експлуатацію близько розташованих міських об'єктів. Це може призвести до їхнього руйнування, що супроводжується масовим летальним травматизмом і значними матеріальними втратами. Тим часом існуючі методи розрахунку стійкості ґрунтового масиву і підпірних конструкцій стінок котлованів, що застосовуються в нашій країні, базуються на методі граничних станів. Вони не дозволяють отримати дані про напружено-деформований стан розглянутої системи, не враховують пружно-пластичні властивості матеріалів підпірної конструкції і ґрунтового середовища, а також їхню спільну роботу і процес складного навантаження. Тому діючі методи розрахунку стійкості укосів і підпірних конструкцій стінок котлованів, з одного боку, не можуть гарантувати повну безпеку будівельних робіт, а з іншого – не виключають завищення запасів стійкості і несучої здатності проєктованих конструкцій, що призводить до невиправданих витрат на їхнє зведення і підтримку.

Таким чином, застосування математичного моделювання на основі теорії зміцнювального пластичного тіла, яка дозволяє більш повно враховувати реальні властивості матеріалів конструкцій і ґрунтів для визначення напружено-деформованого стану спільної роботи укосів і підпірних стін котлованів міських підземних споруд в умовах щільної забудови буде сприяти більш надійному їхньому проектуванню та є досить актуальним науковим завданням.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Дисертація відповідає Закону України від 11.07.2001 р., № 2623-III «Про пріоритетні напрями розвитку науки і техніки» і змінам до цього закону від 09.09.2010 р., № 2519-IV «Про пріоритетні напрями розвитку науки і техніки на період до 2020 року», Постанові Кабінету Міністрів України від 23.05.2011 р., № 547 «Про затвердження порядку застосування будівельних норм, розробки на основі національних технологічних традицій та будівельних норм, гармонізованих з нормативними документами Європейського Союзу», а також тематиці науково-дослідних робіт кафедри основ і фундаментів Одеської державної академії будівництва та архітектури. Дисертаційна робота виконана в рамках держбюджетної науково-дослідної теми № 0109U003001 «Використання нелінійної динамічної моделі для спільного розрахунку підпірних стінок і взаємодіючої з ними ґрунтової основи» (2009-2020 рр..) Одеської державної академії будівництва та архітектури, а також держбюджетної науково-дослідної теми № 0115U000608 «Теоретичні основи оцінки природних і техногенних ризиків під час будівництва і експлуатації портових і шельфових споруд» (2017-2019 роки) Одеського національного морського університету.

Мета і завдання дослідження. Метою дослідження є розробка розширеної моделі підпірної споруди і розташованих поруч об'єктів для більш точного

визначення їхнього напружено-деформованого стану з урахуванням фізичної нелінійності матеріалів при дії статичних навантажень в умовах складного навантаження.

Виходячи з мети, поставлено наступні задачі дисертаційного дослідження:

- проаналізувати сучасні методи розрахунку розглянутих споруд та існуючі моделі матеріалів і ґрунтів;
- розробити розширену пружно-пластичну математичну модель системи, що складається з підпірної споруди і ґрунтового середовища, що її оточує та поруч розташованих будівель;
- визначити основні рівняння, що описують стан і зміни системи в умовах складного навантаження;
- розробити алгоритм вирішення отриманих нелінійних рівнянь на EOM;
- удосконалити можливості програмного комплексу PLASTICA шляхом розширення бібліотеки функцій навантаження і поліпшення графічного інтерфейсу;
- провести розрахунки і дати їхній аналіз для підпірної споруди укусу котловану і протизсувної споруди схилу;
- порівняти отримані теоретичні та експериментальні дані для оцінки достовірності отриманих результатів;
- впровадити результати досліджень у практику будівництва та навчальний процес.

Об'єктом дослідження є процес нелінійної взаємодії підпірних споруд з ґрунтовим середовищем.

Предметом дослідження є математичне моделювання підпірних споруд у вигляді кріплень бічних стінок котлованів або зсувних схилів з урахуванням пружно-пластичних властивостей їх матеріалів в умовах щільної міської забудови.

Методи дослідження. Методологічною основою вирішення поставлених завдань є комплексний підхід, який включає в себе аналіз експериментальних даних і теоретичних досліджень підпірних споруд. Використовуючи фундаментальні положення механіки твердого деформівного тіла, на основі теорії пластичної течії зі зміцненням, була розроблена більш досконала розрахункова модель досліджуваної системи і одержано основні рівняння, що описують її зміни в процесі складного навантаження.

Спираючись на базові чисельні методи, був розроблений алгоритм вирішення отриманих нелінійних рівнянь. Дискретизація області, займаної моделлю, і дискретизація вихідних рівнянь виконувалася методом скінчених елементів (МСЕ). Це дозволило представити розглянуту задачу в алгебраїчній формі, тобто перейти від нескінченного числа ступенів свободи моделі до їхнього скінченного числа.

Побудова ітераційного процесу для визначення шуканих функцій, що характеризують напружено-деформований стан моделі з наперед заданою точністю, дає можливість зробити лінеаризацію вихідних нелінійних рівнянь. При цьому, операцію з коригування їхніх коефіцієнтів можна виконувати на кожній ітерації рішення (метод змінних параметрів пружності, метод дотичних жорсткостей) або тільки на першій ітерації, або через їхню задану кількість (модифікації методу Ньютона-Канторовича, до яких належать, наприклад, метод пружних рішень і метод початкових напружень).

Використовуючи поширену і надійну систему програмування C#, був вдосконалений програмний комплекс PLASTICA, що дозволило отримувати результати рішення у вигляді таблиць, схем, ізополів і епюр. На підставі результатів розрахунку дано аналіз напружено-деформованого стану досліджуваної системи.

Правильність отриманих результатів підтверджена їхньою задовільною відповідністю експериментальним даним і вирішенням за допомогою інших методів.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в наступному:

Вперше:

- використана нова розширена модель підірної споруди, яка дозволяє найбільш точно визначати її напружено-деформований стан і давати оцінку деформування та можливості руйнування поруч розташованих і проєктованих споруд;

- у розрахунках вперше враховуються пружно-пластичні деформації всіх елементів моделі підірної споруди і поруч розташованих споруд, які часто значно перевершують пружні;

- враховується послідовність етапів навантаження системи відповідно до технології будівництва підірних споруд для більш точного визначення їхнього напружено-деформованого стану;

- за результатами вирішень, які задовільно підтверджуються експериментальними даними, встановлено основні закономірності та особливості деформування розглянутих нелінійних систем в умовах складного їхнього навантаження з урахуванням фізико-механічних властивостей ґрунтів та матеріалів конструкцій.

Вдосконалено:

- програмний комплекс PLASTICA шляхом розробки та налагодження ряду підпрограм (умова Писаренка-Лебедева, поліпшений інтерфейс користувача щодо введення вихідних даних і виведення результатів розрахунку), що дозволило отримувати результати рішення у вигляді таблиць, схем, ізополів і епюр.

Отримало подальший розвиток:

- метод розв'язання контактних задач розглядаємої системи і раніше побудованих або проєктованих поруч споруд та дослідження на основі цього напружено-деформованого стану сумісної роботи підірних споруд та ґрунтової основи чи протизсувних споруд схилів.

Практичне значення роботи. Полягає в тому, що запропонована розширена модель підірних споруд у вигляді кріплень бічних стінок котлованів або зсувних схилів в умовах щільної міської забудови реалізована у вигляді програмного комплексу для ЕОМ. Це дозволяє врахувати відповідні теоретичні положення для практичного використання шляхом автоматизації вирішення складних нелінійних крайових задач. Він може застосовуватися при проєктуванні розглянутих у роботі споруд.

Особистий внесок здобувача. Усі положення та результати, що виносяться на захист, отримано здобувачем самостійно або за його, безпосередньою участю. У роботах, опублікованих у співавторстві [1-15] особистий внесок здобувача полягає в наступному: в роботах [1-10, 14, 15] брав участь у постановці завдань, розрахунках та аналізі отриманих результатів; в роботі [12] брав участь в описі методики

рішення задачі; в роботах [11, 13] брав участь в описі методики експериментів, порівнянні результатів розрахунків з експериментальними даними та його аналізі.

Апробація результатів досліджень. Основні результати дисертаційної роботи доповідалися, обговорювалися і були схвалені на: Всеукраїнському науково-практичному семінарі за участю іноземних фахівців «Сучасні проблеми геотехніки» (Полтава, Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка, листопад 2012 р.) [1]; міжнародній науково-технічній конференції, присвяченій 100-річчю з дня народження професора В. Е. Прокоповича «Проблеми теорії і практики будівельних конструкцій» (Одеса, ОДАБА, квітень 2013 р.) [2]; Сьомій Всеукраїнській науково-технічній конференції «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону» (Київ-Рівне, травень 2013 р.) [3]; 7-й міжнародній науковій конференції «Механіка руйнування бетону, залізобетону та інших будівельних матеріалів» (Воронеж, жовтень 2013 р.) [14]; міжнародній конференції «Структуроутворення, міцність і механіка руйнування композиційних будівельних матеріалів і конструкцій» (Одеса, ОДАБА, березень 2014 р.) [12]; міжнародному семінарі «Моделювання та оптимізації композитів» (Одеса, ОДАБА, квітень 2014 р.) [4]; міжнародній науково-технічній конференції «Гідротехнічне і транспортне будівництво» (Одеса, ОДАБА, червень 2014 р.) [6]; міжнародному науково-технічному семінарі «Моделювання та оптимізація будівельних композитів» (Одеса, ОДАБА, жовтень 2016 р.) [13]; десятій всеукраїнській науково-технічній конференції з іноземною участю «Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування» (Полтава, Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка, жовтень 2018 р.) [11], а також на інших науково-технічних конференціях і семінарах.

Публікації. Відповідно до теми дисертації опубліковано 15 наукових праць [1-11], з яких 11 – у спеціалізованих фахових виданнях України, що індексуються в наукометричних базах [1-11], у тому числі 6 – у збірниках наукових конференцій [2, 3, 6, 11, 12, 14]; 2 – у зарубіжних виданнях (з них: 1 – у збірнику, що входить в міжнародну наукометричну базу [15], 1 – у збірнику наукових конференцій [14]), 2 – в інших виданнях [12-13].

Структура і обсяг роботи. Дисертація складається з анотації, вступу, п'яти розділів, висновків, списку використаних джерел, додатків. Основну частину роботи ілюстровано 88 рисунками. Бібліографічний список складається з 199 найменувань. Повний обсяг дисертації становить 169 с., з них: титульний аркуш - 1 с.; анотація, ключові слова і список публікацій автора – 16 с., із них обсяг анотації державною мовою становить - 0,27 авт.арк., англійською – 0,27 авт.арк.; основна частина (вступ, розділи дисертації, висновки) має обсяг -6,24 авт., арк., тобто займає 132 с., включаючи рисунки, що займають площу сторінки – 30 с., список використаних джерел - 17 с., додатки - 2 с.

ОСНОВНИЙ ЗМІСТ РОБОТИ

У **вступі** наведено обґрунтування вибору теми дослідження, визначено мету і завдання, представлена коротка характеристика досліджень та їхній зв'язок з науковими програмами, сформульовані наукова новизна і практичне значення

роботи, дана загальна характеристика дисертації.

У **першому розділі** дисертаційної роботи на основі огляду вітчизняних і зарубіжних літературних джерел проаналізовано особливості застосування математичного моделювання для розглянутих систем. Стосовно вирішення технічних завдань в найбільш сучасній постановці це питання досліджено, наприклад, у роботах П.В. Трусова, О.А. Самарського, О.П. Михайлова, А.Д. Мишкіса, В.С. Зарубіна та ін.

Представлені також типи підпірних споруд, що досліджуються в дисертації, дано опис підпірних кріплень вертикальних стін котлованів, які зводяться в умовах щільної міської забудови та протизсувних підпірних споруд. Також у цьому розділі дано аналіз фізико-механічних властивостей ґрунтів, бетонів і металів при їх складному навантаженні. На основі цього встановлено, що у розрахунках необхідно враховувати роботу елементів моделі підпірної споруди в пружно-пластичному стані. Це викликано тим, що пластичні деформації, які виникають в ній, часто значно перевершують пружні. У зв'язку з цим, така модель повинна бути представлена нелінійними рівняннями, вирішення яких можливе тільки чисельними методами.

Розглянуто розрахункові моделі і методи розрахунку кріплень котлованів і фундаментів існуючих і проєктованих споруд, а також моделей механічної поведінки ґрунтів. З огляду вітчизняних і зарубіжних джерел встановлено, що значний внесок у розвиток методів розрахунку та дослідження напружено-деформованого стану підпірних споруд і ґрунтового масиву внесли роботи: А.Я. Будіна, В.А. Волосухина, В.А. Гришина, Н.Б. Гуревича, Б.В. Дідуха, Р.А. Діброви, М.П. Дубровського, Л.М. Ємельянова, Г.К. Клейна, С.Ф. Клованича, Г.Є. Лазебника, Н.В. Лубенова, І.Я. Лучковського, Т. Накаї, Д.Р. Овена, О.О. Петракова, В.Н. Ренгача, К. Сахени, М.К. Снітко, А.Н. Тетиора, Е. Хінтона, З.В. Цагарелі, Ф.М. Шихієва, С. Юфіна, П.І. Яковлева та ін.

Представлені дані вітчизняних і зарубіжних авторів показали, що в даний час відсутні дослідження розширених моделей розглянутих у роботі систем з урахуванням реальних властивостей матеріалів конструкцій і ґрунтів, а також їхньої спільної роботи в умовах складного навантаження. Слід також звернути увагу на вирішення наступних особливо важливих проблем при математичному моделюванні підпірних споруд:

– модель підпірної споруди повинна включати в себе, як єдину систему, наступні елементи: 1) безпосередньо підпірну конструкцію; 2) розташовану поруч з нею частину ґрунтового масиву; 3) раніше побудовані або проєктовані на цих ґрунтах споруди; 4) підземні води. Така розширена модель дозволяє найбільш точно визначити її напружено-деформований стан і вирішувати питання руйнування або деформування поруч розташованих і проєктованих споруд;

– напружено-деформований стан підпірних споруд при їхньому пружно-пластичному деформуванні залежить від послідовності етапів навантаження. Тому найбільш точні результати вирішення в природних умовах отримуються при урахуванні послідовності цих етапів, відповідної технології будівництва підпірних споруд.

У **другому розділі** наведена система основних рівнянь досліджуваної математичної моделі:

Геометричні рівняння. Для визначення переміщень частинок, у тривимірному евклідовому просторі була введена довільна нерухома прямокутна система координат з ортонормованим базисом e^1, e^2, e^3 , яка не впливає на перебіг фізичних явищ у деформованому середовищі, і час t . У момент часу $t = 0$ положення такої частинки вихідній конфігурації середовища визначалася вектором X , а при $t > 0$ у поточній конфігурації вона фіксуєвалася вектором x . Для скорочення запису використовувалося індексне позначення. Тому ці два вектори визначалися у вигляді:

$$X = X_i e_i, \quad x = x_i(X_j, t) e_i \quad (1)$$

де індекси i і j приймали значення 1, 2, 3. Індекси, що повторюються двічі в одному елементі виразу, означають підсумовування за ними від 1 до 3. Індекси, що повторюються у всіх елементах виразу, вказують на кількість цих виразів.

В окрузі частки X вихідної конфігурації середовища визначався нескінченно малий вектор збільшення dX , приєднаний до частки. У поточній конфігурації він стає вектором dx , який визначався через вектор dX як:

$$dx = \frac{\partial x_i}{\partial X_j} dX_j e_i \quad (2)$$

що еквівалентно запису

$$dx = F \cdot dX \quad (3)$$

де F – градієнт деформації.

Вектор dX визначався через вектор dx і, навпаки, за формулами:

$$dX = F^{-1} \cdot dx; \quad dx = dX \cdot F^t \quad (4)$$

Позначався через $u(X, t)$ вектор переміщення частинки з вихідної конфігурації X в поточну конфігурацію x . Тоді тензор кінцевої деформації Гріна-Лагранжа знаходився як:

$$\Delta = \frac{1}{2} (\nabla_X u + \nabla_X^t u + \nabla_X^t u \cdot \nabla_X u) \quad (5)$$

або в компонентній формі, яка зручна для обчислень, у вигляді:

$$\Delta_{ij} = \left(\frac{\partial u_i}{\partial X_j} + \frac{\partial u_j}{\partial X_i} + \frac{\partial u_k}{\partial X_i} \frac{\partial u_k}{\partial X_j} \right) \quad (6)$$

При вирішенні багатьох завдань механіки досить вважати деформації малими. В цьому випадку замість тензора деформації Гріна-Лагранжа застосовувався лінеаризований тензор деформації, який обчислювався за недеформованою схемою системи і має наступний вигляд:

$$\varepsilon = \frac{1}{2}(\nabla u + \nabla^t u), \quad \varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (7)$$

Вводилося позначення $(\cdot)_{,k} = \frac{\partial (\cdot)}{\partial x_k}$. В цьому випадку друга формула з (2.5) була представлена більш компактно як:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{ij} + u_{ji}) \quad (8)$$

Отримані рівняння мають назву співвідношення Коші.

$$d\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial du_i}{\partial x_j} + \frac{\partial du_j}{\partial x_i} \right) \quad (9)$$

Статичні рівняння. При розгляданні рівноваги у елементарному об'ємі і проектуванні на осі координат всіх діючих на нього сил, були отримані три рівняння рівноваги, які в компактній формі мають такий вигляд:

$$\sigma_{ij,i} + Q_j = 0 \quad (10)$$

Тут всі індекси приймали значення від 1 до 3, а індекс j вказує на номер рівняння (їх три), а за індексом i йшло підсумовування першого доданка з (10) (в кожному рівнянні цих доданків теж три).

Також за умов рівноваги елементарного обсягу у вигляді тетраедра були отримані рівняння рівноваги на поверхні S_q , на якій діє навантаження q . В компонентній формі вони мають наступний вигляд:

$$\sigma_{ij} n_i - q_j = 0 \quad (11)$$

де n_i проекції на осі координат нормалі до поверхні S_q . Індекси i та j виконують таке ж призначення, що і в попередній формулі.

У прирощеннях напруг $d\sigma_{ij}$ і прирощеннях навантажень dQ_i , dq_i рівняння рівноваги записуються як:

$$d\sigma_{ij,i} + dQ_j = 0 \quad (12)$$

$$d\sigma_{ij} n_i - dq_j = 0 \quad (13)$$

Рівняння стану. Ці рівняння встановлюють зв'язок між напругами і деформаціями або їхніми прирощеннями і спільно зі статичними і геометричними рівняннями утворюють замкнуту систему, вирішуючи яку, можна визначити напружено-деформований стан в будь-якій частці підірної споруди. Під час пружно-пластичного деформування в них можуть виникати як пружні, так і

пластичні деформації. Для них приймалося, що результат деформації не залежить від швидкості процесу навантаження при переході в цей напружений стан. Якщо деформації малі, то виконується постулат підсумовування, який дозволяє загальні деформації, а також їх збільшення розділити на пружні і пластичні складові. Він був представлений у вигляді:

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^{(e)} + \varepsilon_{ij}^{(p)} \quad (14)$$

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^{(e)} + d\varepsilon_{ij}^{(p)} \quad (15)$$

Тут індекс (e) відноситься до пружних деформацій, а індекс (p) – до пластичних. Пружні деформації або їхні приращення визначалися за формулами:

$$\varepsilon_{ij}^{(e)} = C_{ijks}^{(e)} \sigma_{ks} \quad (16)$$

$$d\varepsilon_{ij}^{(e)} = C_{ijks}^{(e)} d\sigma_{ks} \quad (17)$$

Для однорідного і ізотропного середовища рівняння (16) були представлені в наступному вигляді:

$$\varepsilon_{ij}^{(e)} = \frac{\sigma_0}{3K} \delta_{ij} + \frac{1}{2G} S_{ij} \quad (18)$$

де K – модуль об'ємного розширення, G – модуль зсуву.

Результат деформування пружного тіла повністю визначався його навантаженням і не залежав від виду і швидкості процесу навантаження. Так при будь-яких траєкторіях навантаження, що приводять в один і той самий напружений стан, результуюча деформація була однаковою. Оскільки для пластичних тіл ця властивість не виконується, їх поведінку можна було описати при визначенні наступних трьох понять. Перше – умова початку пластичної течії. Друге – закон течії, що зв'язує приріст пластичної деформації з напругами і їх приращеннями. Третє – закон зміцнення, що встановлює зміну течії, починаючи з деякого пластичного стану.

Рівняння стану залежать від функції навантаження. В даний час немає єдиної функції навантаження прийнятною для всього різноманіття деформівного середовища. Тому в роботі були використані наступні функції перевірені досвідченими даними і які базуються на фундаментальних передумовах механіки деформівних тіл: для бетону та залізобетону – Генієва, для ґрунтів – Кулона-Мора і Боткіна, для конструкційних матеріалів і горніх порід – Писаренко-Лебедева.

Функції навантаження описують напружено-деформований стан моделі від дії прикладеного статичного навантаження і застосовуються для вирішення розглядаємої у роботі проблеми.

Умова Кулона-Мора. Вона використовувалася для ґрунтових середовищ і в інваріантній формі має вигляд:

$$\sigma_1 - \chi\sigma_2 - \sigma_p = 0, \quad (19)$$

де $\chi = \sigma_p / \sigma_c$; σ_p, σ_c – граничний стан матеріалу при розтягуванні і стисненні. За цією умовою пластичний стан наставав або при досягненні дотичними напругами деякої критичної величини, що залежить від нормальних напруг, які діють на тих же площинах ковзання, або при досягненні найбільшими нормальними напругами граничного значення. Де φ – кут внутрішнього тертя, c – зчеплення, яке часто використовується в механіці ґрунтів. В осях головних напруг при $c = 0$

$$\left(\sigma_0 - \frac{\bar{\sigma} \sin \psi}{\sqrt{3}} \right) \sin \varphi + \bar{\sigma} \cos \psi - c \cos \varphi = 0, \quad (20)$$

Умова Боткіна. Ця умова застосовувалася до ґрунтових середовищ. Вона базується на гіпотезі А. Надаї. В інваріантній формі ця умова представлялася як залежність від двох інваріантів:

$$(\sigma_c - \sigma_p)\sigma_0 + \sqrt{3}(\sigma_c + \sigma_p)\bar{\sigma} - 2\sigma_p\sigma_c = 0. \quad (21)$$

Умова Гениєва. Вона використовувалася для бетону, кам'яних матеріалів і до гірських порід. Ця умова є узагальненням теорій граничного стану Мора і теорії найбільших нормальних напружень:

$$(\sigma_c - \sigma_p)\sigma_0 + 3\bar{\sigma}^2 - \sigma_p\sigma_c = 0. \quad (22)$$

Для залізобетону застосовувалася модифікована умова Гениєва Г.А. (2.15), яка має вигляд:

$$(\sigma_c - \sigma_p)\sigma_0 + 3\bar{\sigma}^2 + \sigma_a \{ [a_1(l_1^2 - n_1^2) + a_2(l_2^2 - n_2^2) + a_3(l_3^2 - n_3^2)] \bar{\sigma} \cos \psi - [a_1(1 - 3m_1^2) + a_2(1 - 3m_2^2) + a_3(1 - 3m_3^2)] \bar{\sigma} \sin \psi / \sqrt{3} \} - D = 0. \quad (23)$$

Умова Писаренко-Лебедева. Вона застосовувалася до бетонів, кам'яних матеріалів і до гірських порід. У інваріантній формі ця умова записується як:

$$\frac{\sigma_c - \sigma_p}{3\sigma_c} \sigma_0 + \bar{\sigma} \left[\left(\cos \psi - \frac{\sin \psi}{\sqrt{3}} \right) \frac{\sigma_c - \sigma_p}{\sigma_c} - \frac{\sqrt{3}\sigma_p}{\sigma_c} \right] - \sigma_c = 0. \quad (24)$$

У **третьому розділі** наведено опис алгоритму і використовуваних програмних комплексів для чисельної реалізації математичної моделі. Дискретизація області, займаної розширеною моделлю підпірної споруди для плоского завдання, була виконана методом скінченних елементів. В якості скінченних елементів

використовувалися плоскі ізопараметричні чотирьохвузлові, восьмивузлові та дев'ятивузлові елементи (рис.1). На межах ґрунтового масиву використовувалися плоскі нескінченні чотиривузлові, п'ятивузлові та шестивузлові елементи (рис.2).

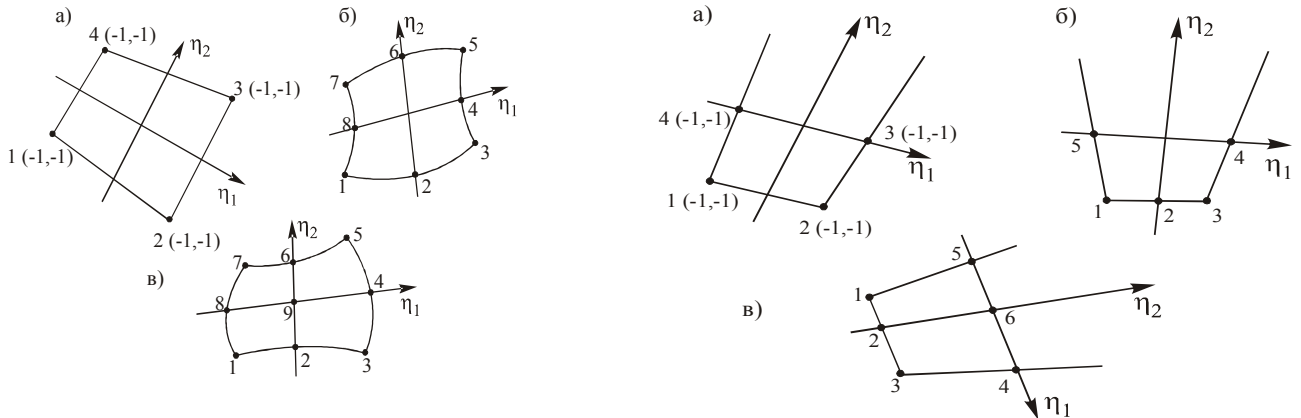


Рисунок 1 – Плоскі скінченні елементи. Рисунок 2 – Плоскі нескінченні елементи

Побудована скінченно-елементна модель отриманих у розділі 2 нелінійних рівнянь, які визначають математичну модель в дискретних точках підпірної споруди і оточуючих її елементів. Вона є системою нелінійних алгебраїчних рівнянь.

Розроблено алгоритм вирішення цієї системи нелінійних алгебраїчних рівнянь, в якому реалізовано ітераційний процес за методом Ньютона-Канторовича, де представлено необхідну процедуру повернення вектора напруг в область, обмежену функцією навантаження. В якості функцій навантаження можуть використовуватися умови: Кулона-Мора, Боткіна, Мізеса, Тріска-Сен-Венана, Генієва, Писаренка-Лебедева та ін.

В основу алгоритму розв'язання задачі був покладений алгоритм, розроблений професорами Гришиним В.А. і Гришиним А.В. у вигляді програмного комплексу PLASTICA, написаного на мові програмування С#. Автором дисертації написано і налагоджено ряд підпрограм (умова Писаренка-Лебедева, поліпшений інтерфейс користувача щодо введення вихідних даних і виведення результатів розрахунку), які включені в цей комплекс.

У **четвертому розділі** наведені приклади чисельної реалізації задач із використанням математичного моделювання в програмному комплексі PLASTICA, що ілюструють теоретичні дослідження, викладені в попередніх розділах і ПК PLAXIS.

У першому прикладі розглядається розрахунок залізобетонних кріплень укосів котловану для триповерхового підземного паркінгу та поруч розташованих будівель. Для цього був застосований вдосконалений програмний комплекс PLASTICA як альтернатива розрахунку за методом граничних станів для визначення напружено-деформованого стану конструкції та поруч розташованих споруд під час проектування підземного паркінгу на території Кіровоградської області. Вона належить до Східноєвропейської платформи, кристалічний фундамент якої утворений протерозойськими метаморфізованими породами: гранітами, гейсами і сланцями. Геологічний розріз цієї платформи дає можливість застосування у

програмному комплексу розширеної здобувачем бібліотеки функцій навантаження шляхом введення умови Писаренка-Лебедева для скальних ґрунтів, та отримати більш достовірні результати розрахунку.

Проектом передбачалось спорудження кріплення укосів котловану у вигляді монолітної залізобетонної підпірної стінки, загальний вид конструкції та армокаркасу основних елементів стіни зображенні на рисунках 3 і 4. Згідно ДБН вони повинні задовольняти вимогам розрахунку на міцність, несучу здатність та стійкість, а також по придатності до нормальної експлуатації, попереджаючи відповідно надмірне розкриття тріщин або неприпустимі деформації.

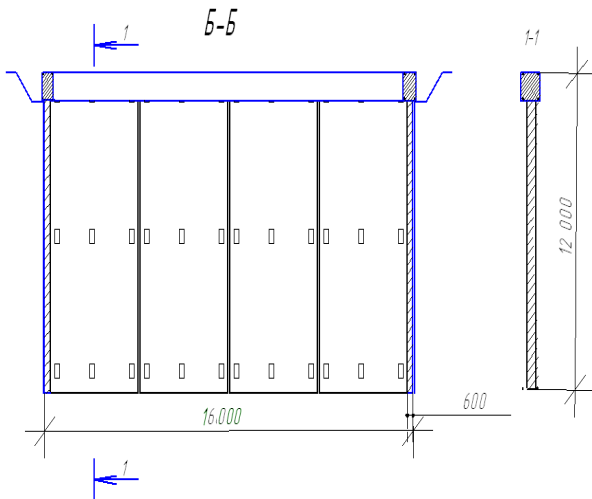


Рисунок 3 – Загальний вид залізобетонної стінки

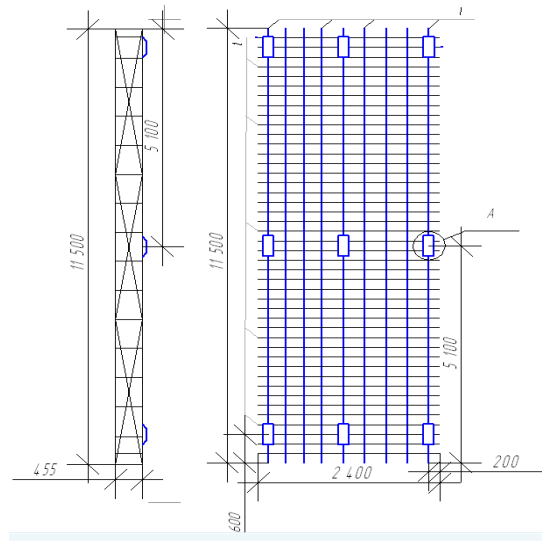


Рисунок 4 – Армокаркас стінки

Порядок розрахунку котловану з кріпленням укосів враховував процес складного навантаження у відповідності з послідовністю застосування навантажень і технології виробництва робіт. Розрахункова схема системи зображена на рисунку 5. Ліворуч від котловану розташована п'ятиповерхова каркасна будівля, а праворуч споруджена залізобетонна плита, на яку діє розподілене навантаження. Фундамент будівлі виконаний також у вигляді плити. На нижньому поверсі триповерхового підземного гаража діє розподілене навантаження. Розрахунок розбивався на шість етапів відповідно до технології виробництва будівельних робіт. Результати розрахунку представлені у вигляді відповідно ізополів повних переміщень, повних і дотичних напруг системи (рис. 6-8).

Аналіз результатів розрахунку показав, що від дії раніше побудованих споруд і власної ваги ґрунту відбувається його підняття всередині котловану і зменшення з глибиною його ширини.

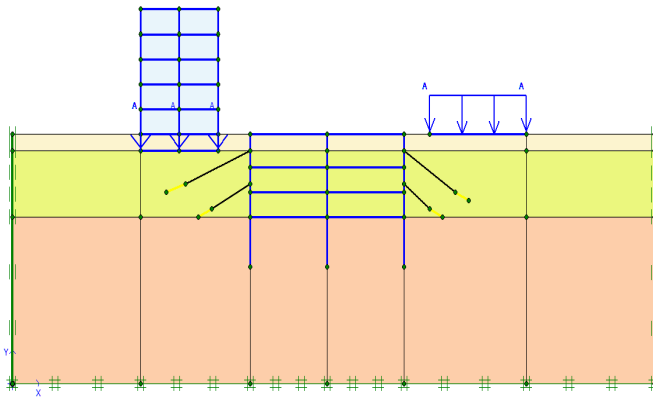


Рисунок 5 – Розрахункова схема системи

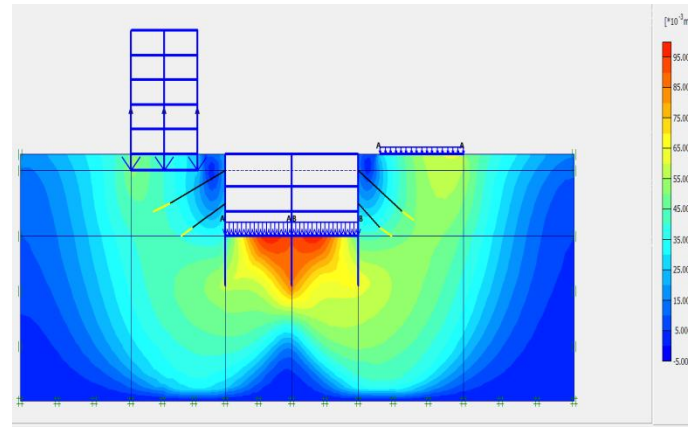


Рисунок 6 – Ізополі повних переміщень системи після шостого етапу розрахунку

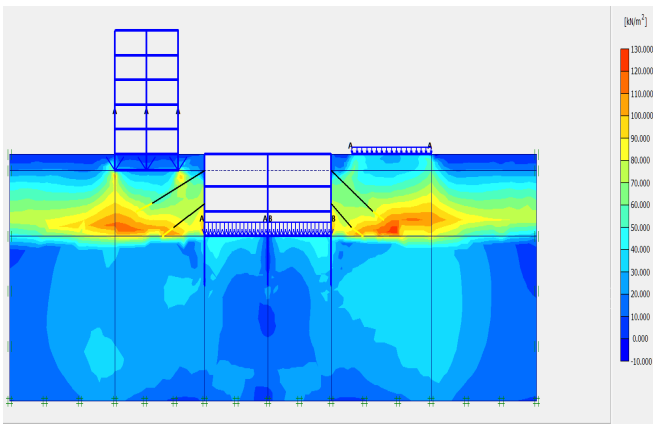


Рисунок 7 – Ізополі повних напруг в системі після шостого етапу розрахунку

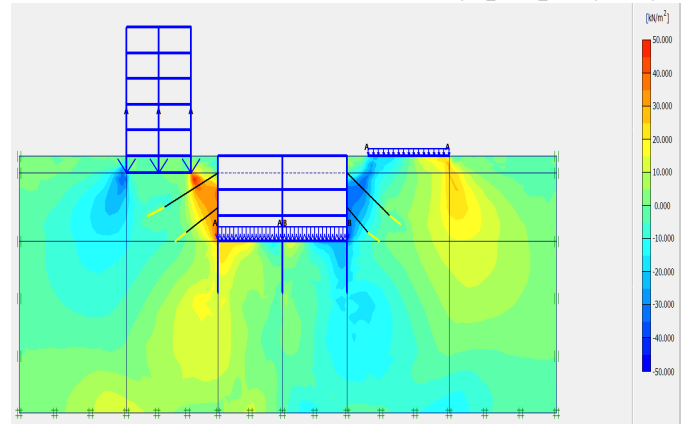


Рисунок 8 – Ізополі дотичних напруг в системі після шостого етапу розрахунку

Ліва крайня точка фундаментної плити раніше побудованої зліва від котловану будівлі опустилася після закінчення будівництва додатково на 4 см, а права – тільки на 1 см, тому будівля разом із фундаментною плитою нахилиється вліво. У другому шарі ґрунту поблизу бічних стінок кріплення котловану виникають пластичні деформації.

Використовуючи отримані результати розрахунку напружено-деформованого стану моделі, виконано уточнення та коригування конструктивних елементів залізобетонного кріплення стінки котловану. Конструкторські рішення після розрахунку за допомогою програмного комплексу у відповідності до етапів будівництва мають економію в товщині стінки, діаметрі арматури, витрат праці та застосування техніки від попередньої проектно-кошторисної документації. Загальна вартість попереднього розрахунку складала 8 257 156,00 грн., після коригування – 7 831 911,00 грн, економія – 425 245,00 грн.

У другому прикладі розглянуто розрахунок протизсувної споруди (рис. 9). Для вирішення даного завдання застосовувався програмний комплекс PLAXIS, в якому вона може бути реалізована.

Як і в попередньому прикладі, розрахунок розбивався на послідовні етапи відповідно до технології виробництва будівельних робіт. Результати розрахунку

представлені у вигляді відповідно схем повних переміщень і ізополів повних і нормальних напруг (рис. 10-12).

У результаті аналізу одержаних результатів зазначено, що в прийнятій послідовності розрахунку не виникала втрата стійкості схилу на кожному з п'яти етапів рішення.

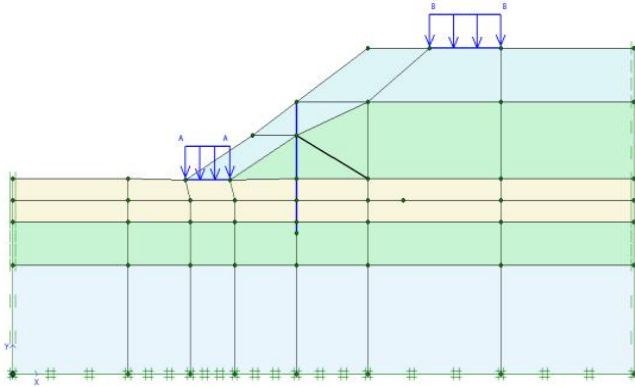


Рисунок 9 – Розрахункова схема схилу

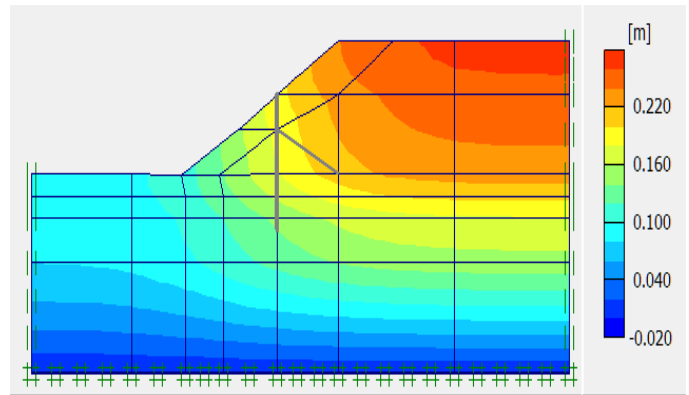


Рисунок 10 – Ізополя повних переміщень ґрунтів схилу

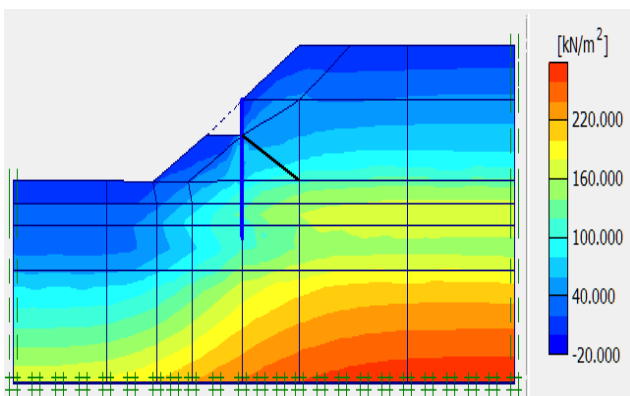


Рисунок 11 – Ізополя повних напруг в ґрунтах схилу

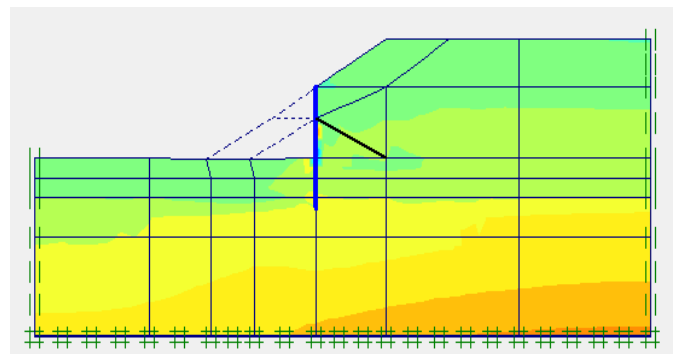


Рисунок 12 – Ізополя нормальних напруг σ_{xx} в ґрунтах схилу

У **п'ятому розділі** для оцінки достовірності отриманих результатів за допомогою програмного комплексу PLASTICA проведені їхні порівняння з розрахунками в програмному комплексі PLAXIS, класичним методом Кулона і експериментальними випробуваннями виконаними З.В. Цагарелі, П.І. Яковлевим, Г.Ю. Лазебником. На рисунку 13 зображено план великорозмірних установок для експериментального дослідження тиску ґрунту на підпирні стіни яке виконувалося З.В. Цагарелі. В якості сипучого тіла в експериментах застосовувався великий морський пісок (келасурський) сірого кольору крупністю зерен від 0,1 до 2 мм.

Щільність морського піску визначалася дослідним шляхом і склала $1,8 \text{ т/м}^3$, а кут внутрішнього тертя визначався на приладі М.М. Маслова і дорівнював 37° .

Тиск піску замірювався месдозами в трьох точках кожного ряду через 40 см по висоті стіни; по отриманому ряду точок будувалася експериментальна крива нормального тиску піску на стіну.

За результатами порівняння відзначено, що найбільш близько до

експериментальних даних підходить епюра, отримана за розрахунком у програмному комплексі PLASTICA. При цьому максимальне відхилення в середній частині стінки становить 4,5% (рис. 14). Дані, отримані в програмному комплексі PLAXIS мають максимальне відхилення – 6%. Найбільшу різницю при порівнянні дає розрахунок за методом Кулона (максимальне відхилення – 79%).

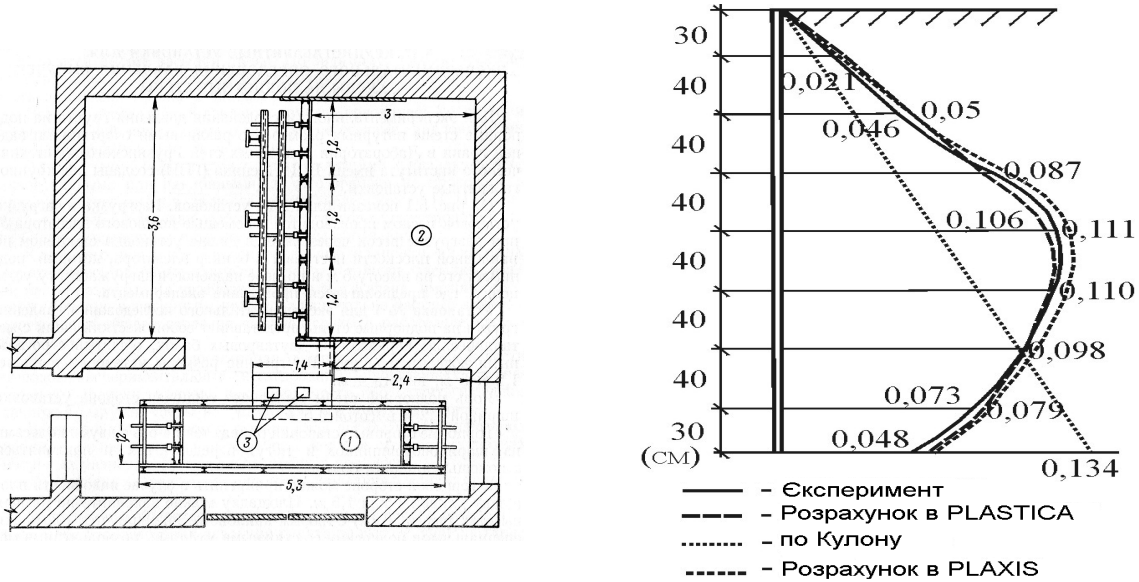


Рисунок 13 – План великорозмірних установок для експериментального дослідження тиску ґрунту на підпірні стіни

Рисунок 14 – Епюри нормального тиску піску на масивну вертикальну стіну

У другому прикладі для порівняння даних використовувався експеримент, який був виконаний П.І. Яковлевим. При цьому застосовувалася модель підпірної стінки з розвантажувальною плитою, ширина якої була 14,5 см. Вона встановлювалася при заглибленні 27,3 см від поверхні засипки. Лоток заповнювався піском до верху стіни, навантаження на засипку не прикладалося. Тиск на стінку вимірювали за допомогою 7 датчиків, встановлених на глибині 8; 23; 38; 53; 68; 83 і 103 см. Інші 10 датчиків були розташовані на плиті і в ґрунтовій засипці. В якості засипки використовувався пісок, щільність якого дорівнює $1,515 \text{ т/м}^3$, а кут внутрішнього тертя $\varphi=33^\circ 30'$.

На рисунку 15 показано загальний вигляд ґрунтового лотка з рухомим уздовж нього бункером із розсівним пристроєм. За результатами порівняння, було встановлено, що найбільші відхилення нормального тиску піску на вертикальну стінку спостерігаються під розвантажувальною плитою (рис. 16). У цій області дані, отримані з використанням програмних комплексів PLASTICA і PLAXIS, в 2,5 рази більші, в порівнянні з експериментом. Це пояснюється тим, що при малій ширині розвантажувальної плити (14,5 см) і сипучій засипці бічний тиск ґрунту в нижній частині плити при розрахунку відрізняється від нуля, а в умовах експерименту за рахунок усадки піску – дорівнює нулю. Слід також зазначити, що результати розрахунку в програмному комплексі PLAXIS виходять дещо завищеними в порівнянні з PLASTICA і експериментом.

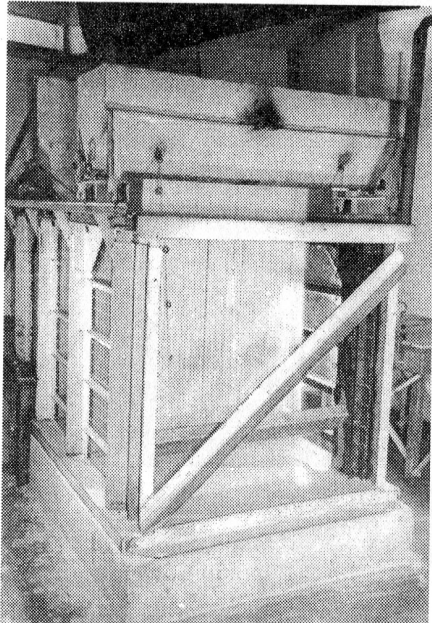


Рисунок 15 – Загальний вигляд ґрунтового лотка з рухомим уздовжнього бункером з розсівним пристроєм

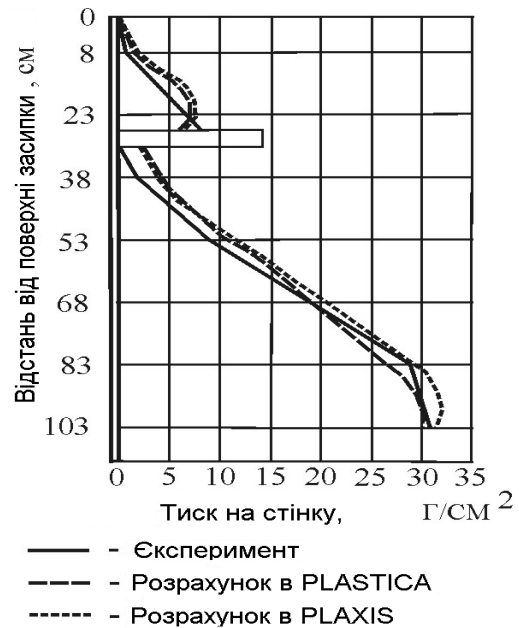


Рисунок 16 – Епюри нормального тиску піску на масивну вертикальну стіну з розвантажувальною плитою

У третьому прикладі розглядається модель гнучкої одноанкерної підпірної стінки (рис. 17) Експерименти над нею проводилися Г.Ю. Лазебником у лотку розміром 5х2,5 м в плані і висотою 1,65 м. В якості засипки використовувався річковий кварцовий пісок середньої крупності щільністю $\rho=1,82 \text{ г/см}^3$ і кутом внутрішнього тертя $\varphi=36,5^\circ$. Модель шпунтової стінки мала висоту 1,6 м. Вона складалася з 10 окремих шпунтових паль фасонного перетину, які мали паз і гребінь. Модель виготовлена з міцного алюмінієвого сплаву Д16, що має межу пружності 80 МПа і момент інерції стіни 54 см^4 . Лоток заповнювався піском до верху стіни.

На рисунку 18 показані схематичні поздовжні розрізи застосованих моделей шпунтових паль з встановленими датчиками. Показані також місця установки індикаторів деформацій і тензорезисторів на шпунтині-вимірювачу згинального моменту.

За результатами порівняння з експериментальними даними, відзначено, що найбільші відхилення в епюрах пасивного тиску між експериментальними і розрахунковими в PLASTICA даними спостерігаються в нижній частині стінки і становлять 100%, тобто в два рази, а трохи вище – 9% (рис. 19). Подібна різниця в епюрах активного тиску в області кріплення анкера становить 20%. В епюрах моментів ця різниця становить 23,5% в середній частині стінки. Результати розрахунку в програмному комплексі PLAXIS вийшли дещо завищеними, в порівнянні з експериментальними даними. Найбільші відмінності спостерігаються при порівнянні з результатами, отриманими за класичною теорією Кулона, особливо в епюрі пасивного тиску піску на стіну.

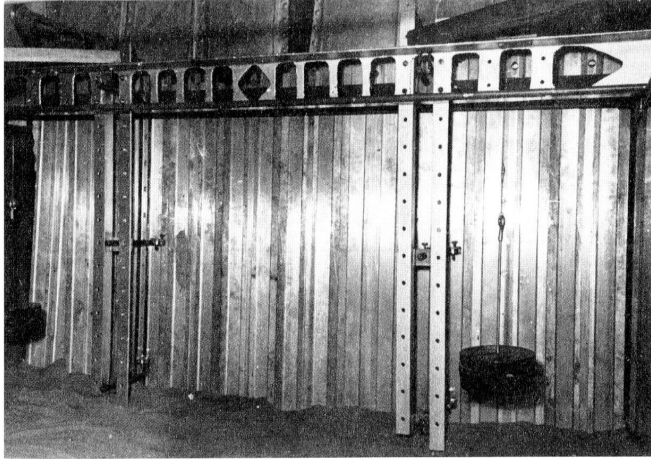


Рисунок 17 – Модель шпунтової стінки в лотку

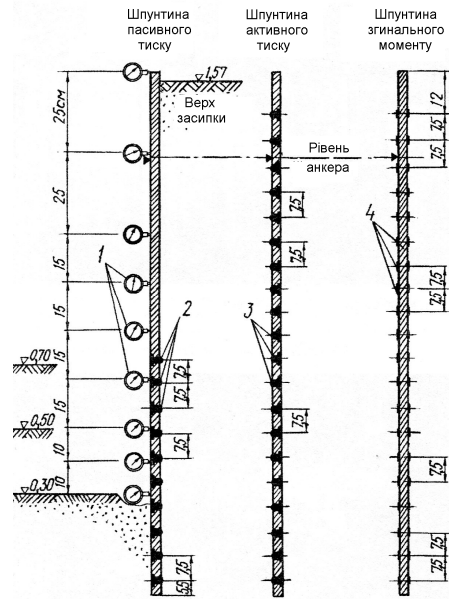


Рисунок 18 – Схематичні поздовжні розрізи моделей шпунтових паль із встановленими вимірювальними приладами

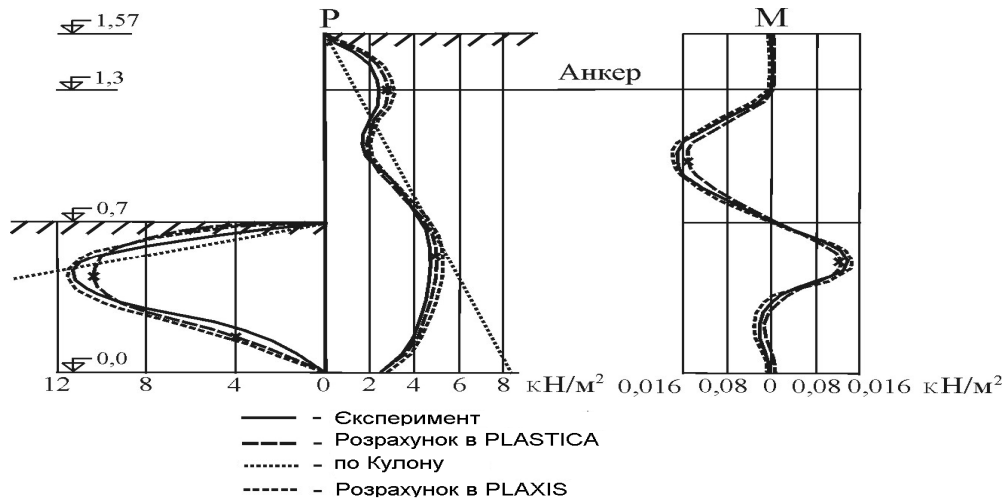


Рисунок 19 – ε Епюри нормального тиску піску на гнучку вертикальну стіну і епюри згинальних моментів, що виникають в стіні

ВИСНОВКИ

У дисертації поставлена та вирішена задача з розробки розширеної моделі підпірної споруди і розташованих поруч об'єктів для більш точного визначення їхнього напружено-деформованого стану з урахуванням фізичної нелінійності та зміцнення матеріалів при дії статичних навантажень в умовах складного навантаження. Отримані в роботі наукові та практичні результати дозволяють зробити нижчеперелічені висновки:

1. Для більш точного визначення напружено-деформованого стану розглядаємих систем необхідно враховувати спільну роботу всіх її елементів, пружно-пластичні властивості матеріалів конструкцій і ґрунтів, а також повинні використовуватися теорії пластичності з зміцненням, які дають змогу врахувати процес складного навантаження. Моделювання ґрунтового середовища за методом Кулона або теорії граничного напруженого стану не дозволяють визначити деформації, а отже і зміни напруженого стану в процесі навантаження.

2. Розроблена розширена пружно-пластична модель підпірної споруди, яка враховує процес складного навантаження і може включати в себе, як єдину систему, наступні елементи: 1) безпосередньо підпірну конструкцію; 2) розташовану поруч з нею частину ґрунтового масиву; 3) раніше побудовані або проєктовані на цих ґрунтах споруди; 4) підземні води. Така розширена модель дозволяє найбільш точно визначити напружено-деформований стан розглядаємої системи.

3. На основі використання теорії пластичної течії із зміцненням, що базується на застосуванні принципу максимуму Мізеса, у формі, зручній для застосування до розрахунку підпірних споруд, отримані наступні рівняння:

- рівняння станів у приращеннях – ці рівняння застосовні як для конструкцій, так і для ґрунтового середовища, які утворюють єдину спільну систему;
- рівняння віртуальних робіт, зручне для дискретизації системи;
- геометричні рівняння в приращеннях при малих подовженнях, зрушеннях і кутах повороту.

- модифікація функцій навантаження, які дозволяють враховувати об'ємні пластичні деформації не тільки від формозміни середовища, але і від всебічного розтягування і стиснення.

4. Розроблено алгоритм вирішення отриманої системи нелінійних алгебраїчних рівнянь розглянутих завдань. У ньому використовується ітераційний процес, який дозволяє вирішувати наступні завдання:

- лінеаризацію вихідних рівнянь;
- повернення вектора напруг в область, обмежену поверхнею навантаження;
- вирішення розглянутих крайових завдань із заданою точністю.

5. Проведено вдосконалення програмного комплексу PLASTICA, написаного на мові C#. Автором дисертації написано і налагоджено ряд підпрограм (умова Писаренка-Лебедева, поліпшений інтерфейс користувача щодо введення вихідних даних і виведення результатів розрахунку), які включені в цей комплекс.

6. На основі проведених розрахунків підпірної споруди укусу котловану можна відзначити, що від дії раніше побудованих споруд і власної ваги ґрунту відбувається його підняття всередині котловану і зменшення з глибиною його ширини. Ліва крайня точка фундаментної плити раніше побудованої зліва від котловану будівлі опустилася після закінчення будівництва додатково на 4 см, а права тільки на 1 см, тому будівля спільно з фундаментною плитою нахилється вліво. У другому шарі ґрунту поблизу бічних стінок кріплення котловану виникають пластичні деформації.

На основі проведених розрахунків протизсувної споруди схилу можна визначити, що найбільший тиск ґрунту на шпунтову стінку дорівнює $44,58 \text{ кН/м}^2$, а рівнодіюча тиску дорівнює $406,65 \text{ кН/м}^2$.

Найбільше переміщення верхнього кінця шпунтової стінки дорівнює 3,25 см, а найбільший згинальний момент у шпунтовій стінці дорівнює 68,76 кНм/м². У прийнятій послідовності розрахунку протизсувної споруди не виникала втрата стійкості схилу на кожному з п'яти етапів рішення, які відповідають технологічній послідовності виконання будівельних робіт.

7. Порівняння результатів розрахунку, отриманих з допомогою програмних комплексів PLASTICA і PLAXIS, а також класичним методом Кулона з експериментальними випробуваннями трьох різних авторів показали їхні задовільні збіги:

- найбільш близький збіг з експериментами З.В. Цагарелі показав програмний комплекс PLASTICA (максимальне відхилення в середній частині стінки склало 4,5%), наступний за близькістю показників – PLAXIS, (максимальне відхилення – 6%), за Кулоном – 79%;

- при порівнянні з експериментальними даними П.І. Яковлева найбільші відхилення нормального тиску піску на вертикальну стінку спостерігаються під розвантажувальною плитою. У цій області дані, отримані з використанням програмних комплексів PLASTICA і PLAXIS в 2,5 рази більші в порівнянні з експериментом. Причому результати розрахунку в PLAXIS виходять дещо завищеними в порівнянні з PLASTICA і експериментом;

- при порівнянні з експериментом Г.Є. Лазебника можна відзначити, що найбільші відхилення в епюрах пасивного тиску спостерігаються в PLASTICA в нижній частині стінки і становлять 100%, тобто в два рази, а трохи вище – 9%. Подібна різниця в епюрах активного тиску в області кріплення анкера становить 20%. В епюрах моментів ця розбіжність становить 23,5% в середній частині стінки. Результати розрахунку в програмному комплексі PLAXIS вийшли дещо завищеними, в порівнянні з експериментальними даними. Найбільші відмінності спостерігаються при порівнянні з результатами, отриманими за класичною теорією Кулона, особливо в епюрі пасивного тиску піску на стіну.

8. Результати дослідження успішно впроваджені при коригуванні проекту «Берегоукріплювальні роботи довжиною 280 м Кременчуцького водосховища в районі с. Велика Андрусівка Світловодського району Кіровоградської області», при будівництві та проектуванні греблі в селі Кірове Кіровської сільради Долинського району Кіровоградської області, при виконанні проектних робіт по об'єкту «Берегоукріплення правого берега р. Тересва на ділянці № 1 в с. Красна Тячівського району», Альтернативний розрахунок підземного паркінгу в м. Кропивницький. Також результати дослідження впроваджені в навчальному процесі Одеського національного морського університету при підготовці студентів освітнього рівня «Магістр» спеціальностей 192 – «Будівництво та цивільна інженерія» та 194 – «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія і водні технології». Підтверджувальні документи наведено в додатках.

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Наукові праці, в яких опубліковані основні результати дисертації:

1. Гришин А.В., Сипливец А.А. Расчет берегозащитного сооружения от волнового воздействия. Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. Вип. 4(34). Том 2. Полтава, 2012, С. 61-66 ISSN 2409-9074 (print) ISSN 2518-1106 (Online) (Фахове видання, яке індексується у наукометричних базах даних: Crossret, INDEX COPERNICUS, Academic Resource Index, Cite Factor, EBSCO, ULRICHS WEB).
2. Гришин А.В., Сипливец А.А. Напряженно-деформированное состояние шпунтовой стенки котлована от динамических воздействий. Вісник ОДАБА, Одеса: изд-во ОДАБА. 2013. Вип. 49 С. 53-60 ISSN: 2415-377X (Фахове видання, яке індексується у наукометричних базах даних: INDEX COPERNICUS).
3. Гришин А.В., Сипливец А.А. Напряженно-деформированное состояние противооползневого сооружения в виде гравитационной подпорной стенки. Будівельні конструкції. Вип. 78. Книга 1. Київ. ДП НДІБК, 2013. С. 218-225 ISSN 2313-6669 (Фахове видання, яке індексується у наукометричних базах даних: Crossret, INDEX COPERNICUS).
4. Гришин А.В., Сипливец А.А. Совместный динамический расчет шпунтового ограждения котлована и окружающего его грунтового массива. Вісник ОДАБА. Вип. 52. 2013. С. 59-66 ISSN: 2415-377X (Фахове видання, яке індексується у наукометричних базах даних: INDEX COPERNICUS).
5. Гришин А.В., Сипливец А.А. Упругопластический расчет грунтового массива с подкрепленным отверстием от действия динамической загрузки. Збірник наукових праць, Вип. 3(38). Том 2. Полтава 2013 С. 69-75 ISSN 2409-9074 (print) ISSN 2518-1106 (Online) (Фахове видання, яке індексується у наукометричних базах даних: Crossret, INDEX COPERNICUS, Academic Resource Index, Cite Factor, EBSCO, ULRICHS WEB).
6. Гришин А.В., Сипливец А.А. Совместный упругопластичный расчет креплений откосов котлованов и грунтового массива. Вісник ОДАБА № 54. Одеса. 2014. С. 78-82. ISSN: 2415-377X (Фахове видання, яке індексується у наукометричних базах даних: INDEX COPERNICUS).
7. Гришин В.А., Гришин А.В., Сипливец А.А. Крепление откосов котлованов. Вісник ОНМУ. Вип. 1(40). Одесса. 2014. С. 61-71 ISSN: 2226-1893 (print) (Фахове видання, яке індексується у наукометричних базах даних: Crossret, INDEX COPERNICUS).
8. Гришин А.В., Сипливец А.А. Нелинейный расчет грунтового склона от сейсмических воздействий. Вісник ОДАБА. Вип. 58. Одеса. 2015. С. 104-109 ISSN: 2415-377X (Фахове видання).
9. Гришин А.В., Сипливец А.А. Моделирование устойчивости склонов при сейсмических воздействиях. Будівельні конструкції: Збірник наукових праць Вип. 82. К.: НДІБК. 2015. С. 195-200 ISSN 2313-6669 (Фахове видання, яке індексується у наукометричних базах даних: Crossret, INDEX COPERNICUS).
10. Гришин А.В., Сипливец А.А. Математическое моделирование откосов котлованов при сейсмическом воздействии. Вісник ОДАБА. Вип. 60. Одеса. 2015.

C. 61-65 ISSN: 2415-377X (*Фахове видання, яке індексується у наукометричних базах даних: ,INDEX COPERNICUS*).

11. Grishin A., Siplivets O. Comparing of results of calculation of models building to experimental data. Academic journal' Series Industrial machine building civil engineering. PoltNTU, 2018. Isssure 2(51). P. 31-37 ISSN 2409-9074 (print) ISSN 2518-1106 (Online) (*Фахове видання, яке індексується у наукометричних базах даних: Crossret, INDEX COPERNICUS, Academic Resource Index, Cite Factor, EBSCO, ULRICHS WEB*).

Наукові праці, які додатково відображають наукові результати дисертації:

12. Гришин А.В., Сипливец А.А. Моделирование совместной работы грунтовой среды и креплений откосов котлованов. Моделирование и оптимизация композитов. Одесса. Астропринт. 2014. С. 256-258 ISBN 978-966-190-848-1.

13. Гришин А.В., Сипливец А.А. Сравнение результатов расчета модели подпорного сооружения с экспериментальными данными. Моделювання та оптимізація будівельних композитів. Матеріали міжнародного науково-технічного семінару. ОГАСА. 2016. С. 22 ISBN 978-617-7195-29-9.

Наукові праці за кордоном та у виданнях, включених до міжнародних науково-метричних баз даних

14. Гришин А.В., Сипливец А.А. Совместный расчет на прочность бетонной обделки туннеля и окружающего её грунтового массива. Сборник статей по материалам 7-й международной научной конференции, Т.1. Воронеж 2013. С. 116-124 (*Закордонне видання*)

15. Grishin A.V., Siplivets A.A. Nonlinear analysis of landslide processes under seismic effects. TECHNICAL JOURNAL 9. 1 (March, 2015) Scientific professional journal of University North. Pages 18-22. ISSN 1846-6168 (*Закордонне видання, яке індексується у наукометричних базах даних: ,INDEX COPERNICUS*)

АНОТАЦІЯ

Сипливец О. О. Математичне моделювання спільної роботи підпірних споруд і грунтового масиву в умовах щільної міської забудови. – Рукопись.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук (доктора філософії) за спеціальністю 05.23.01 – «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» (192 – Будівництво та цивільна інженерія). – Одеський національний морський університет Міністерства освіти і науки України, Одеса, 2019.

У дисертаційній дослідній роботі розглянуто завдання, пов'язані з математичним моделюванням спільної роботи підпірних споруд і грунтового масиву в умовах щільної міської забудови, щодо найбільш точного визначення її напружено-деформованого стану, і давати оцінку деформування та можливості руйнування поруч розташованих і проєктованих споруд з урахуванням пружно-пластичних деформацій всіх елементів моделі які часто значно перевершують пружні. Для досягнення мети дослідження у роботі поставлено і послідовно вирішено вісім задач.

В результаті вирішення поставлених задач отримані основні результати:

В результаті рішення задачі 1: отримано аналіз існуючих методів

розрахунку, а також моделей матеріалів і ґрунтів дозволяє зробити висновок, що для більш точного визначення напружено-деформованого стану розглядуваних систем необхідно враховувати спільну роботу всіх її елементів, пружно-пластичні властивості матеріалів конструкцій і ґрунтів, а також повинні використовуватися теорії пластичності з зміцненням, які дають змогу врахувати процес складного навантаження. Моделювання ґрунтового середовища за методом Кулона або теорії граничного напруженого стану не дозволяють визначити деформації, а отже і зміни напруженого стану в процесі навантаження.

В результаті рішення задачі 2: розроблена розширена пружно-пластична модель підпірної споруди, яка враховує процес складного навантаження і може включати в себе, як єдину систему, наступні елементи: 1) безпосередньо підпірну конструкцію; 2) розташовану поруч з нею частину ґрунтового масиву; 3) раніше побудовані або проєктовані на цих ґрунтах споруди; 4) підземні води. Така розширена модель дозволяє найбільш точно визначити напружено-деформований стан розглядаємої системи.

В результаті рішення задачі 3: на основі використання теорії пластичної течії із зміцненням, що базується на застосуванні принципу максимуму Мізеса, у формі, зручній для застосування до розрахунку підпірних споруд, отримані наступні рівняння:

- рівняння станів у приповерхневих; ці рівняння застосовні як для конструкцій, так і для ґрунтового середовища, які утворюють єдину спільну систему;
- рівняння віртуальних робіт, зручне для дискретизації системи;
- геометричні рівняння в приповерхневих при малих подовженнях, зрушеннях і кутах повороту.
- модифікацію функцій навантаження, які дозволяють враховувати об'ємні пластичні деформації не тільки від формозміни середовища, але і від всебічного розтягування і стиснення.

В результаті рішення задачі 4: розроблено алгоритм вирішення отриманої системи нелінійних алгебраїчних рівнянь розглянутих завдань. У ньому використовується ітераційний процес, який дозволяє вирішувати наступні завдання:

- лінеаризацію вихідних рівнянь;
- повернення вектора напруг в область, обмежену поверхнею навантаження;
- вирішення розглянутих крайових завдань із заданою точністю.

В результаті рішення задачі 5: проведено вдосконалення програмного комплексу PLASTICA, написаного на мові C#. Автором дисертації написано і налагоджено ряд підпрограм (умова Писаренка-Лебедева, поліпшений інтерфейс користувача щодо введення вихідних даних і виведення результатів розрахунку), які включені в цей комплекс.

В результаті рішення задачі 6: на основі проведених розрахунків підпірної споруди укусу котловану можна відзначити, що від дії раніше побудованих споруд і власної ваги ґрунту відбувається його підняття всередині котловану і зменшення з глибиною його ширини. Ліва крайня точка фундаментної плити раніше побудованої зліва від котловану будівлі опустилася після закінчення будівництва додатково на 4см, а права тільки на 1см, тому будівля спільно з фундаментною плитою

нахиляється вліво. У другому шарі ґрунту поблизу бічних стінок кріплення котловану виникають пластичні деформації.

На основі проведених розрахунків протизсувної споруди схилу можна визначити що найбільший тиск ґрунту на шпунтову стінку дорівнює $44,58 \text{ кН/м}^2$, а рівнодіюча тиску дорівнює $406,65 \text{ кН/м}$.

Найбільше переміщення верхнього кінця шпунтової стінки дорівнює $3,25 \text{ см}$, а найбільший згинальний момент в шпунтовій стінці дорівнює $68,76 \text{ кНм/м}$. В прийнятій послідовності розрахунку протизсувної споруди не виникала втрата стійкості схилу на кожному з п'яти етапів рішення, які відповідають технологічній послідовності виконання будівельних робіт.

В результаті рішення задачі 7: порівняння результатів розрахунку, отриманих з допомогою програмних комплексів PLASTICA і PLAXIS, а також класичним методом Кулона з експериментальними випробуваннями трьох різних авторів показали їхні задовільні збіги:

В результаті рішення задачі 8: результати дослідження успішно впроваджені при коригуванні проекту «Берегоукріплювальні роботи довжиною 280 м Кременчуцького водосховища в районі с. Велика Андрусівка Світловодського району Кіровоградської області», при будівництві та проектуванні греблі в селі Кірове Кіровоградської області Долинського району Кіровоградської області, при виконанні проектних робіт по об'єкту «Берегоукріплення правого берега р. Тересва на ділянці №1 в с. Красна Тячівського району», Альтернативний розрахунок підземного паркінгу в м. Кропивницький, а також у навчальному процесі при підготовці студентів освітнього рівня «Магістр» спеціальностей 192 – «Будівництво та цивільна інженерія» та 194 – «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія і водні технології». Підтверджувальні документи наведені в додатку.

Ключові слова: математичне моделювання, підпірна споруда, ґрунтовий масив, пружно-пластичні деформації, напружено-деформований стан, процес складного навантаження, функція навантаження, система основних нелінійних рівнянь, алгоритм, програмний комплекс.

АННОТАЦІЯ

Сипливец А. А. Математическое моделирование совместной работы подпорных сооружений и грунтового массива в условиях плотной городской застройки. - Рукопись.

Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук (доктора философии) по специальности 05.23.01 - «Строительные конструкции, здания и сооружения» (192 - Строительство и гражданская инженерия). - Одесский национальный морской университет Министерства образования и науки Украины, Одесса, 2019.

В диссертационной работе рассмотрены задачи, связанные с математическим моделированием совместной работы подпорных сооружений и грунтового массива в условиях плотной городской застройки. Данные исследования позволяют наиболее точно определить ее напряженно-деформированное состояние и дать оценку деформирования и возможности разрушения рядом расположенных и

проектируемых сооружений, с учетом упруго-пластических деформаций всех элементов модели, которые часто значительно превосходят упругие. Для достижения цели исследования в работе поставлены и последовательно решены восемь задач.

В результате решения поставленных задач получены основные результаты:

В результате решения задачи 1: проанализированы существующие методы расчета, а также модели материалов и грунтов, что позволило сделать вывод, что для более точного определения напряженно-деформированного состояния рассматриваемых систем, необходимо учитывать совместную работу всех ее элементов. Также сделан вывод, что для учета упруго-пластических свойств материалов конструкции и грунтов, должны использоваться теории пластичности с упрочнением, позволяющие учесть процесс сложного нагружения. Моделирование грунтовой среды по методу Кулона или по теории предельного напряженного состояния не позволяют определить деформации, а, следовательно, и изменения напряженного состояния в процессе нагружения.

В результате решения задачи 2: разработана расширенная упругопластическая модель подпорного сооружения, которая учитывает процесс сложного нагружения и как единая система, может включать в себя следующие элементы: 1) непосредственно подпорную конструкцию; 2) часть грунтового массива, расположенную рядом с ней; 3) сооружения, ранее построенные или проектируемые на этих грунтах; 4) подземные воды. Такая расширенная модель позволяет наиболее точно определять ее напряженно-деформированное состояние системы.

В результате решения задачи 3: на основе использования теории пластического течения с упрочнением, базирующейся на применении принципа максимума Мизеса, получены в форме, удобной для применения к расчету подпорных сооружений, следующие уравнения:

- уравнения состояний в приращениях; эти уравнения применимы как для конструкций, так и для грунтовой среды, которые образуют единую совместную систему;
- уравнение виртуальных работ, которое удобно для дискретизации системы;
- геометрические уравнения в приращениях при малых удлинениях, сдвигах и углах поворота.
- модификации функций нагружения, которые позволяют учитывать объемные пластические деформации не только от формоизменения среды, но и от всестороннего растяжения и сжатия.

В результате решения задачи 4: разработан алгоритм решения полученной системы нелинейных алгебраических уравнений рассматриваемых задач. В нем используется итерационный процесс, который позволяет решать следующие задачи:

- линеаризация исходных уравнений;
- возвращение вектора напряжений в область, ограниченную поверхностью нагружения;
- решение рассматриваемых краевых задач с заданной точностью.

В результате решения задачи 5: произведено совершенствование программного комплекса PLASTICA, написанного на языке C#. Автором диссертации написано и отлажено ряд подпрограмм (условие Писаренко-Лебедева,

улучшен интерфейс пользователя относительно ввода исходных данных и вывода результатов расчета), которые включены в этот комплекс.

В результате решения задачи 6: на основе проведенных расчетов подпорной сооружения откоса котлована можно отметить, что от действия ранее построенных сооружений и собственного веса грунта происходит его поднятия внутри котлована и уменьшение с глубиной его ширины. Левая крайняя точка фундаментной плиты, ранее построенной слева от котлована здания опустилась после окончания строительства дополнительно на 4 см, а права только на 1 см, поэтому здание совместно с фундаментной плитой наклоняется влево. Во втором слое почвы вблизи боковых стенок крепления котлована возникают пластические деформации.

На основе проведенных расчетов противооползневые сооружения склона можно определить, что наибольшее давление грунта на шпунтовую стенку равна 44,58 кН / м², а равнодействующая давления равен 406,65 кН / м.

Наибольшее перемещение верхнего конца шпунтовой стенки равна 3,25 см, а наибольший изгибающий момент в шпунтовой стенке равна 68,76 кНм / м. В принятой последовательности расчета противооползневой сооружения не возникала потеря устойчивости склона на каждом из пяти этапов решения, соответствующие технологической последовательности выполнения строительных работ.

В результате решения задачи 7: проведено сравнение результатов расчета, полученных с помощью программных комплексов PLASTICA и PLAXIS, а также классическим методом Кулона с экспериментальными испытаниями трех различных авторов показали их удовлетворительные совпадения.

В результате решения задачи 8: результаты исследования успешно внедрены при корректировке проекта «Берегоукрепительные работы длиной 280 м Кременчугского водохранилища в районе с. Большая Андрусовка Светловодского района Кировоградской области », при строительстве и проектировании плотины в селе Кирово, Кировского сельсовета Долинского района Кировоградской области, при выполнении проектных работ по объекту « Берегоукрепление правого берега р. Тересва на участке № 1 в с. Красная Тячевского района », Альтернативный расчет подземного паркинга в г.. Кропивницкий, а также в учебном процессе при подготовке студентов образовательного уровня «Магистр» специальностей 192 - «Строительство и гражданская инженерия» и 194 - «Гидротехническое строительство, водная инженерия и водные технологии». Подтверждающие документы приведены в приложении.

Ключевые слова: математическое моделирование, подпорное сооружение, грунтовый массив, упруго-пластические деформации, напряженно-деформированное состояние, процесс сложного нагружения, функция нагружения, система основных нелинейных уравнений, алгоритм, программный комплекс.

ANNOTATION

Syplyvets O.O. Mathematical modeling of joint work of supporting structures and soil massif in the conditions of dense urban development. - Manuscript. The dissertation on competition of a scientific degree of the candidate of technical sciences (doctor of philosophy) on a specialty 05.23.01 - "Building constructions, buildings and constructions" (192 - Construction and civil engineering). - Odessa National Maritime University of the Ministry of Education and Science of Ukraine, Odessa, 2019.

Problems in the dissertation work related to mathematical modeling of the joint work of retaining structures and soil massif in conditions of dense urban development are considered. These studies make it possible to most accurately determine its stress-strain state and to assess the deformation and the possibility of destruction of nearby and projected structures, taking into account the elastic-plastic deformations of all model elements, which often significantly exceed the elastic ones. To achieve the goal of the study, eight tasks have been set and consistently solved in the work.

As a result of solving the tasks the main results are obtained:

As a result of solving problem 1: the existing calculation methods, as well as models of materials and soils are analyzed, which allowed us to conclude that to more accurately determine the stress-strain state of the considered systems, it is necessary to take into account the joint work of all its elements. It is also concluded that to take into account the elastic-plastic properties of structural materials and soils, theories of plasticity with hardening should be used, which allow to take into account the process of complex loading. Modeling of the soil environment by the Coulomb method or by the theory of the ultimate stress state does not allow to determine the deformations, and, consequently, the changes in the stress state during loading.

As a result of solving problem 2: an extended elastoplastic model of the retaining structure has been developed, which takes into account the process of complex loading and, as a single system, can include the following elements: 1) directly the retaining structure; 2) part of the soil massif located next to it; 3) structures previously built or designed on these grounds; 4) groundwater. Such an extended model makes it possible to most accurately determine its stress-strain state of the system.

As a result of solving problem 3: based on the use of the theory of plastic flow with hardening, based on the application of the Mises maximum principle, the following equations were obtained in a form convenient for application to the calculation of supporting structures:

- equations of state in increments; these equations are applicable to both structures and the soil environment, which form a single joint system;
- the equation of virtual works, which is convenient for sampling the system;
- geometric equations in increments at small elongations, shifts and angles of rotation.
- modifications of loading functions which allow to consider volume plastic deformations not only from deformation of the environment, but also from comprehensive stretching and compression.

As a result of solving problem 4: developed an algorithm for solving the resulting system of nonlinear algebraic equations of the problems under consideration. It uses an iterative process to accomplish the following tasks:

- linearization of the original equations;
- return of the stress vector to the area bounded by the loading surface;
- solution of the considered boundary value problems with a given accuracy.

As a result of solving problem 5: the PLASTICA software package, written in C #, was improved. The author of the thesis has written and debugged a number of subroutines (Pisarenko-Lebedev condition, improved user interface regarding input of initial data and output of calculation results), which are included in this complex.

As a result of solving problem 6: on the basis of the calculations of the retaining structure of the pit slope, it can be noted that the action of the previously built structures and the own weight of the soil raises it inside the pit and decreases its width with depth. The left extreme point of the foundation slab, previously built to the left of the building's foundation pit, dropped after the end of construction by an additional 4 cm, and the right only by 1 cm, so the building together with the foundation slab tilts to the left. In the second layer of soil near the side walls of the foundation pit, plastic deformations occur. On the basis of the calculations performed, the anti-landslide structures of the slope can be determined that the maximum soil pressure on the sheet pile wall is 44.58 kN / m², and the resultant pressure is 406.65 kN / m.

The greatest displacement of the upper end of the sheet pile wall is 3.25 cm, and the greatest bending moment in the sheet pile wall is 68.76 kNm / m. works.

As a result of solving problem 7: a comparison of the calculation results obtained using the PLASTICA and PLAXIS software systems, as well as the classical Coulomb method with experimental tests of three different authors, has shown their satisfactory agreement.

As a result of solving problem 8: the results of the study were successfully implemented when adjusting the project "Bank protection works with a length of 280 m of the Kremenchug reservoir in the area of the village. BolshayaAndrusovka, Svetlovodsky district of the Kirovograd region ", during the construction and design of a dam in the village of Kirovo, Kirovsky village council of the Dolinsky district of the Kirovograd region, during the design work on the object" Bank protection of the right bank of the river. Teresva on site number 1 in the village. Krasnaya Tyachivskyi district ", Alternative calculation of underground parking in the city of Kropyvnytskyi, as well as in the educational process in the preparation of students of the educational level" Master "of specialties 192 -" Construction and civil engineering "and 194 -" Hydraulic engineering, water engineering and water technologies " ... Supporting documents are given in the appendix.

Key words: mathematical modeling, retaining structure, soil mass, elastic-plastic deformations, stress-strain state, complex loading process, loading function, system of basic nonlinear equations, algorithm, software package.