_Вінницький національний технічний університет_____

(повне найменування вищого навчального закладу)

_____Факультет будівництва, теплоенергетики та газопостачання_____

(повне найменування інституту, назва факультету (відділення))

_____Кафедра будівництва, міського господарства та архітектури_____

(повна назва кафедри (предметної, циклової комісії))

Пояснювальна записка

до магістерської кваліфікаційної роботи

_____магістр _____

(освітньо-кваліфікаційний рівень)

на тему___**“ УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДІВ РОЗРАХУНКУ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ ЗА МГЕ “**

08.08 МКР. .00.000. ПЗ

Виконав: магістрант_II__курсу, групи_ Б-19мі

спеціальності 192__Будівництво та цивільна_ інженерія

(шифр і назва напряму підготовки, спеціальності)

Збожинський Д.О.___ (прізвище та ініціали)

Керівник _____Моргун А.С. (прізвище та ініціали)

Рецензент (прізвище та ініціали)

Опонент___ (прізвище та ініціали)

_____ 2021__ року

Технічне завдання

Міністерство освіти і науки України

Вінницький національний технічний університет

ЗАТВЕРДЖЕНО

Завідувач кафедри БМГА,

к.т.н., доц. _____В.В.Швець

ТЕХНІЧНЕ ЗАВДАННЯ

НА НАУКОВО-ДОСЛІДНУ РОБОТУ

“ УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДІВ РОЗРАХУНКУ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ ЗА МГЕ “

ПОГОДЖЕНО

Керівник МКР,

д.т.н., проф._____ А.С. Моргун

Відповідальний виконавець,

магістрант _____Д. О. Збожинський

Вінниця 2021

РЕФЕРАТ (перевод на англ**)**

Магістерська робота присвячена актуальному питанню фундаментобудування – удосконаленню методики розв'язання задачі поведінки під навантаженням призматичних паль з метою можливості прогнозування їх несучої спроможності та напружено-деформованого стану (НДС). Призматична паля є важливим конструктивним елемент промислового, цивільного, гідротехнічного будівництва. В роботі напрацьовано адекватну модель для дослідження роботи призматичних паль за сучасним числовим методом граничних елементів (МГЕ).

В останні роки практика все частіше потребує від інженерів та дослідників в області механіки уміння будувати нові моделі як для суцільних, так і для дисперсних середовищ із складними властивостями, ставити і розв'язувати задачі про поведінку таких середовищ. У зв'язку з цим всебільш важливим стає необхідність злибокого розуміння як часткових конкретних закономірностей, так і самого змісту основних концепсій і законів механіки континіума.

Саме тому механіка як суцільного середовища, так і дискретних середовищ із набору окремих спеціальних дисциплін (теорії пружності, теорії пластичності, механіки грунтів, і т.д.) перетворюється в єдину науку, яка розглядає основні поняття і принципи.

В магістерські роботі проведено аналіз напрацьованих в механіці ґрунтів матеріалів з врахування особливостей дилатансійної поведінки під навантаженням дисперсного середовища ґрунту.

Теоретичні питання викладено в об'ємі, що дозволяє продумано підійти до оцінки роботи ґрунтів в основах фундаментів. Наведено методику розрахунку призматичних паль за сучасними комп'ютерними технологіями на основі МГЕ.

Прикладання числового МГЕ до розв'язків практичних задач геомеханіки, процес осідання основ та допустимих навантажень на них обґрунтовано теоретичними викладками, підкріплено та проілюстровано даними числового розрахунку призматичних паль.

В магістерські роботі наведено рішення технічного та економічного розділів для споруди, техніко-економічне обґрунтування ефективності прийнятих рішень, питання техніки безпеки та безпеки життєдіяльності.

ESSAY

The robot's master is assigned to the actual nutrition of the foundation - the more sophisticated methodology for the development of behavioral tasks according to the prismatic fingers by means of the possibility of predicting the unsuccessful capacity of the stressed-deformed mill (VAT). Prismatic fire is an important constructive element of industrial, civil, hydraulic engineering. In robots, an adequate model is directed for the continuation of robotic prismatic fingers for the modern numerical method of boundary elements (MGE).

In the rest of the practice, the practice is increasingly demanding from the engineers and the previous ones in the field of mechanics, there will be new models for both social and dispersed middle-class, because of folding powers, to set and develop tasks for the behavior of such tasks. In connection with the whole world, it is important that there is a need for extreme intelligence, both for specific particular laws, and for the very variety of basic concepts and laws of the mechanics of the continium.The very mechanics of a subtle middle, as well as discrete means of a set of special disciplines (the theory of springiness, the theory of plasticity, soil mechanics, etc.) are transformed into a single science, the principle of understanding the basic. In the master's robots, an analysis was carried out of the directions in the mechanics of the runt materials with respect to the peculiarities of the dilatation behavior in relation to the options for the dispersed middle ground of the runt. Theoretical nutrition is in the nature, so it is thoughtful to go to the assessment of robots in the fundamentals of the foundations. The technique of prismatic fingers rozrakhunku was introduced for modern computer technologies based on MGE.

The application of the numerical MGE to the definition of practical problems of geomechanics, the process of establishing the foundations of the permissible navantage on them is rimmed with theoretical wedges, and it is illustrated and illustrated by the data of the numerical layout of prismatic fingers.

In the master's robots, the solution of technical and economical distributions for equipment, technical and economical equipment, efficiency of the adopted solutions, nutrition of the technology of safety and security of living has been introduced.

ПЕРЕЛІК УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ ТА СКОРОЧЕНЬ

Г – границя досліджуваного елемента

ДБНіП – державні будівельні норми і правила

МСЕ – метод скінчених елементів

МГЕ – метод граничних елементів

НДС – напружено-деформований стан

P^*_{ij}, u^*_{ij} – напруження та переміщення в фундаментальних розв'язках Р. Міндліна

СЕ – скінчений елемент

ГЕ – граничний елемент

ξ – точка прикладення сили P=1

x – точка нагляду

САПР – системи автоматизованого проектування

ЗМІСТ

РЕФЕРАТ . . . . . .

ПЕРЕЛІК УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ ТА СКОРОЧЕНЬ . . . . . .

ВСТУП . . . . . .

1 НАУКОВО – ДОСЛІДНА ЧАСТИНА. . . . . .

1.1. Огляд сучасного стану уявлень про роботу висячих паль . . . . .

1.1.1 Структура грунту . . . . . .

1.1.2 Несуча спроможність грунтів . . . . . .

1.1.3 Опір грунтів зсуву . . . . . .

1.1.4 Механіка гранульованого середовища . . . . . .

1.2 Основні положення МГЕ . . . . . .

1.2.1 Метод зважених нев'язок. Задачі про потенціал. . . . . .

1.2.2 Фундаментальні рішення . . . . . .

1.3 Вхідні параметри грунтової основи в розрахункові моделі . . . . . .

1.4 Дилатансійна теорія грунтового середовища . . . . . .

1.5 Теорія пластичної течії в прикладних задачах фундаментобудування . . . . . .

1.6 Висновки по розділу I . . . . . .

II. ТЕХНІЧНА ЧАСТИНА . . . . . .

- архітектурно-будівельні рішення; . . . . . .

2.1 Основи та фундаменти. . . . . .

2.2 Рішення з організації будівництва. Організація будівництва і відомості обсягів робіт . . . Христич О.В. . . . .

2.3 Охорона праці. . . . Дембіцький, Поліщук

2.4 Висновки по розділу II. . . . . .

III. ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА . . чи організац. розділ. . . . . .

Техніко-економічне обґрунтування ефективності розробки . . . . . .

Висновки по розділу III . .

ВИСНОВКИ . .(загальні по всіх розділах) . . .

ПЕРЕЛІК ДЖЕРЕЛ ПОСИЛАНЬ. . . . . .

ДОДАТОК А (технічне завдання на наукову роботу 3-4 стор.)

ДОДАТОК Б

. . . . . .

Вступ

Від використаних методів розрахунку міцності будівельних конструкцій залежить їх безаварійність роботи. Міцність – проблема століття (академік П.О. Ребіндер, 1970 р.).

Руйнування будь-якого твердого тіла – процес поступового розкриття спочатку найслабкіших місць, а потім все менш і менш небезпечних дефектів.

Розрахунок міцності та деформативності грунтів в діючих нормативних документах базується на класичних роботах Н.М. Герсіванова, Д.Е. Польшина, В.В. Соколовського, В.Г. Березанцева, В.А. Флоріна, Н.Н. Цитовича, С.А. Слюсаренка, а також роботах дослідників К. Терцагі, А. Кезді, Ш. Кулона, А. Дарсі та інших.

Їх дослідження слугували базою для напрацювання теорії розрахунку і норм проектування основ по граничних станах: I групи – по несучі спроможності і стійкості і II групи – по деформаціях.

Грунтом називають гірські породи в верхній частині кори вивітрювання Землі, які є об'єктом інженерно-будівельної діяльності людини.

Основою прийнято називати товщу грунту, безпосередньо сприймаючу навантаження від споруди, в межах якої здійснюється розсіювання напружень і деформацій грунтів.

Фундамент – нижня частина споруди, яка передає навантаження основі. Опорна поверхня фундамента – *підошва*. Відстань від поверхні грунту до підошви – *глибина закладання* фундамента.

Улаштування фундаментів займає біля 40 % кошторисної вартості будівлі, це трудоміський процес. Конструкція фундаменту є вельми відповідальною, саме вона забезпечує експлуатаційну якість всієї споруди.

Вимогами до фундаментів є :

міцність та стійкість;

економічність ;

високі темпи спорудження, технологічність;

максимальне використання несучої спроможності самої конструкції;

надійність та довговічність.

Міцність, надійність, технологічність фундаментів потребують залучення сучасних методів раціонального їх проектування та використання ЕОМ. Тому тема удосконалення методів розрахунку фундаментів є актуальною задачею, а одним із актуальних розділів сучасної механіки грунтів є розробка математичної моделі грунту.

В механіці грунтів досліджуються як пісчані , так і глинисті грунти та методи визначення їх несучої спроможності.

Глинисті грунти при статичних навантаженнях більш стисливі, ніж піски. Глини пластичної консистенції під дією зовнішніх навантажень деформують вельми повільно. Осідання деяких споруд на глинистих відкладеннях проходять на протязі декількох років і навіть десятиліть.

Піски деформують зразу після прикладання навантаження. Піски, особливо великозернисті, водопроникні. Глини в пластичному і твердому стані практично водонепроникні.

В грунтових товщах піски потрібно розглядати як дренуючі грунти, а глинисті грунти – як водоупори.

Робота присвячена удосконаленню проектного розрахунку за сучасним числовим методом МГЕ для практичного прикладання з метою біль повного використання несучої спроможності призматичних паль .

Актуальність теми

Актуальною проблемою сучасної будівельної науки є напрацювання і впровадження більш досконалих та економічних методів розрахунку будівельних конструкцій.

Врахування реальних властивостей грунтів, їх нелінійного деформування в сполученні з прийомами оптимального проектування дозволяють проектувати фундаменти у відповідності з вимогами другої групи граничних станів, підняти адекватність розрахунків, отримувати суттєву економію бетону та арматури.

В будівництві все має бути передбачене в проектній майстерні, і міцність і економічна доцільність.

Балансування «на краю пропасті» потребує точного математичного апарату. Відносно поведінки і властивостей ґрунту, який на протязі багатьох років несе на собі тисячотонні вантажі будівель і споруд, поки що не все ясно, тут ще більше непізнаного до цього часу , ніж в інших областях, пов’язаних з будівництвом. Тому тема МКР, яка пов’язана з питаннями напрацювання методів розрахунку в геомеханіці та фундаментобудуванні є актуальна.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами

Магістерська кваліфікаційна робота виконана згідно кафедральної Науково - дослідної роботи № 60К1/14 «Дослідження НДС системи будівля-фундамент-основа в цілому та окремих її елементів і інноваційних технологій автоматизованого проектування, документування і управління проектних об’єктів у будівництві».

Мета і задачі дослідження

Метою дослідження є доопрацювання розрахунково-теоретичного апарату проектування призматичних паль за МГЕ. Для досягнення поставленої мети в МКР вирішено наступні задачі:

– проведено аналіз нормативних документів і наукових робіт в досліджувальні області;
– обґрунтування теоретичних основ;
– проведено комплексні теоретичні і числові дослідження НДС основ та порівняння з експериментальними результатами.

Об’єкт дослідження

Об’єктом дослідження є проблеми проектування, експлуатації, взаємодії основ і призматичних паль будівель.

Предмет дослідження

Предметом дослідження є основи і фундаменти будівель в умовах регіонального впливу природних та техногенних факторів, їх НДС.

Методи дослідження

До методів дослідження відносяться: аналіз нормативних і літературних джерел, науково-технічних досягнень, аналітичні дослідження з використанням методів теорії пружності та пластичності. Методи розв’язування задач механіки ґрунтів з використовуванням теорії граничної рівноваги, числовий метод МГЕ для моделювання НДС системи «основа-фундамент», порівняльний аналіз результатів математичного моделювання з аналогічними даними відомих рішень та експериментом.

Наукова новизна одержаних результатів

- Виявлена механічна суть задачі та показано її особливості на числовому прикладі .
- Розроблено метод, що поєднує в рамках однієї математичної моделі можливість проводити розрахунок призматичних паль за двома групами граничних станів: деформацій та несучої спроможності.
- Отримала подальший розвиток методика визначення стисливої товщі грунтової основи.
- Розроблено новий метод оцінки ефективності проектних рішень призматичних паль з діапазоном оптимальних значень, який

враховує ступінь використання деформаційних і міцністних властивостей основи і фундаменту.

- Отримано дані числових досліджень як всієї системи «основа-фундамент із призматичних паль», так і окремих її частин.

Практичне значення одержаних результатів полягає у:

- використанні для визначення несучої здатності призматичних паль в проектних організаціях;
- результати визначення НДС використано в рамках науково-технічного супроводу проектування та будівництва об'єктів у науково-дослідних організаціях;
- використанні у навчальному процесі ВНЗ ВНТУ за спеціальністю «ПЦБ».

Особистий внесок магістранта

Збір вхідних даних (інженерно-геологічних показників ґрунтової основи); дискретизація системи «основа-фундамент»; аналіз числових результатів; аналіз нормативних джерел, в яких відображено наукові розробки по взаємодії призматичних паль з ґрунтовою основою.

Апробація результатів магістерської роботи

Апробацію результатів МКР проведено на НТКП ВНТУ –всеукраїнська науково практична Інтернет конференція « Молодь в науці » (м. Вінниця, 10-12.03.2021).

Публікації

Тези доповіді на НТКП ВНТУ «Молодь в науці». 10-12.03. 2021. «Дослідження можливостей числового підходу до задач прийняття рішень про напружено-деформований стан пальових фундаментів».

1 НАУКОВО – ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

1.1. Огляд сучасного стану уявлень про роботу висячих паль

1.1.1 Структура грунту

На початку XX століття розпочалось масове будівництво промислових, цивільних, гідротехнічних споруд на стисливих грунтах, що потребувало напрацювання інженерно-фізичних передумов для розрахунку взаємодії споруди і основи [6].

Виникла необхідність в практичному визначенні фізичних процесів деформування і руйнування дисперсних грунтів під дією зовнішніх навантажень і в створенні нових методів розрахунку грунтових основ. Саме в це час виникла дисципліна механіки грунтів.

Грунти – верхня частина підстилаючої товщі осадкових порід, які в ті, чи інші степені зберегли постійність природних властивостей. Завдяки роботам дослідників стало можливим прогнозувати умови їх роботи. Властивості грунтів і їх природа варіруються в дуже широких межах. Тому будівельникам бажано мати уявлення про основні властивості грунтів. В інженерних прикладвннях в якості показників умов роботи грунту слугують його фізико-механічні показники.

В елементарній фізиці розрізняють тверді тіла, рідину, гази. Грунт не є простим тілом, він включає тверду фазу (скелет), рідку і газоподібну. По сучасних уявленнях до грунтів відносяться ”всі рихлі гірські породи кори вивітрювання літосфери “ (Н. А. Цитович).

Так піщані грунти мають зернисту будову, малу зв’язність, хорошу водопропускну властивість, незначне набухання і усадку, відсутність пластичності. Пісок – це результат вивітрювання кварцу.

Основний продукт вивітрювання алюмосілікатних порід є каолініт (глина). Глина – це зв’язні грунти, в залежності від *W* (вологості) вони можуть бути тверді, пластичні, текучі. Глини (супісь, суглинок, глина)

погано проводять воду, набухають. Глинистим грунтам властиві значна пористість і стисливість в порівнянні з піщаними.

Тверда фаза грунту (скелет) складається із множини твердих частинок, форма і розміри яких обумовлені особливостями їх мінералогічного складу, а також характером механічних впливів, яким вони піддавались в минулому.

Тверді частинки, особливо створені такими мінералами, як кварц, кальцит, чи полевий шпат , мають явно виражену об'ємну форму – округлу чи неправильну. Розмір їх достатньо великий щоб забезпечити перевагу сили тяжіння над молекулярними поверхневими силами.

З іншої сторони, частинки глинистих мінералів , в основному гідратів альюмосилікатів, характеризуються чешуйчастою, пластинчастою, чи брускоподібною формою і виключно малими розмірами. В результаті прояви деякого процесу на поверхні глинистих мікрокристалів глини абсорбуються у вигляді тонкої плівки молекули води, які і обумовлюють фізичні властивості глинистих грунтів.

Парадоксально, що грунти, які мають саму високу пористість (глини), зазвичай найменше водопроникливі у зв'язку з тим, що порові ходи в них черезмірно вузькі, в той час, як загальний об'єм пор відносно великий.

В результаті осідання більш великих частинок в умовах переважної прояви гравітаційних сил виникає переважно **зерниста** структура грунту.

Осідання тонких чешуєподібних частинок глинистих мінералів здійснюється в умовах значної переваги молекулярних поверхневих сил. При цьому виникає **сотова** структура грунту з великою пористістю.

Розподіл навантажень в товщі незв'язних (зернистих) грунтів і їх опір зовнішнім силам обумовлений силами тертя на контакті частинок. Опір зв'язних грунтів, складених в основному глинистими мінералами, деформації від впливу прикладених до них сил, обумовлені міцністю водних плівок, що обгортають частинки цих грунтів.

В процесі мобілізації сил внутрішнього тертя зерна незв'язного грунту вкладаються більш щільно, чи більш рихло в порівнянні з вихідним станом. Середньостатистичні значення такого переміщення зерен у вигляді аналітичної функції від їх положення можуть бути встановлено лише з самим грубим наближенням. По цій причині висновки механіки суцільних середовищ для оцінки деформацій незв'язних грунтів можуть бути використані лише з рядом обмежень. Зв'язні грунти більш близькі до умов деформацій суцільних середовищ, оскільки їх деформації самі нерозривні. Всупереч таким обмеженням висновки механіки суцільного середовища широко використовуються в розрахунках, повязаних з оцінкою НДС грунтів.

Дисперсність грунту визначається наявністю між його твердими частинками порового простору, об'єм якого оцінюється такими фізичними характеристиками, як пористість n (відносний об'єм пор в грунті), чи коефіцієнтом пористості e (відносний об'єм пор до твердих частинок).

Пористість по суті визначає в грунтах їх фізичний стан, механічну поведінку при зовнішніх впливах.

В силу малої стисливості твердих частинок грунту в механіці грунтів прийнято рахувати, що зміна об'єму грунту повністю визначається зміною його пористості.

Розрахунок любої конструкції починається з побудови розрахункової моделі, тобто, ідеалізації її геометрії, властивостей матеріалів і навантажень.

Були напрацьовані наступні рограхункові моделі грунтових основ:

– *лінійні моделі основ*. Найбільш простою є модель Вінклера;

– Наступною розповсюдженою моделею є *однорідний, ізотропний лінійно-пружній півпростір* (М.І. Горбунова-Посадова).

– *нелінійні моделі основ.*

Використання лінійних моделей обмежується фазою ущільнення грунту.

Використання нелінійних моделей дає принципову можливість для розрахунку фундаментних конструкцій при навантаженнях на основи, що перебільшують встановлені нормативними документами розрахункові опори грунтової основи.

Герсівановим Н.М., К. Терцагі, Н.А. Цитовичем та іншими вченими були досягнені значні успіхи по вирішенню багатьох важливих проблем, які стали базою науково обгрунтованого проектування основ споруд на дисперсних грунтах.

Великий практичний досвід дозволив створити будівельні норми і правила проектування основ і фундаментів, в основу яких покладено математичне узагальнення дослідних матеріалів на основі теорії пружності суцільного тіла.

При проектуванні основ фундаментів при обмеженні середніх тисків умовою $p \le R$ задовільні результати дає використання моделі суцільного середовища (R – розрахунковий тиск грунту, кінець лінійної ділянки графіка ”навантаження – осідання “). Реалізація цієї моделі повязана лише з двома характеристиками: модуль деформації E і коефіцієнт Пуассона ν.

Та теорія пружності далеко не в повній мірі відображує все різноманіття інженерно-фізичних властивостей реальних дисперсних грунтів.

На теперішній час назріла необхідність подальшого глибинного розкриття фізичних процесів і явищ, які проходять в грунтах при навантаженні. Поява на теперішній час тенденції підняття середнього тиску ($p > R$) на грунти потребує переходу на більш складні розрахункові моделі, які відображують все з більшою степіню реальні властивості грунтів. Відома з моменту перших досліджень характерна особливість грунтів накопичувати пластичні (залишкові) деформації при навантаженні обумовила гострий інтерес дослідників до моделей найбільш складного їх варіанту – теорії пластичної течії.

1.1.2 Несуча спроможність грунтів

Основний показник роботи грунту – його осідання від споруди. Осідання споруди, як правило, пов'язані з ущільненням грунту. Типовий графік дослідження грунту дослідним штампом приведено на рис. 1.1.

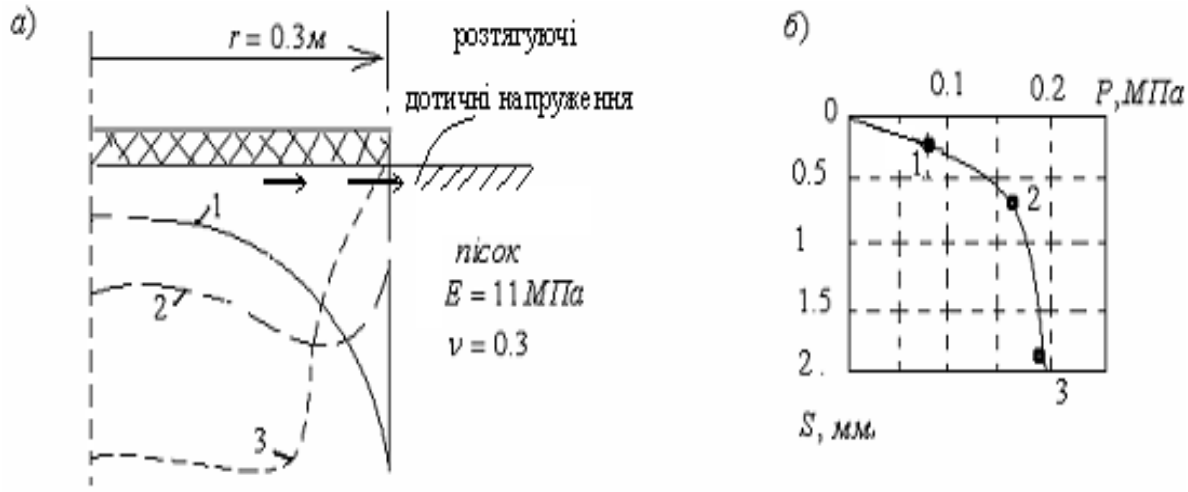


Рис. 1.1,а – Реактивний тиск під штампом; рис. 1.1,б – графік залежності "навантаження-осідання" для штампа [20]: (0-1)–фаза ущільнення; (1-2)–фаза зсувів; (2-3)–фаза руйнування

– в I фазі деформування осідання проходять лише за рахунок ущільнення грунту. Ці фазі відповідає прямолінійна чи близька до прямолінійної залежності ділянка графіка (0-1), швидкість осідання $dS/dt = 0$.

– друга фаза (фаза зсувів) – криволінійна та характеризується зростанням деформацій через розвиток пластичніх зон в грунті під краями фундаменту, рис 1.1 а, крива 2. В межах другої фази деформування швидкість осідання постійна $dS/dt = const$.

– III фаза відображає фазу випирання при прогресуючі течії грунту без збільшення навантаження, $dS/dt = \infty$.

Розрізняють : початковий критичний тиск, нормативний, розрахунковий та граничний опір, які визначаються степенем розвитку в грунті пластичних деформацій.

Розрахунок стійкості основ за I групою граничних станів:

$$F \le \gamma_c \cdot F_u / \gamma_n \quad . \quad (1.1)$$

де F, F_u – відповідно розрахункове навантаження на основу і сила його граничного опору, γ_c – коефіцієнт умов роботи (1-0.8), γ_n - коефіцієнт надійності (1.2-1.1).

Початковий розрахунковий тиск на грунт відповідає закінченню фази його ущільнення, при якій починають утворюватись площадки зсувів. На площадках зсуву має місце гранична рівновага:

$$\frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \sin\varphi = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} - c \cdot \cos\varphi \quad . \qquad (1.2)$$

Початковий критичний тиск:

$$P_{кр} = \frac{\pi(\gamma \cdot \mathrm{d} + \mathrm{c} \cdot \mathrm{ctg}\varphi)}{\mathrm{ctg}\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma \cdot d \,, \qquad (1.3)$$

де d – глибина закладання фундамента.

Вимога відсутності зон зсуву в основі є дуже жорстка при призначенні тиску на грунт в рівні підошви фундамента.

Такий фундамент є неекономічним. При наявності невеликих зон пластичних деформацій в грунті залежність «навантаження - осідання» ще є близькою до лінійної. Тому нормативні документи рекомендують допускати розвиток зон граничної рівноваги грунту біля країв фундаментів на глибину, рівну ¼ їх ширини, тобто $z_{\max} = 0.25 \cdot b$, а **нормативний опір**:

$$R^H = \frac{\pi\gamma}{ctg\,\varphi^H - \frac{\pi}{2} + \varphi^H}(0.25b + d + \frac{c^H}{\gamma \cdot tg\,\varphi^H}) + \gamma \cdot d \,. \qquad (1.4)$$

В більш зручній формі:

$$R^H = (M_\gamma \cdot b + M_q \cdot d)\gamma + M_c \cdot c \,, \qquad (1.5)$$

де M_γ, M_q, M_c – безрозмірні коефіцієнти, залежать від нормативного значення кута внутрішнього тертя φ;

b,d – ширина підошви фундамента та глибина його закладання.

Запроектовані згідно залежності (1.5) фундаменти в багатьох випадках є неекономічними через недовикористання несучої спроможності грунтів. В деякій мірі ці фактори враховані в формулах, наведених в нормативних документах і **розрахунковий опір** грунту основи:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k}[M_\gamma k_z \cdot b \cdot \gamma_{11} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{11} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{11} \quad + M_c \cdot c_{11} +], \quad (1.6)$$

де γ_{c1}, γ_{c1} – коефіцієнтинти умови роботи грунту і споруди;

M_γ, M_q, M_c – те ж, що і в (1.5),

γ'_{11} – осереджена (по шарах) розрахункова вага грунту , що залягає вище відмітки закладення фундаменту;

γ_{11} – те ж саме , але залягаючого нижче підошви фундаменту.

Граничний опір грунтової основи, складеної нескальними грунтами, в стабілізованому стані визначається із умови, що співвідношення між нормальними σ і дотичними τ напруженнями по всіх поверхнях ковзання, яке відповідає граничному стану основи, підкорюється залежності Кулона:

$$\tau = \sigma \cdot tg\varphi + c, \qquad (1.7)$$

де φ, c – розрахункове значення кута внутрішнього тертя та питоме зчеплення грунту.

Вихідним є рівняння теорії граничної рівноваги з припущенням, що в кожній точці основи проходять деформації зсуву. В.Г. Березанцев прийняв обриси грунтового клину при граничному стані грунту у вигляді рівнобедреного трикутника з прямим кутом при вершині. [21]. Використавши наближений обрис поверхні ковзання в грунті, він запропонував умови граничної рівноваги грунту для плоскої і

вісесиметричної задач. Отримана ним формула для визначення середнього **граничного тиску на основу**:

$$P = (N_\gamma \cdot b) + N_q \cdot d) \cdot \gamma + N_c \cdot c\,, \qquad (1.8)$$

де N_γ, N_q, N_c – безрозмірні коефіцієнти несучої спроможності, приймаються в залежності від кута внутрішнього тертя φ,

b,d – ширина, глибина закладання фундамента.

1.1.3 Опір грунтів зсуву

Опір грунту зсуву є важливою характеристикою його несучої спроможності, його можна визначити в приборі прямого зрізу. Грунт розміщується в двох компресійних кільцях, які після стабілізації деформацій під лією сили F трохи розсуваються для утворення зазору. Грунт зрізвється зсувним зусиллям Т. Проводиться зріз декількох обтиснених різними силами зразків та будуються графіки, рис. за допомогою яких вивначаються кут внутрішнього тертя φ – по нахилу прямої до горизонтальної осі нормальних напружень σ_n, питоме зчеплення *c* – по відрізку, який відрізається по вертикальні осі (τ).

Залежність (1.7):

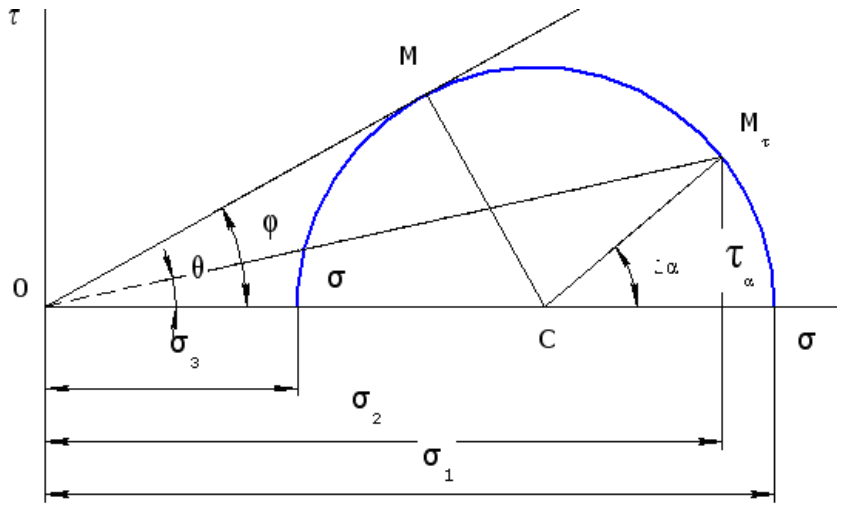
$$\tau = \sigma_n \cdot tg\varphi + c\,,$$

отримала назву узагальнений закон Кулона і характеризує опір зсуву грунтів.

Огинаючі криві Кулона для сипучих та зв'язних ґрунтів подано на рис. 1.2.

Дослідження грунтів на зсув можна проводити і в стабілометрах – приборах тривісного стиснення. Для прийнятого напруження σ_1 (найбільшого головного) визначають бокове σ_3 (найменше головне) при якому прошодить руйнування зразка по косих поверхнях зрізу.

а)



б)

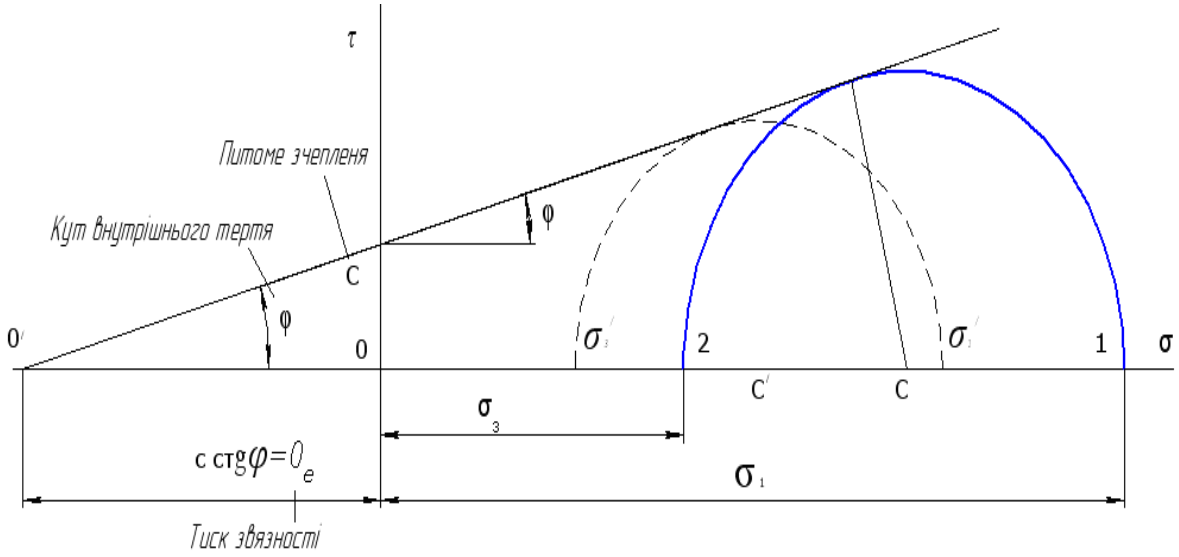


Рис. 1.2. – Огинаючи криві Кулона граничних напружень при зсуві ґрунтів а) сипучих, б) зв’язних

Потім для кожного дослідного зразка будують круг Мора рис. 1.3 . По кругах Мора для декількох зразків при різних сполученнях σ_1 і σ_3 (рис. 1.2) будується їх огинаюча для визначення міцністних характеристик грунту і параметрів опору зсуву – φ , c.

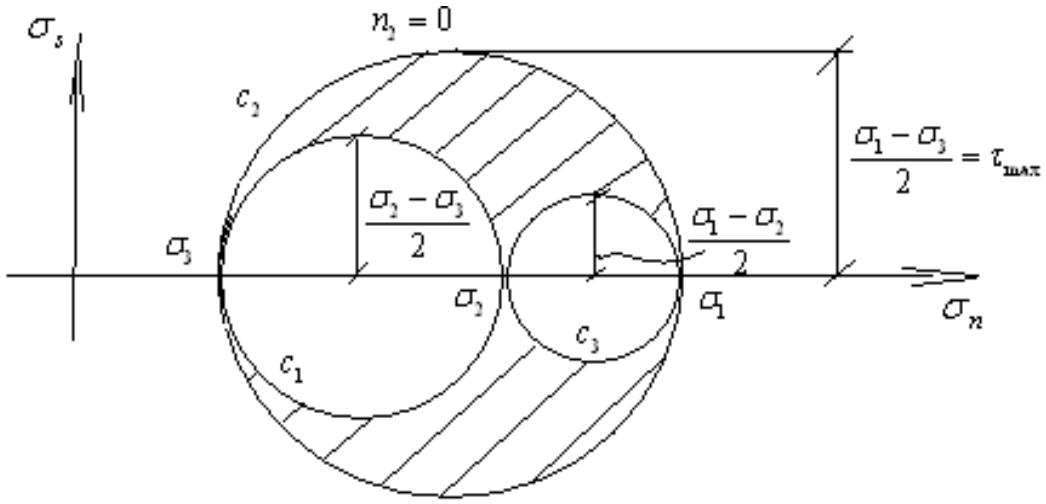


Рис. 1.3 – Гранична крива Мора

1.1.4 Механіка гранульованих середовищ

В класичній механіці грунтів (К. Терцагі) задачі про розподіл напружень та деформацій зазвичай розвязувались на основі моделі ідеально пружнього тіла, пружні властивості якого визначались одним модулем деформацій. Більш складні розв'язки задачі про несучу спроможність краще відповідають дійсності, якщо використовувати пружньо пластичну модель, в якій граничний стан є функцією як модуля деформацій, так і межі міцності.

Пружні деформації мають властивість повного відновлення недеформованого стану після зняття прикладених навантажень. Крім того, пружні деформації залежать лише від величини напружень і не залежать від історії деформування чи навантаження.

Любу деформацію, що виникає як відповідна реакція матеріалу на прикладені навантаження і не підкоряється визначальним законам теорії пружності, можна розглядати як непружну деформацію. Незворотні зміщення, які получаються в результаті ковзання чи дислокацій на атомному рівні і, як наслідок, ведуть до залишкових змін розмірів, називають пластичними деформаціями. 95 % деформацій грунтової основи є залишковими, пластичними.

Такі деформації мають місце лише при інтенсивності напружень вище деякого порогу, відомого як межа пружності, чи межа текучості. Основною проблемою теорії пластичності є математична формуліровка співвідношень між напруженнями і деформаціями для отримання фізичного закону пластичних деформацій (аналогічного закону Гука), та в виборі кількісних критеріїв для вказання початку приходу пластичності.

Пластична течія описує неперервну зміну сумарної деформації. В пластичній області напруження залежать від усієї історії навантаження чи деформування середовища.

Розв'язок нелінійної задачі геомеханіки неможливо отримати аналітично. Експериментальні дослідження в ці області пов'язані із значною кошторисною вартістю. Рішенням проблеми є залучення обчислювальної математики на базі сучасних ЕОМ.

Починаючи з основоутворюючої роботи К. Кулона (1773) і до початку 60-х років XX століття механіка гранульованих середовищ розвивалась в основному як наука про статику сипучого середовища. Це в значній степені пояснюється тим, що рівняння, які описують напружений стан середовища при плоскому деформованому стані (В.В. Соколовський, 1939) і в осесиметричному випадку (А.Ю. Ішлинський, 1944), так, як і рівняння ідеальної пластичності, є статично визначеними, тобто, у випадку статично визначених краєвих умов можуть бути розв'язані **без залучення кінематичних** співвідношень.

Не дивлячись на велике різноманіття підходів до вивчення деформованого стану середовища, найбільш коректною і до теперішнього часу залишається запропонована Д. Друккером і В. Прагером (1952) [26] теорія пластичної течії, яка заснована на використанні асоційованого закону і критерію текучості Кулона.

У випадку плоского чи об'ємного напруженого стану визначення границі між областями пружного і пластичного деформування тіла розв'язується за допомогою так званого критерія пластичності (текучості),

чи умови пластичності (текучості). Тому, приступаючи до розв'язків задач пластичності потрібно в першу чергу зформулювати критерії пластичності і отримати співвідношення між напруженнями і деформаціями у випадку пластичного деформування тіла.

Умова, (чи критерій) пластичності є важливим узагальненням на тривимірний напружений стан поняття межі текучості для одновісного розтягу. З математичної точки зору умова пластичності являє собою співвідношення між компонентами напружень в точці, яке має бути виконане, коли в цій точці розпочнеться пластична поведінка. Після того, як умова пластичності прийнята, все решта відноситься до області математики.

Цю умову можна задати :

$$f(\sigma_{ij}) = 0. \qquad (1.9)$$

Багаточисленні експерименти свідчать про те, що при всебічному розтягу чи стисненні матеріал деформує пружньо. Тоді можна прийняти, що умова пластичності залежить лише від другого і третього інваріантів девіатора напружень (перший інваріант девіатора напружень дорівнює нулю):

$$f(I_2^Д, I_3^Д,) = 0. \qquad (1.10)$$

Прикладом критерія пластичності, записаного в формі (1.10) є критерій, запропонований Губером і Мізесом і отриманий ними виходячи із умови постійності енергії формозміни:

$$\sigma_u = \sigma_\text{Т}, \qquad (1.11)$$

де σ_u – інтенсивність напружень, квадрат якої пропорційний другому інваріанту девіатора напружень:

$$\sigma_u^2 = 3I_2^Д. \qquad (1.12)$$

Поверхня текучості $f = k$ в просторі головних напружень являє собою для умов Мізеса прямий, круговий циліндр ($\alpha = 0$). При ($\alpha > 0$) поверхня

являє собою прямий круговий конус, вісь якого утворює рівні кути з осями координат, а вершина знаходиться в октанті, що відповідає розтягу.

Прикладання теорії пластичності до грунтів є багатообіцяючим, адже об'ємне розширення обов'язково супроводжеє деформації зсуву.

Основною перевагою асоційованого закону пластичної течії є те, що характеристики полів напружень і швидкостей деформацій в цьому випадку співпадають і області, які знаходяться в граничній рівновазі, можуть бути визначені однозначно.

Та **є класи течії** гранульованих середовищ, в яких дослідні поля швидкостей деформацій і напружень **знаходяться в суттєвій невідповідності з результатами теорій, заснованих на класичних підходах.** До таких задач відносяться і задачі механіки грунтів. Для цих задач **механізм течії має першочергове значення,** а визначальний закон, який використовується при їх аналізі, суттєво впливає на розв'язок.

Більш загальний неасоційований закон течії запропонований Меланом [27]. Більш загальний випадок має місце, коли на потік гранульованого матеріалу крім напруженого стану впливають і пластичні деформації.

Характеристики напружень і швидкостей деформацій співпадають лише тоді, коли пластичний потенціал F в неасоційованому законі пластичної течії $F = \sin\varphi$, що справедливо для асоційованого закону пластичної течії. Для моделі із змінною дилатансією (грунти) характеристики швидкостей змінюють свої кути в ході деформування, прямуючи до ортогональності в критичному стані:

$$\rho = \rho_{cr}, \qquad F(\rho/\rho_{cr}) = F(1) = 0. \qquad (1.13)$$

При $\rho = \rho_{cr}$ значення щільності грунту не виключає певної наявності в ньому пор. Коли $\rho = \rho_{cr}$ – це відповідає найбільш компактній укладці частинок грунту без їх руйнування.

Пластичну течію можна вивчати шляхом визначення поля швидкостей деформацій, а зміна швидкості на кожному наступному нескінчено малому кроці в процесі деформування приводить до знаходження нових напрямків характеристик. Вектор пластичних деформацій в законах течії направлений у зовнішню сторону від пружної області, обмеженою поверхнею текучості *f*.

Стисливість грунтів виникає за рахунок зміни розташування в грунті утворюючих його твердих частинок.

Розширення в грубозернистих грунтах пояснюється результатом прояви так званого ” арочного ефекту“. Цей ефект пояснюють з деякою спроможністю ізольованих твердих частинок грунту до пружних деформацій. Арочний ефект може проявитись лише при наявності в грунті багаточислених контактів між твердими частинками, це властиво грубозернистим грунтам. Під впливом прикладеного да грунту навантаження частинки в арках підкоряються пружній деформації в більшій степені, ніж об’ємному переміщенню.

При цьому виникає розширення грунту. При зменшенні навантажень деформовані частинки знов приймають свою початкову форму.

1.2. Основні положення МГЕ

1.2 .1 Метод зважених нев’язок. Задачі про потенціал

Метою наближеного способу розв’язку краєвих задач є приведення розрахункової системи диференційних рівнянь до системи лінійних алгебраїчних рівнянь (СЛАР). Це досягається шляхом розбиття суцільного середовища на ряд осередків чи елементів, рахуючи, що для кожного такого елемента відомі варіації апроксимуючих і вагових функцій.

Багато інженерних задач (в тім числі і задачі механіки грунтів) розв’язуються за допомогою рівняння Лапласа

$$\Delta^2 u = b \ , \qquad (1.14)$$

де Δu – лапласіан, в декартових координатах має вигляд:

$$\Delta u = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}, \qquad (1.15)$$

b – відома функція, u – шуканий потенціал (переміщення в задачах механіки грунтів).

Рівняння Лапласа грає важливу роль в практичних прикладаннях.

До цього рівняння потрібно додати граничні умови:

$u = \bar{u}$ на контурі Γ_1, $\quad q = \partial u / \partial n = \bar{q}$ на контурі Γ_2. (1.16)

Точне рішення u може бути знайденим для небагатьох , і при тому , простих випадках , тому розв'язок (1.4) апроксимують. Нехай наближений вираз для u : $u = \alpha_1\varphi_1 + \alpha_2\varphi_2 + \alpha_3\varphi_{31} + ...$ (1.17)

де α_i – невідомі коефіцієнти.

Підстановка апроксимуючого наближеного виразу для u в (1.4) визначить нев'язку: $\Delta^2 u \neq 0$ на Ω,

$u - \bar{u} \neq 0$ на Γ_1, $q - \bar{q} \neq 0$ на Γ_2, де $q = \partial u / \partial n$.

Величини нев'язок для дослідної області і границь:

$\varepsilon = \Delta^2 u \neq 0$ *на* Ω, $\varepsilon_1 = u - \bar{u} \neq 0$ *на* Γ_1, $\varepsilon_2 = q - \bar{q} \neq 0$ *на* Γ_2 . (1.18)

Для того, щоб зробити нев'язки як можна меншими, використовується метод зважених нев'язок. Найпростіший варіант цього методу – точне задоволення граничних умов і розподіл похибки у відповідності з видом вагової функції w :

$$w = \beta_1\psi_1 + \beta_2\psi_2 + ... \quad . \qquad (1.19)$$

Функцію похибки ε розподіляють по області, помноживши її на вагову функцію w та проінтегрувавши її по дослідній області:

$$\int_\Omega \varepsilon w d\Omega = \int_\Omega (\Delta^2 u) w d\Omega = 0. \qquad (1.20)$$

Таким чином, похибка розподіляється у відповідності з функціями, що входять до w.

1.2.2 Фундаментальні рішення

Щоб звести вихідну задачу до граничної, потрібно знайти функцію *w*. Коли область, яка досліджується в задачі, можна розмістити в деякий простір правильної геометричної форми, то буде більш зручним знаходити фундаментальне рішення спеціально для цього простору.

Найпростіший випадок – півнескінчений простір, який і розглядається в задачах розрахунку фундаментів. Це фундаментальне рішення підбирається таким чином, щоб тотожньо задовільнити граничним умовам на поверхні, тоді при розвязку за МГЕ на поверхні не потрібно задавати граничні елементи, напруження на поверхні півпростору дорівнюють нулю.

Найбільш широке використання в механіці грунтів найшло фундаментальне рішення Р. Міндліна про НДС в півнескінченому пружньому просторі від дії одиничних сил, прикладених в середині цього півпростору.

В граничних задачах часто використовується рішення, що відповідає зосередженому потенціалу, заданому в точці. Для рівняння Лапласа вони позначаються через u^*:

$$\Delta^2 u^* = \delta_i \ , \qquad (1.21)$$

де δ_i – дельта-функція Дірака.

u^* є функцією двох точок: точки (ξ) з джерелом Р=1 і точки спостереження x_i, яка є незалежною змінною, що входить в дослідне диференційне рівняння.

Ідея МГЕ складається в умовному розширенні розрахункової схеми для дослідного об’єкта. Справа в тому, що для безмежних областей, таких як пружна площина, пружний простір, відомі точні аналітичні рішення від дії одиничної зосередженої сили. Такі рішення називають функціями впливу. Користуючись принципом суперпозицій і функціями впливу в МГЕ знаходять такі навантаження, котрі прикладаються в безмежній

області на границі об’єкту, які забезпечують відповідність граничним умовам заданого обмеженого об’єкту.

Границю об’єкту розбивають на окремі елементи, які називають граничними елементами (ГЕ). Ними слугують для тривимірного, двовимірного, одновимірного тіла відповідно – елементи поверхні, відрізки контура, і граничні точки.

Дослідний об’єкт умовно продовжується за границю так, щоб він перетворився в частину нескінченої області (чи скінченої, але такої, для якої можуть бути отримані функції впливу). Шляхом інтегрування функції впливу по області ГЕ спочатку знаходиться від навантаження напруження і переміщення в любі точці дослідної області. Потім для визначення невідомих вводяться граничні умови в характерні точки. В результаті отримуєм систему лінійних алгебраїчних рівнянь для визначення невідомих.

Основне співвідношення прямого МГЕ:

$$c_i u_i + \int_{\Gamma} \mathrm{uq}^* d\Gamma = \int_{\Gamma} \mathrm{u}^* \mathrm{q}\ d\Gamma . \qquad (1.22)$$

Матрична формуліровка:

$$\frac{1}{2} u_i + \int_{\Gamma} \mathrm{uq}^* d\Gamma = \int_{\Gamma} \mathrm{u}^* \mathrm{q}\ d\Gamma \quad \Rightarrow \ HU = GQ \quad \Rightarrow \ AX = F . \qquad (1.23)$$

де X – вектор невідомих потенціала u та похідної q на границі. Точки, в яких розглядаються невідомі величини, називаються **вузлами.** Вони знаходяться в середині кожного сегмента (чи СЕ) при апроксимації постійними СЕ. Вузли будуть на стику двох лінійних елементів при апроксимації граничних СЕ лінійними залежностями. В роботі прийнято, що потенціал u і похідна від потенціалу $q = du/dx$ постійні по довжині СЕ [2,9]. МГЕ – числовий метод розв’язку задач механіки, який використовує скінчені елементи для описання границь і апарат інтегральних рівнянь.

1.3 Вхідні параметри грунтової основи розрахункової моделі

Для розрахунку осідання основ будівель за сучасними числовими методами необхідні вхідні дані – фізико-механічні характеристик грунтів будівельного майданчика. Наведено систематизацію величин максимальних та мінімальних величин коефіцієнтів пористості, що слугують вхідними параметрами сучасних нелінійних моделей роботи грунту.

В механіці грунтів міцність грунту залежить від його фізико-механічних характеристик. Основними параметрами властивостей грунтів, що визначають несучу здатність основ і їх деформацій, є характеристики:

міцності – кут внутрішнього тертя φ,

питоме зчеплення с,

межа міцності на одновісний стиск скельного грунту R_c;

деформативності – модуль деформації Е,

коефіцієнт поперечної деформації ν;

фізичні – щільність ρ,

щільність часток грунту ρ_s,

коефіцієнт пористості е,

питома вага γ,

вологість W,

показник текучості I_L, крупність фракцій, однорідність складу.

Щільність та вологість грунту визначаються експериментально. Решта показників визначається розрахунком на базі основних показників. Величина щільності ρ дисперсних порід лежить в межах 1,3-2,4 ($т/м^3$), щільність води $\rho_w = 1 т/м^3$.

Як відомо, точність результатів розрахунку не може бути вище точності вихідних даних. Тому для достовірності прогнозу розрахунків

необхідно піднімати точність вхідних даних. Із-за неоднорідності любого шару грунту, який досліджується, та похибок при вимірах під час експериментального визначення ρ, ρ_s, W ці величини знаходяться методами математичної статистики.

На рис.1.4 подана спрощена трифазова модель грунту, запропонована К. Терцагі.

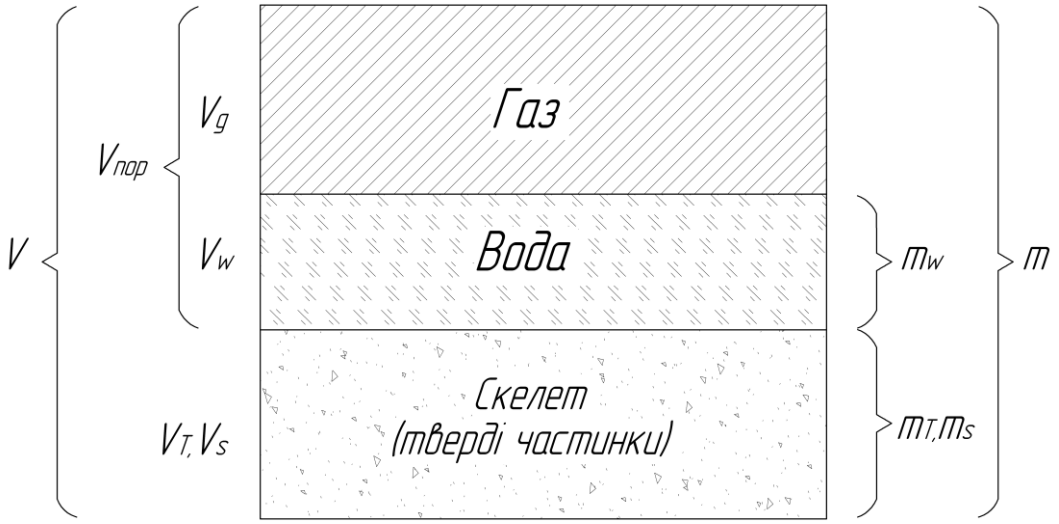


Рис.1.4 – Графічна схема грунту як трифазної системи (спрощена ідеалізована модель К. Терцагі)

Рисунок 1.4 розглядається як наглядна схема, оскільки в дійсності такого розподілу не буває, та при ознайомленні з окремими складовими (фазами) грунту таке наглядне зображення надає суттєву допомогу.

Нехай згідно геологічних досліджень щільності непорушеного зразку супісі із збереженням його вологості ρ = 2,13 т/м^3, його щільність зерен, визначена пікрометром ρ_s= 2,65 т/м^3. Щільність зразку після висихання

$$\rho_{dry}= 1{,}82 \text{ т/м}^3.$$

Тоді вологість зразку піску в природному стані:

$$W = \frac{m_w}{m_s} = \frac{\rho - \rho_{dry}}{\rho_{dry}} = \frac{2{,}13 - 1{,}82}{1{,}82} \cdot 100\% = 17{,}04\% . \qquad (1.24)$$

Пористість зразку в природному стані :

а) – в процентах

$$n\% = \frac{\rho_s - \rho_{dry}}{\rho_s} \cdot 100\% = (1 - \frac{1{,}82}{2{,}65}) \cdot 100\% = 31{,}3\%; \qquad (1.25)$$

в) – в відносному значенні n = 0,313.

Оскільки пористість грунту визначається як відношення $V_{пор}$ до загального об'єму зразка порушеної структури

$$n = V_{пор}/V, \qquad (1.26)$$

то об'єм пор в одиниці об'єму піску буде $V_{пор} = 1 \cdot 0.313 = 0.313$. Тоді об'єм твердих частинок грунту в одиниці об'єму піску

$$V_S = 1 - V_{пор} = 1 - 0.313 = 0.687. \qquad (1.27)$$

Коефіцієнт пористості $e = V_{пор} / V_S$ знаходить широкий вжиток в практиці геологічних досліджень завдяки тому, що при стисканні зразка грунту об'єм скелету V_s залишається незмінним, змінюється лише чисельник – об'єм пор ($V_{пор}$).

Коефіцієнт пористості " e " зразку та ступінь вологості " S_r "

$$e = V_{пор} / V_S = \frac{0.313}{0.687} = 0.456 \quad , \qquad (1.28)$$

$$S_r = \frac{\rho - \rho_{dry}}{1 \cdot V_{пор}} = \frac{2.13 - 1.82}{1 \cdot 0.313} = 0.99 \qquad (1.29)$$

Тобто грунт знаходиться в стані повного водонасичення.

Для визначення мінімального та максимальної щільності зразка грунту можна скористатись даними експериментальних досліджень, поданих на рис.1.5 [24,8].

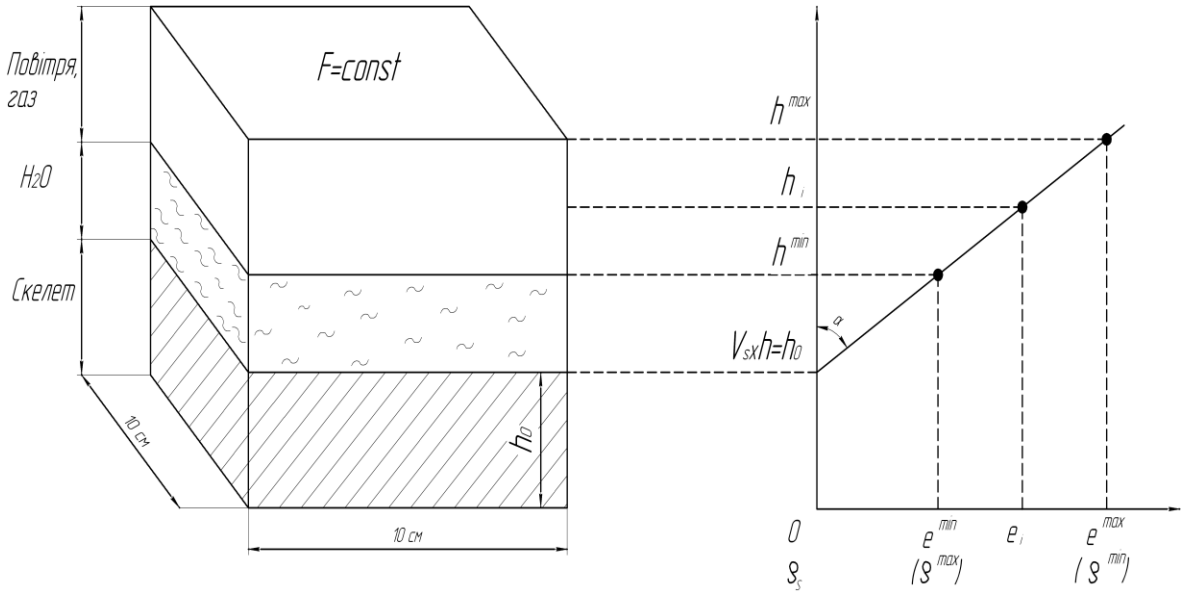


Рис.1.5 – Визначення критичних величин щільності грунту ρ та коефіцієнта пористості грунту е

Для визначення e^{min}, e^{max} необхідно насипати зразок грунту в контейнер в самому рихлому стані (рис.1.5). Нехай об'єм грунту, насипаного в контейнер в самому рихлому стані V=1264 $см^3$. При площі контейнеру F=100 $см^2$, h^{max}=1264/100=12,64 см (рис.1.5). По мірі ущільнення грунту висота зразка з h^{max} зменшиться до h^{min} в момент максимального ущільнення грунту. Грунт за таких умов працює як суцільне середовище, ($\rho = \rho^{max}$).

За умови, що $V_{пор}=V_{газу}+V_{води}=0$, висота зразку стане h_0. Нехай площа контейнера (рис.1.4) F=10^2 $см^2$ і висота зразка h_i відповідає h=10 см (щоб об'єм зразка природного залягання був V=1000 $см^3$ = 1 $дм^3$). Тоді h_0 відповідатиме висоті твердих частинок піску, доля об'єму яких в одиниці об'єму V_s=0,687.

$$h_0 = V_S \cdot h = 0.687 \ \cdot 10 см = 6.87 см. \qquad (1.30)$$

Межа максимально можливого ущільнення зразка грунту визначається за формулою [24]

$$h^{\min} = h_0 \cdot \frac{2h_{\max} - h_0}{h_{\max}} = 6.87 \cdot \frac{2 \cdot 12.64 - 6.87}{12.64} = 10 \, см \, . \qquad (1.31)$$

Тобто зразок грунту природного залягання знаходиться в самому щільному стані. Мінімальне та максимальне значення коефіцієнта пористості e^{min}, e^{max} обраховуєм [8] :

$$e^{\min} = \frac{h^{\min} - h_0}{h_0} = \frac{10 - 6,87}{6,87} = 0,456; \quad (1.32)$$

$$e^{\max} = \frac{h^{\max} - h_0}{h_0} = \frac{12,64 - 6,87}{6,87} = 0,84. \quad (1.33)$$

Об'ємна маса пісків в порушеному стані визначається при двох станах: граничний рихлий ($\rho_{\min}$) і граничний щільний ($\rho_{\max}$). По $\rho_{\min}$ і $\rho_{\max}$ судять про спроможність піску до ущільнення. Чим більша їх різниця, тим більша ця спроможність. Щільність грунту свідчить про потенційну можливість грунту до ущільнення. В таблиці наведено систематизацію значень e^{max}, e^{min} згідно з даними нормативних документів для пісчаних та глинистих грунтів. Результати розрахунку підтверджують відповідність отриманих значень e^{max}, e^{min} для супісі.

Діапазон зміни коефіцієнта пористості e для пісчаних та глинистих грунтів

Назва грунтів	Межі значень показника текучості I_L		e_{min}	e_{max}
Пісчані грунти	Гравелисті та крупні		0,45	0,65
	середньої крупності		0,45	0,65
	мілкі		0,45	0,75
	пилуваті		0,45	0,75
Пилувато глинисті грунти четвертиних відкладень, аллювіальні, делювіальні, озерні,	Супісь	*тугопластична* $0 \le I_L \le 0,25$	0,45	0,75
		малопластична $0,25 < I_L \le 0,75$	0,45	0,85
	Суглинки	*напівтверді* $0 \le I_L \le 0,25$	0,45	0,95
		тугопластичні $0,25 < I_L \le 0,5$	0,45	0,95
		мягкопластичні $0,5 < I_L \le 0,75$	0,65	1,05

озерно-алювіальні	Глини	*напівтверді* $0 \le I_L \le 0,25$	0,55	1,05
		тугопластичні $0,25 < I_L \le 0,5$	0,65	1,05
		мягкопластичні $0,5 < I_L \le 0,75$	0,65	1,05

Мінімальну $\rho_{\min}$ та максимальну щільність зразку грунту $\rho_{\max}$, які слугують вхідними параметрами математичних моделей грунтової основи, знаходять за формулами [8]:

$$\rho^{\min} = \frac{m}{F \cdot h_{\max}} = \frac{2.13\,кг}{100\,см^2 \cdot 12.64\,см} = 1.685\,\frac{T}{м^3}; \qquad (1.34)$$

$$\rho^{\max} = \frac{m}{F \cdot h_{\min}} = \frac{2.13\,кг}{100\,см^2 \cdot 10\,см} = 2.13\,\frac{T}{м^3}; \qquad (1.35)$$

де m – маса зразка грунту природнього залягання при V=1000 см^3;

$\rho = 2.13\,T/м^3$, $m = V \cdot \rho = 2.13$ *кг*. Отримані дані можна використовувати в теоретичних розрахунках основ як вхідні параметри, вони характеризують геологічну ситуацію грунтової основи.

1.4 Дилатансійна теорія грунтового середовища

Характерною особливістю деформування грунтів є дилатансія – зміна обєму за рахунок девіаторної складової тензора напружень. Це явище було виявлено ще в 1885 р. О. Рейнольдсом, який пояснив його переупакуванням частинок грунту при зсуві. Зсув грунту з щільною упаковкою частинок приводить до розущільнення грунту (збільшення об'єму), а з рихлою – до ущільнення грунту (зменшення об'єму).

Для зближення розрахункових даних основ з експериментальними необхідне врахування дилатансійних властивостей грунту. Для описання кінематичних ефектів дилатансії Б. Хансен (1958 р.) запропонував ввести кут дилатансії - Λ, $\dot{e}^p = \dot{\gamma}^p \cdot \sin\Lambda$, (1.36)

де $\dot{e}^p$, $\dot{\gamma}^p$ – швидкість об'ємних та зсувних пластичних деформацій.

Дилатансійні ефекти грунту можна спостерігати при експериментальних дослідженнях кривих тиску під жорстким штампом. Реактивні тиски піж штампом лише при початкових навантаженнях збігаються з лінійною теорією пружності. Вже при середніх навантаженнях вони суттєво різняться від передбачень теорії пружності. При величинах навантажень, близьких до граничної величини здійснюється різке зменшення реактивних тисків під краями штампа.

Це пояснюється тим, що грунт в крайніх зонах під штампом грунт пройшов стадію дилатансійного зміцнення і став розущільнюватись. Цей експеримент показує, що зміцнення і роззміцнення грунтів пов'язано з явищем дилатансії, тобто із зміною об'єму грунту при зсуві. Швидкість дилатансії визначається коефіцієнтом $\Lambda = \frac{\Delta V}{\Delta \gamma}$:

– рихлі упаковки грунту при зсуві ущільнюються ($\Lambda < 0, \quad V \downarrow$);

– щільні стани грунту при зсуві розрихлюються ($\Lambda > 0, \quad V \uparrow$);

– критичний стан ($\Lambda = 0, \quad V - const$).

Ряд дослідників розглядають деформації в грунтах як результат локального руйнування існуючих зв'язків між його частинками і винекнення нових зв'язків. Поки цей процес підіймає опір грунту, зберігається рівновага між внутрішніми і зовнішніми силами. Коли резерви міцності вичерпуються, настає руйнування грунту, тому деформації грунту можна пов'язати з параметрами, що характеризує його міцність. Приймаючи в якості інваріантів напруженого стану σ_m, τ_s міцність грунтів зручно описувати умовою Мізеса-Шлейхера-Боткіна (1.39).

При числових дослідженнях НДС грунту в роботі використано дилатансійну теорію грунтового середовища:

1.Повні деформації грунту визначались як сума пружніх та пластичних:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p . \qquad (1.37)$$

2.Приріст пластичних деформацій визначався за неасоційованим законом пластичної течії :

$$d\varepsilon_{ij}^{p} = d\lambda \frac{dF}{d\sigma_{ij}}, \qquad F \neq f, \tag{1.38}$$

3.За умову пластичної течії взято умову Мізеса-Шлейхера-Боткіна:

$$\begin{cases} f = \sigma_i + \sigma_m tg\psi - \tau_s, & при \quad \sigma_m \leq \rho_0 \\ f = \sigma_i + \rho_0 tg\psi - \tau_s, & при \quad \sigma_m > \rho_0 \end{cases}, \tag{1.39}$$

де T, σ_m – дотичні та нормальні напруження на девіаторній площині (II інваріант девіатора напружень I інваріант тензора напружень); p_0 –рівень гідростатичного тиску, коли ґрунт працює як суцільне середовище (межа переходу від конусу до циліндру на рис. 1.7); τ_s – значення інтенсивності дотичних напружень на девіаторній площині при σ_m =0; φ ,c – кут тертя та зчеплення на октаедричній площині.

Параметри умови пластичної течії:

$$tq\psi = \frac{6\sqrt{3} \cdot \sin\varphi}{9 - \sin^2\varphi}; \qquad \tau_S = \frac{6\sqrt{3} \cdot \cos\varphi}{9 - \sin^2\varphi} \tag{1.40}$$

4.Приріст пластичних деформацій визначався за дилатансійною умовою проф. В.М. Ніколаєвського:

$$d\varepsilon_{ij}^{p} = \Lambda(\chi, \sigma_m) \cdot d\gamma^{p}, \tag{1.41}$$

$$\Lambda = \begin{cases} -\sqrt{1 - (\frac{\rho}{\rho_{cr}})^2} & при \ \rho_i < \rho_{cr} \\ \sqrt{1 - (\frac{\rho^{cr}}{\rho})^2} & при \quad \rho_i > \rho_{cr} \end{cases} \tag{1.42}$$

5.Значення критичної щільності грунту визначались за модифікованою дилатансійною теорією проф. І.П. Бойка [4]:

$$\rho_{cri} = \rho_{cr0} \quad при \quad \sigma_{\text{m}} > 0,$$

$$\rho_{cri} = -\frac{2(\rho_{cr\max} - \rho_{cr0})}{P_0^3}\sigma^3{}_m + \frac{3(\rho_{cr\max} - \rho_{cr0})}{P_0^2}\sigma^2{}_m + \rho_{cr0} \quad при \quad P_0 \geq \sigma_{\text{m}} \leq 0$$

$$\rho_{cri} = \rho_{cr\max} \quad при \quad \sigma_{\text{m}} < 0 \ . \qquad (1.43)$$

Інваріанти тензора напруг:

$$\sigma_m = \frac{1}{3}q_{ij}\delta_{ij}, \qquad T = \sqrt{\frac{1}{2}S_{ij} \cdot S_{ij}}, \qquad S_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3}\sigma_m q_{ij}\,. \qquad (1.44)$$

1.5 Теорія пластичної течії в прикладних задачах фундаментобудування

В роботі за МГЕ проведено прогнозування нелінійної поведінки висячої забивної палі під навантаженням. Для визначення несучої спроможності палі використано дилатансійну теорію пористих середовищ та теорію пластичної течії [1,4,14].

В експлуатаційних умовах напруження в елементах будівельних конструкцій, як правило, нижче межі пружності.

У всякому випадку саме до цього прагне конструктор. Його завжди тривожить небажаність наслідків переходу конструкції в «заграничний» стан. Та в основах сучасних висотних будівель напруження сягають 1МПа і встає нагальна потреба достовірного прогнозування поведінки такої ґрунтової основи, що працює за межею пропорційності.

Щоб вірно оцінити дійсні осідання будівлі потрібно заглибитись в закономірності поведінки основ в пластичній стадії, тим більше, що «заграничний» стан лежить в основі багатьох технологічних процесів, не

лише будівельних, тим більше, що на останній час спостерігається явна тенденція підсилення ролі теоретичних досліджень у фундаментобудуванні.

Нелінійний аналіз ґрунтових основ все більше використовується в будівельній проектній практиці. Його необхідність очевидна.

В зв'язку з переходом сучасних будівель на каркасно-монолітну схему, будівлі ростуть вверх і вниз. Це збільшує тиск на основи і приводить до того, що найбільш важлива стадія роботи основ – зміна структурної міцності випадає з точки зору ДБН.

Саме сучасне висотне будівництво ставить перед проектувальниками низку вимог до визначення напружено-деформованого стану (НДС) основ у всьому діапазоні "навантаження-осідання".

Традиційні інженерні методики не дозволяють достатньо достовірно оцінити НДС основ без врахування незворотності їх деформування та прийняти ефективне проектне рішення.

Необхідне залучення нових нелінійних сучасних математичних моделей описання поведінки ґрунту під навантаженням з прикладанням теорії пластичної течії.

В роботі з використанням неасоційованого закону пластичної течії та числового методу граничних елементів (МГЕ) змодельована поведінка забивної палі L = 7,75 м, розміром поперечного перетинку 35х35 см, яка слугувала фундаментною конструкцією пальового поля 9-ти поверхової житлової будівлі в мікрорайоні "Поділля" в м. Вінниці. Фасад будівлі подано на рис. 1.

Для отримання надійних та достовірних прогнозів поведінки паль пальового поля будівлі необхідні дані інженерно-геологічних вишукувань фізико-механічних характеристик ґрунту будівельного майданчика. Оскільки ґрунти – природна субстанція, вони мають випадкову природу.

В розрахунок прийнято середньозважені характеристики фізико-механічних характеристик ґрунтової основи (це вхідні параметри моделі):

$$E = 15110\,кПа; \quad \upsilon = 0.348; \quad \varphi = 19^0; \quad c = 29.385\,кПа;$$

$$\rho = 1.762\frac{т}{м^3}; \quad \rho^{\min} = 1.61\frac{т}{м^3}; \quad \rho^{\max} = 2.14\frac{т}{м^3}; \quad p_0 = -1970\,кПа.$$

При дослідженні полів напружень і деформацій палі ґрунт моделювався пружно-пластичним тілом, тобто до границі текучості залежність між σ-ε – лінійна, потім ґрунт переходить в текучий стан, з'являються лінії ковзання (області розриву суцільності ґрунтової основи).

Замість геометричних рівнянь Коші (рівнянь нерозривності роботи середовища та залежності між ε - u) теорія пластичної течії регламентує залежність між нормальними та дотичними напруженнями в граничному стані.

В використані нелінійної моделі прийнято модифіковану умову пластичної течії Мізеса-Шлейхера-Боткіна (1.39):

$$\begin{cases} f = \sigma_i + \sigma_m tg\psi - \tau_s, & при \quad \sigma_m \le \rho_0 \\ f = \sigma_i + \rho_0 tg\psi - \tau_s, & при \quad \sigma_m > \rho_0 \end{cases},$$

де T, σ_m – дотичні та нормальні напруження на девіаторній площині (II інваріант девіатора напружень I інваріант тензора напружень);

p_0 –рівень гідростатичного тиску, коли ґрунт працює як суцільне середовище(межа переходу від конусу до циліндру на рис. 1.7);

τ_s – значення інтенсивності дотичних напружень на девіаторній площині при σ_m =0;

φ, с – кут тертя та зчеплення на октаедричній площині.

Повний вектор деформацій складався із пружної та пластичної частин (1.37):

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p.$$

Пружні деформації визначались із закону Гука.

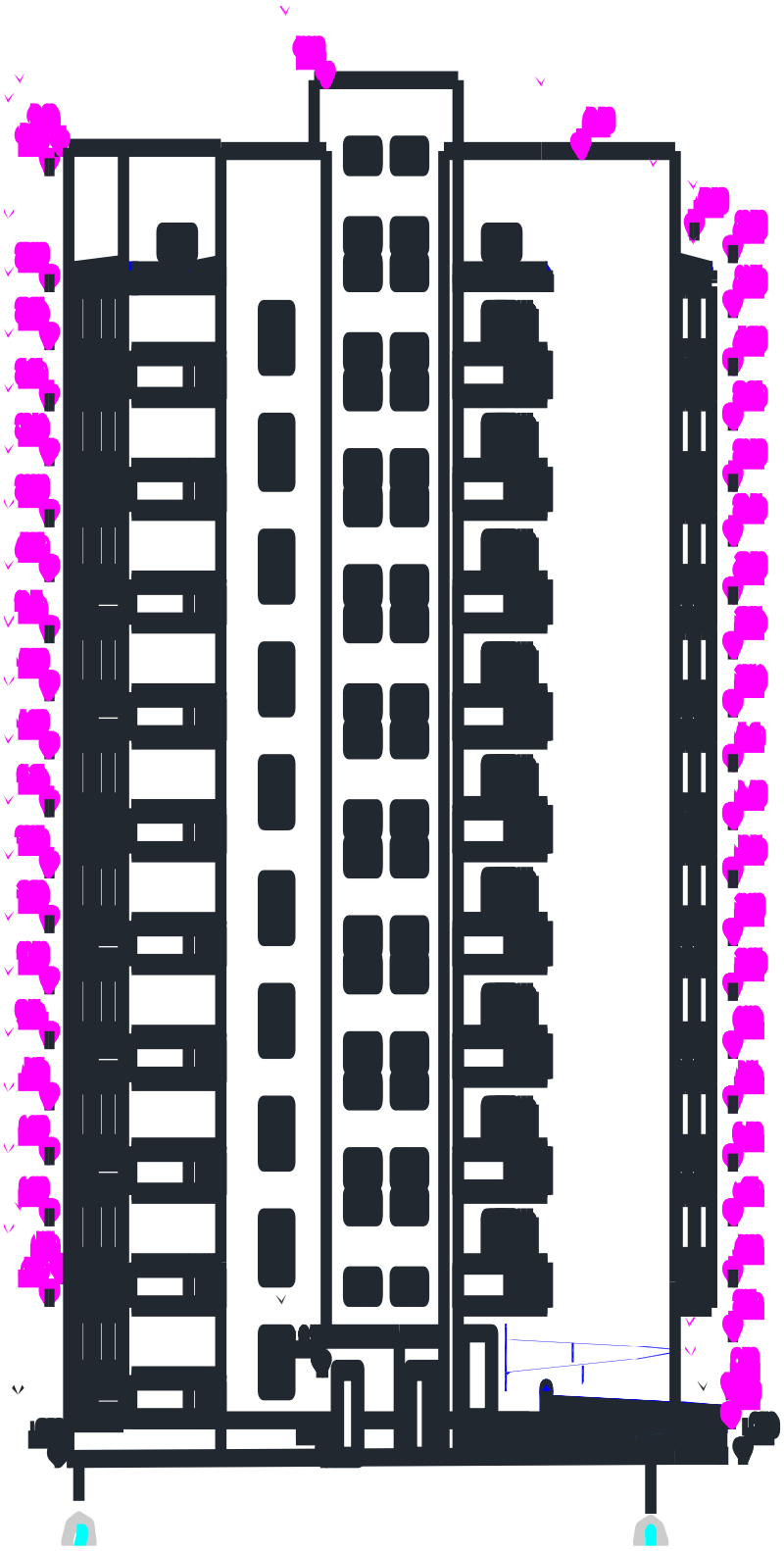


Рис. 1.6 – Фасад будівлі

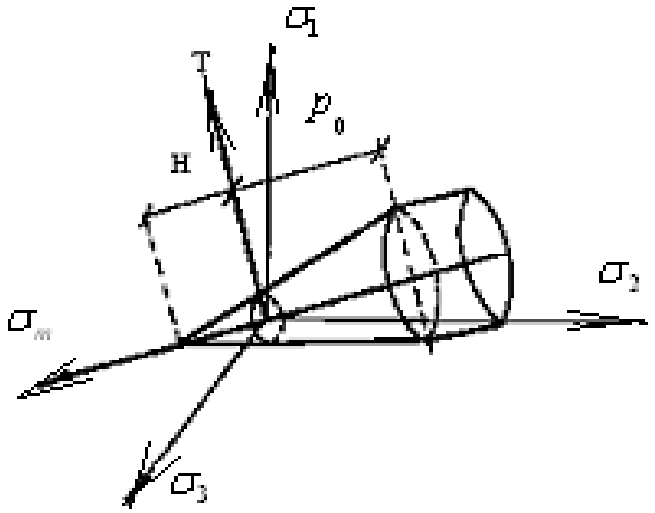


Рис. 1.7 – Умова текучості (пластичної течії) Мізеса-Шлейхера-Боткіна

Фізичні рівняння рівноваги грунту в фазі зсувів записувались згідно неасоційованого закону пластичної течії (1.38

$$dE_{ij}^{\rho} = d\lambda \frac{dF}{d\sigma}, F \neq f \ ,$$

де F – термодинамічна функція стану (дисипативна функція пористого середовища грунту;

f – критерій переходу до граничного стану; функція, що визначає умову текучості (f=0).

$d\lambda$ - скалярний коефіцієнт простого навантаження.

Задачі геомеханіки з точки зору математики являють собою класичне рівняння Лапласа, до якої додаються ще конкретні граничні умови.

Для рішення цієї нелінійної задачі механіки грунтів використано фундаментальні досягнення сучасних числових методів – перехід від краєвої задачі рівнянь рівноваги фундаментної конструкції в грунті до інтегральних рівнянь здійснено за допомогою числового методу граничних елементів.

К. Бреббія, Ж. Теллесом, Л. Вроубелом [3] за допомогою метода зважених нев'язок отримано інтегральне граничне рівняння рівноваги, яке встановлює зв'язок між напруженнями та деформаціями на границі палі.

Запропонована модель технічного об'єкту поведінки ґрунту під навантаженням побудована на основі інтегрального рівняння, до якого зведено К. Бреббія [2,3] систему із 15 розрахункових диференціальних рівнянь в частинних похідних:

$$c_{ij} \cdot u_j + \int_{\Gamma} p^*{}_{ij} u_{ij} d\Gamma = \int_{\Gamma} u_{ij}{}^* p_i d\Gamma + \int_{\Omega} \sigma^* \varepsilon_{jk}{}^p d\Omega, \qquad (1.45)$$

де u,p – шукані вектори переміщень та напружень на границі фундаментної конструкції;

інтеграл по області Ω (Ω–активна зона навколо фундаментної основи, наведена на рис. 3) включає вектор пластичних деформацій ε_p;

Γ , ξ , x – відповідно границя, точка збурення, точка нагляду;

C_{ij} – матриця, визначалась з умови руху тіла як цілого.

u^*, p^* - сингулярні фундаментальні рішення Р. Міндліна, що відповідають одиничним взбурюючим впливам в півпросторі [1,10];

С – постійна, з'являється при переводі краєвої задачі до інтегрального рівняння (4) для отримання єдиного рішення в зв'язку з тим, що шукана функція напружень розраховується відносно нулевого значення напружень на границі півпростору (граничні умови).

" С " вибирається таким чином, щоб сумарне "випромінювання" від всіх джерел оберталось в нуль на границі півпростору, знаходилось із умов руху тіла як цілого.

Для забезпечення граничних умов необхідно, щоб виконувалась рівність (1.45).

В дисперсному середовищі ґрунту за даними експериментів характеристики поля напружень і поля швидкостей змінюють свої кути в ході нелінійного деформування, ускладнення при розв'язку таких задач значно зростають.

Замість вимоги ортогональності вектора швидкостей деформацій $d\varepsilon_{ij}^{p}$ до поверхні навантаження f (яку встановлює закон пластичної течії) використовувалось друге додаткове рівняння, основу побудови якого склала експериментальна інформація про поведінку реальних ґрунтів.

Це рівняння визначало орієнтацію вектора швидкостей пластичних деформацій та характеризувало особливість застосування моделей суцільних середовищ до тіл, що ущільнюються.

Для моделювання процесів ущільнення ґрунтів, стискаємість яких в сотні раз перебільшує стискаємість будівельних матеріалів наземних споруд, використовувалась система найсучасніших уявлень В.М.Ніколаєвського [14-16], І.П. Бойка [1,4] про дилатансійну теорію ґрунтового середовища.

Для корегування неспіввісності тензорів напружень та деформацій при роботі ґрунту в пластичній стадії використано рівняння:

$$d\varepsilon_{ij(шар)}^{p} = \Lambda(\chi) d\gamma^{p}, \qquad (1.46)$$

де $d\varepsilon_{ij(шар)}^{p}$ - скалярний еквівалент приросту непружних об'ємних деформацій (шарової частини тензора деформацій);

$d\gamma^{p}$ – скалярний еквівалент приросту інтенсивності зсуву;

$\Lambda(\chi)$ - швидкість дилатансії ;

χ – параметр зміцнення ґрунтового середовища , прийнято щільність ґрунту ρ.

Таке роздільне використання рівнянь стану практично зручне, легко реалізується без ризику втрати фізичного змісту задачі.

При виході вектора напружень на граничну поверхню в середовищі грунту з’являються пластичні деформації, що локалізуються в поверхнях ковзаннях.

Гранична поверхня відповідає (1.39) і в системі координат σ1, σ2, σ3 має вигляд конічної та циліндричної поверхні з вершиною Н (рис.1.7).

При виникненні граничного напруженого стану умова сумісної роботи середовища (грунту) замінюється умовою проковзування взв’язку з появою площадок ковзання.

З математичної точки зору площадки ковзання – площадки сильного дотичного розриву, на яких також спостерігається розрив швидкостей.

Розв’язок задачі теорії пластичності грунтового сердовища шукалось методом послідовних наближень А.А. Ільюшина, який в теорії пластичності носить назву методу пружніх рішень.

Розглядалась послідовність задач теорії пружності, рішення яких із збільшенням порядкового номера зходиться до рішення задачі теорії пластичності.

На основі (1.45) будується система лінійних алгебраїчних рівнянь відносно невідомих на границі. Після їх знаходження (як коренів отриманої СЛАР), шукані функції в довільній внутрішній точці знаходиться із відомих співвідношень теорії пружності [4].

Якби (1.45) вдалось проінтегрувати аналітично, то для вихідної задачі було б знайдено точне рішення. На практиці інтеграли в (1.45) визначались з залученням числових методів інтегрування, що є єдиним джерелом похибок МГЕ.

А як відомо, числове інтегрування є більш точний процес, ніж числове диференціювання.

При числовій реалізації (1.45) дискретизується лише поверхня стикання палі та грунту, оскільки рішення Р. Міндліна автоматично задовольняє граничним умовам на вільній від напружень поверхні півпростору.

В статті запропоновано концепцію оцінки граничного стану грунту шляхом виявлення зон, в яких грунт наближається до граничного стану [4].

Для наближеного розв'язку (1.45) проводилась дискретизація границі області, що розглядається.

Аналогічно МСЕ, розбиття границі на елементи можна здійснювати різними способами. В найпростішому випадку, прийнятому в роботі, границя апроксимувалась лінійними елементами.

Окремий елемент визначається координатами своєї середньої точки. Інтенсивність шуканих функцій в межах граничного елемента приймалась постійною.

Дискретизацію активної зони основи (товщі грунту навколо фундамента, яка безпосередньо сприймає навантаження від споруди, в межах якої здійснюється розсіювання напружень і деформацій грунтів) проведено за допомогою трикутних осередків, рис. 1.8.

Рівняння (1.45) записувалось для кожного граничного вузла, провівши підсумовування по всіх елементах, отримуємо систему лінійних алгебраїчних рівнянь (СЛАР), корені якої дають шуканий вектор напружень на границі фундаментної конструкції.

Зведення краєвої задачі до еквівалентного інтегрального рівняння дає можливість розмірність вихідної задачі знизити на одиницю, оскільки в інтегральне рівняння входять значення змінних лише на границі заданої області.

Тому наступна дискретизація задачі проводиться тільки на границі досліджувальної області. Це обумовлює більш високу в порівнянні з МСЕ (методом скінченних елементів) точність рішень та суттєве зменшення об'єму вхідних даних при реалізації методу на ЕОМ.

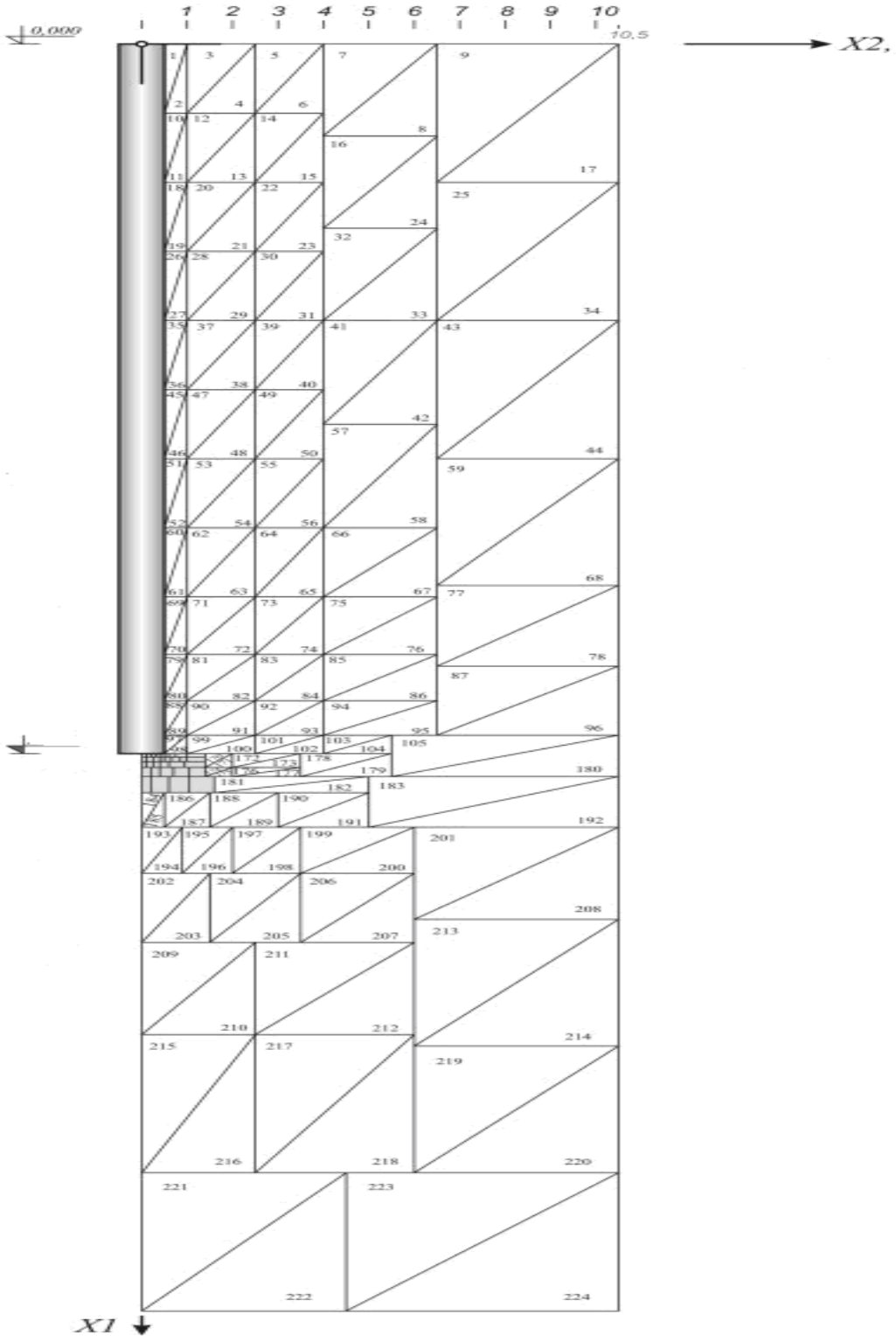


Рис. 1.8 – Дискретизація активної зони навколо фундаментної основи

Таким чином, при реалізації на ЕОМ алгоритм визначення НДС за МГЕ складається із етапів:

1. Формування вхідних даних.

2. Інтегрування фундаментальних рішень Р. Міндліна для отримання матриці впливу МГЕ.

3. Компоновка розрахункової СЛАР.

4. Знаходження коренів СЛАР.

5. Визначення несучої спроможності фундаментної конструкції.

Отриманий графік залежності “навантаження-осідання” для забивної палі довжиною L = 7,75 м, поперечним перетином 35х35 см наведено на рис. 1.9.

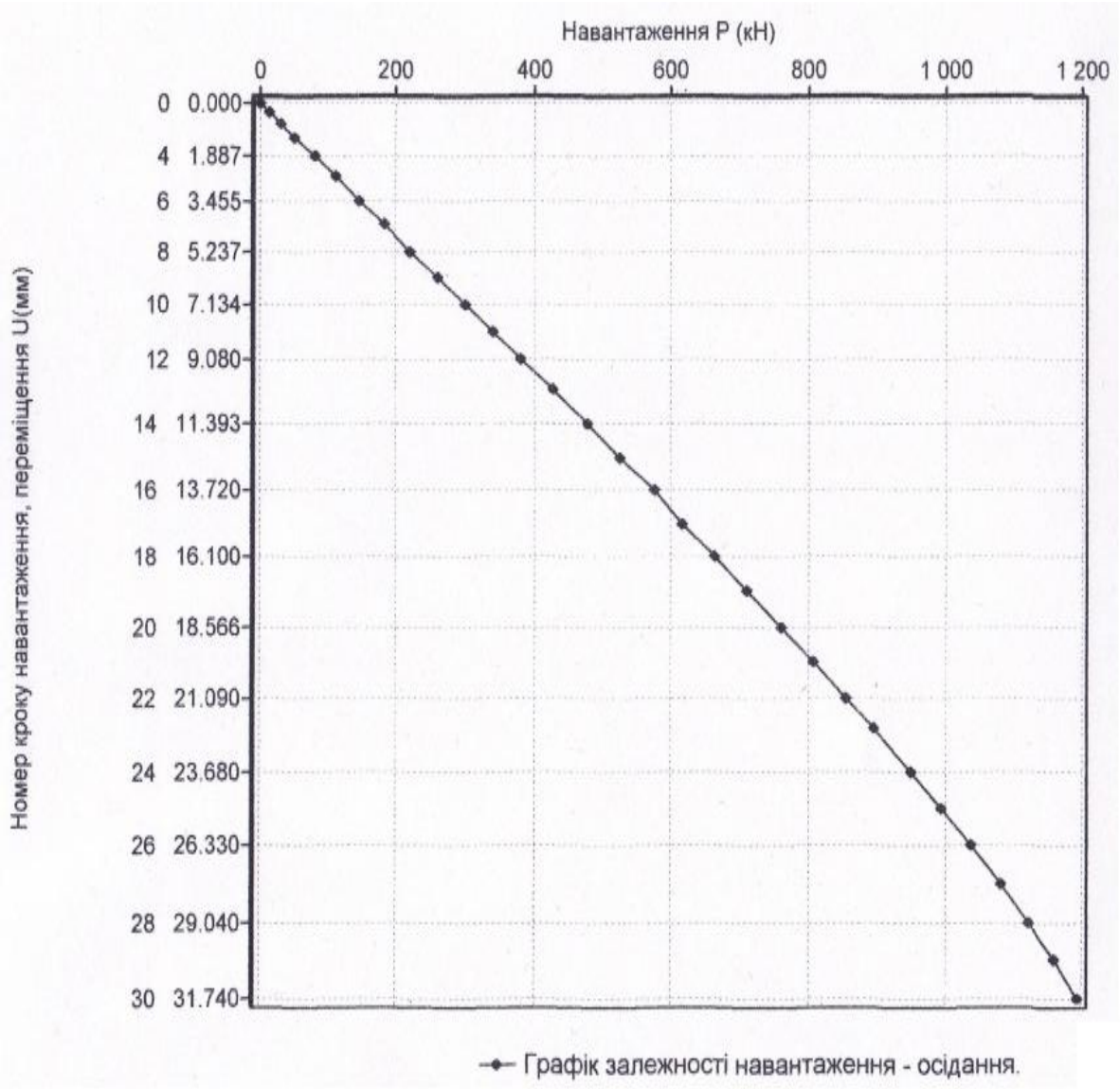


Рис. 1.9 – Графік “P-S” роботи палі для ґрунтових умов будівельного майданчика мікрорайону “Поділля” в м. Вінниця

1.4.2 Висновки

1. Для отримання надійних та достовірних прогнозів поведінки основ споруд під навантаженням крім сучасних теорій та розрахунків потрібні дані інженерно-геологічних вишукувань про фізико-механічні характеристики грунтів, котрі мають випадкову природу.

2. Показники властивості породи мають прикладне значення та грають роль числових вхідних параметрів в сучасних математичних моделях грунтів і саме вони визначають ступінь надійності і точності виконуємих розрахунків по теоретичному передбаченні стисливості грунтових основ.

3. Проведено систематизацію значень e^{max}, e^{min} для пісчаних та глинистих грунтів та отримано залежності для фізико механічних характеристик грунтів, які слугують вхідними параметрами сучасних розрахункових нелінійних моделей роботи грунту, що дають можливість максимально використовувати природну несучу здатність грунтів.

4. Використана методика розрахунку несучої спроможності палі за допомогою числового моделювання за МГЕ дозволяє спрогнозувати нелінійну поведінку палі з урахуванням конкретних фізико-механічних характеристик будівельного майданчикана на основі неасоційованого закону теорії пластичної течії.

5. Виконано аналіз результатів числових досліджень, проведено співвідношення з експериментальними даними, які стримані безпосередні заміром тиску в грунтові основі мездозами [25].

Несуча спроможність призматичної палі згідно розрахунків за МГЕ склала P = 828 кН (S=2см), та має задовільне співпадання з розрахунком за діючим ДБН – 840 кН. Розрахунки грунтів за пружно–пластичними моделями приводять до таких концентрацій напружень, що спостерігаються в натурі.

6. Дискретизація та квантування неперервних процесів – це складові прийняття рішень в багатьох складних системах. Запропонована концепсія восьмипараметричної математичної моделі дозволяє в більшій степені враховувати реальні властивості грунтів.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1.Бойко І.П., Сахаров В.О. Напружено деформований стан фунтового масиву при прибудові нових фундаментів поблизу існуючих будинків // Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. – К.: КНУБА, 2004. В. 28, С.3-10.

2.Бреббия К., Уокер С. Применения метода граничных элементов в технике. – М.: Мир, 1984. – 248 с.

3. Бреббия К, Теллес Ж, Вроубел Л. Методы граничних елементов. Москва: Мир, 1987.

4. Бойко И.П. Теоретические основы проектирования свайных фундаментов на упругопластическом основании./ И.П. Бойко. Сб. КИСИ. «Основания и фундаменты». – 1985. - №18, С. 11-18.

5. Бишоп А.У. Параметры прочности при сдвиге ненарушенных и перемятых образцов грунта. Сб. Механика. Новое в зарубежной науке. Определяющие законы механики грунтов М.: Мир. 1965, с 7-75.

6.Буличев В.Г. Механика дисперсных грунтов.М.: Стройиздат. 1974 –227 с.

7. Бартоломей А.А., Омельчак И.М., Юшков Б.С. Прогноз осадок свайных фундаментов. М.: Стройиздат, 1994.

8. Вялов Сергей Степанович. Реологические основы механики грунтов : учеб. для студ. вузов / С. С. Вялов. – М.: Высшая школа, 1978. – 447с.

9. Моргун А.С. Теорія пластичної течії в механіці ґрунтів./ А.С. Моргун – Вінниця, ВНТУ. – 2013 – 108с.

10.Моргун А.С. Застосування МГЕ у розрахунках паль в пластичному середовищі грунту. Вінниця: Універсум-Вінниця, 2001.- 64 с.

11. Моргун А.С. ”Комп’ютерні технології розрахунку фундаментних конструкцій на основі методу граничних елементів”/Моргун А.С., Меть І.М., Ніцевич А.В. – ВНТУ, Вінниця, 2009-161 с.

12. Надаи А. Пластичность и разрушение твердых тел. М.: Мир, 1969.863 с.

13. Николаевский В.Н. Дилатансия и законы необратимого деформирования грунтов. / ОФМГ № 5, 1979, с. 29-31.
14.Николаевский В. Н. Современные проблемы механики грунтов // Определяющие законы механики грунтов / В.Н. Николаєвський. – М.: Стройиздат, 1975 – С. 210 – 227.
15. Николаевский В.Н. Механика пористых и трещиноватых сред, М.: «Недра», 1984, 232 с.
16. Николаевський В.Н. Механические свойства грунтов и теория пластичности // Итоги науки и техники. Механика твердых деформируемых тел.- М.; 1972. – Т.6, - С.87.
17.Оксанович Л.В. Невидимий конфликт. М.: Стройиздат. 1981.-191 с.
18.Подгорный А.Н., Марченко Г.А., Пустынников В.И. Основы и методы прикладной теории упругости. Киев: "Вища школа". 1981, 327с.
19. Рейнер М. Деформация и течение М.: ГОСТОПТЕХИЗДАТ.1963. 382 с.
20. Сорочан Е.А. Фундаменты промышленных зданий. М.: Стройиздат. 1986. 303с.
21.Соболевский Ю.А. Механика грунтов. Минск: «Вышейшая школа», 1986, 176 с.
22. Уэрмер Дж. Теория потенциала М.: Мир, 1980, 156 с.
23. Хилл Р. Математическая теория пластичности. М: Мир, 1956.
24. Шукле Лайон. Реологические проблемы механики грунтов : учеб. для студ. вузов / Л. Шукле. – М.: Стройиздат, 1976. – 485с.
25. Ягудин А.М., Дружинин Г.А., Рудь Ю.П. Исследование распределения контактных давлений в короткой буронабивной сваи с лучевидным уширением. М.: Стройиздат. ОФМГ № 3, 1975, С. 18-19.
26. Drucker D.C., Praqer W. Soil mechanika and plastic analysis or limit design. Quart. Appl. Math.,1952,10/p/157-165
27. Melan E. Zur . Plastizitat des raumlichen Kontinuums. Ing.-Arch., 1938, 9 - p. 116-126

УДК 519:642:624:044:624.15

Моргун А.С.
Меть І. М.
Збожинський Д.О

ДОСЛІДЖЕННЯ МОЖЛИВОСТЕЙ ЧИСЛОВОГО ПІДХОДУ ДО ЗАДАЧ ПРИЙНЯТТЯ РІШЕНЬ ПРО НАПРУЖЕНО - ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

Вінницький Національний Технічний Університет

Анотація. Робота присвячена удосконаленню проектного розрахунку за сучасним числовим методом МГЕ для практичного прикладання з метою біль повного використання несучої спроможності призматичних паль. Прикладання числового МГЕ до розв'язків практичних задач геомеханіки, процес осідання основ та допустимих навантажень на них обгрунтовано теоретичними викладками, підкріплено та проілюстровано даними числового розрахунку призматичних паль. Від використаних методів розрахунку міцності будівельних конструкцій залежить їх безаварійність роботи. Міцність – проблема століття. Руйнування будь-якого твердого тіла – процес поступового розкриття спочатку найслабкіших місць, а потім все менш і менш небезпечних дефектів. Отримано залежності для визначення максимальних та мінімальних значень щільності грунту, адже саме характеристики грунту визначають ступінь надійності і точності розрахунків по теоретичному передбаченні стисливості грунтових основ.

Ключові слова: Напружено-деформований стан, призматична паля, метод граничних елементів.

Abstract.

Keywords:

В зв'язку з переходом сучасних будівель на каркасно-монолітну схему, будівлі ростуть вверх і вниз. Це збільшує тиск на основи і приводить до того, що найбільш важлива стадія роботи основ – зміна структурної міцності випадає з точки зору ДБН.

Саме сучасне висотне будівництво ставить перед проектувальниками низку вимог до визначення напружено-деформованого стану (НДС) основ у всьому діапазоні "навантаження-осідання".

Традиційні інженерні методики не дозволяють достатньо достовірно оцінити НДС основ без врахування незворотності їх деформування та прийняти ефективне проектне рішення.

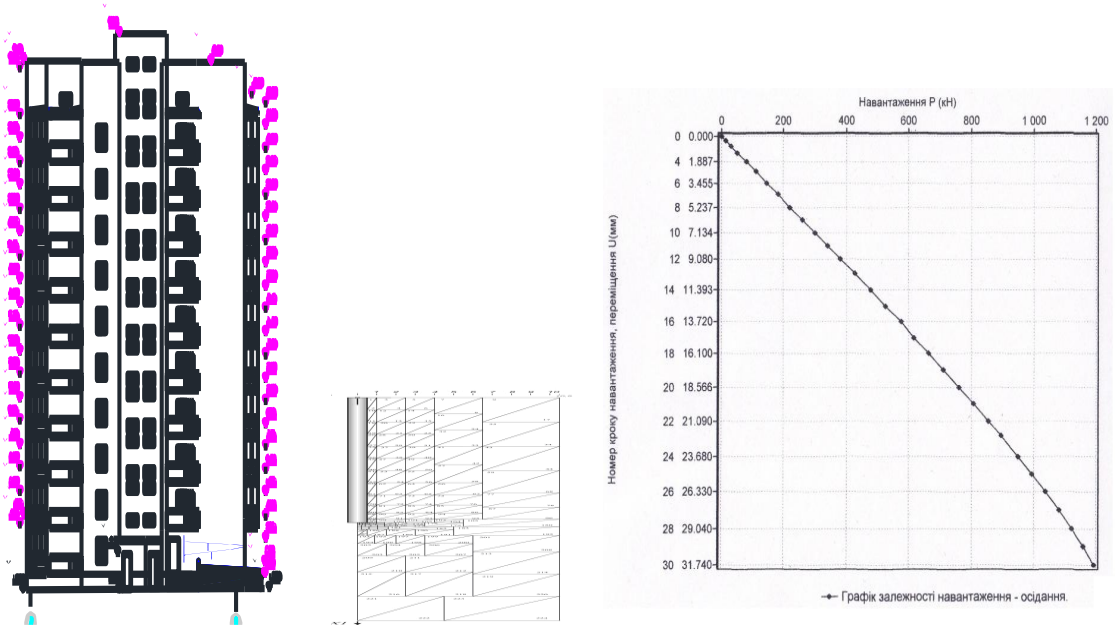
Необхідне залучення нових нелінійних сучасних математичних моделей описання поведінки ґрунту під навантаженням з прикладанням теорії пластичної течії.

Для рішення цієї нелінійної задачі механіки грунтів використано фундаментальні досягнення сучасних числових методів – перехід від краєвої задачі рівнянь рівноваги фундаментної конструкції в грунті до інтегральних рівнянь здійснено за допомогою числового методу граничних елементів.

В роботі з використанням неасоційованого закону пластичної течії [4] та числового методу граничних елементів (МГЕ) змодельована поведінка забивної палі L = 7,75 м, розміром поперечного перетинку 35х35 см, яка слугувала фундаментною конструкцією пальового поля 9-ти поверхової житлової будівлі в мікрорайоні “Поділля” в м. Вінниці. Фасад будівлі подано на рис. 1а.

Запропонована модель технічного об’єкту поведінки ґрунту під навантаженням побудована на основі інтегрального рівняння, до якого зведено К. Бреббія [1,2,3] систему із 15 розрахункових диференціальних рівнянь в частинних похідних:

$$c_{ij} \cdot u_j + \int_{\Gamma} p^*_{ij} u_{ij} d\Gamma = \int_{\Gamma} u_{ij}^* p_i d\Gamma + \int_{\Omega} \sigma^* \varepsilon_{jk}^{\,p} d\Omega, \qquad (1)$$



а) б) в)

Рис. 1 – Графік “P-S” (в) роботи палі для ґрунтових умов будівельного майданчика мікрорайону “Поділля” в м. Вінниця (а), дискретизація активної зони призматичної палі (б)

Виконано аналіз результатів числових досліджень, проведено співвідношення з експериментальними даними, які стримані безпосередні заміром тиску в грунтові основі мездозами.

Несуча спроможність призматичної палі згідно розрахунків за МГЕ склала P = 828 кН (S=2см), та має задовільне співпадання з експериментальними даними – 840 кН. Розрахунки грунтів за пружно–пластичними моделями приводять до таких концентрацій напружень, що спостерігаються в натурі.

Список використаної літератури

1.Бреббия К., Теллес Ж., Вроубел Л. Методы граничных элементов. М.: Мир, 1987.

2.Бойко И.П. Теоретические основы проектирования свайных фундаментов на упругопластическом основании / И.П. Бойко, Сб. КИСИ “Основания и фундаменты”. – 1985 – №18, С 11-18.

3.Моргун А.С. Теорія пластичної течії в механіці грунтів./А.С. Моргун – Вінниця, ВНТУ. – 2013 – 108 С.

4.Николаевский В.Н. Современные проблемы механики грунтов // Определяющие механики грунтов // В.Н. Николаевский – М.: Стройиздат. 1975 г. – С. 210-227.

Моргун Алла Серафимівна – дтн, проф., каф. БМГА Вінницького національного технічного університету; alla@morgun.com.ua

Меть І. М –ктн, доц., декан ФБТЕГП ВНТУ, met@vntu.edu.ukr.net

Збожинський Д.О – магістрант ВНТУ. Англ. авторів

ДОКЛАД

Реферат, Вступ, Актуальність, Зв'язок, мета, Об'єкт, Предмет, Методи, Наукова новизна, Практичне значення, Особистий внесок (якщо будуть питати), Апробація, Публікації.

Розрахунок любої конструкції починається з побудови розрахункової моделі, тобто, ідеалізації її геометрії, властивостей матеріалів і навантажень.

Були напрацьовані наступні рограхункові моделі грунтових основ:

– *лінійні моделі основ*. Найбільш простою є модель Вінклера;

– Наступною розповсюдженою моделею є *однорідний, ізотропний лінійно-пружній півпростір* (М.І. Горбунова-Посадова).

– *нелінійні моделі основ.*

Використання лінійних моделей обмежується фазою ущільнення грунту.

Використання нелінійних моделей дає принципову можливість для розрахунку фундаментних конструкцій при навантаженнях на основи, що перебільшують встановлені нормативними документами розрахункові опори грунтової основи.

Великий практичний досвід дозволив створити будівельні норми і правила проектування основ і фундаментів, в основу яких покладено математичне узагальнення дослідних матеріалів на основі теорії пружності суцільного тіла.

При проектуванні основ фундаментів при обмеженні середніх тисків умовою $p \le R$ задовільні результати дає використання моделі суцільного середовища (R – розрахунковий тиск грунту, кінець лінійної ділянки графіка ”навантаження – осідання “). Реалізація цієї моделі повязана лише з двома характеристиками: модуль деформації E і коефіцієнт Пуассона ν.

Та теорія пружності далеко не в повній мірі відображує все різноманіття інженерно-фізичних властивостей реальних дисперсних грунтів.

На теперішній час назріла необхідність подальшого глибинного розкриття фізичних процесів і явищ, які проходять в грунтах при навантаженні. Поява на теперішній час тенденції підняття середнього тиску ($p > R$) на грунти потребує переходу на більш складні розрахункові моделі, які відображують все з більшою степіню реальні властивості грунтів. Відома з моменту перших досліджень характерна особливість грунтів накопичувати пластичні (залишкові) деформації при навантаженні обумовила гострий інтерес дослідників до моделей найбільш складного їх варіанту – теорії пластичної течії.

Основний показник роботи грунту – його осідання від споруди. Осідання споруди, як правило, пов'язані з ущільненням грунту. Типовий графік дослідження грунту дослідним штампом приведено на рис. 1.1.

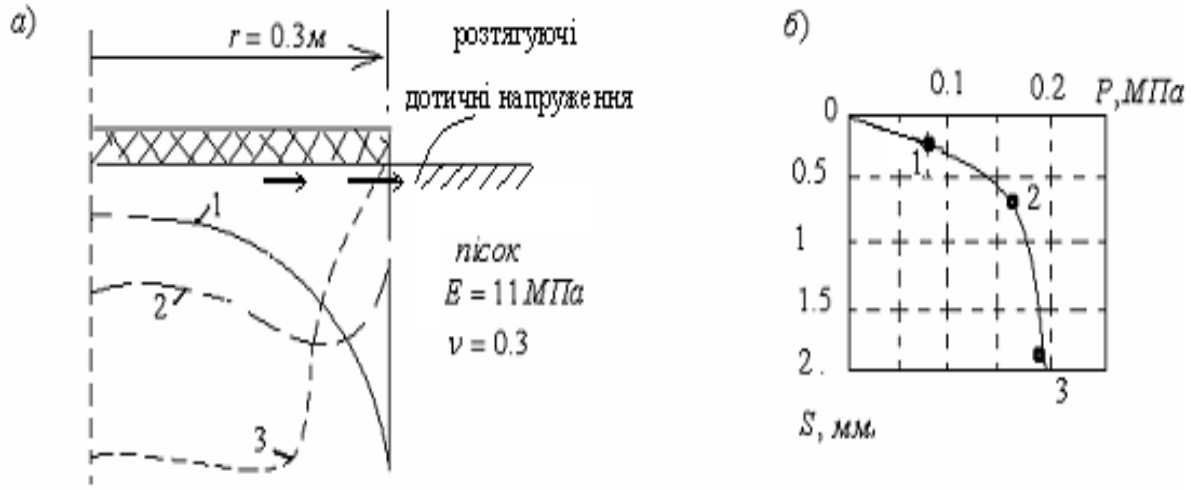


Рис. 1.1,а – Реактивний тиск під штампом; рис. 1.1,б – графік залежності "навантаження-осідання" для штампа [20]: (0-1)–фаза ущільнення; (1-2)–фаза зсувів; (2-3)–фаза руйнування

– в I фазі деформування осідання проходять лише за рахунок ущільнення грунту. Ці фазі відповідає прямолінійна чи близька до прямолінійної залежності ділянка графіка (0-1), швидкість осідання $dS/dt = 0$.

– друга фаза (фаза зсувів) – криволінійна та характеризується зростанням деформацій через розвиток пластичніх зон в грунті під краями фундаменту, рис 1.1 а, крива 2. В межах другої фази деформування швидкість осідання постійна $dS/dt = const$.

– III фаза відображає фазу випирання при прогресуючі течії грунту без збільшення навантаження, $dS/dt = \infty$.

В роботі в якості математичної моделі взять МГЕ. Основне співвідношення прямого МГЕ:

$$c_i u_i + \int_\Gamma u q^* d\Gamma = \int_\Gamma u^* q \, d\Gamma . \qquad (1.22)$$

Матрична формуліровка:

$$\frac{1}{2} u_i + \int_\Gamma u q^* d\Gamma = \int_\Gamma u^* q \, d\Gamma \quad \Rightarrow \quad HU = GQ \quad \Rightarrow \quad AX = F . \qquad (1.23)$$

де X – вектор невідомих потенціала u та похідної q на границі. Точки, в яких розглядаються невідомі величини, називаються **вузлами.** Вони знаходяться в середині кожного сегмента (чи СЕ) при апроксимації постійними СЕ. Вузли будуть на стику двох лінійних елементів при апроксимації граничних СЕ лінійними залежностями. В роботі прийнято, що потенціал u і похідна від потенціалу $q = du/dx$ постійні по довжині СЕ [2,9]. МГЕ – числовий метод розв'язку задач механіки, який використовує скінчені елементи для описання границь і апарат інтегральних рівнянь.

Дилатансійна теорія грунтового середовища

Характерною особливістю деформування грунтів є дилатансія – зміна обєму за рахунок девіаторної складової тензора напружень. Це явище було виявлено ще в 1885 р. О. Рейнольдсом, який пояснив його переупакуванням частинок грунту при зсуві. Зсув грунту з щільною

упаковкою частинок приводить до розущільнення грунту (збільшення об'єму), а з рихлою – до ущільнення грунту (зменшення об'єму).

Для зближення розрахункових даних основ з експериментальними необхідне врахування дилатансійних властивостей грунту. Для описання кінематичних ефектів дилатансії Б. Хансен (1958 р.) запропонував ввести кут дилатансії - Λ, $\dot{e}^p = \dot{\gamma}^p \cdot \sin\Lambda$, (1.36)

Приріст пластичних деформацій визначався за неасоційованим законом пластичної течії :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{dF}{d\sigma_{ij}}, \qquad F \neq f, \tag{1.38}$$

3.За умову пластичної течії взято умову Мізеса-Шлейхера-Боткіна:

$$\begin{cases} f = \sigma_i + \sigma_m tg\psi - \tau_s, & при \quad \sigma_m \leq \rho_0 \\ f = \sigma_i + \rho_0 tg\psi - \tau_s, & при \quad \sigma_m > \rho_0 \end{cases}, \tag{1.39}$$

де Т, σ_m – дотичні та нормальні напруження на девіаторній площині (II інваріант девіатора напружень I інваріант тензора напружень); p_0 –рівень гідростатичного тиску, коли ґрунт працює як суцільне середовище (межа переходу від конусу до циліндру на рис. 1.7); τ_s – значення інтенсивності дотичних напружень на девіаторній площині при σ_m =0; φ ,с – кут тертя та зчеплення на октаедричній площині.

Приріст пластичних деформацій визначався за дилатансійною умовою проф. В.М. Ніколаєвського:

$$d\varepsilon_{ij}^p = \Lambda(\chi, \sigma_m) \cdot d\gamma^p, \tag{1.41}$$

$$\Lambda = \begin{cases} \left\{ -\sqrt{1-(\frac{\rho}{\rho_{cr}})^2} \right. & при\ \rho_i < \rho_{cr} \\ \sqrt{1-(\frac{\rho^{cr}}{\rho})^2} & при \quad \rho_i > \rho_{cr} \end{cases}$$

В роботі за МГЕ проведено прогнозування нелінійної поведінки висячої забивної палі під навантаженням. Для визначення несучої спроможності палі використано дилатансійну теорію пористих середовищ та теорію пластичної течії [1,4,14].

В розрахунок прийнято середньозважені характеристики фізико-механічних характеристик ґрунтової основи (це вхідні параметри моделі):

$$E = 15110\,кПа; \quad \upsilon = 0.348; \quad \varphi = 19^0; \quad c = 29.385\,кПа;$$

$$\rho = 1.762\frac{т}{м^3}; \quad \rho^{\min} = 1.61\frac{т}{м^3}; \quad \rho^{\max} = 2.14\frac{т}{м^3}; \quad p_0 = -1970\,кПа.$$

При дослідженні полів напружень і деформацій палі ґрунт моделювався пружно-пластичним тілом, тобто до границі текучості залежність між σ-ε – лінійна, потім ґрунт переходить в текучий стан, з'являються лінії ковзання (області розриву суцільності ґрунтової основи).

Замість геометричних рівнянь Коші (рівнянь нерозривності роботи середовища та залежності між ε - u) теорія пластичної течії регламентує залежність між нормальними та дотичними напруженнями в граничному стані.

В використані нелінійної моделі прийнято модифіковану умову пластичної течії Мізеса-Шлейхера-Боткіна (1.39):

$$\begin{cases} f = \sigma_i + \sigma_m tg\psi - \tau_s, & при \quad \sigma_m \le \rho_0 \\ f = \sigma_i + \rho_0 tg\psi - \tau_s, & при \quad \sigma_m > \rho_0 \end{cases},$$

де T, σ_m – дотичні та нормальні напруження на девіаторній площині (II інваріант девіатора напружень I інваріант тензора напружень);

p_0 –рівень гідростатичного тиску, коли ґрунт працює як суцільне середовище(межа переходу від конусу до циліндру на рис. 1.7);

τ_s – значення інтенсивності дотичних напружень на девіаторній площині при σ_m =0;

φ, с – кут тертя та зчеплення на октаедричній площині.

Повний вектор деформацій складався із пружної та пластичної частин (1.37):

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p .$$

Пружні деформації визначались із закону Гука.

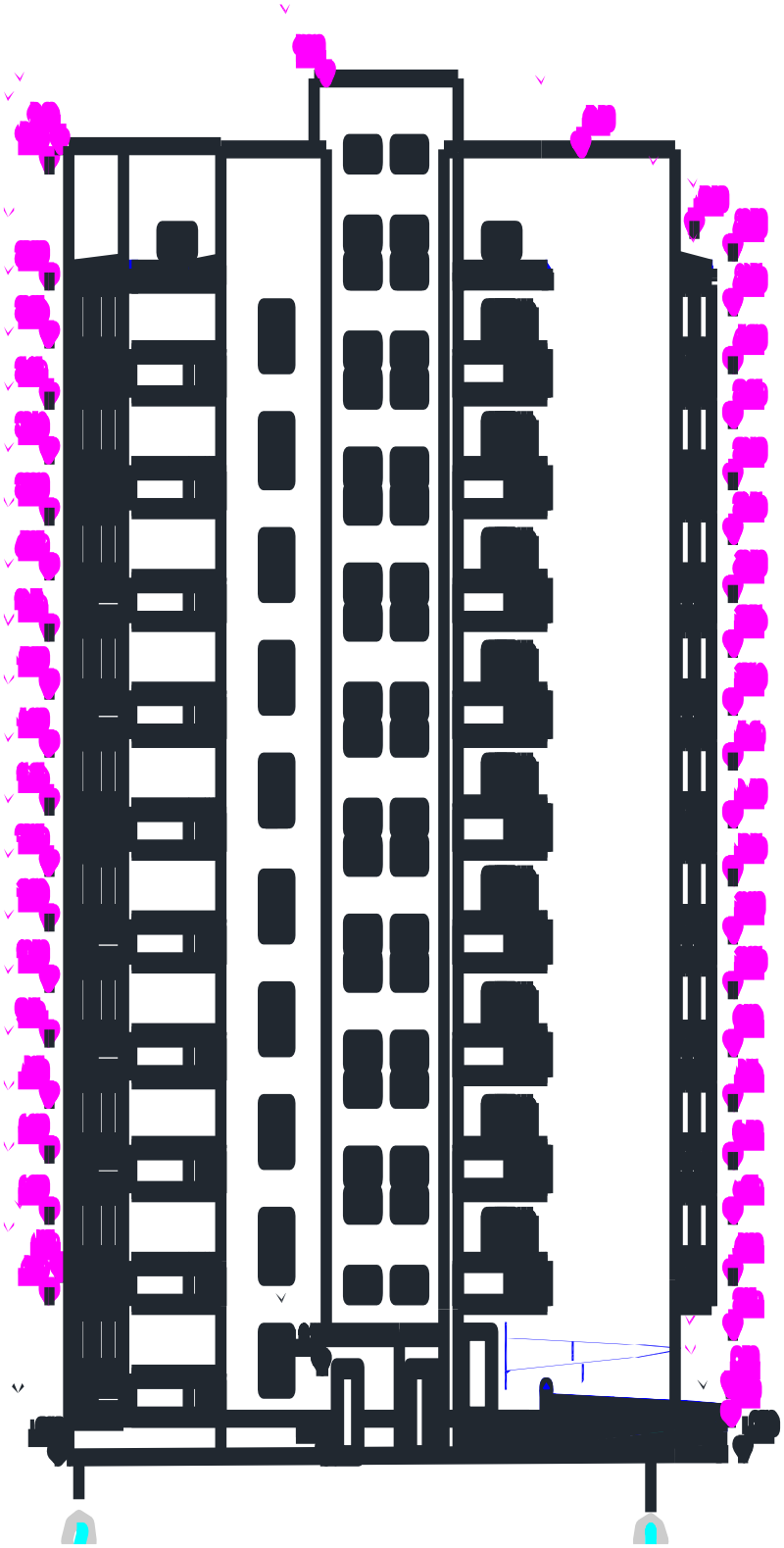


Рис. 1.6 – Фасад будівлі

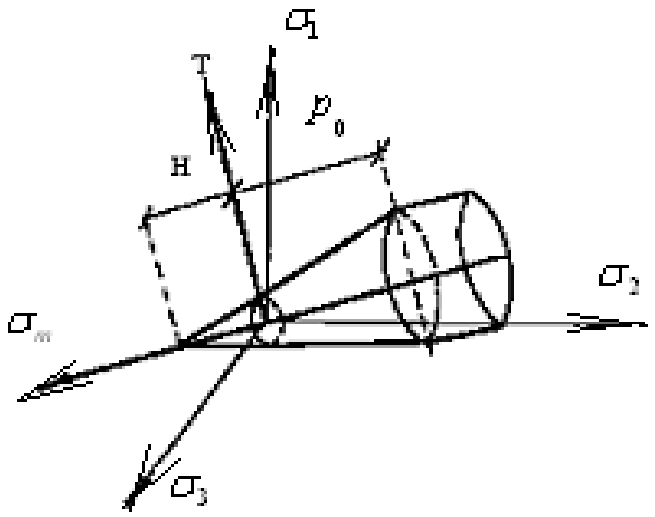


Рис. 1.7 – Умова текучості (пластичної течії) Мізеса-Шлейхера-Боткіна

Фізичні рівняння рівноваги грунту в фазі зсувів записувались згідно неасоційованого закону пластичної течії (1.38

$$dE_{ij}^{\rho} = d\lambda \frac{dF}{d\sigma}, F \neq f \ ,$$

де F – термодинамічна функція стану (дисипативна функція пористого середовища грунту;

f – критерій переходу до граничного стану; функція, що визначає умову текучості (f=0).

$d\lambda$ - скалярний коефіцієнт простого навантаження.

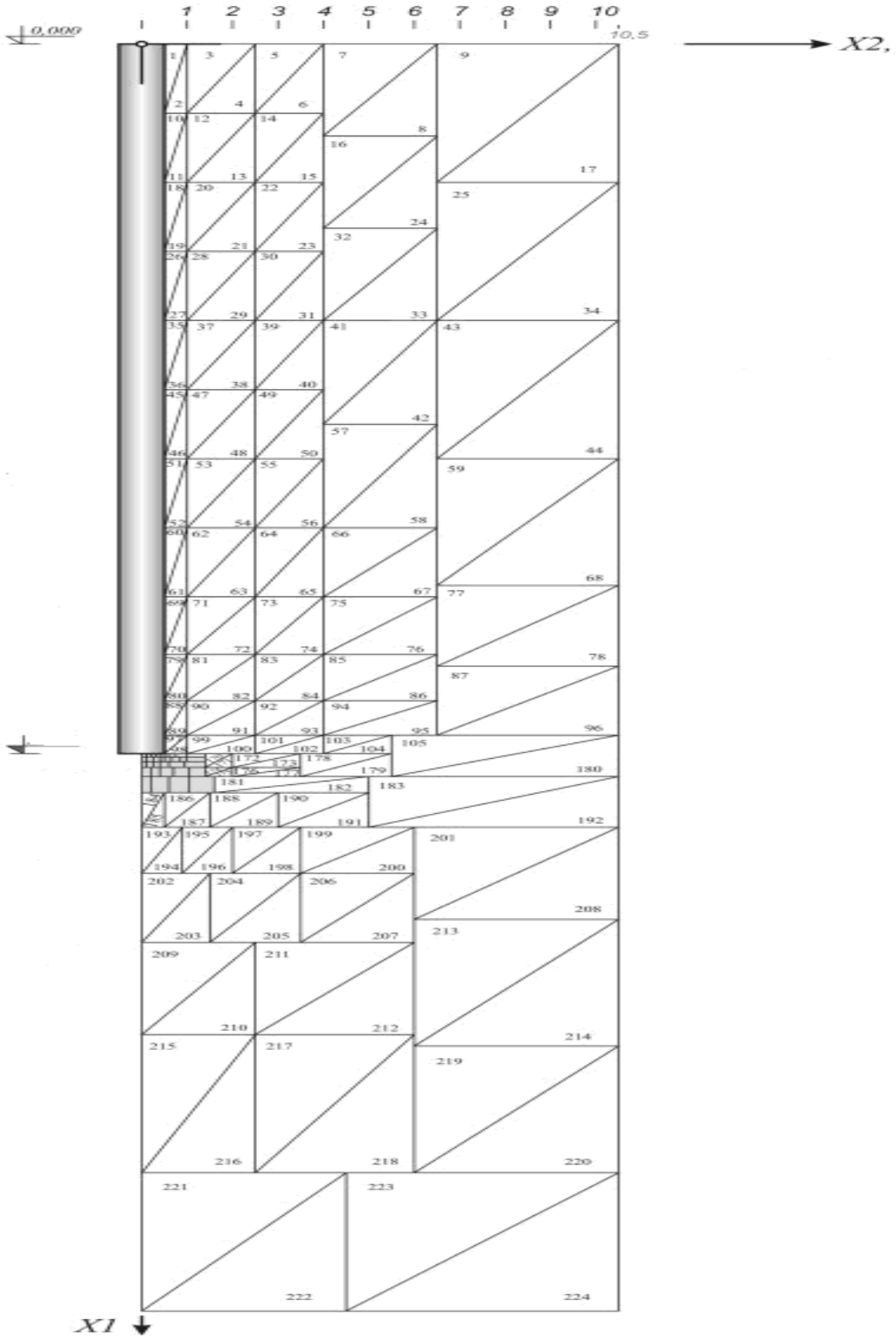


Рис. 1.8 – Дискретизація активної зони навколо фундаментної основи забивної палі довжиною L = 7,75 м, поперечним перетином 35х35 см

Таким чином, при реалізації на ЕОМ алгоритм визначення НДС за МГЕ складається із етапів:

1. Формування вхідних даних.

2. Інтегрування фундаментальних рішень Р. Міндліна для отримання матриці впливу МГЕ.

3. Компоновка розрахункової СЛАР.

4. Знаходження коренів СЛАР.

5. Визначення несучої спроможності фундаментної конструкції.

Отриманий графік залежності “навантаження-осідання” для забивної палі довжиною L = 7,75 м, поперечним перетином 35х35 см наведено на рис. 1.9.

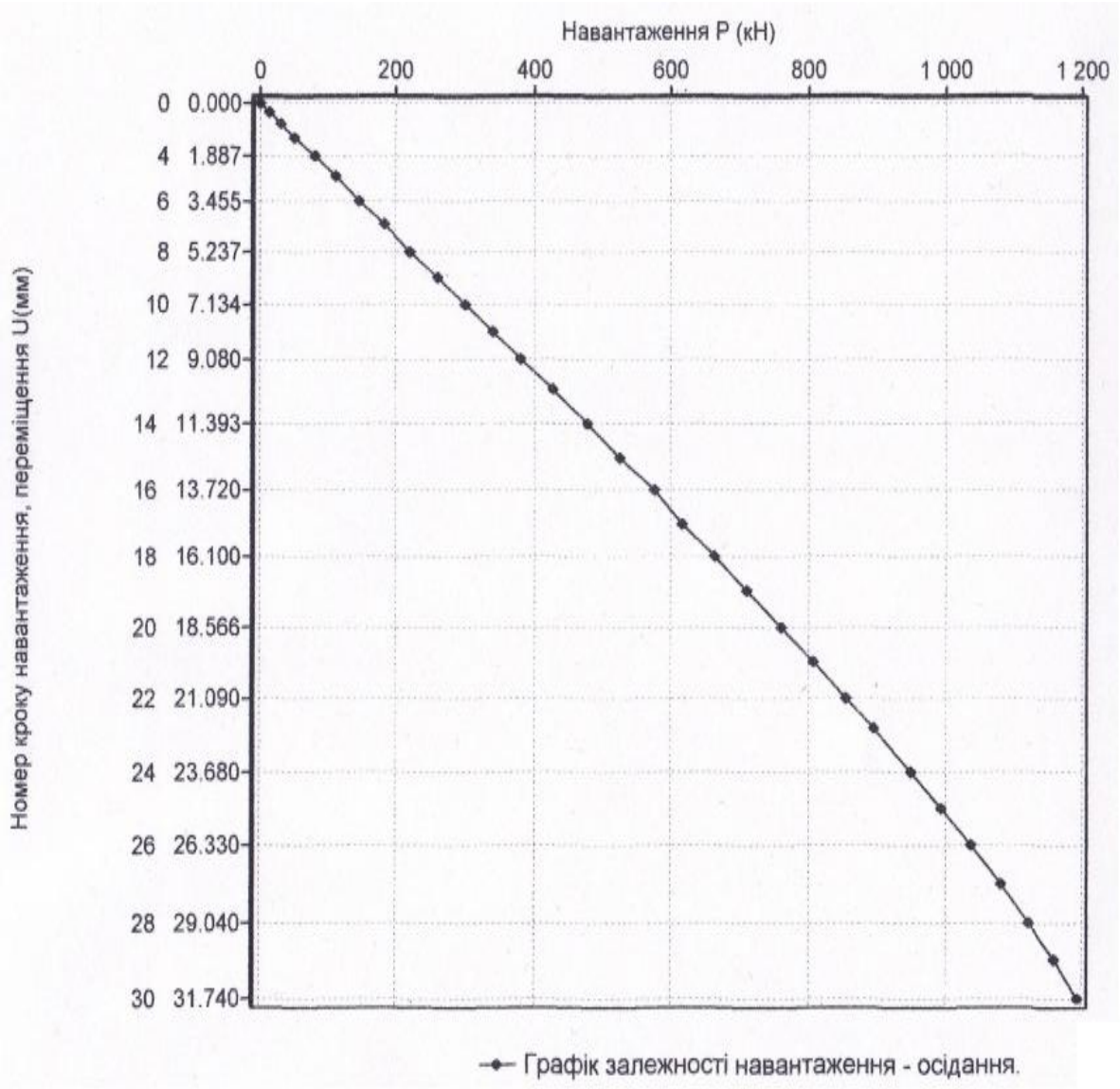


Рис. 1.9 – Графік “P-S” роботи палі для ґрунтових умов будівельного майданчика мікрорайону “Поділля” в м. Вінниця

1.4.2 Висновки

1. Для отримання надійних та достовірних прогнозів поведінки основ споруд під навантаженням крім сучасних теорій та розрахунків потрібні дані інженерно-геологічних вишукувань про фізико-механічні характеристики грунтів, котрі мають випадкову природу.

2. Показники властивості породи мають прикладне значення та грають роль числових вхідних параметрів в сучасних математичних моделях грунтів і саме вони визначають ступінь надійності і точності виконуємих розрахунків по теоретичному передбаченні стисливості грунтових основ.

3. Проведено систематизацію значень e^{max}, e^{min} для пісчаних та глинистих грунтів та отримано залежності для фізико механічних характеристик грунтів, які слугують вхідними параметрами сучасних розрахункових нелінійних моделей роботи грунту, що дають можливість максимально використовувати природну несучу здатність грунтів.

4. Використана методика розрахунку несучої спроможності палі за допомогою числового моделювання за МГЕ дозволяє спрогнозувати нелінійну поведінку палі з урахуванням конкретних фізико-механічних характеристик будівельного майданчикана на основі неасоційованого закону теорії пластичної течії.

5. Виконано аналіз результатів числових досліджень, проведено співвідношення з експериментальними даними, які стримані безпосередні заміром тиску в грунтові основі мездозами [25].

Несуча спроможність призматичної палі згідно розрахунків за МГЕ склала P = 828 кН (S=2см), та має задовільне співпадання з розрахунком за діючим ДБН – 840 кН. Розрахунки грунтів за пружно–пластичними моделями приводять до таких концентрацій напружень, що спостерігаються в натурі.

6. Дискретизація та квантування неперервних процесів – це складові прийняття рішень в багатьох складних системах. Запропонована концепсія восьмипараметричної математичної моделі дозволяє в більшій степені враховувати реальні властивості грунтів.

ДОКЛАД Збожинський

Реферат, Вступ, Актуальність, Зв'язок, мета, Об'єкт, Предмет, Методи, Наукова новизна, Практичне значення, Особистий внесок (якщо будуть питати), Апробація, Публікації.

Розрахунок любої конструкції починається з побудови розрахункової моделі, тобто, ідеалізації її геометрії, властивостей матеріалів і навантажень.

Були напрацьовані наступні рограхункові моделі грунтових основ:

– *лінійні моделі основ*. Найбільш простою є модель Вінклера;

– Наступною розповсюдженою моделею є *однорідний, ізотропний лінійно-пружній півпростір* (М.І. Горбунова-Посадова).

– *нелінійні моделі основ.*

Використання лінійних моделей обмежується фазою ущільнення грунту.

Використання нелінійних моделей дає принципову можливість для розрахунку фундаментних конструкцій при навантаженнях на основи, що перебільшують встановлені нормативними документами розрахункові опори грунтової основи.

Великий практичний досвід дозволив створити будівельні норми і правила проектування основ і фундаментів, в основу яких покладено математичне узагальнення дослідних матеріалів на основі теорії пружності суцільного тіла.

При проектуванні основ фундаментів при обмеженні середніх тисків умовою $p \le R$ задовільні результати дає використання моделі суцільного середовища (R – розрахунковий тиск грунту, кінець лінійної ділянки графіка ”навантаження – осідання “). Реалізація цієї моделі повязана лише з двома характеристиками: модуль деформації E і коефіцієнт Пуассона ν.

Та теорія пружності далеко не в повній мірі відображує все різноманіття інженерно-фізичних властивостей реальних дисперсних грунтів.

На теперішній час назріла необхідність подальшого глибинного розкриття фізичних процесів і явищ, які проходять в грунтах при навантаженні. Поява на теперішній час тенденції підняття середнього тиску ($p > R$) на грунти потребує переходу на більш складні розрахункові моделі, які відображують все з більшою степіню реальні властивості грунтів. Відома з моменту перших досліджень характерна особливість грунтів накопичувати пластичні (залишкові) деформації при навантаженні обумовила гострий інтерес дослідників до моделей найбільш складного їх варіанту – теорії пластичної течії.

Основний показник роботи грунту – його осідання від споруди. Осідання споруди, як правило, пов'язані з ущільненням грунту. Типовий графік дослідження грунту дослідним штампом приведено на рис. 1.1.

– в I фазі деформування осідання проходять лише за рахунок ущільнення грунту. Ці фазі відповідає прямолінійна чи близька до прямолінійної залежності ділянка графіка (0-1), швидкість осідання $dS/dt = 0$.

– друга фаза (фаза зсувів) – криволінійна та характеризується зростанням деформацій через розвиток пластичніх зон в грунті під краями фундаменту, рис 1.1 а, крива 2. В межах другої фази деформування швидкість осідання постійна $dS/dt = const$.

– III фаза відображає фазу випирання при прогресуючі течії грунту без збільшення навантаження, $dS/dt = \infty$.

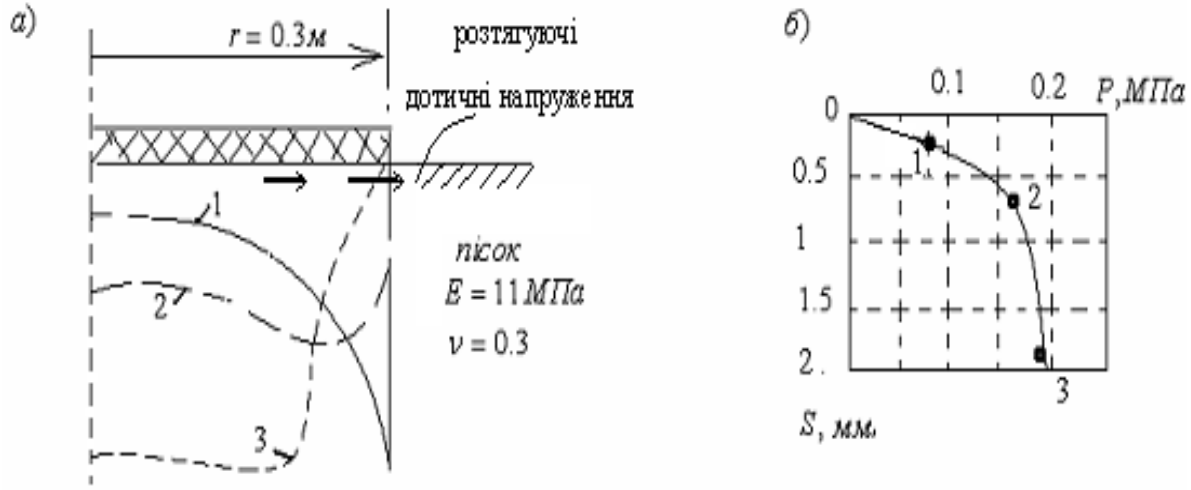


Рис. 1.1,а – Реактивний тиск під штампом; рис. 1.1,б – графік залежності "навантаження-осідання" для штампа [20]: (0-1)–фаза ущільнення; (1-2)–фаза зсувів; (2-3)–фаза руйнування

В роботі в якості математичної моделі взять МГЕ. Основне співвідношення прямого МГЕ:

$$c_i u_i + \int_\Gamma u q^* d\Gamma = \int_\Gamma u^* q \, d\Gamma . \qquad (1.22)$$

Матрична формуліровка:

$$\frac{1}{2} u_i + \int_\Gamma u q^* d\Gamma = \int_\Gamma u^* q \, d\Gamma \;\Rightarrow\; HU = GQ \;\Rightarrow\; AX = F . \qquad (1.23)$$

де X – вектор невідомих потенціала u та похідної q на границі. Точки, в яких розглядаються невідомі величини, називаються **вузлами.** Вони знаходяться в середині кожного сегмента (чи СЕ) при апроксимації постійними СЕ. Вузли будуть на стику двох лінійних елементів при апроксимації граничних СЕ лінійними залежностями. В роботі прийнято, що потенціал u і похідна від потенціалу $q = du/dx$ постійні по

довжині СЕ [2,9]. МГЕ – числовий метод розв'язку задач механіки, який використовує скінчені елементи для описання границь і апарат інтегральних рівнянь.

Дилатансійна теорія грунтового середовища

Характерною особливістю деформування грунтів є дилатансія – зміна обєму за рахунок девіаторної складової тензора напружень. Це явище було виявлено ще в 1885 р. О. Рейнольдсом, який пояснив його переупакуванням частинок грунту при зсуві. Зсув грунту з щільною упаковкою частинок приводить до розущільнення грунту (збільшення об'єму), а з рихлою – до ущільнення грунту (зменшення об'єму).

Для зближення розрахункових даних основ з експериментальними необхідне врахування дилатансійних властивостей грунту. Для описання кінематичних ефектів дилатансії Б. Хансен (1958 р.) запропонував ввести кут дилатансії -

$$\Lambda, \qquad \dot{e}^p = \dot{\gamma}^p \cdot \sin\Lambda, \qquad (1.36)$$

Приріст пластичних деформацій визначався за неасоційованим законом пластичної течії :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{dF}{d\sigma_{ij}}, \qquad F \neq f, \qquad (1.38)$$

3.За умову пластичної течії взято умову Мізеса-Шлейхера-Боткіна:

$$\begin{cases} f = \sigma_i + \sigma_m tg\psi - \tau_s, & при \quad \sigma_m \le \rho_0 \\ f = \sigma_i + \rho_0 tg\psi - \tau_s, & при \quad \sigma_m > \rho_0 \end{cases}, \qquad (1.39)$$

де Т, σ_m – дотичні та нормальні напруження на девіаторній площині (II інваріант девіатора напружень I інваріант тензора напружень); p_0 –рівень гідростатичного тиску, коли ґрунт працює як суцільне середовище (межа переходу від конусу до циліндру на рис. 1.7); τ_s – значення інтенсивності дотичних напружень на девіаторній площині при σ_m =0; φ ,с – кут тертя та зчеплення на октаедричній площині.

Приріст пластичних деформацій визначався за дилатансійною умовою проф. В.М. Ніколаєвського:

$$d\varepsilon_{ij}^p = \Lambda(\chi, \sigma_m) \cdot d\gamma^p, \qquad (1.41)$$

$$\Lambda = \begin{cases} \left\{ -\sqrt{1 - (\frac{\rho}{\rho_{cr}})^2} \right. & при \ \rho_i < \rho_{cr} \\ \sqrt{1 - (\frac{\rho^{cr}}{\rho})^2} & при \quad \rho_i > \rho_{cr} \end{cases}$$

В роботі за МГЕ проведено прогнозування нелінійної поведінки висячої забивної палі під навантаженням. Для визначення несучої спроможності палі використано дилатансійну теорію пористих середовищ та теорію пластичної течії [1,4,14].

В розрахунок прийнято середньозважені характеристики фізико-механічних характеристик ґрунтової основи (це вхідні параметри моделі):

$$E = 15110\,кПа; \quad \upsilon = 0.348; \quad \varphi = 19^0; \quad c = 29.385\,кПа;$$

$$\rho = 1.762\frac{т}{м^3}; \quad \rho^{\min} = 1.61\frac{т}{м^3}; \quad \rho^{\max} = 2.14\frac{т}{м^3}; \quad p_0 = -1970\,кПа.$$

При дослідженні полів напружень і деформацій палі ґрунт моделювався пружно-пластичним тілом, тобто до границі текучості залежність між σ-ε – лінійна, потім ґрунт переходить в текучий стан, з'являються лінії ковзання (області розриву суцільності ґрунтової основи).

Замість геометричних рівнянь Коші (рівнянь нерозривності роботи середовища та залежності між ε - u) теорія пластичної течії регламентує залежність між нормальними та дотичними напруженнями в граничному
стані.

В використані нелінійної моделі прийнято модифіковану умову пластичної течії Мізеса-Шлейхера-Боткіна (1.39):

$$\begin{cases} f = \sigma_i + \sigma_m tg\psi - \tau_s, & при \quad \sigma_m \le \rho_0 \\ f = \sigma_i + \rho_0 tg\psi - \tau_s, & при \quad \sigma_m > \rho_0 \end{cases},$$

де Т, σ_m – дотичні та нормальні напруження на девіаторній площині (II інваріант девіатора напружень I інваріант тензора напружень);

p_0 –рівень гідростатичного тиску, коли ґрунт працює як суцільне середовище(межа переходу від конусу до циліндру на рис. 1.7);

τ_s – значення інтенсивності дотичних напружень на девіаторній площині при σ_m =0;

φ, с – кут тертя та зчеплення на октаедричній площині.

Повний вектор деформацій складався із пружної та пластичної частин (1.37):

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p.$$

Пружні деформації визначались із закону Гука.

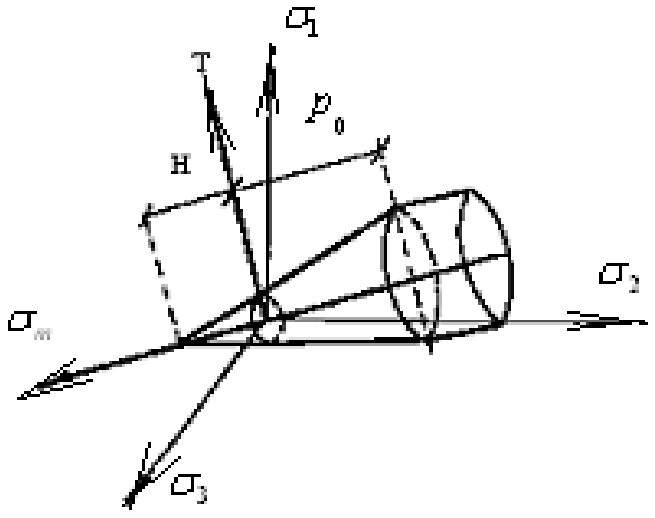


Рис. 1.7 – Умова текучості (пластичної течії) Мізеса-Шлейхера-Боткіна

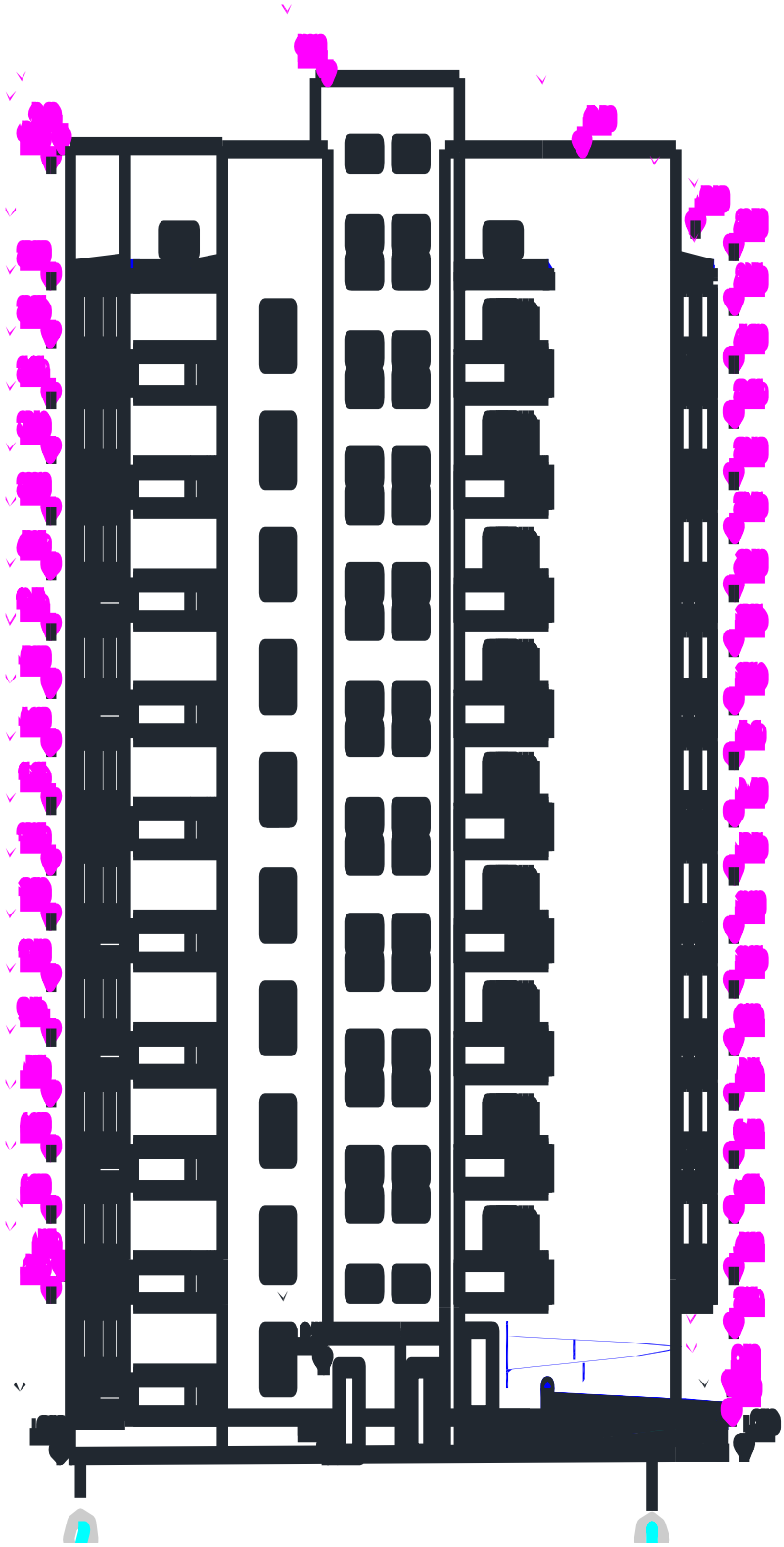


Рис. 1.6 – Фасад будівлі

Фізичні рівняння рівноваги грунту в фазі зсувів записувались згідно неасоційованого закону пластичної течії (1.38):

$$dE_{ij}^{\rho} = d\lambda \frac{dF}{d\sigma}, F \neq f \ , \qquad (1.38)$$

де F – термодинамічна функція стану (дисипативна функція пористого середовища грунту;

f – критерій переходу до граничного стану; функція, що визначає умову текучості (f=0).

$d\lambda$ - скалярний коефіцієнт простого навантаження.

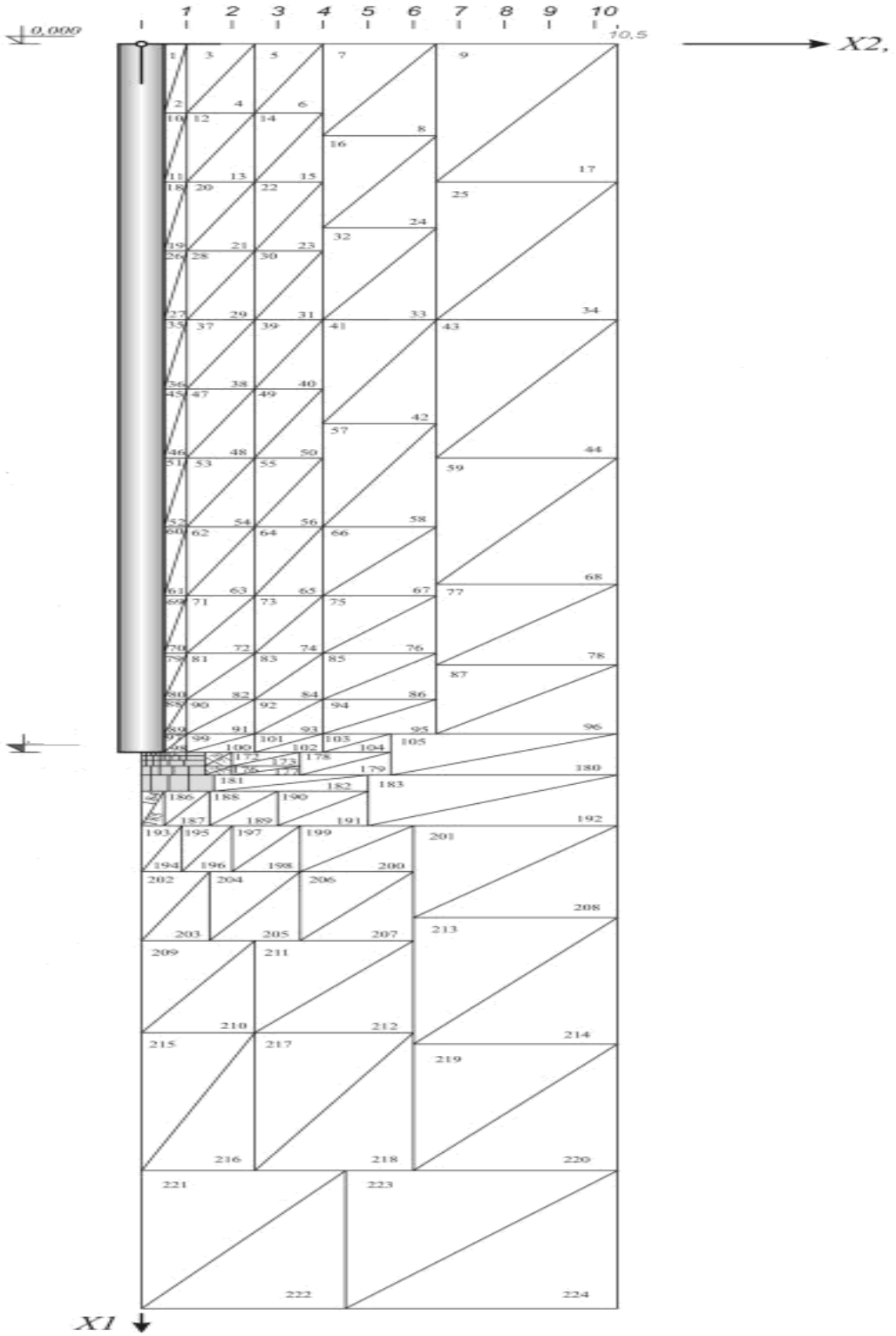


Рис. 1.8 – Дискретизація активної зони навколо фундаментної основи забивної палі довжиною L = 7,75 м, поперечним перетином 35х35 см

Таким чином, при реалізації на ЕОМ алгоритм визначення НДС за МГЕ складається із етапів:

1. Формування вхідних даних.
2. Інтегрування фундаментальних рішень Р. Міндліна для отримання матриці впливу МГЕ.
3. Компоновка розрахункової СЛАР.
4. Знаходження коренів СЛАР.
5. Визначення несучої спроможності фундаментної конструкції.

Отриманий графік залежності “навантаження-осідання” для забивної палі довжиною L = 7,75 м, поперечним перетином 35х35 см наведено на рис. 1.9.

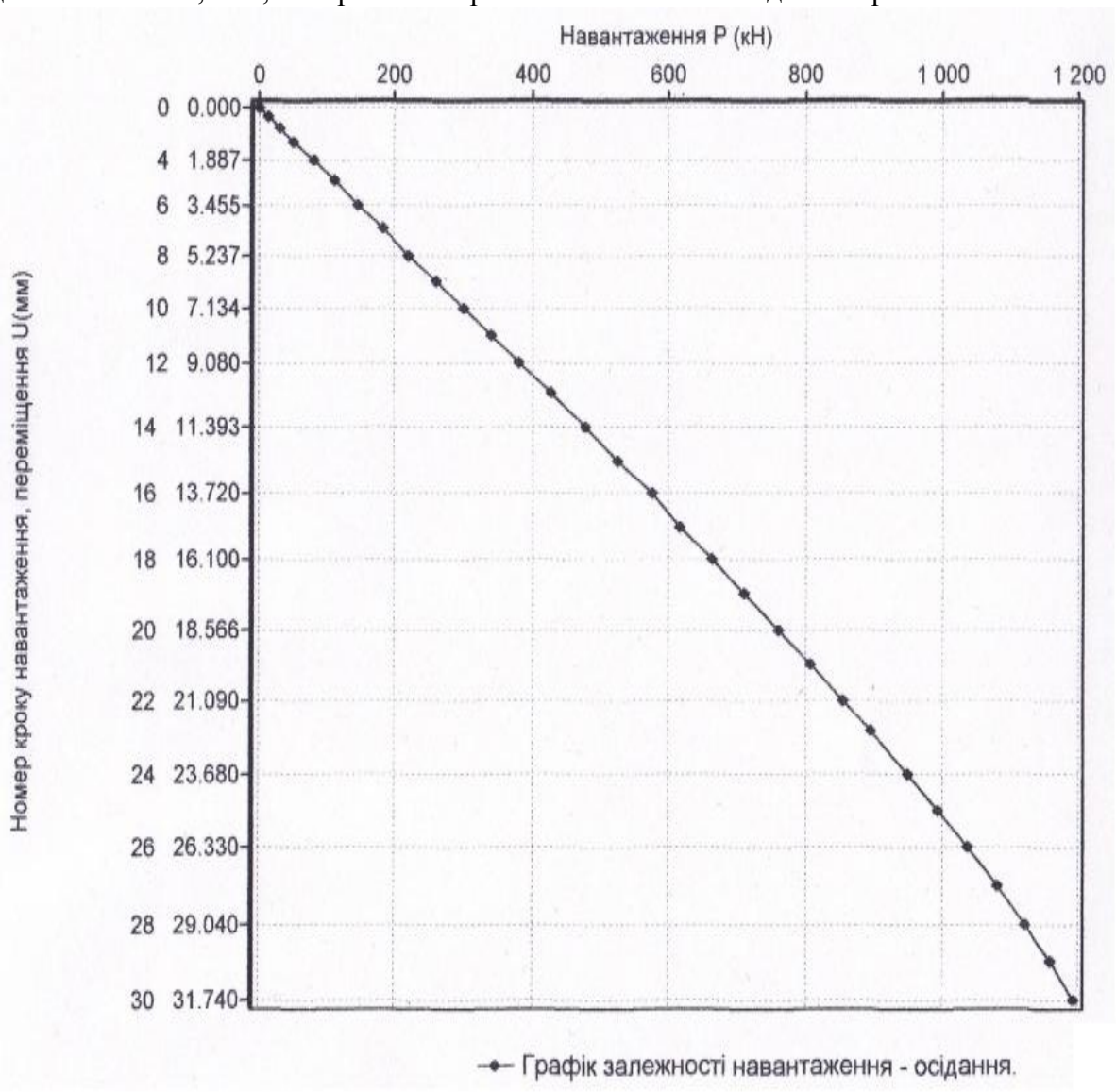


Рис. 1.9 – Графік “P-S” роботи палі для ґрунтових умов будівельного майданчика мікрорайону “Поділля” в м. Вінниця

1.4.2 Висновки

1. Для отримання надійних та достовірних прогнозів поведінки основ споруд під навантаженням крім сучасних теорій та розрахунків потрібні дані інженерно-геологічних вишукувань про фізико-механічні характеристики грунтів, котрі мають випадкову природу.

2. Показники властивості породи мають прикладне значення та грають роль числових вхідних параметрів в сучасних математичних моделях грунтів і саме вони визначають ступінь надійності і точності виконуємих розрахунків по теоретичному передбаченні стисливості грунтових основ.

3. Проведено систематизацію значень e^{max}, e^{min} для пісчаних та глинистих грунтів та отримано залежності для фізико механічних характеристик грунтів, які слугують вхідними параметрами сучасних розрахункових нелінійних моделей роботи грунту, що дають можливість максимально використовувати природну несучу здатність грунтів.

4. Використана методика розрахунку несучої спроможності палі за допомогою числового моделювання за МГЕ дозволяє спрогнозувати нелінійну поведінку палі з урахуванням конкретних фізико-механічних характеристик будівельного майданчикана основі неасоційованого закону теорії пластичної течії.

5. Виконано аналіз результатів числових досліджень, проведено співвідношення з експериментальними даними, які стримані безпосередні заміром тиску в грунтові основі мездозами [25].

Несуча спроможність призматичної палі згідно розрахунків за МГЕ склала P = 828 кН (S=2см), та має задовільне співпадання з розрахунком за діючим ДБН – 840 кН. Розрахунки грунтів за пружно–пластичними моделями приводять до таких концентрацій напружень, що спостерігаються в натурі.

6. Дискретизація та квантування неперервних процесів – це складові прийняття рішень в багатьох складних системах. Запропонована концепсія восьмипараметричної математичної моделі дозволяє в більшій степені враховувати реальні властивості грунтів.