

ВЗАЄМОДІЯ БУРОНАБИВНИХ ПАЛІ З НЕЛІНІЙНОЮ ҐРУНТОВОЮ ОСНОВОЮ

Вінницький національний технічний університет

Проблема несучої здатності основ до теперішнього часу продовжує залишатися актуальною у зв'язку з ростом об'ємів промислового та цивільного будівництва і необхідністю проектування надійних і економічних конструкцій споруд. Однією із особливостей поведінки ґрунту є те, що при досягненні окремими частинками ґрунту граничного стану не виникає значного зростання пластичних деформацій. Дисперсність середовища ґрунту приводить до того, що його стан і властивості в даний момент залежить від попередньої історії. Величина напружень визначається не лише миттєвим значенням деформацій, але і історією виникнення цих деформацій. Пружно-пластичному середовищу ґрунту властива за формулюванням О. Ільюшина "довга" пам'ять, тобто, величина вкладу попередньої історії в даний момент. Прикладне значення математичної теорії пластичності для ґрунтової основи має бути вище, ніж класична теорія пружності, яка дійсна для ґрунтів при достатньо низьких рівнях навантажень, адже 95% деформацій ґрунтів є нелінійними.

В роботі з використанням числового методу граничних елементів розглянуто прикладання числового МГЕ до розв'язку актуальної просторової контактної задачі поведінки під навантаженням буронабивної палі. Методика заснована на МГЕ та дилатансійній моделі нелінійного деформування ґрунту [2,3], використано метод Ілюшина, який базується на використанні лінеаризованої системи розрахункових рівнянь.

Метою роботи є визначення напружено-деформованого стану буронабивних палі на всьому етапі навантаження. Цей вид палі є найпоширеніший в фундаментобудуванні. Числовий підхід проілюстровано розрахунками напружено-деформованого стану палі на кожному кроці навантаження з урахуванням дилатансійних властивостей ґрунту з використанням пружно-пластичної моделі ґрунтової основи. Наведено співставлений аналіз несучої спроможності палі з розрахунком з діючими нормативними документами.

Ключові слова: пластичність ґрунту, числовий метод граничних елементів, дилатансія, несуча спроможність, напружено-деформований стан, нелінійна модель основи.

Стаття надійшла до редакції / Received 05.03.2026
Прийнята до друку / Accepted 21.04.2026
Опубліковано / Published 29.05.2026



This is an Open Access article distributed under the terms of the [Creative Commons CC-BY 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)

© Колесник А.В.

Вступ

Надійність проектного рішення і його ефективність в будівництві залежить від теоретичного рівня методу розрахунку основ і фундаментів, обумовлюється класифікацією спеціалістів, їх володінням сучасним розрахунковим апаратом, наявністю моделей ґрунтового середовища, що відповідають сучасному рівню розвитку механіки ґрунтів.

Буронабивні палі відрізняються високим ступенем ефективності, знаходять широке впровадження в фундаментобудуванні, тому теорії розрахунку цих конструкцій являють суттєвий інтерес.

Основним показником експлуатаційної придатності об'єктів є фактична несуча спроможність будівельних конструкцій як наземної так і підземної частин. Вона є домінуючим фактором, від якого залежать надійність та довговічність будівельного об'єкта.

Можливість забезпечення економічного та надійного рішення цього питання дає аналіз взаємодії системи "основа-фундамент". Такий аналіз можна проводити лише засобами числового моделювання. Несуча спроможність будівельних конструкцій визначається фізико-механічними властивостями будівельних матеріалів і ґрунтів, міцністними, деформативними та геометричними параметрами конструкцій та характером взаємодії з оточуючим середовищем, тобто є багатопараметричною задачею. Задача проектування основ і фундаментів висотних споруд є однією із самих складних задач у всьому комплексі проектування споруди.

Проектувальник має справу з наявною геологічною будовою та вельми неоднорідними фізико-механічними характеристиками ґрунтів майданчика забудови. Деформації ґрунтового середовища характеризуються одночасним протіканням великої кількості складних фізико-механічних процесів. Тому при розрахунку їх напружено-деформованого стану бажано обмежитись найбільш вагомими впливами.

Ґрунтам властива поява незворотних пластичних деформацій практично з моменту їх навантаження, при яких ґрунт набуває властивостей анізотропії. Незворотні деформації

дилатансійного розуцільнення ґрунту пояснюються розвитком системи внутрішніх тріщин від дії зсувних напружень. Один із шляхів дослідження непружного стану ґрунту – використання теорії пластичності з внесенням експериментальних поправок. Головним недоліком фундаментів на натуральній основі є недосконалість технологій і трудомісткість їх влаштування, а також висока матеріалоемність. Усунення трудомісткості влаштування фундаментів можна здійснити влаштуванням їх в порожнинах заданої форми, які утворюються в масиві ґрунту. До них відносяться буронабивні фундаменти, що влаштовуються в свердловинах (можливе розширення як у верхній, так і в нижній частині).

Вибір задовільної для будівництва ґрунтової основи – одна із головних проблем будь-якого будівництва. Враховуючи змінність і складну природу ґрунту ця проблема будівництва потребує ретельного вивчення. Значна частина питань закладена в самій природі ґрунту. При стисканні ґрунту відбувається безперервне перегрупування його частинок, йде поступовий процес дренажу (витіснення із пор води і повітря), стиснення скелету, води, повітря і передача напружень на скелет ґрунту. Скелет ґрунту та вода, без якої ґрунт практично не існує, будучи практично нестискаємими, не можуть здійснити під навантаженням значного впливу на зменшення об'єму зразка ґрунту. Тому важливо віднести це явище за рахунок витіснення води та повітря із пор. З чого можна зробити висновок, що здатність ґрунту стискатись, в незначній мірі визначається стисливістю матеріалу, з якого складається скелет. Швидше – це функція рухомості цього матеріалу, тобто залежить від жорсткості зв'язків та розміщення часток ґрунту, а в дрібнозернистих ґрунтах – від степені зв'язності окремих частинок (це пластичні деформації). Відносне зміщення частинок ґрунту після зняття тиску не призводить до відновлення початкового положення.

Будівництво споруд з достатньою ступеню надійності – основна задача механіки ґрунтів, яка базується на основних залежностях теорії пружності та пластичності. Основою математичного формулювання теорії пружності є абстрактна ідея про континуум чи неперервне середовище, та передбачається неперервний розподіл матеріалу в дослідній області, що дозволяє використовувати для її дослідження математичний аналіз.

Трифазові ґрунти сприймають зовнішнє навантаження по іншому, ніж суцільні тверді тіла [1]. Розподіл навантаження в товщі незв'язних зернистих ґрунтів, які утворюються переважною проявою гравітаційних сил, обумовлюється силами тертя на контактні частинки. Опір зв'язних ґрунтів, які утворюються переважною проявою молекулярних поверхневих сил, обумовлюються міцністю водних плівок, що оточують частинки цих ґрунтів. Перші деформації в ґрунтах проходять в результаті ущільнення, тобто зменшення порового простору і лише після цього настає наступна стадія зсувів, розривів.

Зв'язні ґрунти більш близькі до умов деформації суцільних середовищ. Та висновки механіки суцільних середовищ широко використовуються в розрахунках, пов'язаних з оцінкою напружено-деформованого стану (НДС) ґрунту.

Аналіз

При розв'язанні задач теорії пружності записуються три види рівнянь: теорія напружень заснована на вимогах рівнянь рівноваги; вивчення деформацій являє собою геометричний напрям аналізу, відомий під назвою теорія деформацій; фізичні рівняння – математична ідеалізація механізму поведінки матеріалу

В теорії пластичності крім рівнянь рівноваги вводяться два наступних додаткових рівнянь. Перше рівняння із цих двох додаткових визначає миттєву поверхню текучості (граничну пластичність), яка проходить через точку, що розглядається. Граничний напружений стан ґрунту можна знайти в формі Мора-Кулона чи в формі Мізеса-Шлейхера-Боткіна. Друге додаткове рівняння визначає орієнтацію в цій же самій точці вектора швидкостей пластичних деформацій. В роботі як друге додаткове рівняння використано неасоційований закон пластичної течії.

В задачах розрахунку осідань споруд та оцінки несучої спроможності ґрунтових основ перспективним на сьогоднішній день є використання моделі пружно-пластичного середовища, яке дає можливість зближення розрахункових даних з натурними властивостями ґрунту. Головні особливості процесу незворотнього деформування ґрунту на теперішній час експериментально виявлені і потребують математичного описання.

Дилатансія – явище чисто кінематичне, для описання цього ефекту Хансен (1958) запропонував ввести кут дилатансії Λ , аналогічний куту внутрішнього кута ґрунту – ϕ :

$$e^p = \gamma^p \sin \Lambda, \quad (1)$$

де e^p – швидкість пластичного об’ємного деформування, а γ^p – зсувного.

Швидкість дилатансії Λ визначається:

$$\Lambda = dV/d\gamma \quad (2)$$

Рихлим упаковкам ґрунту (тобто малому внутрішньому тертю) відповідають значення швидкості дилатансії $\Lambda < 0$. Рихлий (пухкий) ґрунт при зсуві ущільнюється і зміцнюється [2, 3]. Для щільних станів ґрунту після піка міцності $\Lambda > 0$ (при зсуві проходить розрихлення та послаблення ґрунту). Критичний стан ґрунту характеризується умовою $\Lambda = 0$, зсув здійснюється без супутніх змін об’єму.

В роботі спрогнозовано процес деформування під навантаженням буронабивної палі $L=16.7$ м в пружно-пластичному дилатансійному ґрунтовому середовищі за МГЕ, рис.1.

НДС ґрунтової основи в роботі обраховувався за допомогою основного визначального рівняння методу граничних елементів. Призначення визначальних рівнянь є в тім, щоб встановити математичне співвідношення між статичними та кінематичними параметрами, що описують поведінку тіла при наявності механічних дій. Визначальні рівняння слугують для вводу ідеалізованих середовищ, наприклад, ідеально пружного тіла, ідеального пружно-пластичного тіла.

Використане в роботі основне розрахункове рівняння МГЕ в дискретній формі для кожного вузла ξ границі Γ має наступний вигляд:

$$C(\xi_i)U(\xi_i) + \sum_{j=1}^N (\int P^* \Phi^T d\Gamma) U_j = \sum_{j=1}^N (\int U^* \Phi^T d\Gamma) P_j + \sum_{k=1}^M (\int \mathcal{E}^* \Phi^T d\Omega) \mathcal{E}^{(k)}, \quad (3)$$

де i – граничний вузол, що розглядається; j – номер граничного вузла, вплив якого враховується окремим коефіцієнтом на вузол i ; k – номер внутрішнього осередку, що впливає на вузол i . Матричне співвідношення на основі (3) можна записати

$$H U = G P + D \mathcal{E}, \quad (4)$$

$$D = \int_{\Omega} \mathcal{E}^* \Phi^T d\Omega, \quad (5)$$

де H, G – матриці, визначались згідно [6, 7]. Цим матриціям відповідають інтеграли, що включають непружні деформації. Інтеграли по кожному граничному елементу обчислювались за схемами числового інтегрування двовимірних квадратур Гаусса:

$$H_{ij} = \int_{\Gamma_j} q^* d\Gamma = J \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N (p^*)_k w_i w_j, \quad (6)$$

$$G_{ij} = \int_{\Gamma_j} u^* d\Gamma = J \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N (u^*)_k w_i w_j, \quad (7)$$

$$H_{ij} = \begin{cases} H_{ij}, & i \neq j \\ H_{ij} + C_i, & i = j; \end{cases} \quad (8)$$

де $w_i; w_j$ – вагові коефіцієнти при числовому інтегруванні; J – якобіан переходу від місцевої до глобальної системи координат, для лінійного граничного елемента $J = l_i/2$.

Інтеграл по внутрішніх осередках ґрунту Ω обраховувався за схемою напіваналітичного інтегрування [5 - 7] з використанням формули Хаммера:

$$\int_{\Omega} \mathcal{E}^* \Phi^T d\Omega = \sum_{k=1}^K (\mathcal{E}^* \Phi^T)_k W_k J_k, \quad (9)$$

де J_k – якобіан перетворення системи координат;

W_k – вагові коефіцієнти методу Хаммера.

При дослідженні поля напружень та деформації системи “ґрунт-основа” ґрунт моделювався пружно-пластичним тілом, тобто до границі текучості залежність між напруженнями та деформаціями лінійна, потім ґрунт переходить в текучий стан.

Поведінка ґрунту в пластичній стадії його роботи описувалася з використанням математичних термінів теорії пластичної течії.

В механіці суцільних середовищ поведінка середовища від дії різних впливів розглядається як порушення початкового стану рівноваги між взаємодіючими внутрішніми силами та як перехід до

нового стану рівноваги в результаті зміни діючих між елементами силами. Задачі розв'язуються виходячи з того, що мають виконуватись умови рівноваги для нескінченно малих елементів середовища. Додатково до рівнянь рівноваги додаються умова нерозривності середовища (геометричні рівняння) та фізичні рівняння зв'язку між напруженнями та деформаціями (ліва частина рівняння 3).

В теорії граничної рівноваги враховуються ті ж рівняння рівноваги, а замість геометричних рівнянь подається зв'язок між нормальними та дотичними напруженнями в граничному стані. Відносно фізичних рівнянь – в математичній моделі використано залежності пластичної течії, що моделюють розвиток пластичних деформацій формозміни і об'єму. Метод граничних елементів дає можливість розчленувати розрахункову систему рівнянь на основі розгляду кожного окремого граничного елемента.

В якості вагових функцій в роботі прийнято фундаментальні рішення Р. Міндліна для переміщень u та напружень q в півплощині від дії одиничної сили $P=1$ в півпросторі ґрунтової основи.

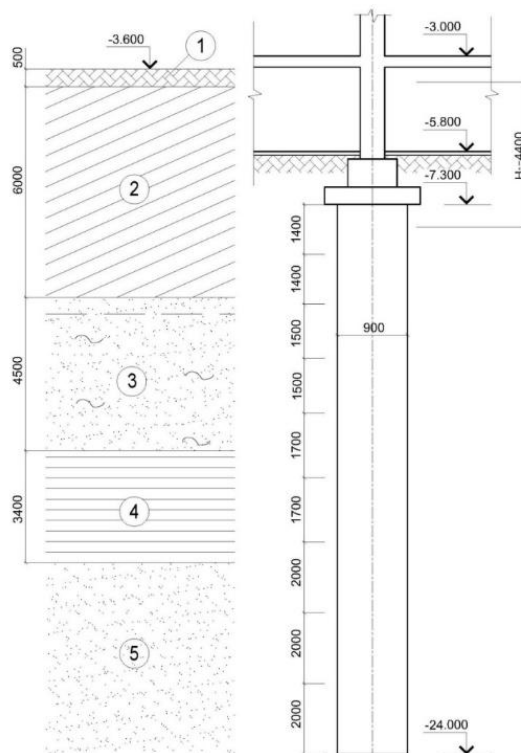


Рисунок 1 – Положення буронабивної палі в ґрунті

В моделі прийнято, що на початку ґрунт працює пружно до досягнення величиною гідростатичного тиску значення структурної міцності ґрунту. Потім ґрунт отримує пружно-пластичні властивості. При досягненні пластичного стану з'являються пластичні деформації зсуву та об'ємні незворотні деформації дилатансії.

Пружно-пластичне деформування ґрунту описується неголономними неінтегрованими диференціальними залежностями, тому для розв'язання цих задач залучаються числові методи, в даній роботі – числовий метод граничних елементів.

Теорія пластичності течії адекватно відображає характер деформування ґрунтів в широкому діапазоні навантажень. МГЕ дозволяє виконувати розрахунки НДС ґрунтових основ за рамками розрахункового опору з використанням традиційних характеристик, які визначаються при інженерно-геологічних вишукуваннях.

Граничний стан ґрунту визначався умовою Мізеса-Шлейхера-Боткіна (10), яка в просторі головних напружень моделюється поверхнею, що складається із конічної та циліндричної частин.

$$\begin{cases} f = T + \sigma_{окт} \cdot tg \psi - \tau_s = 0 & \text{при } \sigma_{окт} \leq P_0 \\ f = T + \rho_0 \cdot tg \psi - \tau_s = 0 & \text{при } \sigma_{окт} > P_0 \end{cases}, \quad (10)$$

де f – умова текучості; σ_m – гідростатичний тиск; T – інтенсивність діватора напруг; ψ – кут внутрішнього тертя; C – зчеплення на октаедричній площині; τ_s – параметр на октаедричній площині, аналогічний зчепленню; P_0 – параметр ґрунтового середовища, характеризує перехід від конуса до циліндра.

В моделі в якості параметра зміцнення χ використано об’ємну пластичну деформацію e^p , яка відповідає головному ефекту – залежності міцності ґрунту від щільності його упаковки.

Моделювання процесу деформування дилатансійного ґрунту потребує інтегрування співвідношень неасоційованого закону пластичної течії на кожному етапі навантаження.

При переході ґрунту в пластичний стан оцінку процесу накопичення залишкових пластичних об’ємних деформацій і деформацій зсуву в якості фізичного рівняння використано неасоційований закон пластичної течії (довільної неасоційованої дилатансії):

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{dF}{d\sigma_{ij}}, \quad F \neq f, \quad (11)$$

Функція текучості F в просторі напружень визначає поверхню навантаження, яка обмежує область пружної поведінки середовища. Поверхня навантаження – це границя пружної області. F – (пластичний потенціал), дисипативна функція пористого ґрунту, який визначає дилатансійність середовища – зміну його об’єму при зсуві. Це фіктивна функція історії дисипативного деформування ґрунту, вона не співпадає з якою-небудь поверхнею текучості.

В теорії пластичної течії фізична залежність між напруженнями та приростами деформацій приймається у вигляді диференціальних залежностей між приростами деформацій і напруженнями. Такий підхід розширює можливість розрахунку, але одночасно і ускладнює його.

Загальні деформації визначались:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p, \quad (12)$$

де ε – загальні деформації; ε^e – пружні деформації, визначались із закону Гука; ε^p – пластичні деформації, визначались згідно з неасоційованим законом пластичної течії (5) та доповнювались для корегування напрямку вектора пластичних деформацій дилатансійними співвідношеннями [2,3]; f – функція, що визначає умову пластичності, це критерій переходу до граничного стану

Приріст пластичних деформацій визначався :

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + \sum d\varepsilon_{ij}^p, \quad (13)$$

$d\varepsilon_{ij}$ – повні деформації ґрунту, складаються із пружних ε_{ij}^e та суми приростів пластичних деформацій на попередніх кроках навантаження (історія навантаження) $\sum d\varepsilon_{ij}^p$.

Приріст пластичних деформацій на конкретному кроці навантаження:

$$d\varepsilon^p = d\varepsilon^p_{шар} + d\varepsilon^p_{дес}, \quad (14)$$

де $d\varepsilon^p_{шар}$ – приріст пластичних деформацій від шарового тензора напружень; $d\varepsilon^p_{дес}$ – приріст пластичних деформацій від діватора напружень.

Приріст пластичних деформацій від шарового тензора напружень визначався дилатансійним співвідношенням:

$$d\varepsilon^p_{шар} = \Lambda(\chi) d\gamma^p, \quad (15)$$

Приріст пластичних деформацій від діватора напружень:

$$d\varepsilon^p_{дес} = D_{ij} d\lambda \quad (16)$$

де D_{ij} – діватор напружень; $d\lambda$ – коефіцієнт пропорційності; $d\gamma^p$ – скалярний еквівалент приросту зсувної пластичної деформації на октаедричній площині; $d\varepsilon_{ij}^p$ – приріст непружних змін об’єму, що супутні зсуву; χ – параметр зміцнення ґрунтового середовища (прийнято щільність ґрунту ρ); Λ – швидкість дилатансії (згідно з дилатансійною теорією). Швидкість дилатансії Λ залежить від щільності ґрунту ρ та приймає як позитивні (дилатансія), так і від’ємні (контракція) значення (3):

$$\begin{aligned} \Lambda(\rho) &= -\sqrt{1 - (\rho/\rho^*)^2} \quad \text{при } \rho < \rho^*, \\ \Lambda(\rho) &= \sqrt{1 - (\rho^*/\rho)^2} \quad \text{при } \rho > \rho^*, \end{aligned} \quad (17)$$

де ρ^* – критична густина, яка є функцією гідростатичного напруження σ_m .

Для розв'язку нелінійної задачі в основу покладено найбільш ефективний алгоритм розв'язку еволюційних задач, який базується на кроковому методі продовження розв'язку, коли на кожному наступному кроці використовується розв'язок задачі із попереднього кроку.

Диференціальна залежність $\sigma_{ij} - d\varepsilon_{ij}^p$ передбачає розв'язок із залученням процедур покрокового навантаження. Використано покроковий метод пружних рішень О.А. Іллюшина. Метод пружних рішень широко застосовується для розв'язку різних прикладних задач теорії малих пружно-пластичних деформацій, зазвичай достатньо декількох наближень, щоб отримати прийнятну для цілей практики точність.

На кожному n -му етапі наближення ітераційного процесу «пружних» рішень О.А. Іллюшина розв'язується система лінійних алгебраїчних рівнянь (СЛАР) з кожним разом уточненою правою частиною. На кожному наступному кроці навантаження використовуються дані з попереднього кроку. Оскільки зв'язок $\sigma - \varepsilon$ в ґрунтах не носить лінійний характер, визначення постійних лінійної пропорційності обмежувались умовами нескінченно малих змін приростів напружень і відповідних їм приростів деформацій. Процес навантаження основи розглядався як квазістатичний, який характеризувався нескінченно повільною течією. Саме такі процеси відповідають термінам забудови споруди.

Показники властивостей ґрунтової породи грають роль в математичних моделях числових параметрів і визначають ступінь надійності і точності проведених розрахунків. Багатопарове середовище ґрунту в розрахунку замінювалось середньозваженими інженерно-геологічними характеристиками показників ґрунту. Кількість параметрів – 27, де вісім з них подають фізико – механічні властивості ґрунтової основи, решта описують геометрію і топологію розрахункової схеми. Параметрами математичної моделі ґрунтової основи є: модуль деформації $E = 26500 \text{ кПа}$, коефіцієнт Пуассона $\nu = 0.33$, щільність ґрунту $\rho = 1.9 \text{ кН/м}^3$; $\rho^{\min} = 1.75 \text{ кН/м}^3$; $\rho^{\max} = 2.1 \text{ кН/м}^3$; зчеплення ґрунту $c = 32.52 \text{ кПа}$; кут внутрішнього тертя $\varphi = 0.551 \text{ рад}$.

На основі програмно-реалізованої системи метод граничних елементів (МГЕ) із використанням наведених інженерно-геологічних характеристик виконано числове моделювання та дослідження несучої здатності буронабивної палі, представленої на рис. 1.

Буронабивна паля в числовому розрахунку розглядалась як однорідне циліндричне тіло, яке не деформує, несе вертикальне осьове стискаюче навантаження. Згідно методик нормативних документів граничний стан такої конструкції визначається опором ґрунту руйнуванню під нижнім кінцем та опором зсуву по бокові поверхні стовбура палі, вістря палі заглиблено в щільний ґрунт на 6м. Результати розрахунку буронабивної палі подано на рис. 2.

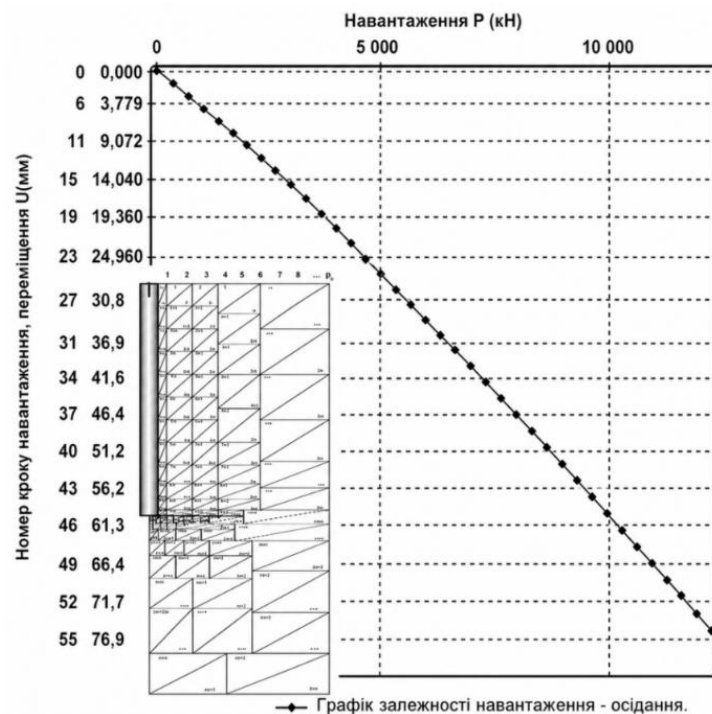


Рисунок 3 – Результати розрахунку за МГЕ буронабивної палі

Етапи розрахунку наступні:

1. Гранична з ґрунтом бокова поверхня та вістря буронабивної палі розбивається на ряд граничних елементів, всередині яких переміщення та його нормальна похідна змінюються у відповідності з вибраними інтерполюючими функціями.

2. Для вузлових точок граничних елементів записується дискретна форма розрахункового рівняння методу граничних елементів (3).

3. Інтеграл по кожному граничному елементу обраховується за схемами числового інтегрування.

4. Шляхом додавання завданих граничних умов отримується система лінійних алгебраїчних умов (СЛАР), розв'язок якої дає напружений стан дослідної системи – значення дотичних напружень по контакту буронабивної палі з ґрунтовою основою, та величини нормальних напружень під вістрям палі, на основі яких виначається несуча спроможність буронабивної палі.

Несучу здатність палі (3910 кН) порівняно з нормативним розрахунком (4), який склав 3753 кН. Несуча здатність буронабивної палі при осіданні $S=8$ см склала 12400 кН.

Висновки

1. Результати числового моделювання процесу деформування системи “пружно – пластична основа – буронабивна палля” по використаній методиці відповідає загальноприйнятим уявленням та даним експериментальних досліджень.

2. Викладена методика дозволяє на всіх етапах навантаження буронабивної палі отримати дані про характер розподілу напружень та деформацій, які залежать від розмірів фундаменту і будівельних властивостей ґрунтів основи.

3. Розрахунок напружено-деформованого стану системи “фундамент–основа” слід проводити з урахуванням особливостей нелінійної поведінки ґрунту.

4. Методика чисельного моделювання НДС з урахуванням нелінійного деформування ґрунту побудована на застосуванні МГЕ та дилатансійної моделі нелінійного деформування ґрунту. Для розв'язку пружно-пластичної задачі використано метод О. Іллюшина.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

- [1] Моргун А.С., Мет І.М., Моргун І.А. Геотехнічне обґрунтування на основі МГЕ деформативних процесів ґрунту. Монографія [Електронний ресурс], Вінниця : ВНТУ, 2025, 102 с., ISBN 978-617-8163-28-0.
- [2] Моргун А.С., Мет І.М. Комп'ютерні технології розрахунку фундаментних конструкцій будівель та споруд за методом граничних елементів. Монографія [Електронний ресурс], Вінниця: ВНТУ, 2025, 108 с. ISBN 978-617-8163-58-7.
- [3] Бойко І.П., Підлущкий В. Дослідження взаємодії палей в умовах польових випробувань. X всеукраїнська НТК з іноземною участю. “Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування”. Полтава. 16-17. 10.2018.
- [4] Ваганов І.І., Масевська І.В., Попович М.М. Методичні вказівки до курсового та дипломного проектування з основ та фундаментів для студентів спеціальності “Промислове та цивільне будівництво”, ч.2. Пальові фундаменти. Вінниця, ВНТУ, 2009, 75 с.
- [5] Моргун А.С. Нелінійні проблеми механіки ґрунтів / А.С. Моргун // Вінниця, ВНТУ, 2016. – 122 с.
- [6] Носенко, В. ., Бондарева, Л. ., Хоронжевський М.? Кашоїда, О. (2023). Оцінка впливу висотного будинку на напружено-деформований стан основи та конструкцій існуючих будівель в умовах щільної забудови. Основи і фундаменти, (47), 49–60. <https://doi.org/10.32347/0475-1132.47.2023.49-60>.
- [7] Моргун А.С., Чженфен Тянь. Робота буронабивних палей з розширеною п'ятою в набухаючих ґрунтах за числовим методом граничних елементів. ВНТУ. Збірник Сучасні технології, матеріали та конструкції в будівництві. №1. 2022.

REFERENCES

- [1] Morgun A.S., Met I.M., Morgun I.A. Geotechnical Substantiation of Soil Deformation Processes Based on the Boundary Element Method. Monograph [Electronic resource]. Vinnytsia: Vinnytsia National Technical University, 2025. 102 p. ISBN 978-617-8163-28-0.
- [2] Morgun A.S., Met I.M. Computer Technologies for the Analysis of Foundation Structures of Buildings and сооружений Using the Boundary Element Method. Monograph [Electronic resource]. Vinnytsia: Vinnytsia National Technical University, 2025. 108 p. ISBN 978-617-8163-58-7.
- [3] Boiko I.P., Pidlutskyi V. Investigation of Pile Interaction under Field Testing Conditions. Proceedings of the 10th All-Ukrainian Scientific and Technical Conference with International Participation “Soil Mechanics, Geotechnics and Foundation Engineering”. Poltava, October 16–17, 2018.
- [4] Vaganov I.I., Mayevska I.V., Popovych M.M. Methodical instructions for course and diploma design of foundations and foundations for students of the specialty “Industrial and civil engineering”, part 2. Pile foundations. Vin., VNTU, 2009, 75p.
- [5] Morgun A.S. Nonlinear problems of soil mechanics / A.S. Morgun // Vinnytsia, VNTU, 2016. – 122 p.

- [6] Nosenko, V., Bondareva, L., Khoronzhevskiy, M., & Kashoida, O. (2023). Assessment of the Influence of a High-Rise Building on the Stress–Strain State of the Foundation Soil and Structures of Existing Buildings under Dense Urban Development Conditions. *Bases and Foundations*, (47), 49–60. <https://doi.org/10.32347/0475-1132.47.2023.49-60>.
- [7] Morgun A.S., Zhengfeng Tian. Work of bored piles with an expanded heel in swelling soils using the numerical method of boundary elements. VNTU. Collection of Modern Technologies, Materials and Structures in Construction. No. 1. 2022.

Андрій Вікторович Колесник – аспірант кафедри будівництва, міського господарства та архітектури, Вінницький національний технічний університет, Вінниця, e-mail: andrey.engineer@gmail.com, ORCID ID:0009-0000-8001-2527.

A.V. Kolesnyk

INTERACTION OF DRILLED PILES WITH NONLINEAR SOIL BASE

Vinnytsia National Technical University

The problem of the bearing capacity of soil foundations remains relevant due to the continuous growth of industrial and civil construction and the necessity to design reliable and cost-effective structural systems.

One of the characteristic features of soil behavior is that, when individual soil particles reach the limit state, no significant increase in plastic deformations occurs immediately. The dispersed nature of the soil medium leads to the fact that its current state and properties depend on the previous loading history. The stress state is determined not only by the instantaneous values of deformation but also by the history of the development of these deformations. Therefore, the applied significance of the mathematical theory of plasticity for soil foundations is considerably greater than that of the classical elasticity theory, which is valid only for soils subjected to relatively low stress levels, since approximately 95% of soil deformations are nonlinear. In this study, the application of the numerical Boundary Element Method (BEM) to the solution of a relevant three-dimensional contact problem describing the behavior of a bored pile under loading is considered. The proposed methodology is based on the BEM and a dilatancy-based nonlinear soil deformation model [2,3]. The Ilyushin method, which relies on a linearized system of governing equations, was employed in the analysis. The aim of the study is to determine the stress–strain state of bored piles throughout the entire loading process. This type of pile is among the most widely used foundation elements in geotechnical engineering. The numerical approach is illustrated by calculations of the stress–strain state of the pile at each loading increment, taking into account the dilatancy properties of the soil through the use of an elastoplastic soil foundation model. A comparative analysis of the pile bearing capacity obtained from the proposed numerical approach and the current design code provisions is also presented.

Keywords: soil plasticity, Boundary Element Method, dilatancy, bearing capacity, stress–strain state, nonlinear foundation model.

Andrii Kolesnyk – PhD student of the Department of Civil Engineering, Municipal Economy and Architecture; Vinnytsia National Technical University, Vinnytsia, Ukraine, e-mail: andrey.engineer@gmail.com, ORCID ID:0009-0000-8001-2527.