

Прикладання методу граничних елементів до механіки деформованих ґрунтів

Алла МОРГУН¹, Іван МЕТЬ², Руслан ЛЕБІДЬ³

Вінницький національний технічний університет
95, Хмельницьке шосе, Вінниця, Україна, 21000,

¹morgunallaS@gmail.com, orcid.org/0000-0002-4701-339X

²met@vntu.edu.ua, orcid.org/0000-0003-0568-730X

³ruslanlebid11@gmail.com

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.185-191

Анотація. У зв'язку з переходом сучасних будівель на каркасно-монолітну схему, будівлі ростуть вверх і вниз. Це збільшує тиск на основи і приводить до необхідності при їх проектуванні розв'язувати нелінійні задачі механіки ґрунтів, оскільки головною проблемою технічних систем є надійність. В останній час спостерігається явна тенденція підсилення теоретичних досліджень у фундаментобудуванні. Отримання надійних результатів моделювання в більшості випадків зводиться до використання нелінійних пружно-пластичних моделей, що базуються на теорії пластичної течії, дилатансійних співвідношеннях В.М. Ніколаєвського, І.П. Бойка.

Вітчизняна геотехніка знаходиться на шляху інтенсивного розвитку. Широко застосовуються числові методи, засновані на пружно-пластичних моделях. Руйнування дискретних матеріалів (до яких відноситься і ґрунт) проходить в результаті накопичення пластичних (залишкових) деформацій, що в граничному стані викликає розрив суцільності масиву в формі взаємного проковзування його частинок. Вплив пластичності проявляється в розвитку переміщень, перерозподілі внутрішніх зусиль. Міцність зв'язків в дисперсних ґрунтах набагато менша міцності самих частинок, а при відсутності сил зчеплення (пісок) основним фактором деформацій ґрунтової основи є сили контактної взаємодії і деформації пов'язані з переупаковкою частинок.

Основний напрям розвитку в будівництві – застосування нових, раціональних та ефективних конструкцій паль, які б підвищували їх несучу здатність, технологічність виготовлення та влаштування.



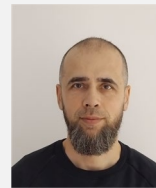
Алла МОРГУН

професор кафедри
будівництва, міського господарства
та архітектури
д.т.н., проф.



Іван МЕТЬ

Декан ФБЦЕІ ВНТУ
к.т.н., доц.



Руслан ЛЕБІДЬ

аспірант кафедри
будівництва, міського господарства
та архітектури

Низьке використання міцності матеріалу паль квадратного перетину – мала питома несуча здатність (25-60%) стримує техніко-економічний прогрес в будівництві та потребує використання нових ефективних та раціональних конструкцій паль. Впровадження паль із складною формою поперечного перетину є перспективним в цьому напрямку і описано в роботі (Малишев, 2011).

Не зважаючи на чималу кількість експериментальних досліджень паль складної форми поперечного перетину конкретних вказівок щодо особливостей їх роботи та розрахунку мало.

Найбільш ефективними є палі перехресного перетину, двотаврові, таврові. Найменш ефективні – палі круглого та квадратного перерізу. Важливим є також питання урахування та неврахування заповнення ґрунтом об'єму між ребрами паль оскільки палі із складною формою бокової поверхні (таврові, двотаврові, хрестоподібні) мають різний характер ущільнення ґрунту навколо їх бічної поверхні та залучають до своєї роботи деяку ущільнену зону ґрунту, яка утворюється між ребрами паль при їх заглибленні, про що відмічено в роботі (Малишев, 2011).

Тому перевірка методики розрахунку несучої здатності та деформування ґрунтової основи за числовим МГЕ такого виду паль, статичним вертикальним навантаженням, є актуальною задачею.

Ключові слова. Напружено деформований стан, несуча спроможність, числовий метод граничних елементів, ефективні фундаменти, дискретизація.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Основою геотехнічних розрахунків є визначальні рівняння стану, які виражають в аналітичній формі закони деформування і руйнування ґрунту. Числові коефіцієнти, що входять в них, характеризують відповідні властивості конкретних ґрунтів.

В роботі розвиток деформаційних ґрунтових процесів та визначення несучої спроможності ефективних таврових паль відслідковано з залученням числового методу граничних елементів (МГЕ). Більша частина статичного вертикального навантаження на таврові палі згідно експериментальних досліджень описаних в роботі (Малишев, 2011) передається бічною поверхнею завдяки значному ущільненню ґрунту на контакті таврової палі з ґрунтовим середовищем активної зони та в місцях примикання полиці тавра до ребра.

При заглибленні палі в ґрунт проходить додаткове ущільнення ґрунту в результаті витіснення в сторони ґрунту, об'єм якого рівний об'єму палі, яка заглиблюється. Використана в роботі нелінійна модель числового методу граничних елементів дозволяє проводити в рамках однієї розрахункової схеми розрахунок фундаментів за обома граничними станами

(по деформаціях та несучі спроможності) від початку їх навантаження до втрати несучої здатності.

Критерієм вичерпання лінійних моделей, заснованих на теорії пружності, для розрахунку осідань основ є умова $p \leq R$, де p – середній тиск під подошвою фундаменту, R – межа пропорційності, рівна розрахунковому опору основи, при перебільшенні якого залежність $\sigma = f(\epsilon)$ порушується та стає неможливим використання лінійної моделі.

Після досягнення межі міцності проходить проковзування бічної поверхні фундаментної конструкції відносно ґрунту. Проковзування реалізується шляхом контролю дотичних напружень τ , розташованих на контакті «фундаментна конструкція – ґрунт».

В числовому МГЕ шлях розв'язання задачі поведінки палі в ґрунті складається в пошуку та використання такого фундаментального розв'язку (функцій впливу Гріна), який зводить вихідну задачу лише до розв'язання граничної задачі.

Більшість фізичних явищ в механіці може бути описана за допомогою диференціальних рівнянь. При виводі основного інтегрального співвідношення МГЕ, що наведено в формулі (2), яке описане в роботі (Vrebbia та ін., 1984) було сформовано систему розрахункових диференціальних рівнянь 15-го порядку із локального методу розрахунку будівельних конструкцій (рівняння статички, геометричні, фізичні), та використано теорему Бетті, формула (1) про взаємність робіт двох станів деформованого тіла (інтеграл взаємності) та принцип зважених нев'язок, згідно якого визначались функції нев'язок, які мінімізувались таким чином, щоб перетворити в нуль їх усереджене значення за допомогою введення вагової функції w .

$$\int_{\Omega} \sigma_{jk} \cdot \varepsilon_{jk}^* d\Omega = \int_{\Omega} \varepsilon_{jk} \cdot \sigma_{jk}^* d\Omega, \quad (1)$$

де σ_{jk}^* , ε_{jk}^* – фундаментальні рішення від $P=1$ для напружень та деформацій (вагові функції).

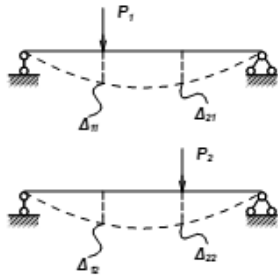


Рис. 1. До компонування інтегралу взаємності Бетті.

Fig. 1. Before composing the Betti reciprocal integral.

При обчисленні крайових задач за МГЕ необхідно згідно із змістом задачі використати фундаментальний розв'язок. При дослідженні взаємодії палі з ґрунтом найбільш відповідним суті задачі є розв'язок Р. Міндліна (1949 р.) для вертикальних і горизонтальних сил, прикладених в середині півпростору, оскільки тиск від паль в ґрунті прикладається не до поверхні ґрунту, а на деякі глибині всередині масиву ґрунту. Р. Міндлін отримав не лише напруження, а і відповідні їм переміщення від дії одиничних навантажень, прикладених всередині півпростору. Саме вони дають можливість скомпонувати матрицю впливу МГЕ при розрахунках за МГЕ фундаментних конструкцій, класичну матрицю піддатливості будівельної механіки.

Числовий МГЕ потребує використання ЕОМ і, що є загальним для наближених числових методів, зводить розрахункові рівняння до розв'язків СЛАР високих порядків (запис статичних, геометричних, фізичних рівнянь подано в позначеннях Ейнштейна), інтегральне співвідношення МГЕ (2):

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ij,j} + b_j &= 0 \\ \varepsilon_{ij} &= \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}) \\ \sigma_{ij} &= C_{ijkl} \varepsilon_{kl} \end{aligned} \right\} \Rightarrow C_{ij}(\xi) u_j(\xi) + \int_{\Gamma} p_{ij}^*(\xi, x) u_j(x) d\Gamma(x) = \int_{\Gamma} u_{ij}^*(\xi, x) p_j(x) d\Gamma(x),$$

де $\sigma_{ij,j} + b_j = 0$ – статичні рівняння рівноваги;

$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i})$ – геометричні рівняння;

$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl}$ – фізичні рівняння середовища.

При розгляді нелінійної задачі інтегральне рівняння, отримане авторами роботи (Brebbia та ін., 1984), набуває вигляду:

$$c_{ij} \cdot u_j + \int_{\Gamma} p_{ij}^* u_j d\Gamma = \int_{\Gamma} u_{ij}^* p_j d\Gamma + \int_{\Omega} \dot{\sigma}^* \dot{\varepsilon}_{jk}^p d\Omega \quad (3)$$

де u – заданий вектор переміщень на контакті границі фундаментної конструкції;

p – шуканий вектор напружень на границі;

u^* , p^* , $\dot{\sigma}^*$ – ядра граничного рівняння (Brebbia та ін., 1984, Моргун, 2016) чи функції впливу МГЕ, це двоточкові функції, їх компоненти – переміщення та напруження довільної точки поля півпростору в напрямку «і» (точка нагляду) від сили $P = 1$, прикладеної в «j» –му напрямку (джерелі) – прийнято рішення Р. Міндліна для переміщень, напружень та похідних від напружень, що відповідають одиничним збурюючим впливам ($P=1$) в півпросторі, наведено в роботі (Mindlin, 1936, Моргун, 2016). Ядра інтегрального рівняння характеризують собою досліджуване середовище;

C_{ij} – постійна, визначається із умов руху тіла як цілого, з'являється при переводі крайової задачі до інтегрального рівняння (2) для отримання єдиного рішення.;

Γ – гранична поверхня фундаментної конструкції, ξ – точка збурення, x – точка нагляду, Ω – та границя трикутних осередків активної (дилатансійної) зони ґрунту, описана в роботі (Brebbia та ін., 1984).

Остання складова формули (3) включає інтеграл по області масиву ґрунту $d\Omega$, в якому очікується поява пластичних деформацій $\dot{\varepsilon}_{jk}^p$, $\dot{\sigma}^*$ – похідні від фундаментальних рішень Р. Міндліна. Фундаментальні рішення, що наведені в роботі (Mindlin, 1936) обертають в нуль інтеграл по області і зводять тим самим задачу до визначення лише граничних функцій. Точка прикладання одиничної сили ξ та точка нагляду B знаходяться на боковій поверхні, та на вістрі палі.

МГЕ використовує принцип суперпозицій, тому його можна застосовувати або до лінійних систем, або до таких систем, що лінійні відносно приростів, чи можуть бути апроксимовані

такими. Таким чином, остання категорія розширює область прикладання МГЕ на дуже багато технічних задач.

При розрахунку напружено-деформованого стану таврової палі ґрунт моделювався пружно-пластичним тілом – до границі текучості залежність σ - ϵ лінійна, потім ґрунт переходить в пластичний стан, та використовувались вирази теорії пластичної течії (Бойко, 1985, Hill, 1950, Drucker та ін., 1957). Для визначення величини пластичних деформацій в закритичному стані використано неасоційований закон пластичної течії описаний в роботі (Ніколаєвський, 1979) до якого автор роботи (Hill, 1950) ввів для описання зв'язку між швидкістю деформацій і напруженнями поняття пластичного потенціалу F , як функцію, що визначає відношення приростів пластичних деформацій та напружень:

$$d\epsilon_{ij}^p = \frac{dF}{d\sigma_{ij}}, \quad F \neq f, \quad (4)$$

де F – пластичний потенціал (дисипативна функція пористого середовища ґрунту), f – критерій переходу до пластичного стану, $d\lambda$ – скалярний множник.

Синтез методів різних гілок в механіці – прогресивний метод в наукових дослідженнях.

Процес пластичного деформування ґрунту в моделі базувався на його лінеаризації згідно пропозицій О.А. Ільюшина, що описано в роботі (Ніколаєвський, 1979) – це рекурентна послідовність лінійних задач. Пороговий характер пластичних деформацій (межа переходу роботи ґрунту в пластичну стадію) визначалась за модифікованою умовою Мізеса-Шлейхера-Боткіна, яка передбачає руйнування по октаедричних площадках:

$$f = \begin{cases} T + \sigma_m \operatorname{tg} \psi - \tau_s = 0 & \text{при } \sigma_m \leq p_0 \\ T + p_0 \operatorname{tg} \psi - \tau_s = 0 & \text{при } \sigma_m > p_0 \end{cases} \quad (5)$$

ψ , τ_s – кут внутрішнього тертя та питоме зчеплення на октаедричній площині.

$$\operatorname{tg} \psi = \frac{\sin \varphi \sqrt{9+3\mu_\sigma^2}}{3-\mu_\sigma \sin \varphi}; \quad \tau_s = \frac{\cos \varphi \sqrt{9+3\mu_\sigma^2}}{3-\mu_\sigma \sin \varphi} \quad (6)$$

p_0 – рівень гідростатичного тиску, коли ґрунт працює як суцільне середовище.

В якості функції f використана модифікована умова Мізеса-Шлейхера-Боткіна, яка враховує реальне просторове деформування ґрунту та передбачає, що площадки зсуву реалізуються на октаедричних площадках:

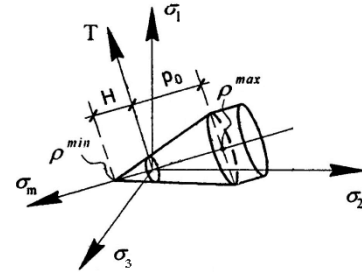


Рис. 2. Модифікований критерій текучості Мізеса-Шлейхера-Боткіна.

Fig. 2. Modified Mises-Schleicher-Botkin yield criterion.

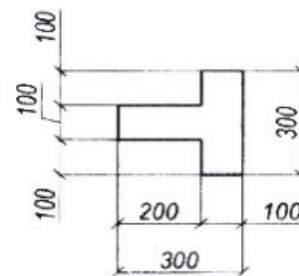


Рис. 3. Розміри поперечного перетину таврової палі.

Fig. 3. Dimensions of the cross-section of a T-shaped pile.

Октаедричні площадки рівнонахилені до головних осей. Вони мають ряд особливостей та спрощують розгляд напружень на них при аналізі умов руйнування.

Циліндрична частина критерію описує стан ґрунту, при досягненні в ньому максимальної щільності, рахується, що ґрунт в такому стані працює як суцільне середовище.

Поверхня текучості, що наведена в формулі (5) дає співвідношення між σ_m та τ_s на октаедричній площині та разом з рівняннями рівноваги та фізичним рівнянням (неасоційованим законом пластичної течії (4)) забезпечує кількість рівнянь та кількість невідомих.

Деформації визначались:

$$\epsilon_{ij} = \epsilon_{ij}^e + \sum \epsilon_{ij}^p + d\epsilon_{ij}^p \cdot \delta_{ij}, \quad (7)$$

$$d\epsilon_{ij}^p = d\epsilon_{ij}^p(\text{шар}) + d\epsilon_{ij}^p(\text{дев}). \quad (8)$$

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Залежність формозміни ґрунту від шарового тензора напружень, а об'ємних деформацій від девіатора напружень є однією із особливостей ґрунту. Виявлений вперше в 1885 р. О. Рейнольдсом ефект дилатансії (зміни об'єму, супутніх зсувним деформаціям) характерний для незворотного деформування як нескількох ґрунтів, коли в силу жорсткості частинок перевалює їх переупаковка, та і для скельних ґрунтів, коли здійснюється зміна пористості системи тріщин.

Цю одночасовість зміни об'єму і форми в 1885 р. О. Рейнольдс назвав дилатансією. Саме вона (дилатансія) робить параметри напружено-деформованого стану основ нелінійними. Фізична суть дилатансії – руйнування ділянок зчеплення блоків та повертання блоків частинок ґрунту при деформуванні вздовж поверхні ковзання, в результаті порушується структура, утворюються поверхні ковзання.

Дилатансія – явище часто кінематичне, що можна пояснити на прикладі переупакування шарів. Переупакування шарів подібно деформуванню шарнірної системи, зсув якої пов'язаний із зміною об'єму.

Для корегування неспіввідності тензора напружень T_σ та девіатора напружень D_σ при роботі ґрунту в пластичній стадії використано дилатансійну теорію (Ніколаєвський, 1979, Бойко, 1985):

$$d\varepsilon_{ij(\text{шар})}^p = \Lambda(\chi) d\gamma^p, \quad (9)$$

де $d\varepsilon_{ij(\text{шар})}^p$ – скалярний еквівалент приросту непружних об'ємних деформацій;

$d\gamma^p$ – скалярний еквівалент приросту деформацій зсуву;

$\Lambda(\chi) = d\varepsilon_v/d\gamma$ – швидкість дилатансії; ε_v – об'ємні деформації, для запису яких використано міру деформацій Генкі:

$$\varepsilon_v = \ln(V_i/V_0) \quad (10)$$

χ – параметр зміцнення ґрунту, прийнято щільність ґрунту ρ .

Фізико-механічні характеристики ґрунтів є визначальними вхідними параметрами сучасних розрахунків. Вони мають прикладне значення і об'єктивно характеризують

ґрунти як будівельний матеріал в його природному стані.

В моделі враховано вплив на несучу спроможність фундаментної конструкції таврової палі (Малишев, 2011) 8 геологічних характеристик ґрунту:

– деформативні параметри стану ґрунту: $E = 17.343 \text{ МПа}$, $\nu = 0.3$;

– фізичні параметри стану, щільність ґрунту в різних станах:

$$\rho = 1.766 \text{ т/м}^3, \quad \rho^{\min} = 1.766 \text{ т/м}^3, \quad \rho^{\max} = 2.093 \text{ т/м}^3;$$

– міцнісні параметри стану: $c = 2.226 \text{ кПа}$, $\phi = 0.554 \text{ рад}$;

– рівень гідростатичного тиску, коли ґрунт працює як суцільне середовище $p_0 = -2018 \text{ кПа}$.

Багатошаровість основи враховувалась еквівалентним ізотропним тілом. Середньозважені ґрунтові деформаційні характеристики узагальнено описували деформативність однорідного ізотропного матеріалу в дослідному об'ємі ґрунту.

При розрахунку стисливості паль знехтувано, і вертикальні переміщення вузлів паль від дії вертикальних навантажень на бокові поверхні та вістрі прийнято рівними та рівними голові палі: $w_s = w_b = w_{ed}$. Різниця в опорі паль, обрахованих з урахуванням стискання та абсолютно жорсткої палі згідно досліджень Баттерфілда, А.О. Бартоломія (Benerji, 1984) не перевищує 3-5%.

Шляхом числового моделювання процесу навантаження основи з урахуванням дилатансійних змін її об'єму проведено аналіз НДС одиночної таврової палі в роботі (Малишев, 2011), зануреної в ґрунтову основу на 3.5 м з розмірами поперечного перетину, що наведено на Рис. 3.

Оскільки дискретизація та квантування неперервних процесів – це складові прийняття рішень в складних системах, бокова поверхня палі та вістря дискретизувались лінійними граничними елементами (по 10 ГЕ). Активну зону ґрунту, в межах якої утворюється значна зона дилатансії та яка вказує на високий рівень зсувних напружень, дискретизували 136 трикутних осередки.

Результати моделювання за МГЕ таврової палі подано на Рис. 4.

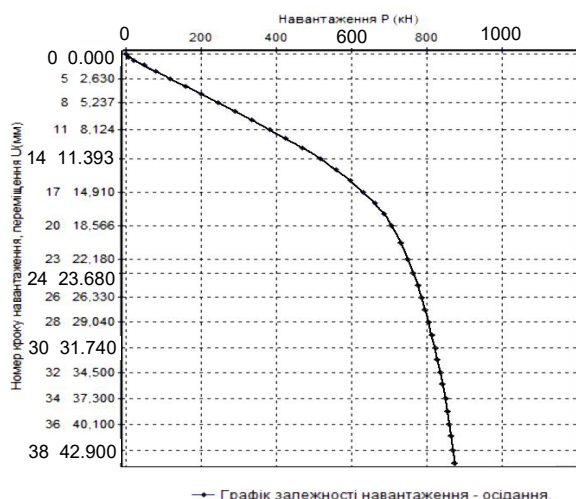


Рис.4. Результати моделювання за МГЕ таврової палі $L=3.5$ м.

Fig. 4. Results of modeling using MGE of a T-shaped pile $L=3.5$ m.

Для оцінки достовірності числової реалізації за МГЕ поведінки під навантаженням таврової палі (рис.4), та перевірки адекватності застосованої моделі до явищ зміцнення та знезміцнення ґрунту проведено співставлення з експериментальними даними представленими в роботі (Малишев, 2011), та наведеними на рис 5.

Отримані результати числових досліджень завантаження таврової палі $L=3.5$ м з розмірами полиці 30×10 см, ребра 20×10 см показано на Рис.2 добре узгоджуються з натурними даними, майже співпадаючи в кінці фази структурних змін.

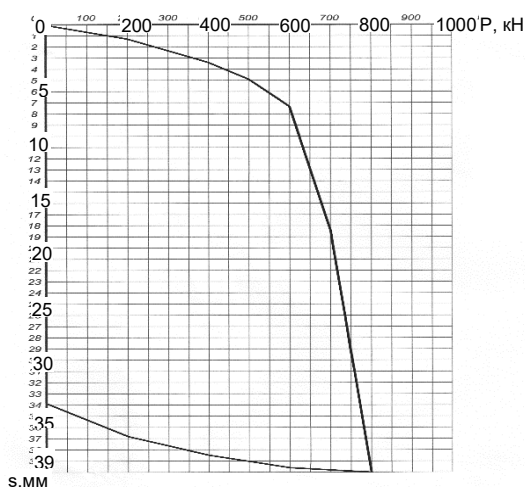


Рис. 5. Експериментальні дослідження роботи таврової палі.

Fig. 5. Experimental studies of the T-shaped pile operation.

ВИСНОВКИ

1. Урахування фізичної нелінійності роботи дилатансійного середовища ґрунту підвищує достовірність теоретичних розрахунків, дозволяє більш раціонально проектувати пальові фундаменти, приймаючи більш економічні рішення.

2. Резерви пружно-пластичної зони дозволяють збільшити навантаження на фундамент.

3. Подальшого розвитку отримала теорія моделювання взаємодії таврової висячої палі з основою.

ЛІТЕРАТУРА

1. Малишев, О.В. (2011). Статичні випробовування таврових паль в польових умовах. *Тези доповідей НТК молодих вчених, аспірантів і студентів ч.1.*, 68-69.
2. Brebbia, C.A., Telles, J.C.F. & Wrobel, L.C. (1984). *Boundary element techniques, theory and applications in engineering*. New York: Springer-Verlag.
3. Mindlin, R.D. (1953). Force at a point in the interior of a semi – infinite solid. *Physics*. Colombia.
4. Ніколаєвський, В. Н. (1979). Дилатансія та закони незворотнього деформування ґрунтів. *Основи, фундаменти та механіка ґрунтів. Збірник наукових праць*, 5., 29-31.
5. Бойко, І. П. (1985). Теоретичні основи проектування пальових фундаментів на пружно-пластичні основи. *Основи та фундаменти: Науково-технічний збірник*, 18., 11–18.
6. Моргун, А.С. (2016). *Нелінійні проблеми механіки ґрунтів. Монографія*. Вінниця: ВНТУ.
7. Hill, R. (1950). *Mathematical Theory of plasticity*. Clarendon press. Oxford.
8. Drucker, D. C., Gibson, R. E. & Henkel, D. S. (1957). *Soil mechanics and work – hardening theories of plasticity*. New York: ASCE.
9. Benerji, P., & Butterfield, R. (1984). *Boundary element methods in applied sciences*. McGraw-Hill Book Company.

REFERENCES

1. Malyshev, O.V. (2011). Statychni vyprobovuvannia tavrovykh pal v polovykh umovakh [Static tests of tieback piles in the field]. *Tezy dopovidei NTK molodykh*

- vchenykh, aspirantiv i studentiv ch.1., 68-69 (in Ukrainian).
2. Brebbia, C.A., Telles, J.C.F. & Wrobel, L.C. (1984). *Boundary element techniques, theory and applications in engineering*. New York: Springer-Verlag (in English).
 3. Mindlin, R.D. (1953). Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. Physics. Columbia (in English).
 4. Nikolaievskiy, V. N. (1979). Dylatansii ta zakony nezvorotnoho deformuvannia gruntiv [Dilatancy and the laws of irreversible soil deformation]. *Osnovy, fundamenty ta mekhanika gruntiv. Zbirnyk naukovykh prats*, 5., 29-31 (in Ukrainian).
 5. Boiko, I. P. (1985). Teoretychni osnovy proektuvannia palovykh fundamentiv na pruzhno-plastychni osnovi [Theoretical bases of designing pile foundations on elastic-plastic bases]. *Osnovy ta fundamenty: Naukovo-tekhnichnyi zbirnyk*, 18., 11–18 (in Ukrainian).
 6. Morhun, A.S. (2016). *Nelineini problemy mekhaniky gruntiv. Monohrafiia* [Nonlinear problems of soil mechanics. Monography]. Vinnytsia: VNTU (in Ukrainian).
 7. Hill, R. (1950). *Mathematical Theory of plasticity*. Clarendon press. Oxford (in English).
 8. Drucker, D. C., Gibson, R. E. & Henkel, D. S. (1957). *Soil mechanics and work – hardening theories of plasticity*. New York: ASCE (in English).
 9. Benerji, P., & Butterfield, R. (1984). *Boundary element methods in applied sciences*. McGraw-Hill Book Company (in English).

Application of the boundary element method to the mechanics of deformed soils

Alla MORGUN,
Ivan MET,
Ruslan LEBID

Summary Due to the transition of modern buildings to the frame-monolithic scheme, buildings grow up and down. This increases the pressure on the foundations and leads to the need to solve nonlinear problems of soil mechanics in their design, since the main problem of technical systems is reliability. Recently, there has been a clear tendency to strengthen theoretical research in foundation engineering. Obtaining reliable modeling results in most cases is reduced to the use of nonlinear elastic-plastic

models based on the theory of plastic flow, dilatancy relations of V.M. Nikolayevsky and I.P. Boyko.

Domestic geotechnics is on the path of intensive development. Numerical methods based on elastic-plastic models are widely used. The destruction of discrete materials (including soil) occurs as a result of the accumulation of plastic (residual) deformations, which in the limiting state causes a break in the continuity of the massif in the form of mutual slippage of its particles. The effect of plasticity is manifested in the development of displacements and redistribution of internal forces. The strength of the bonds in dispersed soils is much lower than the strength of the particles themselves, and in the absence of adhesion forces (sand), the main factor of deformation of the soil base is the forces of contact interaction and deformation associated with repacking of particles.

The main direction of development in construction is the use of new, rational and efficient pile designs that would increase their bearing capacity, manufacturability and installation.

Low utilization of the material strength of square piles - low specific bearing capacity (25-60%) - hinders technical and economic progress in construction and requires the use of new efficient and rational pile designs. The introduction of piles with a complex cross-sectional shape is promising in this direction and is described in (Malyshev, 2011).

Despite a considerable number of experimental studies of piles with complex cross-sectional shapes, there are few specific guidelines for their operation and calculation. The most efficient piles are cross-sectional, I-beam, and tapered piles. The least effective are round and square piles. It is also important to take into account and not to take into account the filling of the volume between the pile ribs with soil, since piles with a complex shape of the lateral surface (I-beam, I-beam, cross-shaped) have a different nature of soil compaction around their lateral surface and involve in their work some compacted soil zone that is formed between the pile ribs during their deepening, as noted in (Malyshev, 2011).

Therefore, verification of the methodology for calculating the bearing capacity and deformation of the soil base by the numerical FEM of this type of piles, static vertical load, is an urgent task.

Keywords. Stress-strain state, bearing capacity, numerical boundary element method, effective foundations, discretization.