

А. С. Моргун
Чженфен Тянь

РОБОТА БУРОНАБИВНИХ ПАЛЬ З РОЗШИРЕНОЮ П'ЯТОЮ В НАБУХАЮЧИХ ҐРУНТАХ ЗА ЧИСЛОВИМ МЕТОДОМ ГРАНИЧНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Вінницький національний технічний університет
Парибське відділення інженерії Цзюцюань

Тема присвячена актуальній проблемі фундаментобудування та механіки ґрунтів – пружно-пластичному моделюванню сумісної роботи системи «ґрунтова основа – буро набивна палля» з метою визначення несучої спроможності фундаменту для забезпечення стійкості і малопроектності споруди, тим самим уникнути її можливого нерівномірного просідання чи руйнування. Для цього необхідно забезпечити прогнозування і числову реалізацію розрахунків пальнової фундаментної конструкції.

В роботі з позицій механіки дисперсного пружно-пластичного середовища викладено уявлення про особливості поведінки під навантаженням буро набивної палі з розширеною п'ятою в глинистих набухаючих ґрунтах. При проведенні розрахунків враховано основний зміст теорії пружно-пластичних процесів – залежність напружено-деформованого стану від історії навантаження. Основним розрахунковим рівнянням моделі роботи ґрунту є інтегральне рівняння, отримане К. Бреббія [1].

В залежності від властивостей ґрунту і діючих напружень осадка споруди здійснюється в результаті ущільнення чи витискування ґрунту з під фундаменту. В тому і другому випадку явище осідання обумовлено течією ґрунту, тому природно, що на перший план розв'язку статичних задач фундаментобудування виступає умова, чи рівняння, що визначають границю між твердим і текучим станом ґрунту в залежності від напружень.

Прикладання числового МГЕ до розв'язку нелінійної задачі геомеханіки обґрунтовано теоретичними викладками, підкріплено та проілюстровано даними числового розрахунку, рис. 3,б.

Ключові слова: метод граничних елементів, напружено деформований стан, буро набивна палля.

Вступ

Досвід будівництва на глинистих набухаючих ґрунтах свідчить про можливість появи нерівномірних вертикальних переміщень, які можуть викликати аварію споруди. Для недопущення цієї ситуації бажане використання буро набивних палей, які найбільш ефективні з економічної точки зору і дозволяють успішно рішати проблему будівництва на набухаючих ґрунтах [4].

Використання забивних палей в глинистих набухаючих ґрунтах викликає значні утруднення, вони або руйнуються, або заглиблюються не на всю довжину, а це приводить до втрати 30–40 % матеріалу палі. Розрахункове навантаження на залізобетонну палю 30×30 см. при $L=7$ м. в набухаючих глинистих зволожених ґрунтах складає 400-500 кН., в той же час, як їх несуча спроможність по матеріалу – 1200-1500 кН. Тобто, у вологих глинах несуча спроможність забивних палей недовикористовується в 2-3 рази.

Ці недоліки у забивних палей у вказаних ґрунтах можна нейтралізувати використанням буро набивних палей з розширеною п'ятою. Цьому сприяє висока міцність глинистих ґрунтів в період виконання будівельних робіт. Скважини, пробурені в глинистих ґрунтах, є надійною опалубкою, а використання розширених п'ят викликається необхідністю досягнення їх рівномірності по опору ґрунту і по міцності матеріалу, що в 2-3 рази дозволяє підняти навантаження на палю.

Голови буро набивних палей при бурінні скважини зразу можна встановити на потрібну відмітку, що підвищує ефективність використання матеріалу палі, а для зв'язку з ростверком залишаються випуски арматури потрібної довжини.

Експериментами встановлено, що із збільшенням глибини степінь набухання та усадки ґрунтів зменшується. Тому влаштування розширень в основі палей на глибині дозволяє зменшити до мінімуму деформації споруди на набухаючих вологих ґрунтах. Так буро набивні палі з діаметром стовбура 40 -50 см. з розширеною п'ятою 110-120 см. на глибині 4-5 м. навіть в гранично зволожених глинах дозволяють підняти навантаження на палю до 1800 - 2000 кН, що майже відповідає міцності залізобетонного стовбура діаметром 45-50 см.

Результати статичних експериментальних досліджень роботи набивної палі $L=5$ м. та розмірами стовбура 43 см. і розширеною п'ятою 110 см. [4] у зволожених набухаючих ґрунтах наведено на рис. 3. Дослідна площадка складена зеленувато-сірими глинами товщею 14-15 м. Основні фізико

механічні характеристики ґрунтів:

$$E = 20800 \text{ Па}, \quad \nu = 0.42, \quad \rho = 2.08 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}, \quad \rho_{\min} = 1.63 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}, \quad \rho_{\max} = 2.2 \frac{\text{т}}{\text{м}^3},$$

$$\varphi = 0.48 \text{ радіан}, \quad C = 42.5 \text{ кПа}, \quad p_0 = -1890 \text{ кПа}$$

Визначальні співвідношення

Прогнозування поведінки набивної палі з розширеною п'ятою під навантаженням в зволжених набухаючих ґрунтах пов'язане з необхідністю аналізу неперервних фізичних процесів в ґрунті, математичним описом яких є система із 15 диференціальних рівнянь в частинних похідних (крайова задача). Розв'язок цієї задачі проведено числовим методом граничних елементів (МГЕ), напрацьованим К. Бреббія [1].

Зведення крайової задачі (1) до еквівалентного інтегрального рівняння МГЕ дозволяє на одиницю понизити розмірність задачі, так як тривимірну задачу МГЕ переводить в двовимірну [1,3].

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

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 обчисленні крайових задач за МГЕ необхідно використання фундаментального розв'язку. Використано розв'язки Р. Міндліна (для вертикальної сили, прикладеної в середині пружного півпростору). За сингулярні рішення, позначені * в рівнянні (1), взято розв'язки Р. Міндліна для півплощини [1,3] ($U^*(\xi, x)$, $q^*(\xi, x)$), які в найбільшій мірі відповідають фізичній суті задачі, адже навантаження від наземної частини споруди фундаменти передають на ґрунту на деякій глибині.

Рівняння (1) пов'язує значення U (переміщення) і його нормальну похідну (напруження) $q = du/dx$ в кожному граничному вузлі на границі досліджуваної фундаментної конструкції.

Матричний вигляд рівняння (1):

$$A \cdot Y = F, \quad (2)$$

де A – матриця впливу МГЕ компонується із фундаментальних розв'язків Р. Міндліна; Y – шуканий вектор напружень на границі буро набивної палі з розширеною п'ятою (дотичні напруження τ_i по боковій поверхні та нормальні напруження під подошвою σ_1); F – заданий вектор переміщень. Непружна поведінка ґрунту описувалась інтегральним рівнянням:

$$cu + \int_{\Gamma} p^* u d\Gamma + \int_{\Omega} \sigma^{*p} \varepsilon^p d\Omega, \quad (3)$$

де σ^{*p} – похідні від фундаментальних рішень для напружень,

ε^p – вектор пластичних деформацій. Вектор повних деформацій складався із суми пружних, пластичних деформацій та приростів пластичних деформацій на кожному кроці навантаження:

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p + d\varepsilon_{ij}^p \quad (4)$$

Вектор приростів пластичних деформацій складався із шарової та девіаторної частин:

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\varepsilon_{ij}^p \text{ шарове} + d\varepsilon_{ij}^p \text{ девіаторне} \quad (5)$$

МГЕ дає можливість розчленувати розрахункову систему рівнянь на основі кожного окремого граничного елемента, що дуже зручно в реалізації і є особливістю методу. Дискретизація та квантування неперервних процесів – це складові прийняття рішень в складних системах. В роботі використана кусочно-лінійна апроксимація граничних елементів палі. Оскільки прийняте фундаментальне рішення задовольняє граничним умовам на вільній від напружень поверхні півпростору, потрібно дискретизувати лише граничну поверхню стикування фундаментної конструкції та ґрунту.

Для отримання рішення поставленої геотехнічної задачі проводилась дискретизація границі контактної області бурі набивної палі $L=5$ м. діаметром стовбура 0.43 м. з розширенням 1.1 м. граничними лінійними елементами, рис. 2,а. Активна зона ґрунту навколо фундаментної конструкції дискретизувалась трикутними осередками (рис. 2, а).

В напрацьованій математичній пружно-пластичній моделі в пружній області роботи ґрунту природи пружних деформацій $d\varepsilon_{ij}^e$ визначались із закону Гука. Для визначення приростів деформацій пластичного відгуку ґрунтів використано неасоційований закон пластичної течії [1, 5] :

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

де F – пластичний потенціал, функція історії деформування, f – критерій переходу до пластичного стану; λ – скалярний коефіцієнт простого навантаження, який визначається в ході рішення пластичної задачі; $d\sigma_{ij}$, $d\varepsilon_{ij}^p$ – приріст тензора напружень і тензора пластичних деформацій [5, 3].

Для корегування неспіввідності T_σ і T_ε при зсувах використано дилатансійну умову Ніколаєвського В.М. – Бойка І.П. [2, 5]:

$$d\varepsilon_{шарове}^p = \Lambda d\gamma^p \quad (5)$$

де $d\varepsilon_{шарове}^p$ – приріст об'ємних деформацій при зсуві ґрунту; $d\gamma^p$ – скалярний еквівалент приростів інтенсивності зсувів, Λ – коефіцієнт дилатансії $\Lambda = dV/d\gamma$ – швидкість деформування ґрунту в граничному стані.

Відмічений вперше О. Рейнольдсом в 1885 р. ефект дилатансії (зміна об'єму, що супутня зсувним деформаціям) характерний для незворотного деформування ґрунтів.

Аналітичне визначення умов приходу граничного напружено-деформованого стану базувалось на залежності граничного опору зсуву на октаедричних площадках від величини діючих напружень на них $\tau_{окт} = f(\sigma_{окт})$, тобто використано октаедричну теорію міцності Мізеса-Шлейхера-Боткіна [2,3]:

$$\begin{cases} f = T + \sigma_{окт} \cdot tg\psi - \tau_s = 0 & \text{при } \sigma_{окт} \leq p_0 \\ f = T + \rho_0 \cdot tg\psi - \tau_s = 0 & \text{при } \sigma_{окт} > p_0 \end{cases}, \quad (6)$$

де T – інтенсивність дотичних напружень (інтенсивність девіатора напружень), $\sigma_{окт}$ – гідростатичний тиск; ψ – граничний кут тертя на октаедричній площині, аналогічний куту внутрішнього тертя, τ_s – значення граничних напружень на октаедричній площині при $\sigma_m = 0$;

p_0 – величина гідростатичного тиску на девіаторній площині, коли ґрунт працює як суцільне середовище, межа пластичної стисливості [2] чи максимальний гідростатичний тиск (межа переходу від конуса до циліндра в теорії Мізеса-Шлейхера-Боткіна, рис.1).

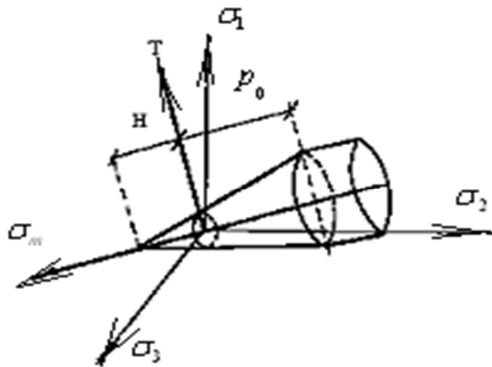


Рисунок 1 – Модифікований критерій пластичності Мізеса - Шлейхера - Боткіна в координатах головних напружень

Для отримання розв'язку нелінійної задачі процесу деформування основи бурової палі з розширеннями використано еволюційний алгоритм рішення, який базується на кроковому методі О.А. Іллюшина [6] – на наступному кроці використовуються дані з попереднього кроку. На кожному кроці навантаження в кінці ітерації визначались напруження та проводилось порівняння з критерієм пластичності (тобто, з умовою міцності Мізеса-Шлейхера-Боткіна, яка розглядає напруження на октаедричній площині).

Методика дає можливість відслідковувати напружено-деформований стан ґрунтової основи на всіх етапах навантаження та отримати графік роботи фундаментної конструкції «навантаження-осідання», по результатах числового експерименту побудовано графік “P-S”, рис.2.

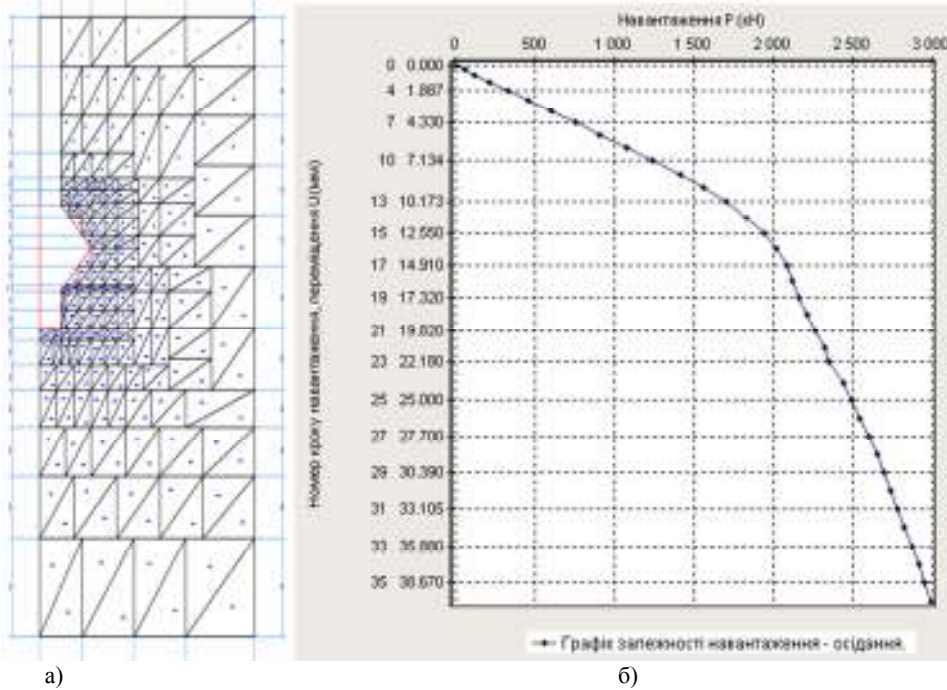


Рисунок 2 – а) – дискретизація контактної поверхні палі з основою та активної зони ґрунтової основи, б) – графік числових досліджень за МГЕ поведінки палі з розширеною п'ятою при навантаженні

З метою відпрацювання параметрів алгоритму та оцінки похибок результату числового дослідження порівняно з експериментом. Для порівняння отриманих даних використано результати натурних досліджень [4] натурної бурі набивної палі з розширенням, виготовленої на експериментальній площадці, рис. 3.

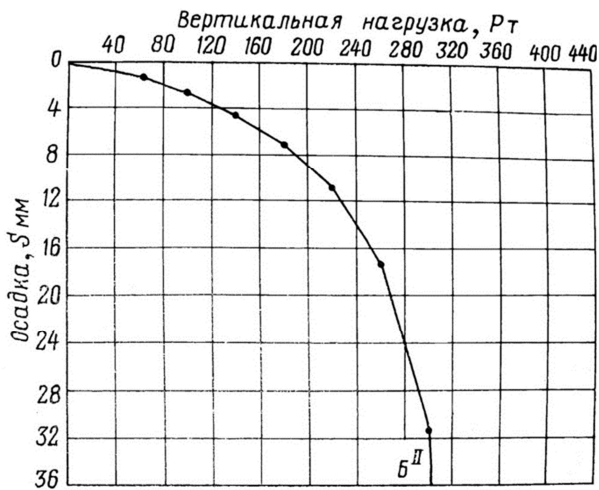


Рисунок 3 – Експериментальний графік [4] залежності переміщень палі від статичних навантажень

При осіданні $s=36$ мм. згідно натурного експерименту величина навантаження склала $P=3000$ кН (300т). Згідно числових досліджень за МГЕ при $s=36$ мм. величина навантаження склала $P=2910$ кН.

Висновки

1. Одним із ефективних шляхів прискорення технічного прогресу в будівництві є впровадження в практику актуальних сучасних методів розрахунку.
2. Дилатансійні пружно-пластичні моделі ґрунту, що використовують умову міцності Мізеса-Шлейхера-Боткіна та неасоційований закон пластичної течії є ефективними нелінійними моделями, що дозволяють розрахунковим шляхом оцінити вплив раніше визначених та зафіксованих в досліді і натурних спостереженнях зон підвищеної деформативності основ на осідання будівель і зусилля в фундаменті та враховувати їх наявність ще при проектуванні.

3. Вірність вибору розрахункової дилатансійної моделі підтверджується відповідністю числових досліджень за МГЕ експериментальним дослідженням.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Бреббиа К, Теллес Ж, Вроубел Л. Методы граничных элементов. Москва: 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 ґрунтів./ А.С. Моргун – Вінниця, ВНТУ. – 2013 – 108с.
4. Бойко Н.В. Исследование работы набивных свай с уширенной пятой в глинистых набухающих грунтах. М.: Стройиздат. ОФМГ № 1, 1972, С.21-23.
5. Николаевский В. Н. Современные проблемы механики грунтов // Определяющие законы механики грунтов / В.Н. Николаевский – М.: Стройиздат. 1975 г. – С. 210-227.
6. А.А. Иллюшин. Пластичность.М.: Гостехиздат. 1947.

REFERENCES

1. Brebbiya K, Telles ZH, Vroubel L. Metody granichnikh elementov. Moskva: Mir, 1987.
2. Boyko I.P. Teoreticheskiye osnovy proyektirovaniya svaynykh fundamentov na uprugoplasticheskom osnovanii./ I.P. Boyko. Sb. KISI. «Osnovaniya i fundamenti». – 1985. - №18, S. 11-18.
3. Morgun A.S. Teoriya plastichnoy techiy v mekhanitsi gruntiv./ A.S. Morgun – Vinnitsya, VNTU. – 2013 – 108s.
4. Boyko N.V. Issledovaniye raboty nabivnykh svay s ushirennoy pyatoy v glinistykh nabukhayushchikh gruntakh. M.: Stroyizdat. OFMG № 1, 1972, S.21-23.
5. Nikolayevskiy V. N. Sovremennyye problemy mekhaniki gruntov // Opredelyayushchiye zakony mekhaniki gruntov / V.N. Nikolayevskiy – M.: Stroyizdat. 1975 g. – S. 210-227.
6. A.A. Ilyushin. Plastichnost'.M.: Gostekhizdat. 1947.

Моргун Алла Серафимівна – д.т.н., проф., каф. БМГА Вінницького національного технічного університету; alla@morgun.com.ua, <https://orcid.org/0000-0002-4701-339x>.

Чженфен Тянь – доц., Парибське відділення інженерії Цзюцюань, Китай, e-mail: 575138236@qq.com

**A. Morgun
Zhengfeng Tian**

WORK OF DRILLING PILLS WITH EXTENDED HEEL IN SWELLING SOILS BY NUMERICAL METHOD OF BOUNDARY ELEMENTS

Vinnitsia National Technical University, Vinnitsia, Ukraine
Jiuquan Paris Branch of Engineering

The topic is devoted to the topical problem of foundation construction and soil mechanics - elastic-plastic modeling of joint work of the system "soil base - brown pile" in order to determine the bearing capacity of the foundation to ensure stability and low subsidence of the structure, thus avoiding its possible uneven subsidence or destruction. To do this, it is necessary to provide forecasting and numerical implementation of calculations of the pile foundation structure.

From the standpoint of the mechanics of a dispersed elastic-plastic medium, the idea of the peculiarities of the behavior under the load of a brown pile with an extended heel in clay swellable soils is presented.

The calculations take into account the main content of the theory of elastic-plastic processes - the dependence of the stress- deformed state on the load history.

The main computational equation of the soil model is the integral equation received K. Brebbia [1].

Depending on the properties of the soil and the applied stresses, the sediment of the building is carried out as a result of compaction or extrusion of the soil from under the foundation.

In both cases, the phenomenon of subsidence is due to soil flow, so it is natural that to the forefront of solving static problems of foundation construction is a condition or equation that determines the boundary between solid and fluid state of the soil depending on stresses.

The application of numerical MGE to the solution of the nonlinear problem of geomechanics is substantiated by theoretical calculations, supported and illustrated by data of numerical calculation, fig. 3, b.

Keywords: method boundary element, stress-deformed state, brown pile.

Morgun Alla – Professor of the Department of Construction, Municipal Economy and Architecture; Vinnitsia National Technical University, Vinnitsia, e-mail: morgunallaS@gmail.com.

Zhengfeng Tian – docent Jiuquan Paris Branch of Engineering, China.