

МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ВЗАЄМОДІЇ ФУНДАМЕНТІВ З ВОДОНАСИЧЕНИМИ ОСНОВАМИ ЗА МГЕ

Вінницький національний технічний університет

Будівництву належить найважливіша роль в розвитку всіх галузей країни, в підвищенні продуктивності праці, підйомі матеріального благополуччя населення. Вивчення, удосконалення та аналіз досвіду будівництва для забезпечення успішного спорудження значних об'єктів потребує виконання великого комплексу наукових досліджень, які будуть надійною базою для розробки ефективних конструкцій фундаментів.

Міцність – проблема століття. Практично всі матеріали, в тому числі і ґрунт, руйнуються в результаті розвитку деформацій форми. Руйнування будь-якого твердого тіла – процес поступового розкриття спочатку найслабкіших місць, а потім все менш і менш небезпечних дефектів.

Характерною і найбільш яскравою особливістю ґрунту є переважно пластичне його деформування практично з моменту завантаження. Розвиток пластичних (залишкових) деформацій, які складають більшу частину повних деформацій, обумовлює нелінійну залежність $\sigma - \varepsilon$, що потребує врахування в геомеханіці цієї обставини.

В статті досліджено зміну опору паль в залежності від геологічних параметрів їх основи, проаналізовано можливості використання методу граничних елементів (МГЕ) до нелінійних задач, прийняття рішень про несучу спроможність паль при доволі типовому явищі замочування лесових ґрунтів. Дія води - один із суттєвих факторів, який впливає на деформування ґрунтових основ.

Згідно експериментального дослідження, у замоченого лесового ґрунту зменшуються кут внутрішнього тертя φ в 1,5-2 рази, зчеплення ґрунту C зменшується в 10 раз, коефіцієнт Пуассона ν збільшується до величини 0,34-0,4. Навіть коли в умовах натурального закладання лесові ґрунти мають високі міцнісні і низькі деформативні показники, у випадку замочування їх відносна стисливість (від 3 до 5 см) при товщі шар 10 м дає осідання 30-50 см, що призводить до крену і появи тріщин в споруді.

В нормативних документах існує недопрацьованість розрахункових моделей для лесових ґрунтів, тому задача переходу від несучої спроможності фундаментів в ґрунтах натуральної вологості до несучої спроможності в замочених ґрунтах є актуальною на теперішній час, і потребує вирішення.

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

Стаття надійшла до редакції / Received 19.02.2026

Прийнята до друку / Accepted 02.04.2026

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/)

© Моргун А.С., Записов Д.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.

Фундаменти є відповідальними конструкціями, які передають гравітаційне навантаження ваги споруди чи будівлі в таких межах, при яких забезпечуються експлуатаційна надійність як самої фундаментної основи, так і наземної частини будівлі.

При вирішенні задач фундаментобудування інженер-будівельник шукає рішення між двома протиріччями:

– основи і фундаменти мають бути надійними, забезпечувати нормальні умови експлуатації будівель та споруд весь нормативний термін їх існування;

– в той же час необхідно знижувати їхню вартість та матеріалоємність, використовуючи сучасні теоретичні та технічні досягнення.

Це потребує при проектуванні земляних споруд якісної інженерної оцінки основ для повного використання їх властивостей та створення нових надійних та економічних конструкцій і прогресивних технологій їх улаштування.

Особливість ґрунтів накопичувати пластичні (залишкові) деформації при навантаженні обумовила гостру зацікавленість дослідників до моделей теорії пластичності, особливо до моделей найбільш складного її варіанту – теорії пластичної течії.

Для інженера-будівельника питання про стисливість ґрунтів викликає зацікавленість у зв'язку з наступним осіданням споруди. А в сучасних висотних будівель тиски сягають 0,3-1 МПа. Тому виникає гостра потреба визначення напружено-деформованого стану (НДС) ґрунтів сучасними методами з урахуванням можливості роботи основ в граничному стані, виявити резерви міцності, та задіяти їх можливості.

Вітчизняна геотехніка знаходиться на шляху інтенсивного розвитку, широко застосовуються числові методи, які дозволяють цілеспрямовано змінювати вхідні параметри нелінійних пружно-пластичних моделей, і які все більше використовуються в проєктній практиці будівництва.

Комп'ютерна імітація роботи палі в ґрунті з конкретними параметрами ґрунтового середовища дає можливість дослідити еволюцію НДС елементів системи «ґрунтова основа-паля».

Плівки води розклинують дисперсне середовище ґрунту, створюючи умови для додаткового його розущільнення. Крім того, вода розчиняє солі, які цементують частинки ґрунту, що викликає зміну структурних зв'язків. Особливо чутливі до порушення цілісності і зміни структурних властивостей широко розповсюджені лесові ґрунти, які знаходять широке використання їх в якості основ споруд. Лесові ґрунти при замочуванні переходять в стан граничної рівноваги.

З метою більш об'єктивного і повного аналізу несучої спроможності ґрунтів і прогнозу їх деформацій необхідні дані про напружено-деформований стан (НДС) ґрунтів з урахуванням закономірностей нелінійної механіки ґрунтів.

Постановка задачі

Згідно діючих нормативних документів [1] при проєктуванні фундаментів на ґрунтовій основі певної складності необхідно враховувати вплив водонасичення ґрунтів на напружено-деформований стан стислої товщі. В п. 8.4.6 ДБН В.2.1-10:2018 [1] зазначається, що при підвищенні рівня ґрунтових вод слід враховувати можливість розвитку додаткових осідань основ фундаментів через збільшення стисливості і зниження міцності ґрунтів при їх водонасиченні і зміні напружено-деформованого стану стислої товщі. Також згідно п. 8.6.8. того ж ДБН, деформації основи повинні визначатись з урахуванням змін властивостей ґрунтів у результаті впливу на них природних чи техногенних факторів. Однак в нормативних документах не має посилань на методики визначення впливу водонасичення на напружено-деформований стан основи, тому проєктувальники вимушені користуватися різними підходами при вирішенні цієї задачі. Постає задача певних напрацювань для методики визначення даного впливу, використовуючи нелінійну задачу.

В даній роботі була поставлена задача виконати розрахунок напружено-деформованого стану ґрунтів при різній ступені водонасичення, використавши математичну модель пластичної поведінки дискретного середовища основи, та покрокового способу розв'язку нелінійної задачі за О. А. Іллюшиним [2], а також удосконалити дану модель для розв'язку поставленої задачі. Використати метод граничних елементів при розв'язанні нелінійної задачі, після чого порівняти результати розрахунку з експериментальними даними.

Дослідження

Для розв'язку поставленої задачі математичну модель пластичної поведінки дискретного середовища було удосконалено. Вплив замочування лесового ґрунту враховувалось зміною характеристик зчеплення C і кута внутрішнього тертя φ , значення яких безпосередньо залежать від вологості. Ці вхідні параметри були векторними величинами і змінювались в розрахунку при зміні кроку навантаження. Поведінка системи "паля – основа" в роботі вивчалась урахуванням зміни властивостей її елементів, локальних складових – вхідних параметрів системи. В моделі їх 28. Десять з них – це фізико-механічні характеристики ґрунту: модуль деформацій E , коефіцієнт Пуассона ν , щільність ґрунту ρ , мінімальна щільність ґрунту ρ^{\min} , максимальна щільність ґрунту ρ^{\max} , зчеплення C , кут внутрішнього тертя φ , вологість ґрунту w , ступінь вологості ґрунту S_r , величина напружень на октаедричній площині, коли ґрунт працює як суцільне середовище p_0 . Решта 18 вихідних параметрів описують геометрію палі і форму дискретизації активної зони основи.

Багатошаровість структури ґрунтової основи, яка визначається генезисом відкладень, враховувалась середньозваженими характеристиками ґрунтів. На відміну від конструктивних матеріалів, міцність і деформативність дискретного середовища ґрунту характеризується не мінімальними, а усередненими значеннями міцнісних характеристик. Деформації і міцність дисперсних основ є результатом проявлення осереднених властивостей ґрунту в деякій області. Тому випадкові, деколи можуть бути навіть значні, відхилення властивостей ґрунту в окремих точках не визначають поведінку масиву в цілому завдяки розподільчим властивостям ґрунтів.

Ґрунти навіть при незначних тисках отримують незворотні пружно-пластичні деформації, які залежать від історії навантаження. При таких передумовах поведінка ґрунту описується диференційними рівняннями в частинних похідних. Для числового рішення цієї нелінійної задачі інтегральний синтез рівнянь рівноваги, геометричних та фізичних рівнянь - залучено метод граничних елементів (МГЕ), використавши методику, описану в [2].

Метод граничних елементів показав своє практичне застосування в задачах геомеханіки. R. Matos Filho, J. Paiva, та A.V. Mendonca [4] використовували метод граничних елементів для розрахунку навантажень від палі. Палі моделювалися методом скінченних елементів (МСЕ), а ґрунт - методом граничних елементів (МГЕ). У цій постановці паля представлена як один скінченний елемент, а переміщення та зчеплення вздовж стрижня апроксимуються поліноміальними функціями.

Fayun Liang, Zhu Song [5] в своїй роботі проводили аналіз взаємодії палі з групою палей з різнорідними палями різної довжини, вбудованими в насичений поропружний ґрунт, використовуючи метод граничних елементів.

L.A. Padrón, J.J. Aznárez, O.Maeso [6] використали в розрахунках модель зв'язку МГЕ-МСЕ для гармонічного динамічного аналізу палей та груп палей, вбудованих у пружний півпростір.

Історію розвитку, останні досягнення та нові застосування методу граничних елементів можна побачити в роботах [7, 8].

Переведення красної задачі із системи 15 диференційних розрахункових рівнянь до інтегрального рівняння при розгляді нелінійної задачі механіки ґрунтів має вигляд (граничне рівняння рівноваги МГЕ) :

$$c_{ij} \cdot u_j + \int_{\Gamma} p_{ij}^* u_j d\Gamma = \int_{\Gamma} u_{ij}^* p_j d\Gamma + \int_{\Omega} \sigma_{jk}^* \sigma_{jk}^p d\Omega, \quad (1)$$

де, u – заданий вектор переміщень на контактні границі фундаментної конструкції;

p – шуканий вектор напружень на границі;

u^* , p^* , σ^* - ядра граничного рівняння, чи функції впливу МГЕ. Це двоточкові функції, їх компоненти – переміщення та напруження довільної точки поля півпростору в напрямку i (точка нагляду) від сили $P=1$, прикладеної в j -му напрямку (рішення Р. Міндліна). Ядра інтегрального рівняння характеризують собою досліджуване середовище. Саме вони обертають в нуль інтеграл по області і тим самим зводять задачу лише до визначення граничних функцій, понижуючи порядок задачі на одиницю.

c_{ij} – постійна, яка визначається із умов руху тіла як цілого, з'являється при переході красної задачі до інтегрального рівняння (1) для отримання єдиного рішення;

Γ , ξ , x , Ω – відповідно гранична поверхня фундаментної конструкції, точка збурення, точка нагляду, та границя трикутних осередків активної зони ґрунту [2, 3].

Для числової реалізації (1) дискредитувалася лише поверхня контакту фундаменту і ґрунту, оскільки рішення Р. Міндліна [9], які слугують ваговими функціями в числовому методі граничних елементів, автоматично задовольняють граничним умовам на вільній від напружень поверхні півпростору. Границя Γ розбивалась на ряд граничних лінійних елементів, очікувана активна зона деформацій навколопального ґрунту дискредитувалася трикутними осередками.

Використана математична модель враховує дисипативні ефекти ґрунту – дилатансію та контрактансію – об'ємну деформацію, викликану девіаторною частиною тензора деформацій (зсувом).

При роботі ґрунту в нелінійній стадії 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 використаній моделі прийнято модифіковану умову пластичності Мізеса-Шлейхера-Боткіна.

Запропонована модель на кожному кроці навантаження враховує зміну НДС основи, поверхню текучості, шлях навантаження, історію деформування, дилатансію ґрунту.

Змінність процесів дилатансії ґрунту враховувалась згідно моделі дилатансійного середовища В. Н. Ніколаєвського, І. П. Бойка [10]. В якості параметра зміцнення в розрахунковій моделі прийнято щільність ґрунту. Величина значення щільності ґрунту на кожному кроці навантаження визначалась по формулі:

$$\rho_i = \rho_o / e^{\varepsilon_v} \quad (2)$$

де ε_v – об’ємні деформації, для визначення яких використовувалась міра деформацій Генкі:

$$\varepsilon_v = \ln V_i / V_0 \quad (3)$$

де ρ_i, V_i – значення щільності і об’єму на i -тому кроці навантаження; ρ_o, V_0 – початкові їх величини.

В роботі деформації ґрунту знаходились:

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

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

де ε_{ij} – повний тензор деформацій, величина якого залежить від попередньої історії завантаження ґрунту; $\varepsilon_{ij}^e, \varepsilon_{ij}^p$ – пружні та пластичні деформації ґрунту до кроку, що розглядається; $d\varepsilon_{ij}^p$ – приріст пластичних деформацій на поточному кроці навантаження; $d\varepsilon_{ij}^p(\text{шар}), d\varepsilon_{ij}^p(\text{дев})$ – приріст шарової та девіаторної частини тензора деформацій.

Для надійного та економного геотехнічного проектування необхідна достовірна інформація про фізико-механічні властивості порід. Заміна геологічних показників багатофазового середовища показниками еквівалентного квазіоднорідного середовища є достатньо ефективним прийомом при розрахунках.

Значення середньозважених основних вхідних фізико-механічних характеристик ґрунтів, які вводились в розрахунок і залежали від вологості ґрунту (варіанти нашарувань ґрунтів основи):

I – $S_r=0,47; w=0,19; E=17$ МПа; $\nu=0,35; \rho=1,986$ г/см³; $C=3,1$ МПа; $\varphi=8,82^\circ$.

II – $S_r=0,65; w=0,204; E=14,3$ МПа; $\nu=0,357; \rho=1,947$ г/см³; $C=1,23$ МПа; $\varphi=3,1^\circ$.

III – $S_r=0,83; w=0,24; E=8,9$ МПа; $\nu=0,362; \rho=1,894$ г/см³; $C=0,02$ МПа; $\varphi=0,7^\circ$.

Схема дискретизації активної зони основи і результати числового прогнозування несучої спроможності призматичної забивної палі С 6-30 в залежності від вологості ґрунту $S_r=0,47; 0,65; 0,83$ показано на рис. 1

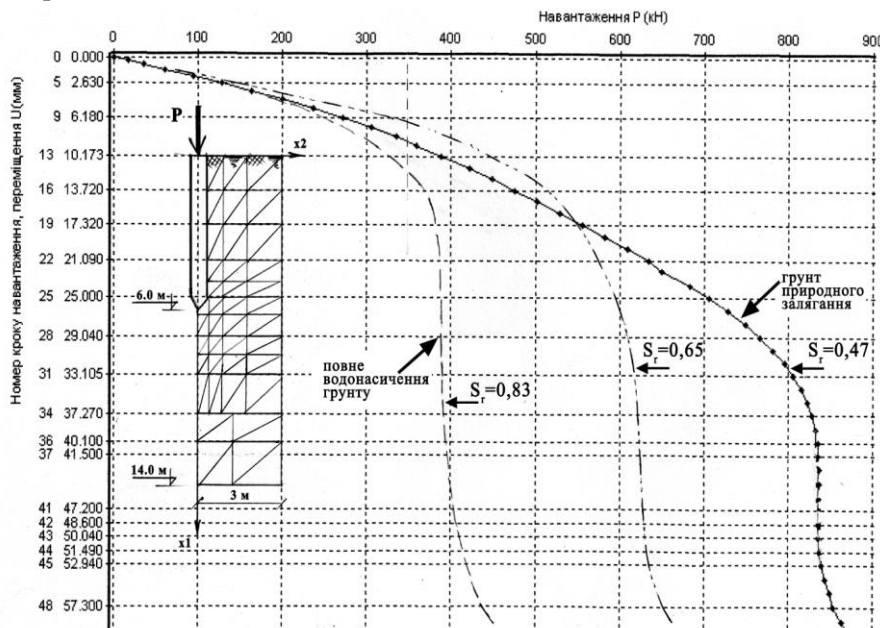


Рисунок 1 – Графіки навантаження-осідання результатів моделювання за МГЕ несучої спроможності палі С 6-30 при замоканні ґрунтової основи

Порівняння результатів числового моделювання з експериментальними даними [11] дали задовільне співпадіння. Згідно [11] фактична несуча здатність забивних призматичних палей в лесових ґрунтах при повному їх водонасиченні знизилась приблизно в 2,2-2,4 рази.

В числовому розрахунку за МГЕ несуча спроможність палі зменшилась в 2,27 рази при зміні степені вологості ґрунту від $S_r = 0,47$ в натурному складені до $S_r = 0,83$ після замочування. По даним моделювання зниження несучої спроможності здійснилось через різке зниження несучої спроможності палі по боковій поверхні, тобто знизилась сила тертя по боковій поверхні через “деградацію” основи при замочуванні, що призвело до втрати зчеплення і внутрішнього тертя ґрунту, і розвитку значних пластичних областей.

Так, при повному водонасиченні ґрунту (рис.1) при $P=350$ кН ґрунт працює вже в третій фазі – фазі втрати міцності основи і прогресуючої течії ґрунту, а в ґрунтах натурального залягання при такому ж навантаженні $P=350$ кН ґрунт ще знаходиться в першій фазі – фазі ущільнення.

Висновки

1. В роботі виконагий розрахунок напружено-деформованого стану ґрунтів при різній степені водонасичення, використавши математичну модель пластичної поведінки дискретного середовища основи, та покровокого способу розв’язку нелінійної задачі. При цьому було удосконалено модель, а саме в якості параметра зміцнення в розрахунковій моделі прийнято щільність ґрунту, вплив замочування лесового ґрунту враховувалось зміною характеристик зчеплення C і кута внутрішнього тертя φ , значення яких безпосередньо залежать від вологості.

2. Числове моделювання за допомогою запропонованої математичної моделі МГЕ дозволяє розкрити НДС палі з точністю, достатньою для проектування, та виявити небезпечні зони концентрації максимальних зусиль та деформацій. Знаючи НДС ґрунту, можна зробити прогноз розвитку подій. Розрахунки базуються на теорії граничної рівноваги, яка розглядає граничний напружений стан.

3. Результати моделювання підтвердили, що величини сил тертя в тонкозернистих лесових ґрунтах дуже чутливі до води і різко зменшуються при збільшенні вологості. Це призводить до значного зменшення несучої здатності фундаментів.

4. За умови можливого замочування лесових ґрунтів різко падає несуча здатність палі, що призводить до надмірних осідань, тому необхідні попередні розрахунки прогнозу зниження несучої здатності фундаментів з залученням сучасних нелінійних методів механіки ґрунтів.

5. Напрацьовано методіку урахування впливу води на несучу здатність фундаментних конструкцій, яка дозволяє розв’язувати нелінійну задачу механіки ґрунтів за числовим методом граничних елементів.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

- [1] ДБН В.2.1-10-2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення». 2018.
- [2] Моргун А. С., Мет І. М. Числове моделювання методом граничних елементів процесу деформування та розвитку зон граничного стану ґрунту: монографія // А. С. Моргун. – Вінниця: ВНТУ – 2021.
- [3] Brebbia K. Applications of BEM in engineering // K. Brebbia, S. Walker. -1982.
- [4] Matos Filho, J. Paiva, та A.V. Mendonca. Static boundary element analysis of piles submitted to horizontal and vertical loads. Engineering Analysis with Boundary Elements – Elsevier, 2005. №29/3, p. 195-203.
- [5] Fayun Liang, Zhu Song. BEM analysis of the interaction factor for vertically loaded dissimilar piles in saturated poroelastic soil. Computers and Geotechnics, 2014, №62, p. 223–231.
- [6] L.A. Padr'on, J.J. Azn'arez, O.Maeso. BEM–FEM coupling model for the dynamic analysis of piles and pile groups. Engineering Analysis with Boundary Elements – Elsevier, 2007. №31/6, p. 473-484.
- [7] Y. J. Liu, S. Mukherjee, N. Nishimura, M. Schanz. Recent Advances and Emerging Applications of the Boundary Element Method. Applied Mechanics Reviews, 2011. №64/3
- [8] Alexander H.-D. Cheng, Daisy T. Cheng. Heritage and early history of the boundary element method. Engineering Analysis with Boundary Elements – Elsevier, 2005. №29, p. 268-302.
- [9] Mindlin R. D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid, Physics 7, 196-202, 1936.
- [10] Бойко І. П. Теоретичні основи проектування пальових фундаментів на пружньо-пластичній основі / І. П. Бойко // Основи та фундаменти. – К.: Будівельник, 1985. № 18. – С. 11–18.
- [11] Зоценко М. Л., Яковлев А. В. Приклади розрахунку основ і фундаментів сільських будівель і споруд./ Київ. НМК ВО. 1982.

REFERENCES

- [1] DBN B.2.1-10-2018 «Foundations and foundations of buildings and structures. Basic provisions». 2018.
- [2] Morgun A. S., Met I. M. Numerical modeling of the process of deformation and development of soil limit state zones by the boundary element method: monograph // A. S. Morgun. – Vinnytsia: VNTU. – 2021.
- [3] Brebbia K. Applications of BEM in engineering // K. Brebbia, S. Walker. -1982.
- [4] Matos Filho, J. Paiva, та A.V. Mendonca. Static boundary element analysis of piles submitted to horizontal and vertical loads.

- Engineering Analysis with Boundary Elements – Elsevier, 2005. №29/3, p. 195-203.
- [5] Fayun Liang, Zhu Song. BEM analysis of the interaction factor for vertically loaded dissimilar piles in saturated poroelastic soil. Computers and Geotechnics, 2014, №62, p. 223–231.
- [6] L.A. Padrón, J.J. Aznárez, O.Maeso. BEM–FEM coupling model for the dynamic analysis of piles and pile groups. Engineering Analysis with Boundary Elements – Elsevier, 2007. №31/6, p. 473-484.
- [7] Y. J. Liu, S. Mukherjee, N. Nishimura, M. Schanz. Recent Advances and Emerging Applications of the Boundary Element Method. Applied Mechanics Reviews, 2011. №64/3
- [8] Alexander H.-D. Cheng, Daisy T. Cheng. Heritage and early history of the boundary element method. Engineering Analysis with Boundary Elements – Elsevier, 2005. №29, p. 268-302.
- [9] Mindlin R. D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid, Physics 7, 196-202, 1936.
- [10] Boyko I. P. Theoretical foundations of design of pile foundations on elastic-plastic bases / I. P. Boyko // Foundations and foundations. – K.: Builder, 1985. No. 18. – P. 11–18.
- [11] Zotsenko M. L., Yakovlev A. V. Examples of calculation of foundations and foundations of rural buildings and structures./ Kyiv. NMK VO . 1982.

Моргун Алла Серафимівна – доктор технічних наук, професор кафедри будівництва, міського господарства та архітектури, Вінницький національний технічний університет, morgunallaS@gmail.com, ORCID: 0000-0002-4701-339X.

Записов Дмитро Васильович – аспірант кафедри будівництва, міського господарства та архітектури, Вінницький національний технічний університет, dzapisov@gmail.com, ORCID: 0009-0000-0001-4961.

**A. Morgun
D. Zapysov**

MATHEMATICAL MODELING OF THE INTERACTION OF FOUNDATIONS WITH WATER-SATURATED BASEMENTS BY BEM

Vinnitsia National Technical University

Construction plays a major role in the development of all sectors of the country, in increasing labor productivity, and in raising the material well-being of the population. Studying, improving, and analyzing construction experience to ensure the successful construction of significant facilities requires the implementation of a large complex of scientific research, which will be a reliable basis for the development of effective foundation structures.

Strength is the problem of the century. Almost all materials, including soil, are destroyed as a result of the development of deformations of the form. The destruction of any solid body is the process of gradual disclosure, first of the weakest points, and then of fewer and fewer dangerous defects.

A characteristic and most striking feature of the soil is its predominantly plastic deformation almost from the moment of loading. The development of plastic (residual) deformations, which make up the majority of total deformations, causes a nonlinear dependence $\sigma - \varepsilon$ that requires consideration in geomechanics of this circumstance.

The article investigates the change in pile resistance depending on the geological parameters of their base, analyzes the capabilities of the proposed numerical approach (boundary element method, BEM) to nonlinear decision-making problems on the bearing capacity of piles in a fairly typical phenomenon of loess soil soaking. The action of water is one of the significant factors that affects the deformation of soil foundations.

According to experimental studies, in soaked loess soil, the angle of internal friction φ decreases by 1.5-2 times, the soil cohesion C decreases by 10 times, and Poisson's ratio ν increases to 0.34-0.4. Even when loess soils have high strength and low deformation indicators in natural conditions, in the case of soaking their relative compressibility (from 3 to 5 cm) with a layer thickness of 10 m gives a settlement of 30-50 cm, which leads to tilting and the appearance of cracks in the structure.

There is an incompleteness of the calculation models in the regulatory documents for loess soils, therefore the problem of foundation construction of the transition from the bearing capacity of foundations in soils of natural humidity to the bearing capacity in waterlogged soils is relevant and for the present time and needs to be solved.

Keywords: soil water saturation, soil plasticity, numerical boundary element method, dilatancy, bearing capacity, stress-strain state, nonlinear model of the soil base.

Morgun Alla Serafimivna – Doctor of Technical Sciences, Professor of the Department of Construction, Urban Management and Architecture, Vinnitsia National Technical University, morgunallaS@gmail.com, ORCID: 0000-0002-4701-339X.

Zapysov Dmytro Vasylevich – Postgraduate Student of the Department of Construction, Urban Management and Architecture, Vinnitsia National Technical University, dzapisov@gmail.com, ORCID: 0009-0000-0001-4961.