

МЕХАНІКА ҐРУНТІВ ТА ФУНДАМЕНТИ

УДК 642:624.044:624.15

DOI: 10.31649/2311-1429-2025-1-56-61

А. С. Моргун

І. М. Метъ

ГЕОТЕХНІЧНІ ПИТАННЯ ДОСЛІДЖЕННЯ ТЕХНІЧНОГО
СТАНУ СПОРУДИ НА СЛАБКИХ ҐРУНТАХ ЗА МГЕ

Вінницький національний технічний університет

У статті розглянуто актуальні геотехнічні проблеми оцінки технічного стану споруд, зведених на слабких лесових ґрунтах, що мають схильність до деградації та замокання. Особливу увагу приділено дискусійному питанню врахування підвищувального коефіцієнта до модуля деформацій ґрунту, який визначається на основі лабораторних компресійних досліджень. Такий коефіцієнт традиційно застосовується для врахування реальних умов роботи ґрунтової основи, однак його доцільність при проектуванні споруд на замочлих лесових ґрунтах залишається предметом наукових обговорень.

З метою перевірки достовірності різних підходів виконано розрахунки осідань фундаментів силосів зерносховищ із застосуванням числового методу граничних елементів (МГЕ). У моделюванні використано пружно-пластичну модель поведінки ґрунту, що дозволяє відобразити як початково пружну деформацію, так і подальші пластичні зміни в структурі ґрунтової основи. Дослідження проведено у двох варіантах: з урахуванням підвищувального коефіцієнта до модуля деформацій та без нього.

Отримані результати числових розрахунків порівняно з даними методу скінченних елементів (МСЕ), а також з експериментальними спостереженнями осідань фундаментів реальних споруд. Проведене зіставлення продемонструвало, що застосування підвищувального коефіцієнта не завжди забезпечує адекватну оцінку деформацій, а в окремих випадках може призводити до суттєвих відхилень у бік заниження прогнозованих осідань. Це підтверджує необхідність критичного підходу до використання традиційних поправочних коефіцієнтів і актуалізує питання розвитку більш точних числових методів розрахунку.

Практична значущість дослідження полягає у можливості удосконалення методики прогнозування поведінки основ із лесових замочлих ґрунтів, що особливо важливо для забезпечення надійності та довговічності зерносховищ і подібних споруд. Використання МГЕ дозволяє моделювати роботу складних систем «основа–фундамент–споруда» з високим рівнем деталізації та мінімізувати ризики проектних помилок.

Результати роботи можуть бути використані при подальшій розробці нормативних документів, удосконаленні розрахункових методик та впровадженні сучасних програмних комплексів у практику проектування.

Ключові слова: дилатансія ґрунту, метод граничних елементів, слабкі ґрунти, модуль деформацій, осідання фундаментів.

Вступ

Рішення задач оцінки технічного стану будівлі пов'язані з геодезичними та інженерно-геологічними вишукуваннями та з аналізом цих результатів, оскільки саме від них залежить напружено-деформований стан системи “будівля-основа” та особливості деформування ґрунтової основи.

Відповідно до встановлених в нормативних документах методів граничних станів був запропонований метод оцінки технічного стану об'єктів за показниками їх деформацій. Метод базується на матеріалах натурних спостережень за об'єктами. Актуальність проблеми пов'язана також із збільшенням поверховості міської забудови та захистом споруд від кренів. Проектування або реконструкція споруд на основах із слабкими ґрунтами (з модулем деформацій $E < 5$ МПа) теж пов'язано з проблемою забезпечення не перевищення розрахунковими значеннями деформацій їх гранично допустимих величин для дослідної споруди.

Розвиток ЕОМ сприяв розробці числових методів реалізації нелінійних моделей (МСЕ, МГЕ), що дозволяють виконувати розрахунки основ з використанням традиційних характеристик, які визначаються з інженерно-геологічних вишукувань. Остання обставина є важлива. Натепер багатопараметричні моделі теорії пластичної течії, параметрами яких є: ρ , E , ν , c , ϕ знаходяться поза конкурсом серед моделей стаціонарних процесів, що мають вжиток в практиці проектних розрахунків.

Постановка задачі, визначальні співвідношення

Головним параметром ґрунту, що впливає на достовірність прогнозу осідань основ будівель є модуль деформацій кожного шару ґрунту E в межах стисливої товщі. Визначення модуля E ґрунту – одне із ключових питань для замочлих лесоподібних ґрунтів [2,5]. В слабких ґрунтових умовах значну частину несучої здатності фундаментні конструкції становлять сили тертя по бічній поверхні. Існує багато методів визначення модулів деформацій, та ні один з них не можна рахувати достовірним, в тім числі і рекомендовані дослідження ґрунтів штампом площею 5000 см^2 . Це натурально, оскільки

модуль деформацій E є математичним параметром, а не реальним фізичним показником. Та ґрунти – утворення натуральні і механіку ґрунту не можна відокремлювати від природничих наук [6], серед яких основне місце належить фізиці, тобто умовам збереження маси і енергії. Цим умовам повністю відповідає теорія пружності.

Механіка ґрунтів розглядає пористі тіла, в яких, як вказував Н.М. Герсінанов, перші деформації проходять в результаті ущільнення, тобто зменшення порового простору і лише після цього настає наступна стадія зсувів, розривів. Тому найбільш важливою умовою стану ґрунту є взаємозв'язок напружень і пористості. Компресійні дослідження ґрунтів в одометрах (тобто в умовах неможливого бокового розширення) є фізично обґрунтовані.

В лабораторних умовах модуль деформації ґрунту зазвичай визначають його ущільненням статичним навантаженням без можливості бічного розширення у жорсткому кільці. Недолік компресійного приладу (невисока точність вимірів) підкреслює багатьма дослідниками [5] через те, що сили тертя зразка ґрунту по стінках кільця зменшують в залежності від вологості і виду ґрунту на 10-50% вертикальний тиск, прикладений до зразка під час випробування. Це призводить до хибного зменшення фактичного значення модуля деформації ґрунту.

Найбільш достовірним методом визначення модуля деформації є польові випробування в шурфах штампами $2500-3000 \text{ см}^2$, але вони є дорогі.

Із результатів численних досліджень [5] значення модуля E по даних компресійних приладів значно нижчі від модулів, встановлених на базі польових випробувань штампами.

В нормативних документах для вирішення цього питання було запропоновано введення підвищувального коефіцієнта m_k до результатів компресійних досліджень модуля деформації E . Та підсумки довготривалих геодезичних спостережень [5] вказують, що для розрахунку осідань основ коректно використовувати дані компресійних випробувань без підвищувального коефіцієнта m_k який змінюється від 2 до 6 в залежності виду ґрунту та коефіцієнта пористості ґрунту e .

В [5] проведено порівняння даних точних геодезичних спостережень за деформаціями основ із водонасичених лесоподібних ґрунтів силосних корпусів зернохосовищ для зберігання зернових з розрахунком за методом пошарового підсумовування та МГЕ.

Для підтвердження даного положення в роботі проведено числове моделювання за МГЕ деформативності фундаментів цих циліндричних корпусів (монолітних залізобетонних плит з діаметрами 15,5 м, 18,4 м, 23,5 м при глибині закладання 2,2 м). Можливість побудови точних рішень для задач механіки ґрунтів обмежені. По цій причині уже давно усвідомлена необхідність ефективних наближених числових методів. Мінливість процесу деформування ґрунту досліджувалось розглядом інтегрального рівняння рівноваги сил на границі фундаментної конструкції за числовим МГЕ [1,3].

В роботі гранична задача рівноваги фундаментної конструкції в ґрунтовій основі розв'язується інтегральним рівнянням МГЕ (1).

Рівняння стану, що установлюють залежність між потенціалом – u (переміщення в теорії пружності)

та потоком – $q = \frac{du}{d\varepsilon}$ (напруження в теорії пружності) на границі досліджуваного об'єкту отримано К.

Бреббія [1] при реалізації числового МГЕ:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ij,j} + b_j &= 0 \\ \varepsilon_{ij} &= 0,5(u_{i,j} + u_{j,i}) \\ \sigma_{ij} &= C_{ijkl}\varepsilon_{kl} \end{aligned} \right\} \Rightarrow C_{ij}(\xi)u_j(\xi) + \int_{\Gamma} p_{ij}^*(\xi, x)u_j(x)d\Gamma(x) = \int_{\Gamma} u_{ij}^*(\xi, x)p_j(x)d\Gamma(x), \quad (1)$$

де зліва в позначеннях Ейнштейна записано: $\sigma_{ij,j} + b_j = 0$ – статичні рівняння рівноваги; $\varepsilon_{ij} = 0,5(u_{i,j}$

$+ u_{j,i})$ – геометричні рівняння; $\sigma_{ij} = C_{ijkl}\varepsilon_{kl}$ – фізичні рівняння; u_{ij}^* , p_{ij}^* – базисні функції, що відповідають полю вагових функцій, які задовольняють рівнянню рівноваги Лапласа в області Ω . В якості вагових функцій в роботі прийнято фундаментальні рішення Р. Міндліна для переміщень u та напружень q півплощини від дії одиничної сили $P = 1$ [1, 3].

Фундаментні рішення в МГЕ [3] обертають в нуль інтеграл по області, зводячи задачу до пошуку лише граничних функцій та понижують розмірність задачі на одиницю. Фундаментальні рішення Р. Міндліна і є тим одиничним допоміжним універсальним станом принципу взаємності Бетті. Кожний інтеграл рівняння (1) являє роботу узагальненої сили одного стану на відповідних їм переміщеннях другого стану.

Для описання непружної частини деформацій ґрунту в якості фізичних рівнянь прийнято теорію пластичної течії, яка використовує окреме описання пружних і пластичних деформацій, а саме, неасоційований закон пластичної течії:

$$d\varepsilon_{ij}^p = \frac{\partial E}{\partial \sigma_{ij}}, F \neq f, \quad d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + \sum d\varepsilon_{ij}^p, \quad (2, 3)$$

де F – пластичний потенціал, дисипативна функція пористого ґрунту; $d\varepsilon_{ij}$ – повні деформації ґрунту, складаються із пружних ε_{ij}^e та суми приростів пластичних $\sum d\varepsilon_{ij}^p$.

Приріст пластичних деформацій на конкретному кроці навантаження:

$$d\varepsilon^p = d\varepsilon_{шар}^p + d\varepsilon_{дев}^p, \quad (4)$$

де $d\varepsilon_{шар}^p$ – приріст пластичних деформацій від шарового тензора напружень; $d\varepsilon_{дев}^p$ – приріст пластичних деформацій від девіатора напружень.

Приріст пластичних деформацій від шарового тензора напружень визначався дилатансійним співвідношенням В.М. Ніколаєвського, І. П. Бойка [2,4]:

$$d\varepsilon_{шар}^p = \Lambda(\chi) d\gamma^p, \quad (5)$$

Приріст пластичних деформацій від девіатора напружень:

$$d\varepsilon_{дев}^p = D_{ij} d\lambda \quad (6)$$

де D_{ij} – девіатор 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; Λ – швидкість дилатансії (згідно з дилатансійною теорією В.М. Ніколаєвського, І.П. Бойка [2,4]); χ – параметр зміцнення ґрунтового середовища (прийнято щільність ґрунту ρ).

Диференціальна залежність $\sigma_{ij} - d\varepsilon_{ij}^p$ передбачає розв'язок із залученням процедур покрокового навантаження. Використано покроковий метод пружних рішень О.А. Іллюшина. 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 будови споруди.

В якості критерій міцності (поверхні текучості) взято октаедричну теорію Мізеса-Шлейхера-Боткіна:

$$f = \begin{cases} T + \sigma_m tg\psi - \tau_s = 0 & \text{при } \sigma_m \leq p_0 \\ T + \rho_0 tg\psi - \tau_s = 0 & \text{при } \sigma_m > p_0 \end{cases}, \quad (8)$$

σ_m – гідростатичний тиск (І інваріант T_σ); T – інтенсивність дотичних напружень (ІІ інваріант D_σ), p_0 – рівень гідростатичного тиску, коли ґрунт працює як суцільне середовище (межа переходу від конуса до циліндра в моделі пружно-пластичного середовища Мізеса – Шлейхера - Боткіна), τ_s – параметр на девіаторній площині, аналогічний зчепленню.

За допомогою квадратурних формул для інтегрування, рівняння (1) апроксимувалося системою алгебраїчних рівнянь, яка розв'язувалась числовим методом Гаусса.

В табл. 1 приведено дані модуля деформації E ґрунтової основи силосів для інженерно-геологічних елементів (ПЕ) шарів будівельного майданчика з урахуванням та без урахування підвищувального коефіцієнта m_k [5].

Порівняння значень модуля деформації ґрунтів [5]

№ ПЕ	Підсумки вишукувань при застосуванні коефіцієнтів m_k		Підсумки вишукувань без застосування коефіцієнтів m_k	
	назва ґрунту	E, МПа	назва ґрунту	E, МПа
ПЕ-2	супісок твердий, пластичний	10	супісок пластичний, текучий	3
ПЕ-2а	супісок твердий, пластичний	10	супісок пластичний, текучий	4
ПЕ-2б	супісок пластичний, текучий	7	супісок пластичний, текучий	3,5
ПЕ-3	суглинок від тугопластичного до текучого	7	супісок пластичний, текучий	4
ПЕ-3а	супісок текучий	7	супісок пластичний, текучий	3,5
ПЕ-5	суглинок від твердого до текучопластичного	13	суглинок м'якопластичний	6,5

Дискретизація активної зони навколо фундаментної основи та отримані за МГЕ графіки навантаження-осідання для трьох типів силосних корпусів наведено на рис.1-3.

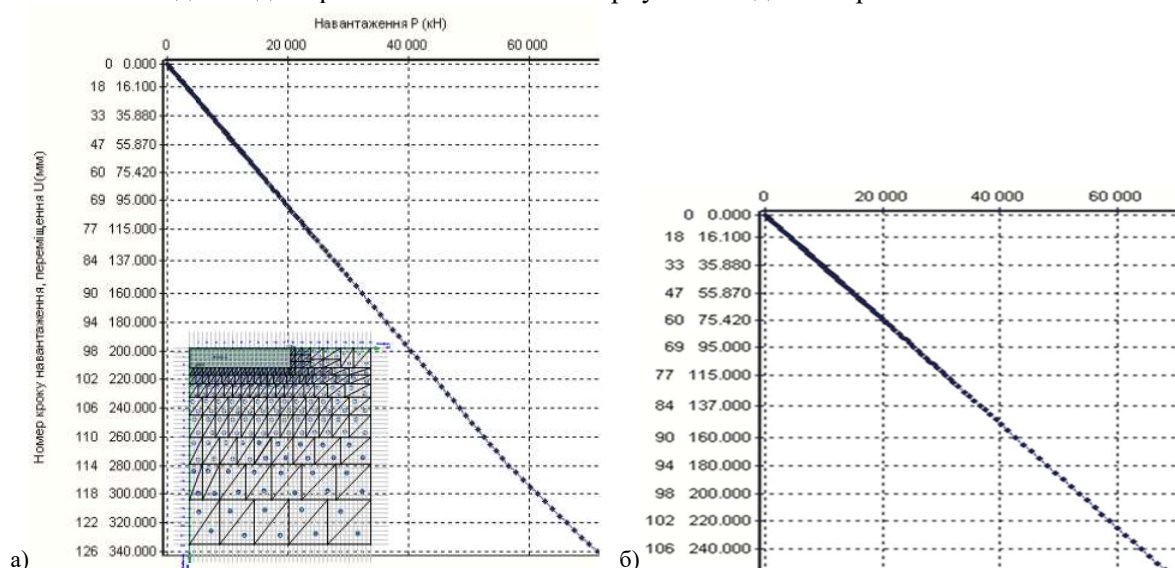


Рисунок 1 – Схема дискретизації активної зони навколо фундаментної плити та отримані за МГЕ графіки залежності «навантаження-осідання» металевий силосного корпусу діаметром 23,5м: а – при застосуванні підвищувального коефіцієнта m_k до модуля деформацій ґрунту E; б – без нього

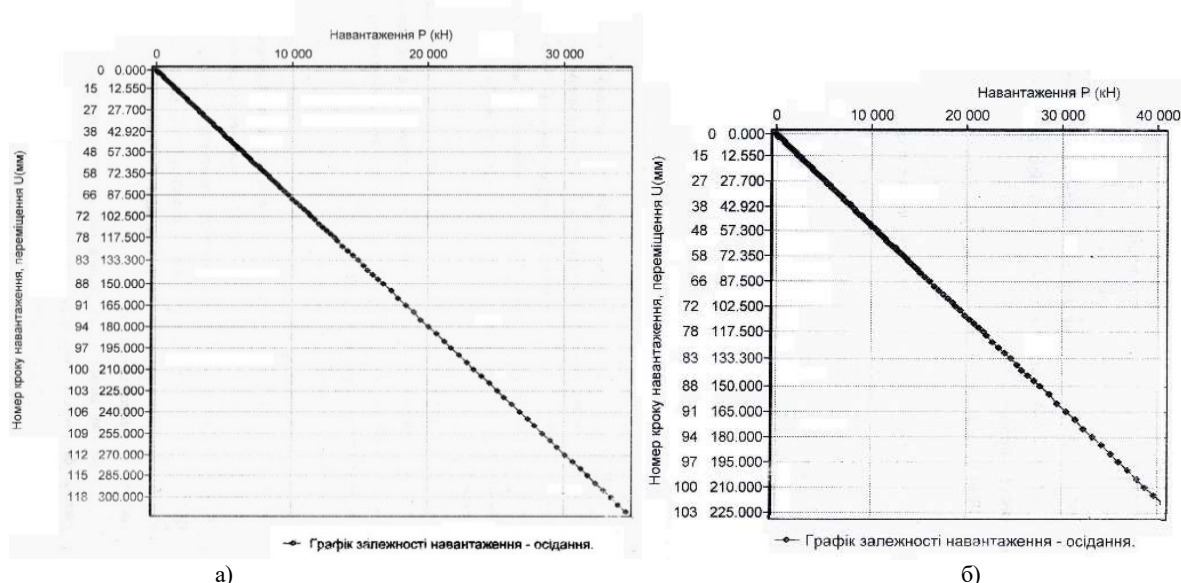


Рисунок 2 – Отримані за МГЕ графіки залежності «P-S» металевий силосного корпусу діаметром 18,4 м: а – при застосуванні підвищувального коефіцієнта m_k до модуля деформацій ґрунту E; б – без нього

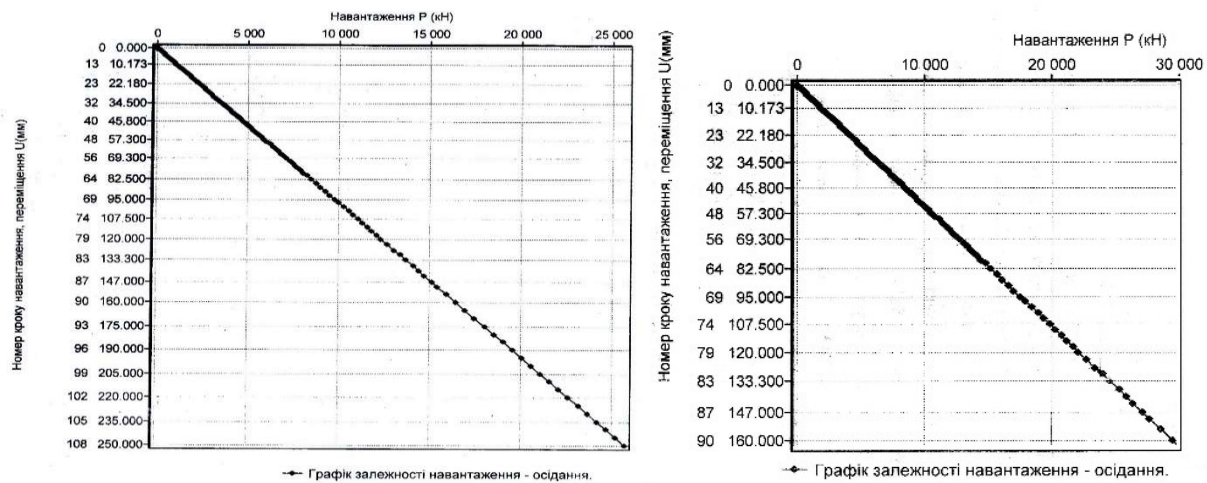


Рисунок 3 – Отримані за МГЕ графіки залежності «P-S» металевого силосного корпусу діаметром 15,5м: а – при застосуванні підвищувального коефіцієнта m_k до модуля деформацій ґрунту E ; б – без нього

Результати порівнянь осідань основ фундаментів зерносквищ за числовими методами МГЕ та МСЕ подано в табл. 2. Величини осідань силосів визначались за отриманими графіками в залежності від ваги силосів.

Таблиця 2

Порівняння осідань фундаментів зерносквищ

Діаметр силосу / Натурні значення осідань	Вага силосу	Осідання заповнених зерном силосів (мм)			
		за МГЕ		за МСЕ	
		без урахування m_k	з урахуванням m_k	без урахування m_k	з урахуванням m_k
d=23,5 м / 290 мм	62300 кН	309 мм	236 мм	315 мм	231 мм
d=18,4 м / 270 мм	38180 кН	305 мм	198 мм	297 мм	185 мм
d=15,5 м / 240 мм	23700 кН	231 мм	127 мм	237 мм	126 мм

Таким чином, суттєва різниця розрахованих осідань силосів пояснюється відповідною різницею у завищених значеннях модулів деформацій ґрунтів.

Висновок

За результатами порівнянь величин дійсних осідань, отриманих за МСЕ, за МГЕ (табл.2) при прогнозі осідань водонасичених лесоподібних основ коректно використовувати компресійний модуль деформацій ґрунту без підвищувальних коефіцієнтів m_k . Саме ці величини осідань краще корелюються з натурними значеннями осідань силосів.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Моргун А. С. Деформативність ґрунту при пластичній формозміні та дилатансії : монографія / А. С. Моргун. – Вінниця : внту, 2017. – 95 с.
2. Бойко І. П., Носенко В. С. Вплив послідовності зведення суміжних секцій висотного будинку на перерозподіл зусиль у пальових фундаментах / І. П. Бойко, в. С. Носенко // збірник наукових праць полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка. Серія : галузеве машинобудування, будівництво. – 2012. – вип. 4(1). – с. 54–60.
3. Бойко І. П., Сахаров О. В. Напружено-деформований стан ґрунтового масиву при побудові нових фундаментів поблизу існуючих будинків / І. П. Бойко, о. В. Сахаров // основи і фундаменти : міжвідомчий науково-технічний збірник. – к. : кнуба, 2014. – вип. 28. – с. 3–10.
4. Моргун А. С. Нелінійні проблеми механіки ґрунтів : монографія / а. С. Моргун. – вінниця : внту, 2016. – 135 с.
5. Швець В. Б., Бойко І. П., Винников Ю. Л., Зоценко М. Л., Петраков О. О., Шаповал В. Г., Біда С. В. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти : підручник / в. Б. Швець [та ін.]. – дніпропетровськ : пороги, 2012. – 197 с.

REFERENCES

1. Morgun A. S. Deformatyvnyist' rruntu pry plastychniï formozmini ta dilatansii : monohrafiia / A. S. Morgun. – Vinnytsia : VNTU, 2017. – 95 s.

2. Boiko I. P., Nosenko V. S. Vplyv poslidovnosti zvedennia sumizhnykh seksii vysotnoho budynku na pererozpodil zusyl' u pal'ovykh fundamentakh / I. P. Boiko, V. S. Nosenko // Zbirnyk naukovykh prats' Poltavskoho natsional'noho tekhnichnoho universytetu im. Yu. Kondratiuka. Seriiia : Haluzeve mashynobuduvannia, budivnytstvo. – 2012. – Vyp. 4(1). – S. 54–60.
3. Boiko I. P., Sakharov O. V. Napruzhenno-deformovanyi stan rruntovoho masvyu pry pobudovi novykh fundamentiv poblyzu isnuichykh budynkiv / I. P. Boiko, O. V. Sakharov // Osnovy i fundamente : mizhvidomchyi naukovotekhnichnyi zbirnyk. – K. : KNUBA, 2014. – Vyp. 28. – S. 3–10.
4. Morgun A. S. Neliniini problemy mekhaniky rruntiv : monohrafiia / A. S. Morgun. – Vinnytsia : VNTU, 2016. – 135 s.
5. Shvets V. B., Boiko I. P., Vynnykov Yu. L., Zotsenko M. L., Petrakov O. O., Shapoval V. H., Bida S. V. Mekhanika rruntiv. Osnovy ta fundamente : pidruchnyk / V. B. Shvets [ta in.]. – Dnipropetrovsk : Porohy, 2012. – 197 s.

Моргун Алла Серафимівна – д.т.н., професор кафедри будівництва, міського господарства та архітектури. Факультет будівництва, цивільної та екологічної інженерії, Вінницький національний технічний університет, м. Вінниця, email: morgunallaS@gmail.com. ORCID: 0000-0002-4701-339X.

Меті Іван Миколайович – к.т.н., доцент, декан факультету будівництва, цивільної та екологічної інженерії. Вінницький національний технічний університет, м. Вінниця, email: vanmet@ukr.net.

A. S. Morgun
I. M. Met

GEOTECHNICAL ISSUES OF INVESTIGATION OF THE TECHNICAL CONDITION OF THE STRUCTURE ON WEAK SOILS ACCORDING TO BEM

The article considers geotechnical aspects of assessing the technical condition of structures erected on weak loess soils prone to degradation and wetting. A special focus is given to the controversial issue of applying an increasing factor to the soil deformation modulus obtained from compression tests. To evaluate the reliability of two approaches, calculations of silo foundations settlements were carried out using the numerical boundary element method (BEM) and an elastic-plastic soil model. Two calculation options were analyzed: with and without the increasing factor.

The results of numerical simulations were compared with the finite element method (FEM) and with experimental data. The comparison revealed that applying the increasing factor does not always ensure adequate settlement prediction, and in some cases leads to underestimation of deformations. The research highlights the importance of developing more accurate numerical methods for soil–structure interaction analysis, rather than relying solely on empirical coefficients.

The practical significance of the study is in improving the methodology for predicting the performance of loessial saturated soils foundations, which is essential for ensuring the reliability and durability of grain storage silos and similar facilities. The results may be applied to enhance design standards, improve calculation methods, and support the use of modern numerical tools in geotechnical engineering.

Keywords: soil dilatancy, boundary element method, weak soils, deformation modulus, foundation settlement.

Alla Morgun – Doctor of Technical Sciences, Professor of the Department of Construction, Municipal Economy, and Architecture. Faculty of Construction, Civil and Environmental Engineering, Vinnytsia National Technical University, Vinnytsia, Ukraine. Email: morgunallaS@gmail.com. ORCID: 0000-0002-4701-339X.

Ivan Meth – Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Dean of the Faculty of Construction, Civil and Environmental Engineering. Vinnytsia National Technical University, Vinnytsia, Ukraine. Email: vanmet@ukr.net.