

УДК 642:624.044:624.15

**ПРИКЛАДАННЯ МЕТОДУ ГРАНИЧНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ДО ВИЗНАЧЕННЯ ОСІДАНЬ КРУГЛИХ В ПЛАНІ ФУНДАМЕНТНИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗЕРНОСХОВИЩ**

**Моргун А.С.**, д.т.н., професор,  
**Плясовиця В.Ю.**, здобувач,  
**Малачковська Р.І.**, аспірант,  
*Вінницький національний технічний університет*  
roksimalachkovska@yandex.ru

**Анотація.** Розглянуто дискусійне питання необхідності врахування підвищувального коефіцієнта до модуля деформацій ґрунту, отриманого на базі компресійних досліджень для лесових замочених ґрунтів. Для визначення достовірності двох підходів, по визначенню модуля деформацій ґрунту, проведено розрахунки за числовим методом граничних елементів з використанням пружно-пластичної моделі осідань фундаментів силосів зерносховищ на небезпечних деградованих лесових ґрунтах, у варіанті врахування до модуля деформацій ґрунту підвищувального коефіцієнта та без урахування його. Результати числових досліджень порівняно з розрахунком за методом скінченних елементів (МСЕ) та експериментом.

**Ключові слова:** деформативність ґрунтів, числовий метод граничних елементів.

**ПРИЛОЖЕНИЕ МЕТОДА ГРАНИЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ К ОПРЕДЕЛЕНИЮ ОСАДОК КРУГЛЫХ В ПЛАНЕ ФУНДАМЕНТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗЕРНОХРАНИЛИЩ**

**Моргун А.С.**, д.т.н., профессор,  
**Плясовиця В.Ю.**, соискатель,  
**Малачковская Р.И.**, аспирант,  
*Винницкий национальный технический университет*  
roksimalachkovska@yandex.ru

**Аннотация.** Рассмотрен дискуссионный вопрос необходимости учета повышающего коэффициента к модулю деформаций ґрунта, полученного на основании компрессионных исследований для лесовых замоченных ґрунтов. Для определения достоверности двух подходов, по определению модуля деформаций ґрунта, проведен расчет численным методом граничных элементов с использованием упруго-пластической модели оседаний фундаментов силосов зернохранилищ на неблагоприятных лёссовых ґрунтах, в варианте учета к модулю деформаций ґрунта повышающего коэффициента и без учета его. Результаты численных исследований сопоставлены с расчетом за методом конечных элементов и экспериментом.

**Ключевые слова:** деформативность ґрунтов, численный метод граничных элементов.

**THE APPLICATION OF BOUNDARY ELEMENT METHOD TO THE DETERMINATION OF SETTLEMENT OF CIRCULAR IN PLAN FOUNDATION CONSTRUCTIONS OF GRANARIES**

**Morgun A.S.**, Doctor of Engineering, Professor,  
**Plyasovytsya V.Y.**, applicant,  
**Malachkovska R.I.**, post-graduate,  
*Vinnitsia National Technical University*  
roksimalachkovska@yandex.ru

**Abstract.** Design and reconstruction of buildings on soft loess soils are associated with the problem of ensuring acceptable according to regulatory documents settlement values of these buildings. The main soil parameter that affects the accuracy of the forecast of the settlement of foundations of buildings is a modulus of deformation  $E$  of each layer of soil in the area of the compressed thickness. Determination of the deformation modulus is one of the key issues for moistened loess soils.

In the laboratory conditions the modulus of soil deformation is determined by its compaction by static load without the possibility of lateral expansion (in a rigid ring). The disadvantage of the compression research is the decrease of the vertical pressure which is applied to the sample due to frictional forces against the walls of the ring. A more reliable method of determining the deformation modulus is the field investigation by cliches.

According to the field and laboratory data comparisons  $E$  increasing coefficients  $m_k$  have been introduced into the laboratory research. Correctness of the introduction of the increasing coefficients to the modulus of soil deformation obtained on the basis of compression research for soaked loess soils is considered in the paper. To determine the reliability of the two approaches to determine the modulus of the ground deformation the calculation was done according to the numerical boundary element method by using the elastic plastic model of the settlement of grain silos foundations on adverse loess soils taking into account the modulus magnifying factor of soil deformation and without it. Numerical research results are compared with the calculation according to the finite element method and the experiment.

**Keywords:** deformability of soils, numerical method of boundary elements.

**Вступ.** Оцінка міцності і деформативності ґрунтів диктується вимогами інженерної практики. В існуючих нормативних документах до модулів деформацій ґрунтів, отриманих на базі компресійних досліджень, вводиться підвищувальний коефіцієнт  $m_k$ , який змінюється від 2 до 6 в залежності виду ґрунту та коефіцієнта пористості ґрунту  $e$ .

**Аналіз останніх досліджень** з цього питання, проведений Сотниковим С.М. [1] та підсумки тривалих геодезичних спостережень за осіданнями будівель на слабких ( $E < 5$  МПа) лесоподібних замочених ґрунтах вказують на те, що застосування підвищувальних коефіцієнтів  $m_k$  до таких ґрунтів є некоректним [2]. В роботі розглянуто актуальне питання визначення осідань споруд на лесових деградованих ґрунтах, подано результати моделювання за числовим методом граничних елементів (МГЕ) осідань металевих силосних корпусів (трьох типів: на 62300 кН; 38180 кН; 23700 кН зерна) циліндричної форми на слабких водонасичених лесоподібних супісках та суглинках потужністю біля 8 м [2]. Фундаменти – монолітні залізобетонні плити, діаметр поперечного перерізу 23,5 м; 18,4 м; 15,5 м на природній основі при глибині закладення 2,2 м.

**Постановка задачі, визначальні співвідношення.** Для описання складних та різноманітних процесів в ґрунтах вибір розрахункової моделі набуває визначального значення. В роботі використано модель пружно-пластичного середовища як таку, що найбільш точно характеризує нелінійні закономірності деформування ґрунту та дає можливість описати їх напружено-деформований стан (НДС) на всьому діапазоні зміни навантаження. Пружна частина роботи ґрунту описується моделлю суцільного середовища, яка дозволяє використовувати апарат вищої математики неперервних функцій та залучати наявні рішення теорії пружності.

Механіка суцільних середовищ розглядає рівняння рівноваги, геометричні, фізичні (1). В роботі гранична задача рівноваги фундаментної конструкції в ґрунтовій основі розв'язується інтегральним рівнянням (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'єкта отримано К. Бреббія [3] при реалізації числового методу граничних елементів:

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

де зліва в позначеннях Ейнштейна:  $\sigma_{ij,j} + b_j = 0$  – 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  $\Omega$ . В якості вагових функцій в роботі прийнято фундаментальні рішення Р. Міндліна для переміщень  $u$  та напружень  $q$  півплощини від дії одиничної сили  $P = 1$  [4].

Фундаментальні 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 не пружної 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:

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

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + \sum d\varepsilon_{ij}^p, \quad (3)$$

де  $F$  – пластичний потенціал, дисипативна функція пористого середовища ґрунту;

$d\varepsilon_{ij}$  – повні деформації ґрунту, що складаються із пружних  $\varepsilon_{ij}^e$  та суми приростів пластичних  $\sum d\varepsilon_{ij}^p$ .

Приріст пластичних деформацій на конкретному кроці навантаження:

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

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

Приріст пластичних деформацій від шарового тензора напружень визначався:

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

де  $\Lambda$  – коефіцієнт дилатансії (згідно з дилатансійною теорією В.М. Ніколаєвського, І.П. Бойка [5, 6]).

Приріст пластичних деформацій від девіатора напружень:

$$d\varepsilon^p_{дев} = D_{ij}d\lambda \quad (6)$$

де  $D_{ij}$  – девіатор напружень;  $d\lambda$  – коефіцієнт пропорційності.

В роботі неасоційований закон пластичної течії доповнювався дилатансійним співвідношенням В.М. Ніколаєвського, І. П. Бойка [5, 6]:

$$d\varepsilon^p_{ij} = \Lambda(\chi) \cdot d\gamma^p, \quad (7)$$

де  $d\gamma^p$  – скалярний еквівалент приросту зсувної пластичної деформації на октаедричній площині;  $d\varepsilon^p_{ij}$  – приріст непружних змін об'єму, що супутні зсуву;  $\Lambda$  – швидкість дилатансії;  $\chi$  – параметр зміцнення ґрунтового середовища (прийнято щільність ґрунту  $\rho$ ).

Диференціальна залежність  $\sigma_{ij} - d\varepsilon^p_{ij}$  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 системою 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.

В якості критерій міцності взято октоедричну теорію Мізеса-Шлейхера-Боткіна:

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

де  $\sigma_m$  – напруження на девіаторній площині;  $T$  – інтенсивність дотичних напружень,  $\sigma_m$  – гідростатичний тиск;  $p_0$  – рівень гідростатичного тиску, коли ґрунт працює як суцільне середовище (межа переходу від конуса до циліндра в моделі пружно пластичного середовища Мізеса – Шлейхера - Боткіна).

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

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

Таблиця 1 – Порівняння значень модуля деформації ґрунтів [2]

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

Для числового аналізу результатів розрахунку за запропонованою теорією напрацьовано комп'ютерну програму на алгоритмічній мові Delphi. Програма дозволяє розрахувати несучу спроможність фундаментних конструкцій при різних ґрунтових умовах, фізико-механічні характеристики яких є вхідними параметрами програми.

Результати порівнянь осідань основ фундаментів зерносквищ за числовими методами МГЕ та МСЕ подано в табл. 2.

Таблиця 2 – Порівняння осідань фундаментів зерносквищ

Діаметр силосу	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	62300 кН	309 мм	236 мм	315 мм	231 мм
d=18,4 м	38180 кН	305 мм	198 мм	297 мм	185 мм
d=15,5 м	23700 кН	231 мм	127 мм	237 мм	126 мм

навантаження-осідання для трьох типів силосних корпусів наведено на рис.1.

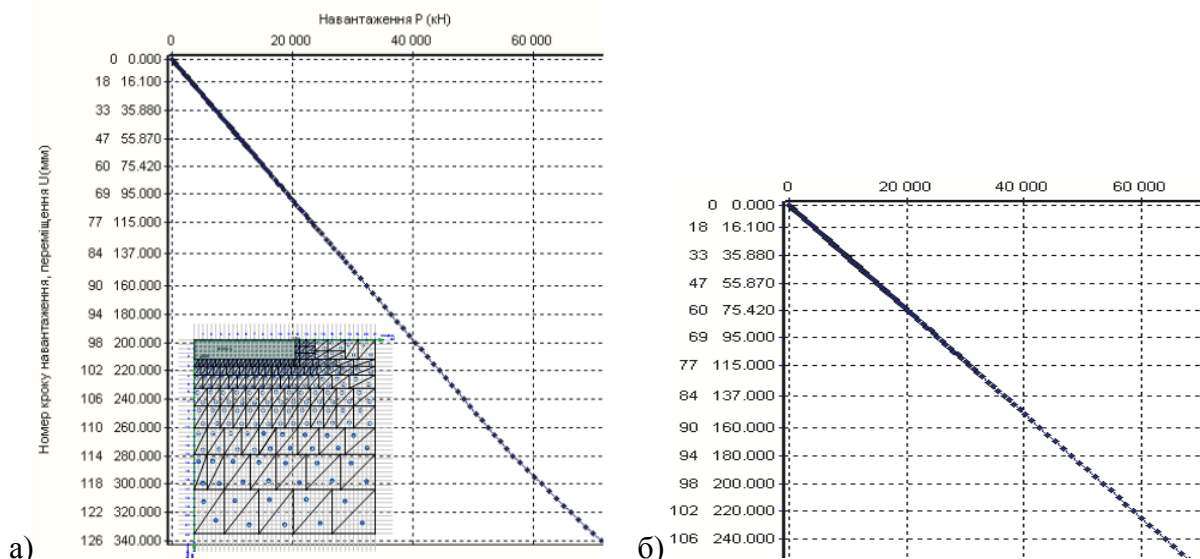


Рис. 1. Схема дискретизації активної зони навколо фундаментної плити та отримані за МГЕ графіки залежності «навантаження-осідання» металевого силосного корпусу діаметром 23,5м: а – при застосуванні підвищувального коефіцієнта  $m_k$  до модуля деформацій ґрунту  $E$ ; б – без нього

**Висновки.** Данні числового методу моделювання за МГЕ та МСЕ добре корелюються та підтверджують той факт, що при розрахунках осідань замкнених лесоподібних ґрунтів застосування підвищувальних коефіцієнтів  $m_k$  до результатів компресійних досліджень модуля деформацій ґрунту  $E$  не в повній мірі відображає реальну поведінку цих ґрунтів під навантаженням та приводить до занижених значень осідань споруд, що і підтверджується даними експериментальних досліджень [2]. Згідно даних спостережень за осіданнями зернохосвищ після їх повного завантаження вже за перший рік експлуатації силосів зафіксовано розвиток осідань до 24...29 см [2]. Таким чином, при розрахунках лесових замкнених ґрунтів більш доцільним є неврахування  $m_k$  до модуля деформацій  $E$ , а розрахунки осідань основ за МГЕ є перспективними, оскільки добре узгоджуються з експериментом.

### Література

1. Сотников С.Н. Строительство и реконструкция фундаментов зданий и сооружений на слабых грунтах: автореф. дис. на соискание ученой степени доктора техн. Наук 05.23.02 / С.Н. Сотников. – М.: ВНИИОСП, 1987. – 49 с.
2. Червинський Я.Й. Дослідження технічного стану будівель та споруд при небезпечних геологічних процесах / Я.Й. Червинський, О.О. Петраков, М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, В.А. Титаренко, В.Д. Шумінський, С.В. Степанчук, А.М. Дворник, Я.І. Домбровський // «Наука та будівництво». – К.: ДП НДІБК, 2014. – С. 17-24.
3. Бреббия К. Методы граничных элементов / К. Бреббия, Ж. Теллес, Л. Вроубел. – М.: Мир, 1987. – 525 с.
4. Моргун А.С. Нелінійні проблеми механіки ґрунтів / А.С. Моргун // Вінниця, ВНТУ, 2016. – 122 с.
5. Бойко І.П. 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, 2004. – Вип. 28. – С. 3-10.
6. Николаевский В.Н. Современные проблемы механики грунтов / В.Н. Николаевский // Определяющие законы механики грунтов. – М.: Стройиздат, 1975. – С. 210-227.

Стаття надійшла 16.02.2017