

ОБҐРУНТУВАННЯ ПРОЦЕСУ ІТЕРАЦІЇ С. КЛЕПІКОВА ДЛЯ АНАЛІЗУ ВЗАЄМОДІЇ ФУНДАМЕНТІВ У СИСТЕМІ «ОСНОВА – ФУНДАМЕНТИ – НАДФУНДАМЕНТНІ СПОРУДИ»

Шаповал В. Г.¹, Табачников С. В.², Скобенко О. В.¹, Кулівар В. В.¹

¹ Національний технічний університет «Дніпровська політехніка»

² Харківський національний університет міського господарства імені О. М. Бекетова

Анотація. Для визначення осідань сусідніх фундаментів (або їх фрагментів) з огляду на їх взаємний вплив і застосування прийнятого в ДБН методу визначення осідань запропоновано процес ітерації та встановлено умови його збіжності. Результати розрахунків з упровадженням запропонованого процесу ітерації верифіковано.

Ключові слова: осідання, основи, фундаменти, збіжність процесу ітерації, верифікація.

Вступ

Дорожнє, цивільне та промислове будівництво в умовах тісної міської забудови потребує уваги до взаємного впливу осідань основ розташованих поряд автодорожніх та інших насипів, будинків, комунікацій і споруд на напружено-деформований стан (далі – НДС) одне одного.

Проблема полягає в тому, що осідання фундаментів, зважаючи на їх взаємний вплив, визначені з використанням схеми сумісного розрахунку НДС системи «основа – фундаменти – надфундаментні споруди» (далі – ОФНС) і технік граничних і скінченних елементів, можуть суттєво відрізнятися від розрахованих за методикою українських державних будівельних норм (далі – ДБН). Рекомендований у ДБН В.2.1-10-2018 та ДБН В.2.1-10-2010 метод «кутових точок» визначення осідань фундаментів з огляду на їх взаємний вплив можна застосовувати тільки за умови використання схеми роздільного розрахунку. Крім того, «метод кутових точок» є некоректним (або зовсім неможливим) за різних глибин залягання основи сусідніх фундаментів.

Тому має місце проблема сумісного розрахунку НДС системи ОФНС із застосуванням рекомендованих у ДБН методів визначення осідань фундаментів.

На розв'язання цієї проблеми й спрямовані викладені в цій статті матеріали досліджень.

Аналіз публікацій

Проблема врахування взаємного впливу двох і більше фундаментів має місце в проектуванні будівель, споруд та їх частин. Це пов'язано з тим, що в цьому разі змінюється

НДС основ, на яких розташовано споруди вже побудовані та ті, що будуються, і, як наслідок, НДС цих споруд [1–3].

Тому ДБН вимагають, щоб навантаження та впливи на основи, що передаються фундаментами споруд, установлювались, зважаючи на спільну роботу будівель з основою для різних розрахункових випадків. Також у проектуванні фундаментів об'єктів, розташованих в умовах наявної забудови, величини зрушень їх основи мають бути визначені (задані) не тільки для об'єктів, що проектуються, але й близько розташованих наземних і підземних споруд, комунікацій та підроблюваних територій [2, 3].

У процесі проектування будинків, споруд та прибудов до них в умовах тісної міської забудови важливо брати до уваги такі чинники:

- конструкції наявних будинків, споруд комунікацій та їх частин (зокрема фундаментів);

- конструкції будинків і споруд, що зводяться;

- інженерно-геологічні умови;

- порядок і послідовність прикладення до основи навантажень під час будівництва та виконання земляних робіт;

- відстані між фундаментами сусідніх будинків, споруд та підземних комунікацій, а також глибину їх закладення (залягання) тощо.

На цей час у процесі врахування обумовлених зведенням сусідніх будинків та прибудов осідань основ і фундаментів використовують три основних методи:

- метод кутових точок [1–3];

- аналітичний метод визначення додаткових напружень в основі із застосуванням принципу суперпозиції [1–3];

- моделювання з використанням технік граничних [4] та скінченних елементів [5, 6].

Необхідно наголосити, що для розв'язання окресленого питання використання класичного варіанта гіпотези коефіцієнта жорсткості принципово неможливо, бо ця модель не дає змоги зважати на розподільчі властивості основи [7, 8].

У розв'язанні поставленого завдання з використанням методу кутових точок та аналітичних методів визначення напружень в основі мають місце такі проблеми:

- цей метод можна застосовувати тільки з упровадженням методу роздільного розрахунку (тобто спочатку варто визначити навантаження на фундаменти й далі – їх осідання з огляду на взаємний вплив, після чого можна визначити НДС системи ОФНС, обумовлений взаємним впливом сусідніх фундаментів);

- застосування цього методу є некоректним (або зовсім неможливим) за різних глибин залягання основи сусідніх фундаментів;

- цей метод не можна застосовувати для визначення осідань ґрунтової основи за межами фундаментів (однак це важливо для визначення впливу на підземні комунікації та споруди).

Також важливо наголосити, що НДС компонентів системи ОФНС, визначений за схемами сумісного та роздільного розрахунку, суттєво різняться [9].

У процесі застосування методу граничних елементів мають місце питання врахування таких чинників, як шарувата текстура реальних ґрунтових основ, залягання рівня підземних вод тощо. Крім того, осідання основи, розраховані в межах теорії пружності (зазвичай отримані в її межах фундаментальні рішення застосовують для реалізації методу скінченних елементів), можуть суттєво відрізнятися від осідань, розрахованих за методикою ДБН [2, 3].

Нарешті, для розв'язання окресленої проблеми застосування техніки скінченних елементів має такі недоліки:

- отримані з використанням цієї техніки значення осідань можуть суттєво відрізнятися від осідань, розрахованих за методикою ДБН [2, 3];

- є проблеми, пов'язані з визначенням розмірів розрахункової області основи по глибині та в плані [6].

Отже, має місце проблема сумісного розрахунку НДС системи ОФНС із застосуванням рекомендованих у ДБН методів визначення осідань фундаментів.

Мета й постановка завдання

Метою цієї наукової статті є обґрунтування алгоритму сумісного розрахунку НДС системи ОФНС з упровадженням рекомендованих в українських ДБН методів визначення середніх осідань фундаментів. Для досягнення цієї мети було виконано такі завдання:

- обґрунтовано збіжності процесу ітерації за умови сумісного розрахунку НДС системи ОФНС з використанням запропонованого в роботі [10] варіанта моделі основи у вигляді коефіцієнта жорсткості;

- розроблено блок-схеми алгоритму сумісного розрахунку НДС системи ОФНС;

- верифіковано отримані критерії оцінки збіжності запропонованого варіанта процесу ітерації.

Виклад основного матеріалу

Спочатку розглянемо умови збіжності процесу ітерації. Візьмемо до уваги, що для визначення НДС системи ОФНС використовуються співвідношення теорії пружності, а для визначення осідань фундаментів – напівемпіричний метод пошарового підсумовування з умовним обмеженням нижньої межі стисненої товщі [10].

Розглянуто симетричне в плані навантаження на кожен з окремих фундаментів. Задачу досліджень було сформульовано так.

1. У ґрунтову основу, що має розподільні властивості, вдавлюється два жорстких штампи, на які діють два різні вертикальні навантаження (рис. 1).

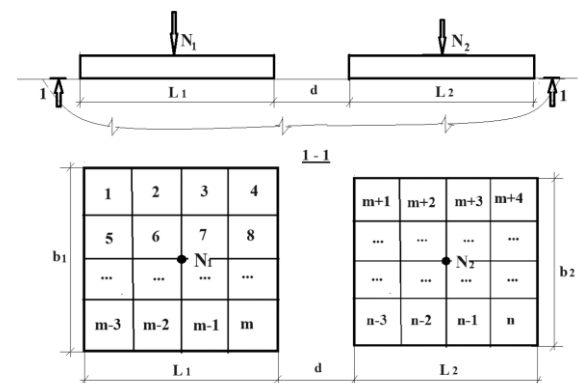


Рис. 1. Схема до визначення НДС системи «окремі фундаменти – основа»

На поданому рисунку прийнято такі позначки: b_1 та L_1 – відповідно, ширина й довжина першого фундаменту; b_2 та L_2 – те саме другого фундаменту; d – відстань між фундаментами

2. Середні осідання кожного з двох фундаментів загалом відрізняються один від одного.

3. Між деформаціями та напругами в будь-якій точці основи існує лінійна залежність (тобто властивості основи описуються з використанням фізично лінійної моделі ґрунту з умовним обмеженням нижньої межі стисненої товщі) [1–3].

4. НДС системи «основа – фундаменти» розраховується з використанням модифікованого процесу ітерації С. Клепікова, сутність якого полягає в циклічному визначенні осідання основи кожного з фундаментів, далі коефіцієнта жорсткості їх основи, далі розрахунок системи ОФНС [7]. Потрібно визначити умови збіжності процесу.

Має місце така теорема [10]: якщо система ОФНС має властивості, зокрема основа є фізично лінійною, а система «розташовані один біля одного фундаменти – надфундаментні будови» є жорсткою, то процес ітерації сходиться в разі виконання таких умов:

$$\left. \begin{aligned} \xi_1^k &= \lim_{k \rightarrow \infty} \left(S_{cp1}^k / S_{cp1}^{k-1} \right) = \\ &= \lim_{k \rightarrow \infty} \left(\sum_{i=1}^m \delta_{1,i}^k \cdot F_{1,i} / A_1 \right) = 1; \\ \xi_2^k &= \lim_{k \rightarrow \infty} \left(S_{cp2}^k / S_{cp2}^{k-1} \right) = \\ &= \lim_{k \rightarrow \infty} \left(\sum_{i=m+1}^n \delta_{2,i}^k \cdot F_{2,i} / A_2 \right) = 1. \end{aligned} \right\}, \quad (1)$$

де: $\delta_{1,i}^1 = \sum_{j=1}^n B_{ij}$ та $i \in (1, m)$;

$\delta_{2,i}^1 = \sum_{j=1}^n B_{ij}$ та $i \in (m+1, n)$; $\delta_{1,j}^2 = \sum_{i=1}^m B_{ij} / \delta_{1,i}^1$

та $i \in (1, m)$; $\delta_{2,j}^2 = \sum_{i=m+1}^n B_{ij} / \delta_{2,i}^1$ та $i \in (m+1, n)$;

$\delta_{1,i}^3 = \sum_{j=1}^n B_{ij} / (\delta_{1,j}^1 \cdot \delta_{1,j}^2)$ та $i \in (1, m)$;

$\delta_{2,i}^3 = \sum_{j=1}^n B_{ij} / (\delta_{2,j}^1 \cdot \delta_{2,j}^2)$ та $i \in (m+1, n)$;

.....
 $\delta_{1,i}^k = \sum_{j=1}^n B_{ij} / (\delta_{1,j}^1 \cdot \delta_{1,j}^2 \cdot \dots \cdot \delta_{1,j}^{k-1}) = \sum_{j=1}^n B_{ij} \cdot \prod_{l=1}^{k-1} \frac{1}{\delta_{1,j}^l}$ та $i \in (1, m)$;

$\delta_{2,i}^k = \sum_{j=1}^n \frac{B_{ij}}{\delta_{1,j}^1 \cdot \delta_{1,j}^2 \cdot \dots \cdot \delta_{1,j}^{k-1}} = \sum_{j=1}^n B_{ij} \cdot \prod_{l=1}^{k-1} \frac{1}{\delta_{2,j}^l}$ та $i \in (m+1, n)$;

A_1 – загальна площа першого фундаменту;

A_2 – загальна площа другого фундаменту;
 $F_{1,i}$ – площа i -го граничного елемента першого фундаменту; $F_{2,i}$ – площа i -го граничного елемента другого фундаменту; B_{ij} – коефіцієнти впливу матриці податливості методу граничних елементів [4]; m – кількість фрагментів, на які було розбито перший фундамент (рис. 1); $n-m$ – кількість фрагментів, на які було розбито другий фундамент (рис. 1); $i \in (1, n)$; $j \in (1, n)$; верхній індекс (тобто 1, 2, 3, ..., k) відповідає номеру ітерації, а нижній індекс (тобто i або j) – номеру фундаменту або номеру фрагмента фундаменту (див. рис. 1). Повне викладення доведення теореми наведено в роботі [10].

Ця теорема допускає природне узагальнення на 3, 4 і більше фундаментів. Для цього необхідно покласти в (1):

$$\left. \begin{aligned} \xi_1^k &= \lim_{k \rightarrow \infty} \left(\sum_{i=1}^{m_1} \delta_{1,i}^k \cdot F_{1,i} / A_1 \right) = 1; \\ \xi_2^k &= \lim_{k \rightarrow \infty} \left(\sum_{i=m_1+1}^{m_2} \delta_{2,i}^k \cdot F_{2,i} / A_2 \right) = 1; \\ \xi_3^k &= \lim_{k \rightarrow \infty} \left(\sum_{i=m_2+1}^{m_3} \delta_{3,i}^k \cdot F_{3,i} / A_3 \right) = 1; \\ &\dots\dots\dots \\ \xi_l^k &= \lim_{k \rightarrow \infty} \left(\sum_{i=m_{l-1}+1}^{m_l} \delta_{l,i}^k \cdot F_{l,i} / A_l \right) = 1. \end{aligned} \right\}, \quad (2)$$

де l – загальна кількість окремих фундаментів (стовпчастих, плитних тощо); m_l – загальна кількість фрагментів, на які розбито основи всіх фундаментів; m_1 , $m_2 - m_1$, $m_3 - m_2$, ..., $m_{l-1} - m_l$ – кількість фрагментів, на які розбито, відповідно, 1, 2, 3, ..., l -й фундаменти.

Розглянутий вище алгоритм визначення НДС системи в компактній формі може бути подано у вигляді блок-схеми, зображеної на рис. 2.

На першому етапі верифікації зображеного на рис. 2 процесу ітерації визначено НДС системи ОФНС з використанням наведених у дослідженні [9] показників (рис. 3) та програмного комплексу «Ліра» [5, 8].

Основа однорідна на всьому інтервалі глибин. Модуль деформації основи дорівнює $E = 1500$ т/кв.м; коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,3$. Ґрунт, який містить основа, – це ненасичений водою пісок.



Рис. 2. Блок-схема запропонованого процесу ітерації для розв'язання практичних задач

На рис. 2 прийнято такі позначки: j – номер ітерації; i – номер фундаменту або його фрагмента; $S_{i,ДБН}^j$ – осідання i -го фундаменту або його фрагмента, обчислене за методом ДБН в j -му наближенні; $C_{z,i}^j$ – коефіцієнт жорсткості основи i -го фундаменту або його фрагмента, розрахований за методикою ДБН в j -му наближенні

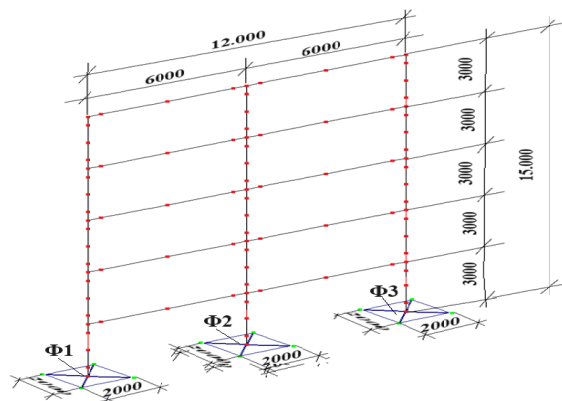


Рис. 3. Розрахункова схема системи «основа – фундаменти – надфундаментна конструкція», прийняті в процесі визначення їх НДС (Примітка. Червоним кольором позначені точки, в яких були визначені зусилля.)

Фундаменти роздільні, залізобетонні, з розміром основи 2000×2000 мм, завтовшки 400 мм, модуль початкової деформації бето-

ну $E = 2000000$ т/кв.м, а коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,2$.

Вертикальні та горизонтальні елементи надфундаментної конструкції залізобетонні, їх перетин дорівнює 400х400 мм, модуль початкової деформації бетону $E = 2\,000\,000$ т/кв.м, коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,2$.

Лінійне навантаження $q = 3$ т/м було прикладено до горизонтальних елементів надфундаментної конструкції.

Крім того, бралися до уваги навантаження від власної ваги залізобетонних конструкцій за умови того, що питома вага залізобетону дорівнює $\gamma = 2,75$ т/куб.м. Результати визначення параметрів ξ_1^k , ξ_2^k та ξ_3^k відповідно для фундаментів Ф1, Ф2 та Ф3 (див. маркування на рис. 3) подано в табл. 1.

Наведений вище (табл. 1) алгоритм визначення збіжності процесу ітерації має важливе теоретичне значення, однак він досить громіздкий і не дуже зручний для застосування. Тому для практичних розрахунків доцільно застосовувати більш компактний критерій збіжності, що випливає з теореми (2):

$$\xi_i^k = \lim_{k \rightarrow \infty} \left(S_{cp,i}^k / S_{cp,i}^{k-1} \right); \left. \vphantom{\lim_{k \rightarrow \infty}} \right\} i = 1, 2, 3, \dots, n, \quad (3)$$

де i – номер фундаменту; k – номер ітерації; n – кількість фундаментів.

Таблиця 1 – Оцінка збіжності процесу ітерації за теоремою

k	i	N_i , тонни	S_{ij} , мм			$B_{ij} \cdot 10^4$, м ³ /тонна			ξ_i^k , ч.од.
			$j=1$	$j=2$	$j=3$	$j=1$	$j=2$	$j=3$	
1	1	65,10	15,81	4,53	1,49	9,714E-04	2,783E-04	9,155E-05	1,341E-03
	2	94,90	3,03	23,66	3,03	1,277E-04	9,973E-04	1,277E-04	1,253E-03
	3	65,10	1,49	4,53	15,81	9,155E-05	2,783E-04	9,714E-04	1,341E-03
2	1	64,92	15,77	4,6	1,39	9,717E-04	2,834E-04	8,564E-05	9,996E-01
	2	96,35	3,02	24,02	3,02	1,254E-04	9,972E-04	1,254E-04	9,962E-01
	3	64,92	1,39	4,6	15,77	8,564E-05	2,834E-04	9,717E-04	9,996E-01
3	1	64,91	15,76	4,6	1,49	9,712E-04	2,835E-04	9,182E-05	1,004E+00
	2	96,37	3,02	24,03	3,02	1,254E-04	9,974E-04	1,254E-04	1,000E+00
	3	64,91	1,49	4,6	15,76	9,182E-05	2,835E-04	9,712E-04	1,004E+00

Примітка. У табл. 1 прийнято такі позначки: k – номер наближення; i – номер фундаменту; N_i – вертикальна сила, що діє на i -й фундамент; S_{ij} – осідання i -го фундаменту під впливом вертикальної сили, що діє на j -й фундамент; $B_{ij}^k = A_j \cdot S_{ij}^k / N_j$ – коефіцієнти матриці впливу (з фізичного погляду він дорівнює середньому осіданню i -го фундаменту під впливом тиску під основою j -го фундаменту).

Таблиця 2 – Оцінка збіжності процесу ітерації

k	i	$C_{z,i}$, т/м ³	N_i , тонни	S_{ij} , мм			S_i , мм	S_i^* , мм	У визначенні ξ_i^k використано показники стовпців:	
				$j=1$	$j=2$	$j=3$			8	9
1	1	1040	65,1	15,81	4,53	1,49	21,83	16,74	-	-
	2	989	94,9	3,03	23,66	3,03	29,72	23,72	-	-
	3	1040	65,1	1,49	4,53	15,81	21,83	16,74	-	-
2	1	746	64,92	15,77	4,60	1,39	21,76	21,85	0,997	1,305
	2	798	96,35	3,02	24,02	3,02	30,06	30,32	1,011	1,278
	3	746	64,92	1,39	4,60	15,77	21,76	21,85	0,997	1,305
3	1	742	64,91	15,76	4,60	1,49	21,76	21,92	1,000	1,003
	2	801	96,37	3,02	24,03	3,02	30,07	30,27	1,000	0,998
	3	742	64,91	1,49	4,60	15,76	21,76	21,92	1,000	1,003

Примітки. 1. У табл. 2 прийнято такі позначки: $C_{z,i}$ – коефіцієнт жорсткості в основі i -го фундаменту; S_i – осідання, розраховані з використанням методики ДБН; S_i^* – осідання, розраховані за гіпотезою коефіцієнта жорсткості; пояснення символів k, i, N_i, S_{ij}, S_i подано в примітці до табл. 1; 2. У 10 стовпці наведено значення параметра ξ_i^k , у визначенні якого використано розраховані за методикою ДБН осідання; 3. У 11 стовпці наведено значення параметра ξ_i^k , у визначенні якого використано розраховані за методикою коефіцієнти жорсткості осідання.

Наведена в табл. 1 і 2 інформація (останній стовпець табл. 1 та два останні стовпці табл. 2) дали змогу сформулювати висновки.

1. У цьому конкретному випадку для достатньої збіжності процесу розрахунку достатньо трьох ітерацій.

2. Використання спрощеної формули (3) незалежно від способу визначення осідань (тобто за методикою ДБН або з використанням гіпотези коефіцієнта жорсткості) допомогло отримати практично ідентичні результати, що свідчить про ефективність наведеного в цій статті варіанта процесу ітерації.

У процесі аналізу та осмислення поданих вище результатів досліджень зіставлялися розбіжності між середніми осіданнями фундаментів рамної конструкції (рис. 3) і зусиллями в її елементах залежно від кількості ітерацій.

В оцінюванні збіжності процесу для визначення зусиль в елементах надфундаментної конструкції використано їх середні квадратичні відхилення, обчислені в i -й та $i+1$ -й ітераціях. Ці параметри були розраховані за такими формулами:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{N,i \dots i+1} &= \sqrt{\frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{N_{i+1} - N_i}{N_{i+1}} \right)^2} \cdot 100\%; \\ \sigma_{M,i \dots i+1} &= \sqrt{\frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{M_{i+1}} \right)^2} \cdot 100\%; \\ \sigma_{Q,i \dots i+1} &= \sqrt{\frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{Q_{i+1} - Q_i}{Q_{i+1}} \right)^2} \cdot 100\%. \end{aligned} \right\}, \quad (4)$$

де σ_N , σ_Q та σ_M – середні квадратичні відхилення між обчисленими під час i -ї та $i+1$ -ї ітерації зусиллями (відповідно, осьових, перерізуючих сил та згинальних моментів); n – кількість поперечних перерізів, в яких визначалися зусилля.

На рис. 4 наведено розраховані за формулою (3) відношення середніх осідань i -го фундаменту в k -му та $k-1$ -му наближеннях. У цьому разі середні квадратичні відхилення, обчислені за формулами (4), подано на рис. 5.

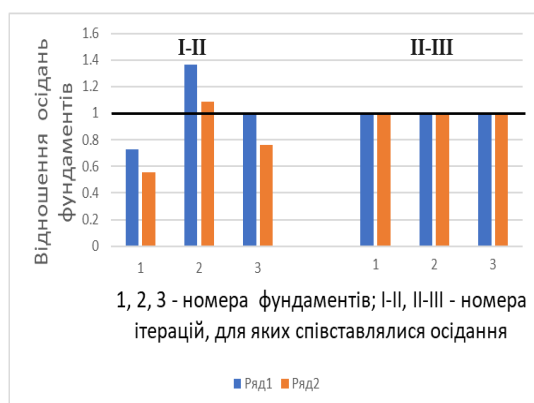


Рис. 4. Співвідношення між розрахованими в різних наближеннях осіданнями фундаментів (Примітки. 1. I-II – співвідношення осідань у 1-му та 2-му наближеннях; II-III – те саме в 2-му та 3-му наближеннях. 2. Ряд 1 – осідання, обчислені за методикою ДБН; ряд 2 – те саме з використанням моделі основи у вигляді коефіцієнта жорсткості.)

Графічні залежності на рис. 4 і 5 свідчать про те, що розраховані в другому й третьому наближеннях осідання фундаментів та зусилля в елементах конструкції практично збіга-

ються, що свідчить про добру збіжність процесу ітерації.

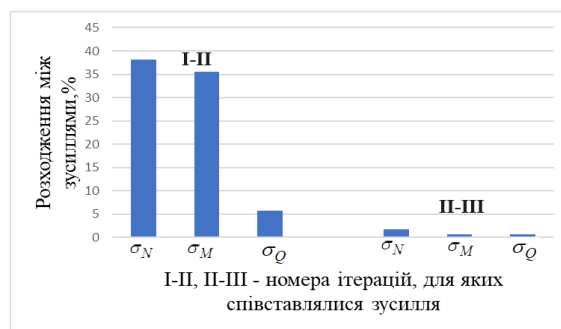


Рис. 5. Середні квадратичні відхилення між зусиллями в елементах конструкції

На другому етапі верифікації розглянуто осідання двох фундаментних плит двосекційного будинку, розташованих на відстані 400 мм одна від одної (рис. 6). Детально цей випадок описано в роботі [11].



Рис. 6. Секції житлового будинку, осідання яких визначались

Таблиця 3 – Секції № 1 та № 2. Властивості ґрунтових шарів, розташованих на розрахунковій вертикалі

Найменування ПГЕ	Вид ґрунту	Товщина ґрунтового шару h , м	Питома вага ґрунту часток γ_s , кН/м ³	Питома вага ґрунту γ , кН/м ³	Коефіцієнт пористості e , д.од.	Коефіцієнт Пуассона ν , д.од.	Модуль загальної деформації E , МПа
ПГЕ-1	Насипний	<u>1,60</u> 1,60	<u>-</u> -	<u>16,0</u> 16,0	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -
ПГЕ-2	Піски сірі	<u>6,40</u> 5,0	<u>26,09</u> 26,09	<u>18,88</u> 18,88	<u>0,63</u> 0,63	<u>0,30</u> 0,30	<u>9</u> 9
ПГЕ-3	Суглинки	<u>1,80</u> 0,47	<u>26,68</u> 26,68	<u>19,40</u> 19,40	<u>0,68</u> 0,68	<u>0,35</u> 0,35	<u>15</u> 15
ПГЕ-5а	Піски сірі	<u>1,00</u> 3,5	<u>20,15</u> 26,68	<u>19,22</u> 19,22	<u>0,54</u> 0,54	<u>0,30</u> 0,30	<u>38</u> 38
ПГЕ-8	Глини	<u>Необмеж.</u>	<u>26,74</u> 26,68	<u>16,74</u> 16,74	<u>1,06</u> 1,06	<u>0,40</u> 0,40	<u>13</u> 13

Таблиця 4 – Оцінка збіжності процесу ітерації

k	i	$C_{z,i}$, тонни/м ³	N_i , тонни	S_{ij} , мм		S_i , мм	S_i^* , мм	У визначенні ξ_{ij}^k використано показники стовпців:	
				$j=1$	$j=2$			7	8
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	1	200	11315	231	53	284	125	-	-
	2	200	11315	47	206	253	125	-	-
2	1	88	11315	231	53	284	284	0,99	0,99
	2	99	11315	47	206	253	253	0,99	1,00
3	1	88	11315	231	53	284	284	1,00	1,00
	2	99	11315	47	206	253	253	1,00	1,00

Примітка. Пояснення символів k , i , N_i , S_{ij} , S_i , S_i^* подано в примітці до табл. 1.

З наукового погляду цей випадок цікавий тим, що в процесі будівництва постійно змінювалося навантаження та, як наслідок, нижня границя стисненої товщі кожної із секцій. Крім того, має місце суперпозиція напружень в основі розташованих поряд одна з одною секцій. Властивості ґрунтових шарів основи подано в табл. 3, де в чисельнику – показники для першої, а в знаменнику – для другої секції будинку.

Взаємне розташування фундаментних плит у плані зображено на рис. 7. Глибина залягання основи фундаментів дорівнює 1,6 м від рівня денної поверхні

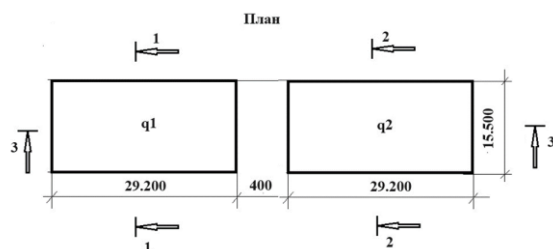


Рис. 7. Схема розташування фундаментів у плані

Графік прикладення до основи навантажень подано на рис. 8. Послідовність розрахунків наведено в табл. 4.

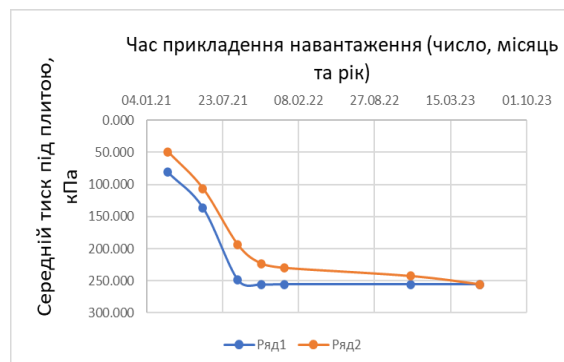


Рис. 8. Графік прикладення навантажень до основи

Інформація в табл. 4 свідчать про дуже швидку збіжність наведеного в роботі варіанта процесу ітерації (стовпці 9 і 10).

Нарешті, на рис. 9 зображено фактичні й розраховані з використанням процесу ітерації (рис. 2) осідання плитних фундаментів (рис. 6, 7, 8; табл. 3, 4 й робота [11]).

Аналіз поданих на рис. 9 кривих дав змогу сформулювати висновки.

1. Між розрахунковими та фактичними залежностями «осідання – час» має місце задовільна якісна відповідність

2. Для незначного часу спостереження має місце суттєва різниця між розрахунковими та експериментальними залежностями «осідання – час».

Ця різниця має чітку тенденцію до зниження за умови зростання навантаження на ґрунтову основу (кінцеве розрахункове середнє осідання секції № 1 відрізняється від фактичного на 5 %, а розрахункове середнє осідання секції № 2 – на 2 %).

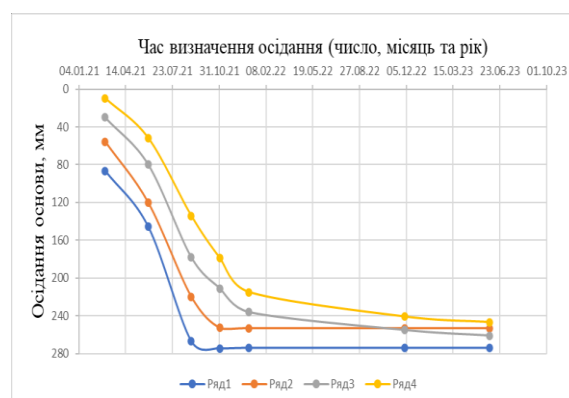


Рис. 9. Розрахункові (ряди 1 та 2) та фактичні (ряди 3 та 4) осідання основи (Примітки. 1. Ряди 1 та 3 – відповідно, розрахункове та фактичне середнє осідання основи секції № 1. 2. Ряди 2 та 4 – те саме секції № 2.)

Цей факт пояснюється тим, що на початковому етапі вимірювань осідання основи не реєструвалися (оскільки на фундаменти ще не було встановлено деформаційні марки).

Тому розглянуто зміни в часі теоретичних і фактичних залежностей різниці осідань першої та другої секцій будинку, бо тоді з розгляду автоматично вилючаються невідомі початкові осідання фундаментів (рис. 10).



Рис. 10. Різниця між осіданнями першого та другого відсіків. Ряд 1 — теорія; ряд 2 — експеримент (Примітка. Рис. 10 необхідно читати разом з рис. 9.)

Аналіз зображених на рис. 10 кривих дав змогу сформулювати висновок про їх дуже гарну якісну та кількісну відповідність (середнє квадратичне відхилення між фактичними і теоретичними кривими дорівнює 7 мм).

Висновки

Встановлено, що процес ітерації С. Клепікова разом з рекомендованою ДБН напівемпіричною методикою визначення середніх осідань може бути застосовано для встановлення напружено-деформованого стану розташованих поблизу одна одної споруд, авто- та залізничних насипів, комунікацій, будівельних конструкцій тощо.

Виявлено умови збіжності цього процесу для двох, трьох або більшої кількості фундаментів.

Під час верифікації підтверджено високу ефективність запропонованого процесу ітерації, що дає змогу рекомендувати його до впровадження в практику інженерних розрахунків конструкцій та споруд на ґрунтовій основі.

Література

- ДБН В.2.1-10-2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. Київ, 2018. 36 с.

- ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти будівель та споруд. Основні положення проектування. Київ, 2009. 78 с.
- ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти будівель та споруд. Основні положення проектування. Зміна № 1. Київ, 2009.
- Шаповал В. Г., Шаповал А. В., Морклянник Б. В., Андреев В. С. Варіаційні методи граничних елементів та сплайнів у контактних задачах: монографія. Львів: Міністерство освіти і науки України, Національний гірничий університет, 2016. 96 с.
- Барабаш М. С., Кір'язєв П. М., Лапенко О. І., Ромашкіна М. А. Основи комп'ютерного моделювання. Видавництво НАУ, 2019. 500 с.
- Табачников С. В. Апробація моделі ґрунтової основи зі «ступінчастою» стисливою товщею для розрахунку різноповерхових будівель у системі «основа — фундаменти — споруди». *Науковий вісник будівництва*. Харків: ХНУМГ, 2024. Вип. № 111. С. 122–134.
- Horvath J. S. Cut-and-Cover Tunnel Subgrade Modeling. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*. 1993. No. 1415. P. 22–31.
- Програмний комплекс ЛІРА-САПР. Приклади розрахунку і проектування. Електронне видання. LIRALAND Group, 2022. 635 с.
- Табачников С. В., Шаповал В. Г., Скобенко О. В. Вплив способу визначення коефіцієнту жорсткості основи на напружено — деформований стан системи «основа — фундамент (або фундаменти) — надфундаментні конструкції». *The 18th International scientific and practical conference "Science and society: tools of modern innovative development"* (May 06–09, 2025) Bilbao, Spain. International Science Group. 2025. P. 308–318.
- Шаповал В. Г., Табачников С. В., Скобенко О. В. Умови збіжності процесу ітерації при визначенні осідань розташованих поруч фундаментів. *The 21th International scientific and practical conference "Science, trends and realities: current trends and development"* (May 27–30, 2025) Krakow, Poland. International Science Group. 2025. P. 240–250.
- Табачников С. В., Шаповал В. Г., Скобенко О. В. Експериментальне дослідження взаємного впливу фундаментів 2-секційного 16-поверхового будинку одна на одну. *The 20th International scientific and practical conference "Innovative scientific research: latest theories, modern methods and practices"* (May 20–23, 2025) Seville, Spain. International Science Group. 2025. P. 402–411.

References

- DBN V.2.1-10-2018. Osnovy i fundamenti budivel' ta sporud. Osnovni polozhennya», Kyiv, 2018. 36 s.

2. DBN V.2.1-10-2009. Osnovy ta fundamenti budivel' ta sporud. Osnovni polozhennya proektuvannya, Kyiv, 2009. 78 s.
3. DBN V.2.1-10-2009. Osnovy ta fundamenti budivel' ta sporud. Osnovni polozhennya proektuvannya. Zmina № 1, Kyiv, 2009.
4. Shapoval V. H., Shapoval A. V., Morklyanyk B. V., Andryeyev V. S. Variatsiyni metody hranychnykh elementiv ta splayniv u kontaktnykh zadachakh: Monohrafiya. L'viv: Ministerstvo osvity i nauky Ukrainy, Natsional'nyy hirnychyy universytet, 2016. 96 s. ISBN 978-617-518-141-7
5. Barabash M. S., Kir'yazhev P. M., Lapenko O. I., Romashkina M. A. Osnovy komp'yuternoho modelyuvannya. Vydavnytstvo NAU, 2019. 500 s.
6. Tabachnikov S. V. Aprobatsiya modeli hruntovoyi osnovy zi "stupinchastoyu" styslyvoyi tovshcheyu dlya rozrakhunku riznopoверхovykh budivel' u systemi "osnova – fundamenti – sporudy". *Naukovyy visnyk budivnytstva*. Vyp. № 111. Kharkiv: KHNUMH, 2024. S. 122–134.
7. Horvath J. S. Cut-and-Cover Tunnel Subgrade Modeling. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*. 1993. No. 1415. P. 22–31.
8. Prohramnyy kompleks LIRA-SAPR. Pryklady rozrakhunku i proektuvannya. Elektronne vydannya. LIRALAND Group, 2022. 635 s.
9. Tabachnikov S. V., Shapoval V. H., Skobenko O. V. Vplyv sposobu vyznachennya koefitsiyentu zhorstkosti osnovy na napruzhenno – deformovanyy stan systemy "osnova – fundament (abo fundamenti) – nadfu-ndamentni konstruktsiyi". *The 18th International scientific and practical conference "Science and society: tools of modern innovative development"* (May 06–09, 2025) Bilbao, Spain. International Science Group. 2025, 308–318.
10. Shapoval V. H., Tabachnikov S. V., Skobenko O. V. Umovy zbizhnosti protsesu iteratsiyi pry vyznachenni osidan' roztashovanykh poruch fundamentiv. *The 21th International scientific and practical conference "Science, trends and realities: current trends and development"* (May 27–30, 2025) Krakow, Poland. International Science Group. 2025, 240–250.
11. Tabachnikov S. V., Shapoval V. H., Skobenko O. V. Eksperymental'ne doslidzhennya vzayemnoho vplyvu fundamentiv 2-sektsiynoho 16-poverkhovoho budynku odna na odnu. *The 20th International scientific and practical conference "Innovative scientific research: latest theories, modern methods and practices"* (May 20–23, 2025) Seville, Spain. International Science Group. 2025, 402–411.

Шаповал Володимир Григорович¹, доктор технічних наук, професор кафедри будівництва, геотехніки і геомеханіки,
shapvv27@gmail.com;

Табачников Сергій Володимирович², кандидат технічних наук, доцент кафедри геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва,
s.v.tabachnikov@ukr.net;

Скобенко Олександр Васильович¹, кандидат технічних наук, доцент кафедри будівництва, геотехніки і геомеханіки,
Skobenko.o.v@nmu.one;

Кулівар Вячеслав Вячеславович¹, доктор філософії, доцент кафедри будівництва, геотехніки і геомеханіки,
Kulivar.v.v@nmu.one

¹ Національний технічний університет «Дніпровська політехніка», 49005, Україна, м. Дніпро, проспект Дмитра Яворницького, 19

² Харківський національний університет міського господарства імені О. М. Бекетова, 61002, Україна, м. Харків, вул. Чорноглазівська, 17

Justification of the iterative process of S. Klepikov for the analysis of the interaction of foundations in the system "base – foundations – superfoundation structures"

Problem. Construction of houses, structures, and road embankments in conditions of dense urban development requires taking into account the mutual influence of settlements of the foundations of nearby houses and structures on the stress-strain state (hereinafter referred to as the SSS) of each other. The problem is that the settlements of foundations, taking into account their mutual influence, are determined using the scheme of joint calculation of the SSS of the system "base – foundations – buildings structures" (hereinafter referred to as BFBS) and boundary and finite element techniques, may differ significantly from those calculated using the methodology of Ukrainian state building codes (hereinafter referred to as DBN). At the same time, the "corner points" method recommended in DBN V.2.1-10-2018 and DBN V.2.1-10-2010 for determining foundation settlements, taking into account their mutual influence, can be used only when using a separate calculation scheme. In addition, the "corner point method" is incorrect (or completely impossible) with different depths of the footing of neighboring foundations. Therefore, there is a problem of jointly calculating the SSS of the BFBS system with the use of the methods recommended in DBN for determining foundation settlements. The research materials presented in this article are aimed at solving this problem. **Methodology.** Two models of BFBS were developed to conduct numerical analysis using the iteration process and the application of the finite element method technique. The first model is a flat frame on separate foundations, and the second is two slab foundations located next to each other. When performing calculations, real (first model) and actual (second model) characteristics of the underlying soils and materials from which the foundations and buildings. Also, to substantiate the convergence criterion of the iteration process, the method of mathematical induction

was applied. **Originality.** For the first time, it was possible to substantiate the conditions for the convergence of the iteration process when determining the SSS of the BFBS system for several buildings located on separate and (or) slab foundations. **Practical value.** The convergence criteria for the iteration process in determining the VAT of the BFBS system were obtained. This allowed us to solve the problem of determining the mutual influence of several neighboring foundations and structures located on each other's SSS, provided that the foundation settlements are determined using the DBN method, and the forces and deformations in the foundations and building structures are determined using the theory of elasticity.

Key words: energy-saving technologies, road panels, smart roads, road marking, alternative sources of electricity.

Shapoval Volodymyr¹, Doctor of Technical Sciences, Prof. of the Department of construction, geotechnics and geomechanics,

shapvv27@gmail.com;

Tabachnikov Serhii², Ph.D., Associate Professor Geotechnics, Underground Structures and Hydraulic Engineering,

s.v.tabachnikov@ukr.net;

Skobenko Oleksandr¹, Candidate of Technical Science, Associate Professor of the Department of construction, geotechnics and geomechanics, Skobenko.o.v@nmu.one;

Kulivar Viacheslav¹, Ph.D, Associate Professor of the Department of Construction, Geotechnics and Geomechanics,

Kulivar.v.v@nmu.one

¹Dnipro University of Technology, 49005, Ukraine, Dnipro, D. Yavornitskoho Ave, 19

²Kharkiv National University of Urban Economy named after O. M. Beketov, 61002, Ukraine, Kharkiv, str. Chornoglazovskaya, 17