

УДК 519.642:624.044:624.15

А. С. Моргун, д. т. н., проф.;

О. Е. Тимошенко, студ.

МОДЕЛЮВАННЯ ВЗАЄМОДІЇ БУРОНАБИВНИХ ПАЛІ З ГРУНТОМ З ВИКОРИСТАННЯМ МЕТОДУ ГРАНИЧНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Запропоновано методику розрахунку за числовим методом граничних елементів, широкоживаних сьогодні бурових палі за моделлю, що враховує нелінійну роботу ґрунту. Проведено порівняння з експериментальними даними.

Вступ

У зв'язку з розвитком будівництва споруд з великими зосередженими навантаженнями (на колону від 150 кН до 100 000 кН), а також із забудовою в малозручних і затиснених будівельних майданчиків спостерігається тенденція до збільшення обсягів використання буронабивних палі, які часто дозволяють найбільш просто і економічно розв'язати питання улаштування фундаментів без суттєвих динамічних впливів на наявні будівлі.

Особливістю сучасного фундаментобудування є зміщення центра ваги на буронабивні та буроін'єкційні палі, які є ефективнішими за забивні. Використання буронабивної технології дозволяє використовувати заглибленні на конкретну позначку палі.

Прогноз поведінки під навантаженням бурових палі має важливе практичне значення для спорудження і реконструкції будівель на складних ґрунтових умовах, особливо на просадкових ґрунтах (займають 70 % території України) в стиснених умовах забудови, при підсиленні фундаментів існуючих будівель, при глибинному ущільненні просадкових і насипних ґрунтів, при необхідності передачі на фундамент значних горизонтальних навантажень (внаслідок більшого діаметра бурові палі працюють краще забивних на горизонтальні впливи). Розв'язуючи питання вибору типу пальового фундаменту, будівельник має враховувати всі об'єктивні фактори: геологічну будову основи, схему і величину навантаження, можливості будівельної індустрії, кошторисну вартість фундаментів та терміни їх спорудження. Буронабивні палі вперше були запропоновані в ІХХ столітті А. Є. Страусом. Запропонований ним принцип виготовлення таких палі тепер розвинений світовою практикою фундаментобудування. Діаметр ствола сучасних бурових палі складає від 10 до 200 см, а уширення — від 150 до 350 см. Глибина закладання нижніх кінців палі при значних потужностях слабких чи просадкових ґрунтів сягає 40..50 м. Натурні дослідження бурових палі показують наявність великого запасу їх несучої спроможності, такі палі можуть сприймати навантаження від 2 000 до 20 000 кН.

Постановка задачі, визначальні співвідношення

Для широкого впровадження бурових палі в практику фундаментобудування необхідні дослідження по удосконаленню методів їх розрахунку.

Розрахункові принципи і формули визначення несучої спроможності буронабивних палі регламентуються діючими нормативними документами, в ряді випадків за регіональними рекомендаціями. В їх основі — положення, встановленні для забивних палі з підвищеними величинами перехідних коефіцієнтів умов роботи до величини нормативного опору ґрунту по боковій поверхні палі. Нормативні значення опору ґрунту R і f для бурових палі за регіональними документами в середньому в 1,5 рази вище, ніж за СНиП [3]. Розходження нормативного опору в діючих нормативних документах пояснюється перш за все, різним підходом до визначення несучої спроможності палі за результатами їх досліджень. В СНиП [3] допустимий опір палі визначається в залежності від допустимих осідань будівлі. При цьому для переходу від величини гранично допустимої для споруд величини осідання палі (в середньому 10 см) до величини осідання, отриманої у статичних дослідженнях, рекомендується використовувати коефіцієнт ξ . За відсутності дослідних даних допускається приймати $\xi = 0,1$. В просадкових ґрунтах норми реко-

мендують величину граничного опору приймати при $S = 30$ мм, тобто $\xi = 0,3$. При обробці результатів графіку «осідання-навантаження», в більшості випадків нормативний опір паль приймається при $S = 20$ мм, тобто $\xi = 0,2$. Існує рекомендація цю ж величину приймати за навантаженням, коли різко збільшується осідання, а допустиме осідання обмежити 60—80 мм. У зв'язку з таким розкидом, при визначенні несучої спроможності паль за результатами їх досліджень, викликають інтерес зарубіжні дані з цього питання, що наведені в таблиці 1 [1].

Таблиця 1

Країни	Рекомендації з визначення граничної величини опору буронабивної палі за графіком «осідання-навантаження», отриманим у дослідженнях
Чехія	Осідання — 15—20 мм. Різкий перелом графіка;
Швеція	Осідання рівне 0,1 діаметра палі. Напруження $\sigma = 5$ МПа;
Німеччина, Бельгія	$S = 20$ см;
Індія	Різкий згин на графіку;
Австрія	$S = 25$ мм; осідання, рівне допустимій різниці осадок для споруди;
США: Бостон Каліфорнія Лос-Анджелес	$S = 13$ мм; $S = 0,25$ мм на 1 т навантаження; межа пропорційності;
Японія	Точка перелому графіка при осіданні ≥ 6 —9 мм

Аналізуючи всі пропозиції, можна зробити висновок, що рекомендації СНиП [3] є найприйнятнішими. Вони виходять із прогресивного принципу, що враховує осідання споруди, достатньо універсальні і дозволяють диференційовано підходити до призначень несучої спроможності з урахуванням досвіду будівництва.

Для точнішого визначення несучої спроможності можна враховувати перелом кривої «осідання-навантаження», зафіксований в межах осадок паль $\xi = 0,1$ до $\xi = 0,15$ від допустимого осідання. Практично нормативний опір можна приймати при осіданнях $\xi = 0,25$ від гранично допустимого.

Найбільш перспективними методами визначення несучої спроможності є зондування і дослідження моделей паль безпосередньо на будівельному майданчику. При зондуванні використовується той фактор, що опір, який здійснює ґрунт в процесі заглиблення палі, може слугувати показником майбутньої несучої спроможності палі уже при дії статичного навантаження. Цей метод базується на виявленні залежностей несучої спроможності паль від їх опору заглибленню (зондуванню). По своїй практичності і простоті, такий метод оцінки несучої спроможності палі використовується ширше, ніж інші методи. При зондуванні виникає питання інтерпретації отриманих з його допомогою результатів. Статистичне опрацювання результатів паралельних досліджень забивних паль статичним навантаженням і моделей паль статичним зондуванням дає можливість отримати перехідні коефіцієнти від опору ґрунту під конусом зонда до опору під нижнім кінцем палі і від опору ґрунту по боковій поверхні зонду до опору по боковій поверхні палі.

З метою отримання оптимального вибору виду паль для конкретних ґрунтових умов в таблиці 2 проведено порівняння розрахункових значень несучих спроможностей забивних та буроін'єкційних паль за характеристиками ґрунтів згідно з формулами СНиП [3] та за даними статичного зондування в однакових ґрунтових умовах. Накопичення подібних порівнянь дозволяє уточнити методіку їх розрахунку та підняти до рівня нормативного документу. До глибини 5,3 м геологічну ситуацію основи характеризував суглинок туго пластичний бурий, нижче — суглинок напівтвердий запискований. Результати розрахунків свідчать про підвищену несучу спроможність бурових паль.

Базу розрахунків за нормативними документами по допустимих осіданнях для фундаментних конструкцій дав М. М. Герсіванов (теорію лінійно деформованого середовища). Соколовським В. В. в 40-х роках розвинута статистика сипучих середовищ.

Таблиця 2

Марка палі	Забивні палі									
	за характеристиками ґрунту						за результатами статичного зондування			
	Величина заглиблення палі, м	Площа поперечного перерізу палі, A , м ²	Розрахунковий опір ґрунту під вістрям, R , кН/м ²	Несуча спроможність по вістрі, $R_{вістрі} = R \cdot A$, кН	Несуча спроможність по боковій поверхні, $R_{бп} = Hf_{п}$, кН	Несуча спроможність палі за характеристиками ґрунту	Граничний опір ґрунту під нижнім кінцем палі, R_s , кН/м ²	Середнє значення граничного опору ґрунту по боковій поверхні f , кН	Периметр поперечного перерізу u , м	Несуча спроможність палі за результатами статичного зондування, $F_s = RA + uHf$, кН,
1	6,35	0,123	3602,5	443,1	81,57	524,7	6402	19,9	1,4	964,4
2	6,4	0,123	3610	444	92,21	536,2	5791,5	19,9	1,4	740,2
3	6,6	0,123	3640	447,7	100	547,7	4347	24,6	1,4	762
4	6,62	0,123	3643	448,1	101,6	549,7	5984,6	24,6	1,4	965
5	6,8	0,123	3670	451,4	101,1	552,5	4410	24,9	1,4	779,5
6	6,9	0,123	3685	453,3	101,5	554,8	5890,5	24,9	1,4	965,1

Та практика будівництва заставляє шукати нові, оптимальніші моделі ґрунту, які враховують його нелінійну роботу. Одним із напрямків науково-технічного прогресу в фундаментобудуванні є широке використання ЕОМ для виконання розрахунків. З цією метою за числовим методом граничних елементів (МГЕ) проведено моделювання напружено-деформованого стану (НДС) буронабивних палей діаметром 40 см (рис. 2) та 50 см (рис. 3) при довжині палі 7 м. Напластування основи будівельного майданчику.

До глибини 5,3 м геологічну ситуацію основи характеризують суглинок тугопластичний, пісок щільний, тверда глина [2]. Точність математичних моделей що використовується в розрахунках основ і ґрунтових споруд і описують механічну поведінку ґрунтів залежить від найсуттєвіших особливостей деформування ґрунтів.

Таблиця 3

Марка палі	Буроін'єкційні палі								
	за характеристиками ґрунту					за результатами статичного зондування			
	Площа поперечного перерізу палі, A , м ²	Несуча спроможність по вістрі, $R_{вістрі} = RA$, кН	$\Sigma \gamma_{сф} \cdot Hf$, кН/м	Несуча спроможність по боковій поверхні $F = \gamma_{сф} \cdot R \cdot A + u \cdot \Sigma \gamma_{сф} \cdot H \cdot H$	Несуча спроможність буроін'єкційної палі по характеристиках ґрунту, кН	Граничний опір ґрунту під нижнім кінцем палі, R_s , кН/м ²	Середнє значення граничного опору ґрунту по боковій поверхні f , кН	Периметр поперечного перерізу u , м	Граничний несучий опір буроін'єкційної палі по результатам статичного зондування, т, $F = RA + uHf$, кН
1	0,14	504,4	49,8	127,7	632,1	6402	19,9	1,32	1063,1
2	0,14	505,4	56,7	137,1	642,5	5791,5	19,9	1,32	978,6
3	0,14	509,6	61,9	144,4	654,0	4347	24,6	1,32	822,9
4	0,14	510	62,8	145,6	655,6	5984,6	24,6	1,32	1053,7
5	0,14	513,8	62,4	145,6	659,4	4410	24,9	1,32	840,9
6	0,14	515,9	62,6	146,3	662,2	5880,5	24,9	1,32	1051,5

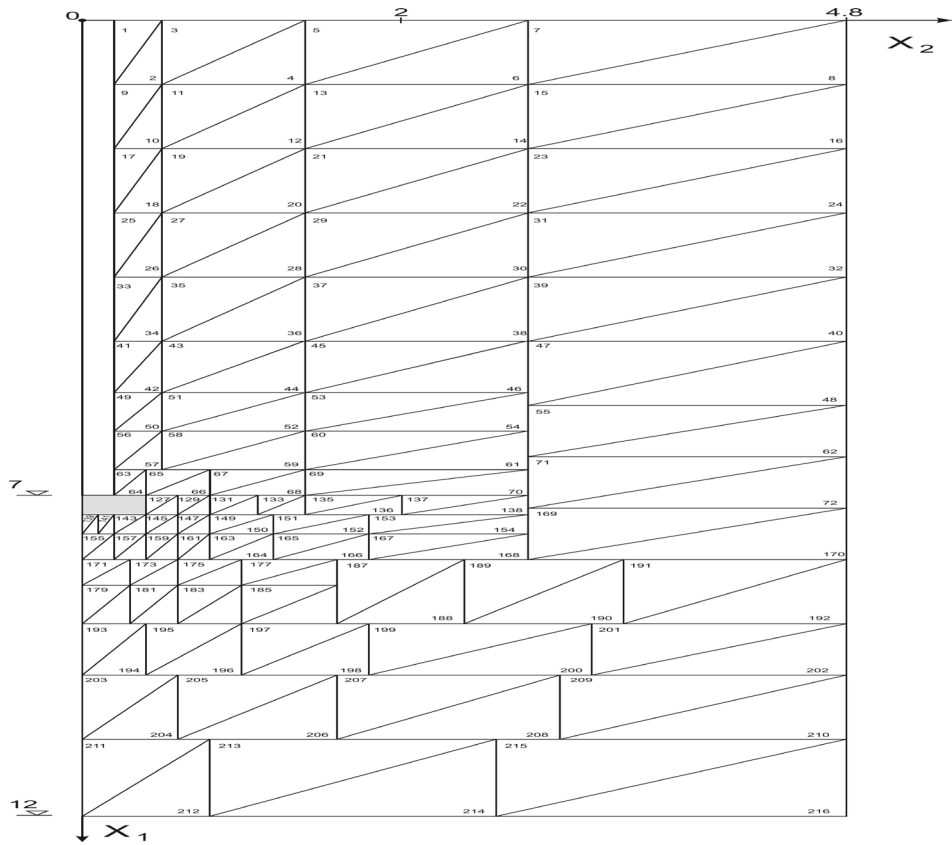


Рис. 1. Дискретизація наволопального простору

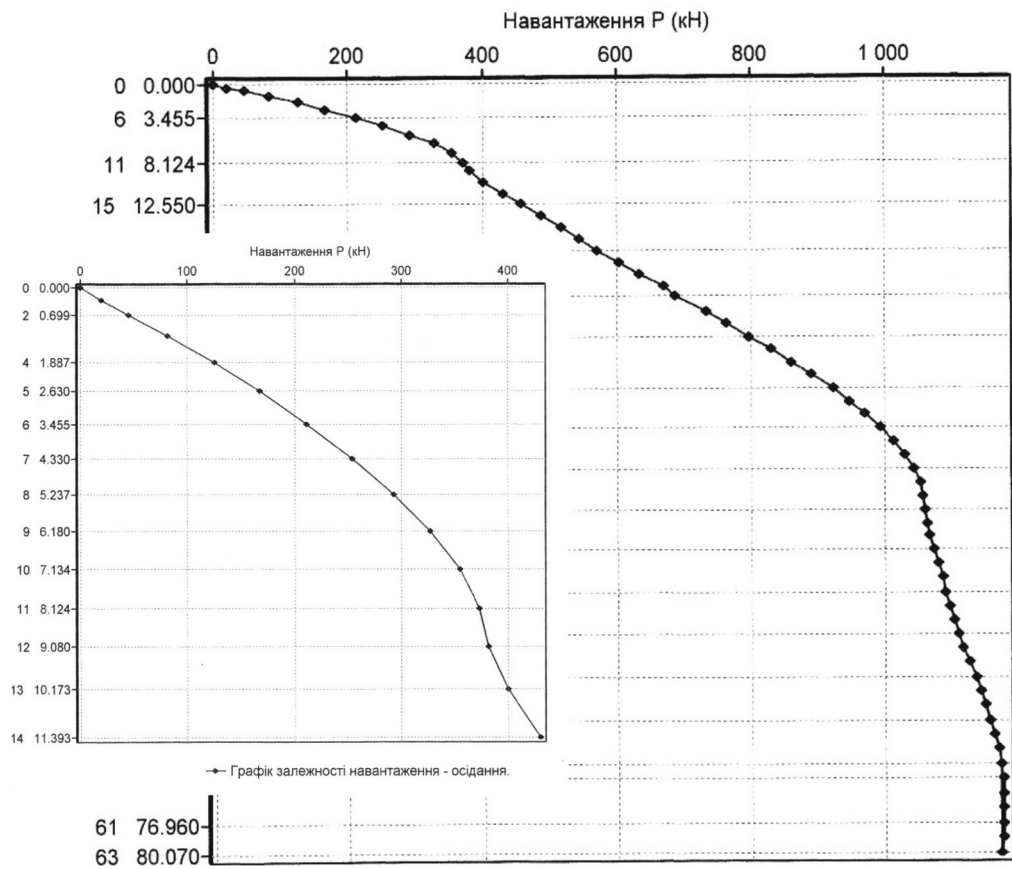


Рис. 2. Графік залежності «навантаження-осідання» для буронабивної палі

діаметром 40 см, довжиною 7 м

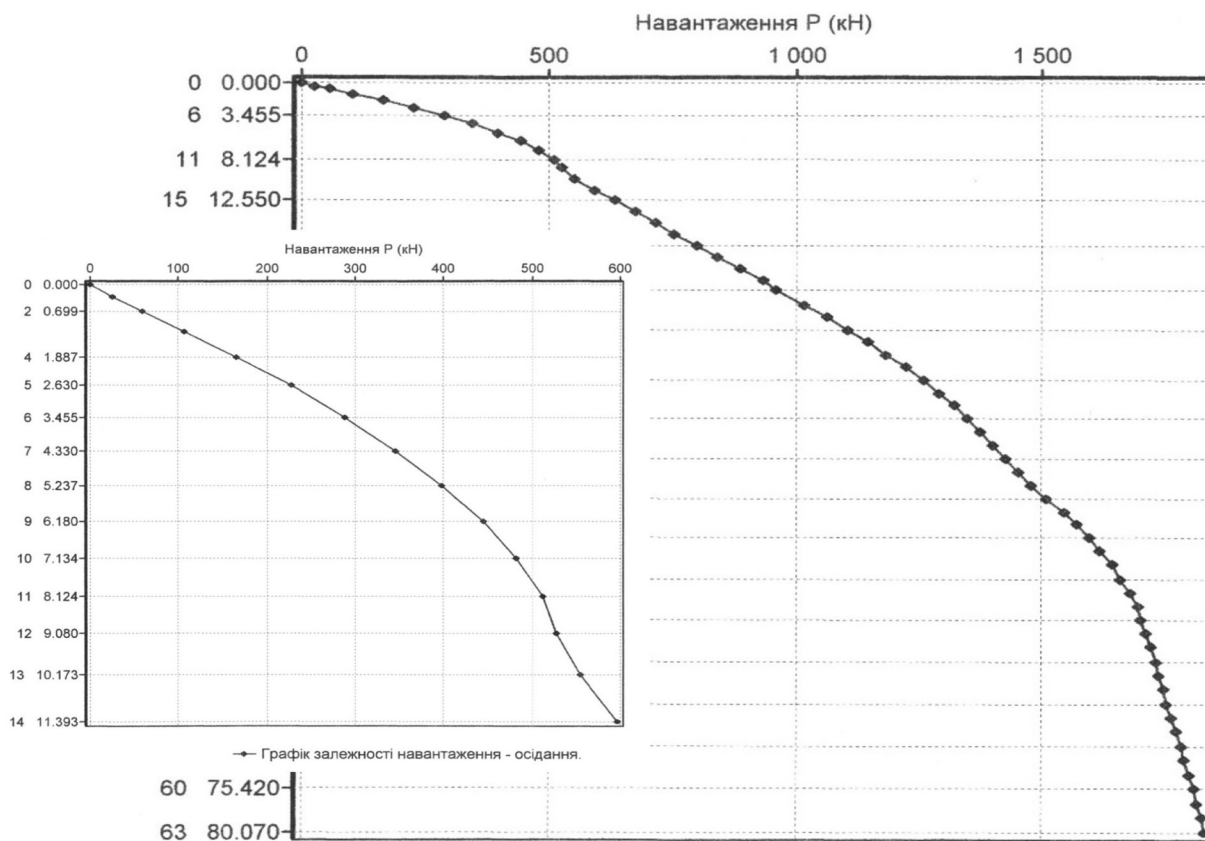


Рис. 3. Графік залежності «навантаження-осідання» для буронабивної палі діаметром 50 см, довжиною 7 м

На сьогоднішній день для описання нелінійного деформування ґрунтів перевага надається моделі пружнопластичного середовища в рамках теорії пластичної течії

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{dF}{d\sigma_{ij}}, \quad (1)$$

де F — пластичний потенціал, σ_{ij} — тензор напружень, $d\lambda$ — скаляр простого навантаження.

Головною задачею є знаходження умови текучості і відповідної поверхні навантаження при досягненні якої виникають пластичні деформації. В роботі використано варіант неасоційованої пластичної течії для дилатувальної моделі ґрунтової основи.

Прийнято, що площадка текучості співпадає з октаедричною (площадкою мобілізації дотичних напружень), а умова текучості пов'язує $\sigma_m - T$

$$f = \tau + \sigma_m \operatorname{tg} \psi - \tau_s, \text{ якщо } \sigma_m \leq P_0; \quad (2)$$

$$f = \tau + \sigma_m \operatorname{tg} \psi, \text{ якщо } \sigma_m \geq P_0. \quad (3)$$

Неасоційований закон пластичної течії доповнювався дилатансійним співвідношенням В. М. Ніколаєвського, І. П. Бойка

$$d\varepsilon_{ij}^p = \lambda(\chi) d\gamma^p, \quad (4)$$

де $d\gamma^p$ — скалярний еквівалент приросту зсувної пластичної деформації на октаедричній площині.

В алгоритмі використовується метод початкових деформацій, МГЕ. У кроковому методі навантаження визначалися прирости пружних напружень $\Delta\sigma$ в кожному елементі. Значення $\Delta\sigma$ додавались до отриманих напружень на попередньому кроці та обчислювались сумарні напруження, вектор яких порівнювався з границями поверхні текучості. Коли діючі напруження не виходили за

межі поверхні текучості, деформації ґрунту вважались пружними. Коли вектор σ був за межею поверхні текучості, деформації ґрунту визначались за законом пластичної течії.

Висновки

1. Аналіз графіка «осідання-навантаження» показує, що з малими навантаженнями спостерігається практично лінійна закономірність. Зі збільшенням величини навантаження залежність набуває нелінійності, внаслідок значного розвитку зон пластичної деформації в основі паль.

2. Результати числового моделювання процесу деформування пружно-пластичної основи будівельних паль за запропонованою методикою відповідають загальноприйнятим уявленням та даним експериментальних досліджень. Експериментальна величина несучої спроможності буронабивних паль діаметром 40 і 50 см склала, відповідно 380 і 520 кН [2]. Прогноз за МГЕ — 390 і 510 кН, відповідно (див. рис. 2, 3).

3. Зі збільшенням діаметра бурових паль їх несуча спроможність на вертикальні і горизонтальні навантаження зростає. З точки зору величини несучої спроможності можна говорити про абсолютну перевагу паль великих діаметрів.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Бахолдин В. В. Совершенствование норм проектирования буронабивных свай / В. В. Бахолдин, В. Н. Мамонов // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 1972 — № 6. — С. 21—23.
2. Мангушев Р. А. Плитно-свайный фундамент для здания повышенной этажности / А. В. Игошин, Н. В. Ощурков, А. Б. Фадеев // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 2008. — № 1. — С. 15—19.
3. Основания зданий и сооружений: СНиП 2.02.01-83. — М. : 1985 — 41 с.

Рекомендована кафедрою промислового та цивільного будівництва

Надійшла до редакції 9.02.09
Рекомендована до друку 24.11.09

Моргун Алла Серафимівна — завідувач кафедри промислового та цивільного будівництва, *Тимошенко Олексій Едуардович* — студент Інституту магістратури, аспірантури та докторантури.

Вінницький національний технічний університет