

Моделювання взаємодії палі з ґрунтовим середовищем з використанням нелінійної математичної моделі з модифікованим критерієм міцності Кулона-Мора

Олександр ГАВРИЛЮК¹, Остап КАШОЇДА², Вероніка ЖУК³

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037,

¹gavryliuk.ov@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0001-7252-0679

²o.o.kashoida@gmail.com, orcid.org/0000-0002-9234-4489

³zhuk.vv@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-1114-3192

DOI: 10.32347/0475-1132.49.2024.43-54

Анотація. Випробування ґрунту палями дозволяють визначити несучу здатність палі по ґрунту максимально точно. Вони мають проводитися завчасно, до влаштування конструкцій фундаментів - за їх результатами приймають рішення про необхідність внесення коректив. Однак статичні випробування зазвичай потребують значних витрат часу, що обумовлено їх технологією виконання. Основний недолік статичних випробувань натурної палі – вони є найдорожчим методом, але при цьому таким, що дає можливість найточніше відтворити умови роботи палі, а саме, навантаження на палю від надфундаментних конструкцій будівлі або споруди.

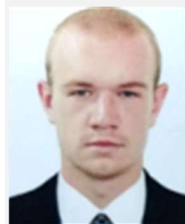
Розрахункове значення, отримане за інженерними розрахунками, надає можливість тільки попередньої і наближеної оцінки несучої здатності палі по ґрунту. Ця методика є найпростішою, але в той же час і найменш точною.

Числове моделювання дозволяє наблизити результати статичного випробування дослідної палі до результатів моделювання за умови ідентифікації параметрів ґрунтового середовища для обраної математичної моделі.

В дослідженні для числового моделювання експерименту, а саме, комп'ютерної симуляції випробування натурної палі статичним вдавлюючим навантаженням, було використано програмний комплекс «Midas GTS NX» із застосуванням об'ємних скінченних елементів, що моделюють ґрунтове середовище та стовбур палі. Для опису закономірностей поведінки ґрунту під навантаженням було використано нелінійний закон деформування ґрунтового середовища з модифікованим критерієм міцності Кулона-Мора. Ця модель поєднує нелінійні пружні



Олександр ГАВРИЛЮК
асистент кафедри геотехніки



Остап КАШОЇДА
доцент кафедри геотехніки
PhD



Вероніка ЖУК
доцент кафедри геотехніки
к.т.н., доц.

і пружно-пластичні моделі.

В роботі досліджено характер формування напружено-деформованого стану ґрунтового масиву під п'ятою палі та вздовж бічної поверхні палі на всіх етапах навантаження під час реалізації комп'ютерної симуляції натурального випробування палі. Виявлено фази роботи палі переважно по бічній поверхні та включення складової несучої здатності під п'ятою палі. Зафіксовано формування зон-концентраторів вертикальних напружень в ґрунтовому масиві під п'ятою палі. Встановлено характер передачі навантаження на ґрунт через бічну поверхню палі

за даними розподілу поздовжніх зусиль в стовбурі палі.

Ключові слова. Паля, числове моделювання, напружено-деформований стан, ґрунтове середовище, Midas GTS NX, модифікована модель Кулона-Мора.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Експериментальні випробування дослідних палей дають можливість отримати найбільш достовірну інформацію про закономірності роботи палі в ґрунті, проте основним недоліком таких методик є трудомісткість та вартість реалізації. Тому було здійснено спробу ідентифікувати параметри ґрунтового середовища для можливості подальшого визначення несучої здатності палі за даними числового моделювання. Для цього було реалізовано комп'ютерну симуляцію випробування натурної палі статичним вдавлюючим навантаженням у програмному комплексі «Midas GTS NX» з використанням об'ємних скінченних елементів, що моделюють ґрунтове середовище та палю. В якості еталону було обрано результати натурних випробувань палей.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Визначенням несучої здатності бурових палей, що були отримані за різними методами, із дослідженням впливу відповідних факторів на результати розрахунків займалися Бойко І.П., Березанцев В.Г., Бартоломей А.А. та інші вчені.

МЕТА РОБОТИ

Здійснити імітаційне моделювання статичного випробування натурної палі в піщаних ґрунтах. Дослідити роботу палі в нелінійному ґрунтовому середовищі в умовах вдавлюючого навантаження.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

1) Несуча здатність палі за даними натурного експерименту (статичне випробування ґрунту палями).

В геологічній будові майданчика до

розвіданої глибини 40 м, приймають участь: з поверхні території – сучасні насипні відклади, алювіально-озерні та алювіальні відклади, які підстеляються бучакським та канівським пісками. На дослідному майданчику було виконано статичне випробування натурних палей діаметром 620 мм довжиною 23 м. Несучим шаром бурюін'єкційних палей є ПЕ-15 (пісок дрібний) (рис.1). Навантаження на дослідні палі було доведено до $p=2827,4$ кН для БП-1 та до $p=2513,3$ кН для БП-2, при цьому їх осідання складало відповідно 28,77 мм та 32,41 мм.

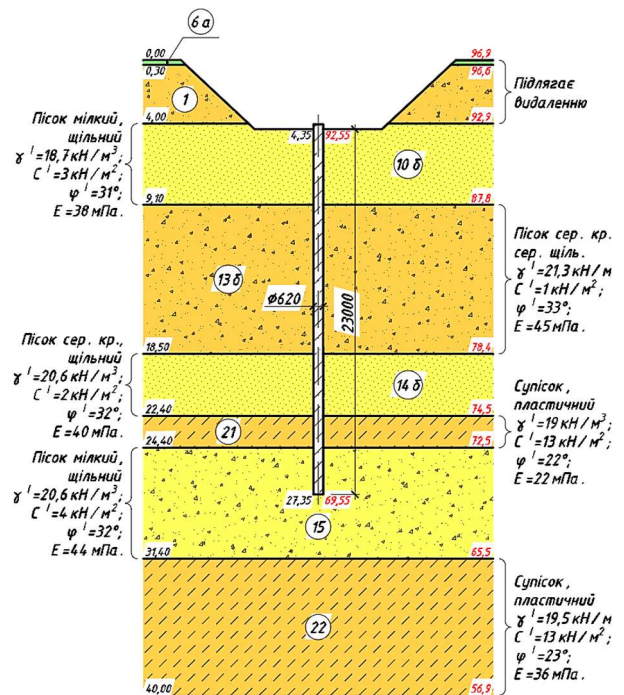


Рис.1. Посадка палі на геологію.
Fig.1. Placing a pile on the geology.

Згідно діючих норм несуча здатність палей F_d за результатами натурних випробувань була визначена за даними статичного випробування за формулою (1) згідно величині навантаження $F_{u,n}$, що відповідає осіданню S , яке було визначено за формулою (2).

$$F_d = \frac{\gamma_c \cdot F_{u,n}}{\gamma_g} \quad (1)$$

де: γ_c - коефіцієнт умов роботи при вдавлювальних і горизонтальних навантаженнях; γ_g - коефіцієнт надійності по ґрунту; $F_{u,n}$ - нормативне значення граничного опору палі, яке приймають рівним окремому значенню граничного опору палі $F_{i,}$, як

навантаження, під впливом якого дослідна паля отримала осідання S , яке визначають за формулою (2).

$$S = \zeta S_{u,mt} \quad (2)$$

де: $S_{u,mt}$ - граничне значення середнього осідання фундаменту будинку; ζ - коефіцієнт переходу від значення $S_{u,mt}$ до величини осідання палі, що отримано при статичних випробуваннях з умовною стабілізацією осідання палі.

Для граничного значення середнього осідання фундаменту будинку $S_{u,mt}=15$ см відповідно величина осідання буде: $S=0.2 \cdot 150=30$ (мм).

Відповідно, нормативне значення граничного опору дослідних паль складало: $F_{u,n} = 2827.4$ кН (для БП-1) і $F_{u,n} = 2443.3$ кН (для БП-2). Тоді несуча здатність паль (1) буде:

$$F_d = 2827.4 \text{ кН (для БП-1);}$$

$$F_d = 2443.3 \text{ кН (для БП-2).}$$

2) Інженерний розрахунок несучої здатності палі по ґрунту.

Для попередньої оцінки величини несучої здатності палі по ґрунту було виконано розрахунок аналітичним способом за формулою (3). Несуча здатність була визначена для буроін'єкційної палі діаметром 620 мм довжиною 23 м.

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{CR} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i \right) \quad (3)$$

де: γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті; γ_{CR} - коеф. умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі; R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, що визначається за формулою (4) за умови спірання бурової на піщаний ґрунт; u - зовнішній периметр поперечного перерізу палі; A - площа спірання палі на ґрунт; f_i - розрахунковий опір ґрунту на бічній поверхні палі в межах i -го шару ґрунту; γ_{cf} - коеф. умов роботи ґрунту по боковій поверхні палі; h_i - товщина i -го шару ґрунту, дотичного з бічною поверхнею палі.

$$R = k_c \alpha_4 (\alpha_1 \gamma'_1 d + \alpha_2 \alpha_3 \gamma_1 h) \quad (4)$$

де: k_c - коефіцієнт, що приймають 1,0 при

збереженні ґрунтового ядра в основі палі; $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ - безрозмірні коефіцієнти, що приймають залежно від розрахункового значення кута внутрішнього тертя ґрунту основи; γ'_1 - розрахункове значення питомої ваги ґрунту в основі палі; γ_1 - усереднене по шарах розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, розташованих вище нижнього кінця палі; d - діаметр палі; h - глибина закладання нижнього кінця палі.

Таким чином, для буроін'єкційної палі діаметром 620 мм довжиною 23 м розрахунковий опір під п'ятою палі склав $R=5468$ кПа, а несуча здатність під низом палі та по її бічній поверхні - $F_{dR}=1650$ кН і $F_{df}=2263$ кН відповідно. Тоді очікувана несуча здатність буроін'єкційної палі по ґрунту складала $F_d=3913,10$ кН.

3) Числове моделювання експериментальних даних випробування.

Засобами ПК «Midas GTS NX» було реалізовано комп'ютерну симуляцію натурних випробувань паль статичним вдавлюючим навантаженням (рис. 2). При цьому було застосовано об'ємні скінчені елементи для моделювання ґрунтового масиву та стовбура палі.

Для опису закономірностей поведінки ґрунту під навантаженням було використано нелінійний закон деформування ґрунтового середовища з модифікованим критерієм міцності Кулона-Мора. Ця модель поєднує нелінійні пружні і пружно-пластичні моделі, що орієнтовані для характеризувати поведінки піщаних і пилуватих ґрунтів. Модель дозволяє задавати різні модулі пружності для етапів навантаження та розвантаження.

Геологічні умови майданчика було задано у відповідності з матеріалами інженерно-геологічних вишукувань. Ґрунтовий масив моделювався об'ємними тривимірними скінченими елементами (SE). Розміри "вирізаної" частини ґрунтового масиву та щільність сітки скінчених елементів підбирались дослідним шляхом таким чином, щоб мінімізувати вплив від зміни цих факторів на результат розрахунків та при цьому найбільш точно врахувати особливості взаємодії палі з навколишнім ґрунтом. Було прийнято

розмір блоку ґрунту 14 м × 14 м × 36 м зі змінною тріангуляцією, що поступово укрупнюється з віддаленням від стовбура палі (крок тріангуляція зростає від 0,1 м навколо палі до 1,6 м для крайових зон ґрунтового масиву).

Постановки задач враховували стадійність прикладання навантаження на палю

під час комп'ютерної симуляції натурального випробування палі статичним навантаженням. Для коректного накопичення напружено-деформованого стану ґрунтового середовища було враховано еволюцію навантажень на ґрунт та етапність реалізації випробування палі. Нелінійні розрахунки виконувалися із застосуванням крокового

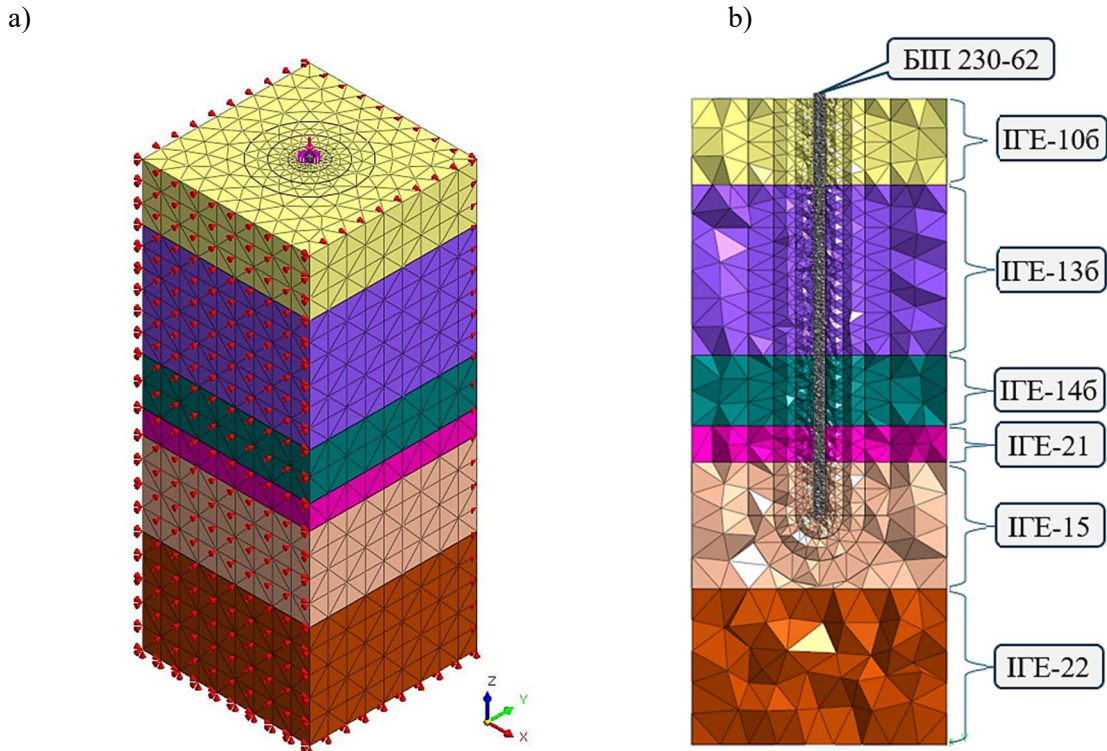


Рис.2. Скінчено-елементна модель для числового моделювання засобами ПК «Midas GTS NX» роботи палі в ґрунті: *a* – прямокутна ізометрія; *b* – розріз.

Fig.2. Finite element model for numerical simulation using the PC "Midas GTS NX" of pile work in soil: *a* - rectangular isometry; *b* - section.

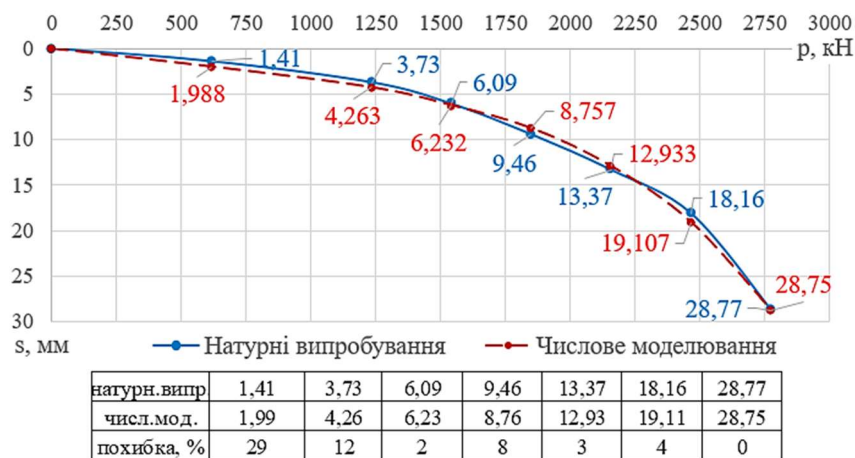


Рис.3. Графік $S = f(p)$ за даними натурних випробувань палі та результатами числового моделювання випробування.

Fig.3. Graph $S=f(p)$ based on field pile testing data and numerical simulation test results.

методу при відносно малих приростах навантаження – для кожної ступені навантаження на палю було застосовано 20 кроків

Внаслідок ідентифікації параметрів моделі ґрунтового середовища, було досягнуто достатньої збіжності результатів числового моделювання із даними натурних випробувань палі на майданчику – відхилення значень вертикальних переміщень палі внаслідок прикладеної відповідної ступені навантаження не перевищувала 1 мм, що для різних етапів навантаження складало від 3...5% до 10...30% (рис 3).

4) Аналіз результатів визначення несучої здатності палі по ґрунту.

Аналіз різних методик визначення несучої здатності палі по ґрунту (рис. 3). показав, що числове моделювання з використанням ідентифікованих параметрів ґрунтового середовища для модифікованої моделі Кулона-Мора дозволяє спрогнозувати значення несучої здатності палі по ґрунту із достатньо високою точністю, порівняно із аналітичним способом розрахунку F_d за формулою (3).

Порівняння результатів визначення несучої здатності палі $\varnothing 620$ мм $L=23$ м за різними методиками виявило, що похибка для величини F_d за даними комп’ютерної симуляції не перевищує 5% в порівнянні із даними натурних випробувань палі статичним вдавлюючим навантаженням (рис. 4). В той

же час для заданих ґрунтових умов і геометричних параметрів палі аналітична методика дала завищений на 40% результат розрахунку F_d .

5) Дослідження характеру роботи палі в ґрунтовому середовищі за даними комп’ютерної симуляції.

На рис. 5 наведено напружено-деформований стан стовбура палі, отриманий за результатами числового моделювання випробування палі $\varnothing 620$ мм $L=23$ м статичним вдавлюючим навантаженням. Несучим шаром палі є ІГЕ-15 (пісок дрібний щільний, $E=44$ МПа). Результати наведено для ступені навантаження $N_7=2800$ кН.

Осідання оголовка палі склало 28,4 мм (рис.5-а), при цьому очікуване за даними числового моделювання вертикальне переміщення п’яти палі складає 22,3 мм. Зафіксовано різницю осідання оголовка та п’яти палі в межах 6 мм. Тоді відносні деформації стовбура палі стиску склали $\epsilon_{c1} = 0,00027$ що не перевищує величини граничної відносної деформації бетону при стиску $\epsilon_{cu} = 0,00344$.

Епюра поздовжніх зусиль (рис. 5-б) ілюструє зниження величини стискаючих зусиль з $N=2773$ кН в оголовку палі до $N = 868$ кН на рівні п’яти палі, що свідчить про передачу навантаження на ґрунт через бічну поверхню палі. Для заданих ґрунтових умов і геометричних параметрів палі через бічну поверхню палі за даними числового



методика визначення	F_d , кН (похибка, %)	N , кН (похибка, %)
натурні випробування	2827 (-)	2356 (-)
аналітичний розрахунок	3913 (+40%)	2795 (+20%)
числове моделювання	2773 (-2%)	1981 (-15%)

Рис.4. Несуча здатність палі по ґрунту F_d та розрахункове навантаження на палю N за різними методиками розрахунку.

Fig.4. Bearing capacity of a pile F_d and design load on the pile N according to different calculation methods.

моделювання передається на ґрунт до 70% від загального вдавлюючого навантаження на палю (рис. 6). За аналітичними розрахунками несучої здатності F_d за формулою (3) для заданих геометричних параметрів палі та ґрунтових умов складові несучої здатності палі по ґрунту мають наступний розподіл:

- по бічній поверхні очікувана несуча здатність складає $F_{df} = 2263$ кН, що відповідає 60% від загальної величини F_d ;
 - несуча здатність під вістрям палі складає $F_{dR} = 1650$ кН, що відповідає 40% від F_d .
- За результатами числового моделювання можна відслідкувати еволюцію формування

ядра ущільненого ґрунту під низом палі.

На рис. 7 зображено вертикальні переміщення в ґрунтовому масиві в зоні нижньої частини палі. До 5-ї ступені навантаження на палю включно, приріст деформації під низом палі знаходився в межах 1...2 мм. Починаючи з 6-ї ступені ($N_6=2500$ кН) спостерігається принципова зміна характеру поведінки ґрунту під вдавлюючим навантаженням, при цьому приріст деформації на наступних стадіях навантаження палі складає 6...7 мм, що свідчить про руйнування структури ґрунту та виникнення пластичної складової деформацій.

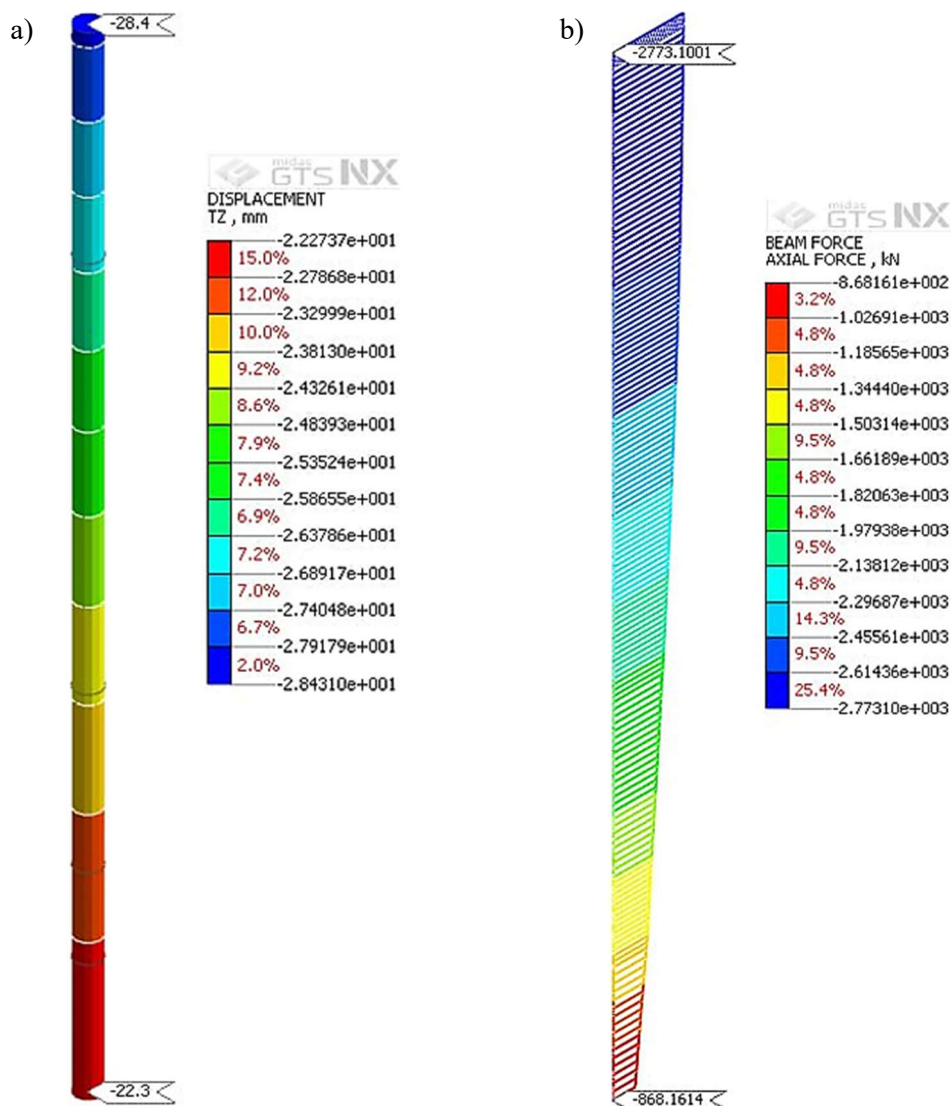


Рис.5. Результати числового моделювання випробування палі статичним навантаженням ($N_7=2800$ кН): *a* – вертикальні переміщення, *s*, мм; *b* – поздовжнє зусилля, *N*,кН.

Fig.5. Results of numerical simulation of pile testing under static load ($N_7=2800$ kN): *a* – vertical displacements, *s*, mm; *b* – longitudinal force, *N*, kN.

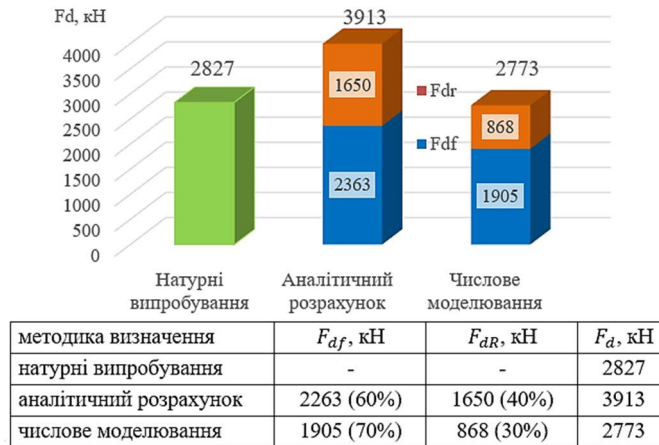


Рис.6. Вклад складових в загальне несучу здатність палі по ґрунту F_d за даними різних методик.
 Fig.6. Contribution of components to the overall soil bearing capacity of a pile F_d according to different methods.

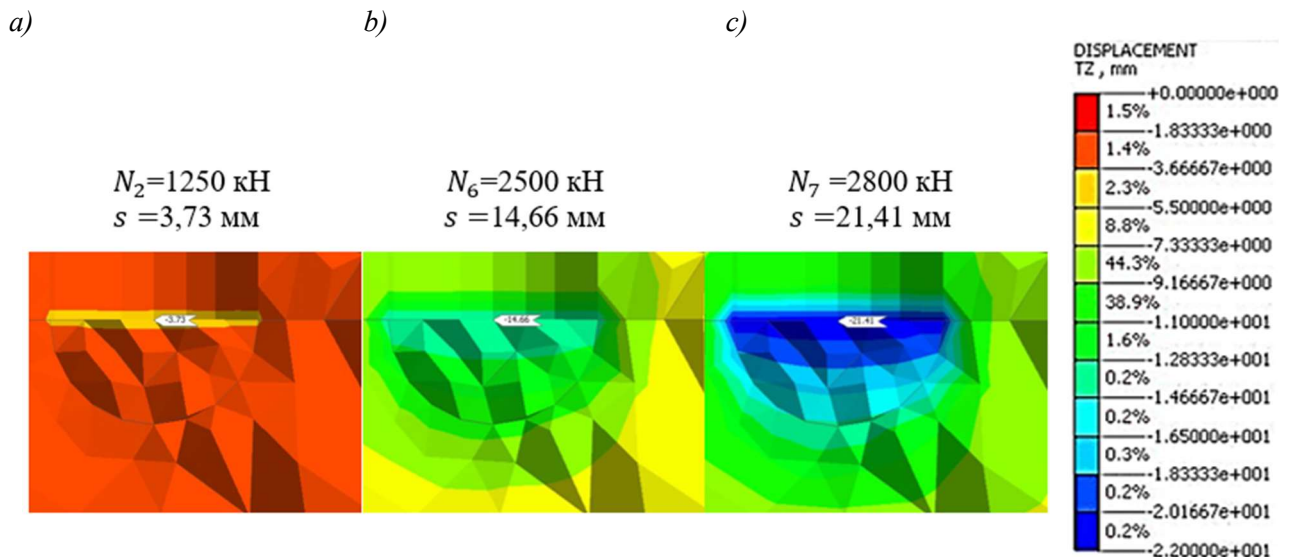


Рис.7. Деформований стан ґрунтового масиву під п'ятою палі, s , мм для ступені навантаження:
 a - $N_2=1250$ кН; b - $N_6=2500$ кН; c - $N_7=2800$ кН.
 Fig.7. Strain state of the soil mass under the pile heel, s , mm for the loading stage: a - $N_2=1250$ кН;
 b - $N_6=2500$ кН; c - $N_7=2800$ кН.

Цю тенденцію підтверджує ілюстрація еволюції напруженого стану ґрунтового масиву (рис. 8), а саме, ізополі вертикальних напружень в ґрунті. Для етапів навантаження, що відповідають ступені $N_5=2200$ кН спостерігається поява та розвиток локальних зон-концентраторів напружень під п'ятою палі. Також на цьому етапі характерна поява зон зменшення величини вертикальних напружень в нижній частині бічної поверхні палі, що свідчить про перевищення несучої здатності ґрунту в цих зонах.

Розвиток вертикальних переміщень

ґрунтового масиву навколо стовбура палі можна прослідкувати на рис. 9, також осідання палі в ґрунтовому масиві на різних етапах навантаження приведено на рис. 10.

На ступенях навантаження $N_1=650$ кН... $N_4=1900$ кН можна стверджувати про фазу роботи палі по бічній поверхні. Починаючи із ступені $N_5=2200$ кН і на наступних етапах навантаження (рис. 9) можна спостерігати за розвитком деформацій під нижньою частиною палі, що свідчить про включення в роботу п'яти палі.

Для співставлення вертикальних

переміщень палі та оточуючого її ґрунтового масиву на рис. 10 наведено ізополя осідання відповідних елементів системи «пала – ґрунтовий масив». На ступенях навантаження на палю $N_1=650$ кН... $N_4=1900$ кН за даними числового моделювання осідання палі відповідають вертикальним переміщенням ґрунту, що оточує її по бічній поверхні. Для ступені $N_5=2200$ кН характерна поява різниці між деформаціями стовбура палі та ґрунту, що знаходиться в контакті з її бічною поверхнею (рис. 10). Наступні ступені навантаження на палю спричиняють збільшення різниці між осіданням стовбура палі та ґрунту вздовж її бічної поверхні, що свідчить про вичерпання (перевищення) несучої здатності по бічній поверхні та включення в роботу п'яти палі. Для ступені навантаження $N_7=2800$ кН, яка відповідає

прийнятому значенню F_d за результатами натурних випробувань палі статичним вдавлюючим навантаженням, можна побачити, що вертикальні переміщення ґрунту вздовж стовбура палі (рис. 10) значно менші за відповідні значення для стовбура палі, і тільки під п'ятою палі величини осідання палі та ґрунтового масиву ідентичні (однакові).

На рис. 11-а наведено ізополя дотичних напружень в ґрунтовому масиві для різних ступеней вдавлюючого навантаження на палю за даними числового моделювання. Можна констатувати, що для початкової стадії випробування палі (ступінь навантаження на палю $N_1=650$ кН) спостерігається формування зони в нижній частині палі зі значеннями дотичних напружень в діапазоні 8...10 кПа, при цьому вздовж решти стовбура палі значення τ_z не перевищують 7кПа.

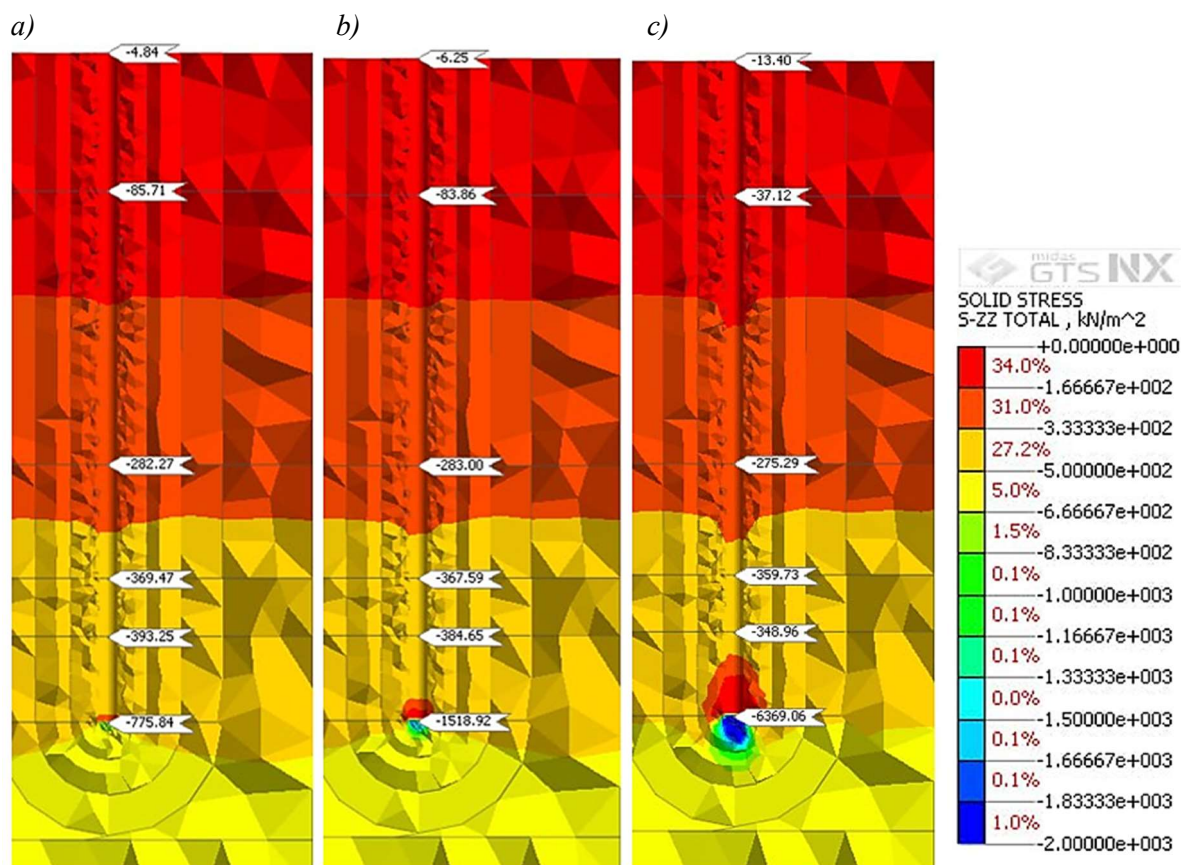


Рис.8. Вертикальні напруження в ґрунті, σ_z , кПа; а - навантаження на палю $N_5=2200$ кН; б - $N_7=2800$ кН; в - $N_{19}=6650$ кН.

Fig.8. Vertical stresses in the soil, σ_z , kPa; a - pile load $N_5=2200$ кН; b - $N_7=2800$ кН; c - $N_{19}=6650$ кН.

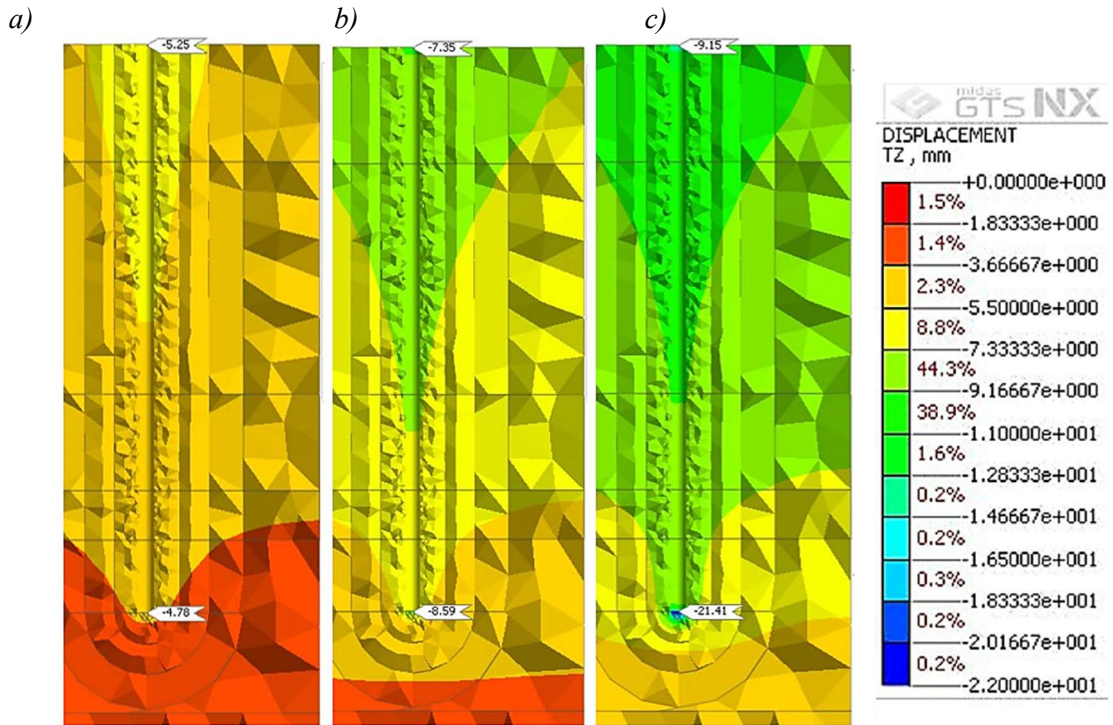


Рис.9. Осідання ґрунтового масиву, s , мм для ступені навантаження: $a - N_3=1600$ кН; $b - N_5=2200$ кН; $c - N_7=2800$ кН.

Fig.9. Settlement of the soil mass, s , mm for the loading stage: $a - N_3=1600$ kN; $b - N_5=2200$ kN; $c - N_7=2800$ kN.

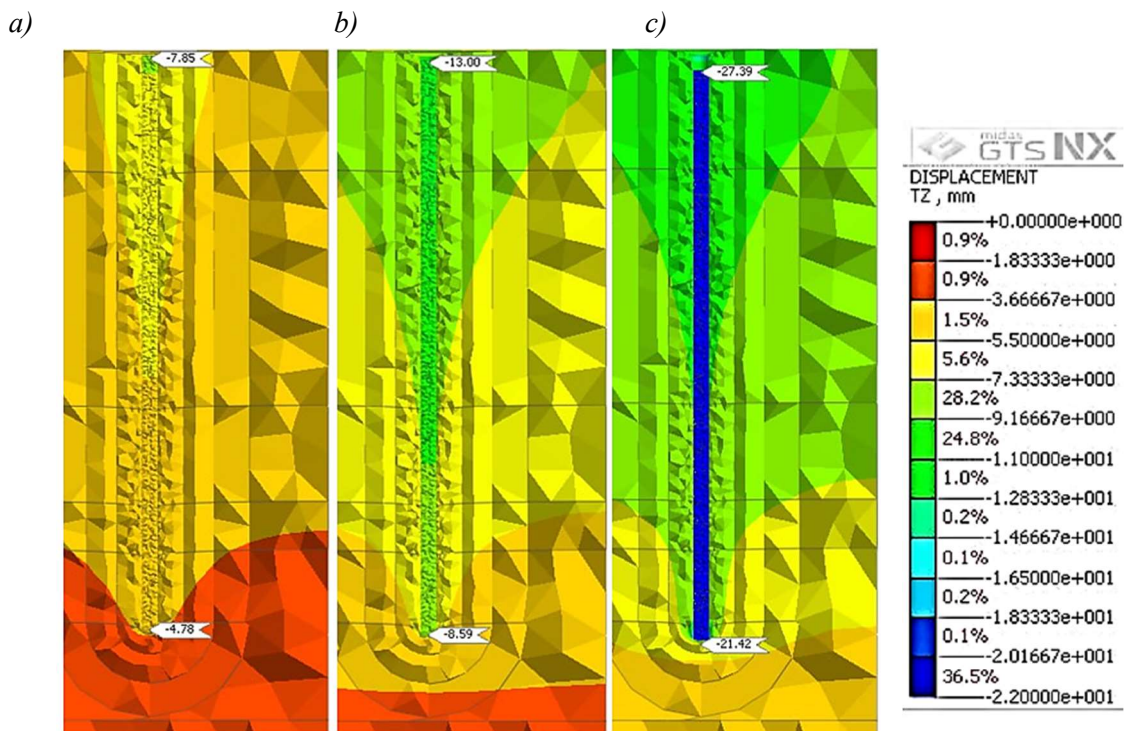


Рис.10. Вертикальні переміщення палі в ґрунтовому масиві, s , мм для ступені навантаження: $a - N_3=1600$ кН; $b - N_5=2200$ кН; $c - N_7=2800$ кН.

Fig.10. Vertical movements of piles in the soil massif, s , mm for the loading stage: $a - N_3=1600$ kN; $b - N_5=2200$ kN; $c - N_7=2800$ kN.

Для ступені навантаження $N_7=2800$ кН, яка відповідає значенню несучої здатності палі за результатами натурних випробувань, можна зробити висновок про розповсюдження зони збільшених значень дотичних напружень вздовж стовбура палі вгору. Розростання зони дотичних напружень на цьому етапі навантажень відбувається до $\frac{3}{4}$ довжини палі. При цьому в нижній частині палі значення дотичних напружень сягають 45 кПа.

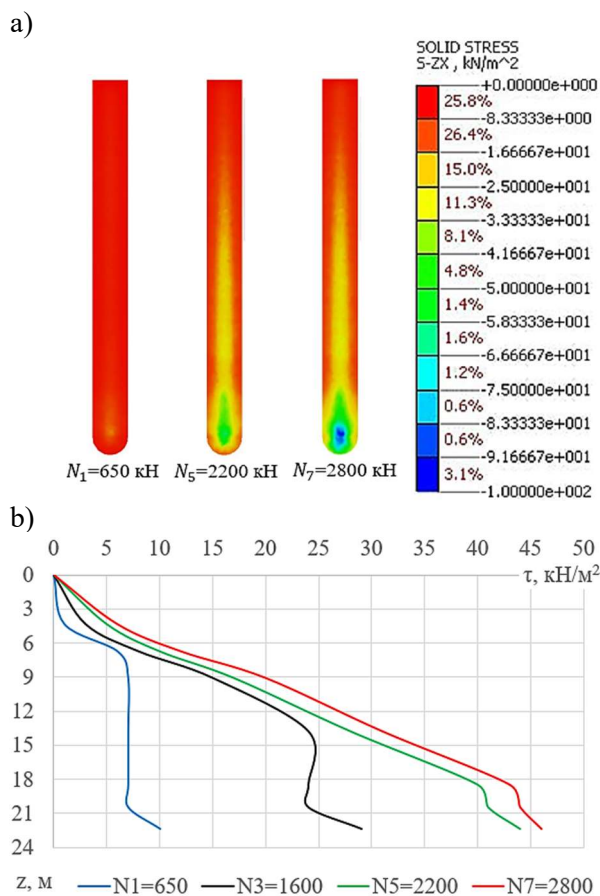


Рис.11. Дотичні напруження в ґрунті навколо стовбура палі, τ_z , кПа: *a* – ізополя; *b* – графік зміни напружень з глибиною.

Fig.11. Tangential stresses in the soil around the pile shaft, τ_z , kPa: *a* – isofield; *b* – graph of stress variation with depth.

На графіку $\tau_z = f(z)$ (рис. 11-б) можна відслідкувати тенденцію розростання зони збільшених значень дотичних напружень зі збільшенням навантаження на палю. На початковому етапі випробування (ступінь навантаження $N_1=650$ кН) дотичні напруження в оточуючому палю ґрунтовому масиві мають сталі значення вздовж стовбура палі, лише під п'ятою палі зафіксовано

зростання τ_z до 10 кПа.

Для ступені навантаження $N_3=1600$ кН дотичні напруження в оточуючому палю ґрунтовому масиві мають наступний характер розподілу: вздовж верхньої $\frac{2}{3}$ стовбура палі дотичні напруження поступово збільшуються від 5 кПа до 25 кПа; в нижній третині стовбура палі формується зона зі сталим значенням дотичних напружень біля 25 кПа; під нижньою частиною палі зафіксовано зростання τ_z від 25 кПа до 30 кПа.

Для ступені навантаження $N_7=2800$ кН, яка відповідає значенню несучої здатності палі за результатами натурних випробувань, можна побачити поступове збільшення дотичних напружень в ґрунтовому масиві вздовж стовбура палі, при цьому у верхній $\frac{1}{3}$ значення знаходяться в діапазоні 5...15 кПа, в нижній $\frac{2}{3}$ висоти стовбура 15...40 кПа, під нижньою частиною палі формується ядро зі значеннями τ_z в діапазоні 40...45 кПа.

Такий характер розподілу дотичних напружень в ґрунті підтверджує роботу палі по бічній поверхні на початкових ступенях навантаження, з наступним вичерпанням опору ґрунту по бічній поверхні та включенням ґрунту під п'ятою палі в активну роботу. Для стадій навантаження $N_7=2800$ кН характерна фаза роботи палі за рахунок сил опору під нижньою частиною палі.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Виконано аналіз взаємодії палі з оточуючим ґрунтом шляхом числового моделювання спільної роботи елементів системи «ґрунтове середовище - паля» з врахуванням нелінійної роботи ґрунту під навантаженням з використанням нелінійного закону деформування ґрунтового середовища з модифікованим критерієм міцності Кулона-Мора.

Досліджено характер формування напруженого стану ґрунтового масиву під п'ятою палі та вздовж бічної поверхні палі на всіх етапах навантаження під час реалізації комп'ютерної симуляції натурального випробування палі.

Проаналізовано еволюцію деформування

грунту внаслідок дії статичного вдавлюючого навантаження, прикладеного на палю. Виявлено фази роботи палі переважно по її бічній поверхні та включення складової несучої здатності під п'ятою палі.

Для заданих ґрунтових умов та розглянутих геометричних параметрів палі за результатами дослідження було встановлено:

– порівняння результатів визначення несучої здатності палі за різними методами виявило, що похибка для величини F_d за даними комп'ютерної симуляції з використанням ідентифікованих параметрів математичної моделі середовища не перевищує 5% в порівнянні із даними натурних випробувань палі статичним вдавлюючим навантаженням. В той же час аналітична методика дала завищений на 40% результат розрахунку F_d ;

– через бічну поверхню палі за даними числового моделювання передається на ґрунт до 70% від загальної величини вдавлюючого навантаження на палю. За аналітичними розрахунками несучої здатності за формулою по бічній поверхні очікувана несуча здатність складає $F_{df} = 2263$ кН, що відповідає 60% від загальної величини F_d ;

– до 5-ї ступені навантаження включно, приріст деформації під низом палі був практично відсутнім (не перевищував 2 мм). Починаючи з 6-ї ступені ($N_6 = 2500$ кН) спостерігається принципова зміна характеру поведінки ґрунту - приріст деформації на наступних стадіях навантаження палі складає 6...7 мм, що свідчить про руйнування структури ґрунту та виникнення пластичної складової деформацій. Цю тенденцію підтверджує дослідження еволюції напруженого стану ґрунтового масиву. Для етапів навантаження, що відповідають ступені N_5 та наступним, спостерігається поява та розвиток зон-концентраторів вертикальних напружень в ґрунті під п'ятою палі;

– на ступенях навантаження на палю $N_1 \dots N_4$ за даними числового моделювання осідання палі відповідають вертикальним переміщенням оточуючого її по бічній поверхні ґрунту. Для ступені N_5 характерна поява різниці між деформаціями стовбура палі та ґрунту, що знаходиться в контакті з її

бічною поверхнею, що свідчить про вичерпання несучої здатності по бічній поверхні та включення в роботу п'яти палі.

– для ступені навантаження $N_7 = 2800$ кН, яка відповідає прийнятому значенню F_d за результатами натурних випробувань палі статичним вдавлюючим навантаженням, отримано, що вертикальні переміщення ґрунту вздовж стовбура палі значно менші за відповідні значення осідання стовбура палі, і тільки під п'ятою палі величини осідання палі та ґрунтового масиву однакові.

ЛІТЕРАТУРА

1. Бойко І.П. Польові методи випробування палі статичними навантаженнями / І.П. Бойко // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2015. – Вип. 36. – 3–8.
2. Кашоїда О. Ідентифікація параметрів одиночної палі з використанням модифікованого закону Кулона-Мора у програмному комплексі «Midas GTS NX» / Остап Кашоїда, Олександр Гаврилюк, Вероніка Жук // *International Scientific-Practical Conference of Young Scientists «BUILD MASTER CLASS-2024» Conference Proceedings*. – Київ: KNUCA – 2024. – 223–224.
3. Бондарева Л. Інтерпретації даних сучасних методів польових досліджень ґрунтів / Людмила Бондарева, Іван Зіменко, Костянтин Бондарев // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2024. – Вип. 48. – 61–74. DOI: 10.32347/0475-1132.48.2024.61-74
4. Бойко И.П. Свайные фундаменты на нелинейно-деформируемом основании: дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / Бойко Игорь Петрович. – М.: НИИОСП, 1988. – 372с.
5. Носенко В.С. Числове моделювання експерименту випробування групи палі з використанням різних моделей ґрунтової основи / В.С. Носенко, О.О. Кашоїда // *Опір матеріалів і теорія споруд*. – К.: КНУБА – 2022. – Вип. 109. – 441-454. DOI: 10.32347/2410-2547.2022.109.441-454

REFERENCES

1. Boiko I.P. (2015) Polovi metody vyprobuvannia pal statychnymy navantazhenniamy [Field methods for testing piles with static loads]. *Osnovu i*

- fundamenti: Mizhvidomchij naukovotekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 36, 3-8 (in Ukrainian).
2. Kashoida O. (2024) Identyfikatsiia parametriv odyno-chnoi pali z vykorystanniam modyfikovanoho zakonu Kulona-Mora u prohramnomu kompleksi «Midas GTS NX» [Identification of single pile parameters using the modified Mohr-Coulomb law in the Midas GTS NX software package] / Ostap Kashoida, Oleksandr Havryliuk, Veronika Zhuk. *International Scientific-Practical Conference of Young Scientists «BUILD MASTER CLASS-2024» Conference Proceedings*, 223–224. (in Ukrainian).
 3. Bondareva L. Zimenko I. Bondarev K. (2024) Interpretatsii danykh suchasnykh metodiv polovykh doslidzhen gruntiv [Interpretation of data from modern methods of field soil research]. *Osnovu i fundamenti: Mizhvidomchij naukovotekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 48, 61-74 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.48.2024.61-74
 4. Boyko I.P. (1988). Svajnye fundamenti na nelinejno-deformiruemom osnovanii [Pile foundations on a non-linearly deformable base]. *Dys. doktora tekhn. nauk: 05.23.02*. Moscow: NIIOSP, 372 (in Russian).
 5. Nosenko V.S., Kashoida O.O (2022) Chyslove modeliuvannia eksperymentu vyprovuvannia hrupy pal z vykorystanniam riznykh modelei gruntovoi osnovy [Numerical simulation of a pile group test experiment using different soil base models]. *Opir materialiv i teoriia sporud*, 109, 441-454. (in Ukrainian). DOI: 10.32347/2410-2547.2022.109.441-454.

Simulation the interaction of a pile with the soil using a nonlinear mathematical model with a modified Mohr–Coulomb strength criterion

Oleksandr HAVRYLIUK
Ostap KASHOIDA
Veronika ZHUK

Summary. Static pile tests allow determining the bearing capacity of a pile as accurately as possible. They should be carried out in advance, before the foundation structures are installed, because their results are used to decide on the need for adjustments. However, static tests usually require significant time, which is due to their execution technology. The main disadvantage of

static tests of a full-scale pile is the cost. They are the most expensive method, but at the same time they allow the most accurate reproduction of the pile operating conditions, namely, the load on the pile from the superfoundation structures of the building or structure.

The calculated value obtained from engineering calculations allows only a preliminary and approximate assessment of the bearing capacity of the pile on the soil. This method is the simplest, but at the same time the least accurate.

Numerical simulation allows us to approximate the results of static testing of an experimental pile to the results of modeling, provided that the parameters of the soil environment for the selected mathematical model are identified.

In this work, the Midas GTS NX software package was used for numerical modeling of the experiment (computer simulation of testing a full-scale pile with a static compression load). In this case, volumetric finite elements were used to model the soil mass and the pile shaft. To describe the regularities of soil behavior under load, a nonlinear law of deformation of the soil environment with a modified Mohr-Coulomb strength criterion was used. This model combines nonlinear elastic and elastic-plastic models.

The paper investigates the nature of the formation of the stress-strain state of the soil mass under the bottom of the pile and along the lateral surface of the pile at all stages of loading during computer simulation of a full-scale pile test. The phases of pile operation mainly along the lateral surface and the inclusion of the bearing capacity component under the bottom of the pile are identified. The formation of vertical stress concentrator zones in the soil mass under the bottom of the pile is recorded. The nature of the load transfer to the soil through the lateral surface of the pile is established according to the distribution of longitudinal forces in the pile shaft.

Key words. Pile, numerical simulation, stress-strain state, soil model, Midas GTS NX, modified Mohr–Coulomb model.