

# БУДІВНИЦТВО

УДК 519.642:624.004:624.15

А. С. Моргун, к. т. н., доц.;

І. В. Пішенін, студ.;

І. А. Моргун, студ.

## МОДЕЛЮВАННЯ НЕЛІНІЙНОЇ ВЗАЄМОДІЇ ПАЛЬОВОГО ПОЛЯ БУДІВЛІ З ҐРУНТАМИ ЗА МЕТОДОМ ГРАНИЧНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Вступ

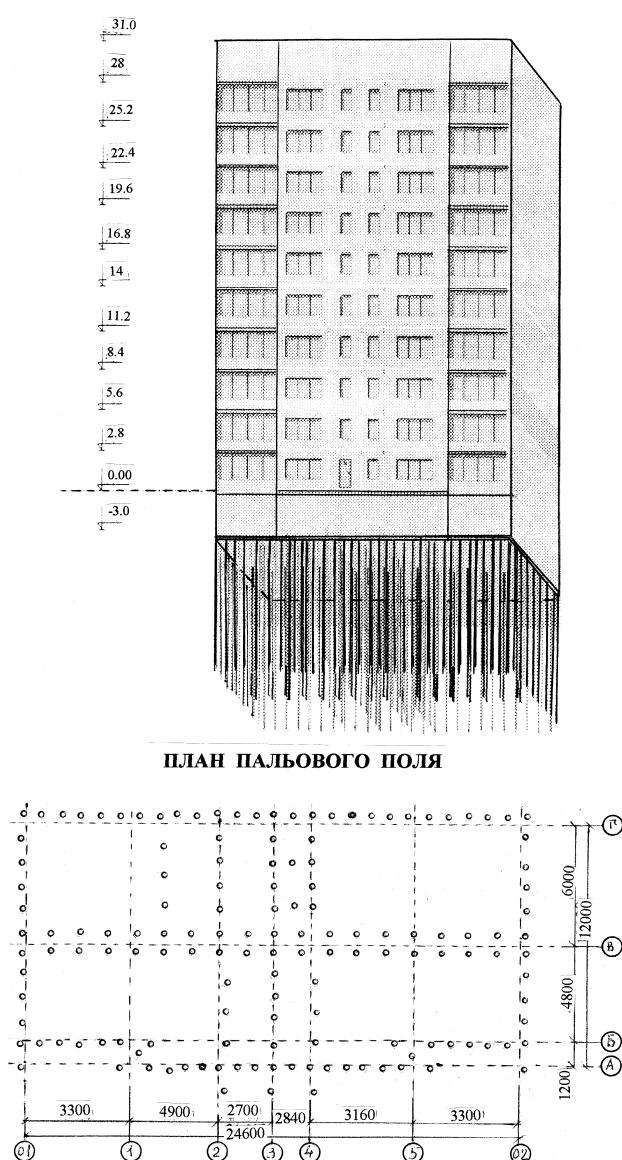


Рис. 1. Пальове поле 36-квартирної секції житлового будинку

Пальові фундаменти знайшли широке використання в житловому будівництві, особливо в складних інженерно-геологічних умовах завдяки цілому ряду переваг. Подальше їх удосконалення можливе на основі повнішого урахування дійсної роботи паль в складі фундаментів, розроблення нових методів розрахунку і проектування з урахуванням дилатансійних властивостей основ. Експериментальні дані практики будівництва показують, що навантаження на пальові фундаменти можна збільшити в багатьох випадках на 30 %, а в разі контакту ростверка з ґрунтом — деколи в 2 рази [1].

В статті наведено результати впровадження розробленої методики розрахунку висячих паль в практику улаштування пальового поля житлового будинку в мікрорайоні «Слав'янка» м. Вінниці (рис. 1.). Лімітним фактором роботи висячих паль є міцність ґрунту. Результати числового моделювання взаємодії паль з пружно-пластичною багатошаровою основою підтверджують можливість виявлення значних резервів роботи основ та прийняття економічніших проектних рішень.

### Постановка задачі, математична модель

Задача граничної рівноваги поведін-

ки пальового поля в нелінійному півпросторі ґрунту під час статичного навантаження моделювалась за допомогою теорії пластичної течії та дилатансійної теорії пружного середовища проф. В. Н. Ніколаєвського, проф. І. П. Бойка. Як інструмент досліджень використано метод граничних елементів. Нелінійна поведінка ґрунту визначалась з використанням кроково-ітераційного методу в основі якого лежить метод пружних розв'язків А. А. Ільюшина — реалізація серії пружних задач для неоднорідного пружного середовища. З метою визначення точнішого значення несучої спроможності паль приріст навантаження, який задавався за кінематичною схемою, взято достатньо малий (відповідно реальним термінам спорудження будівлі).

Для розв'язання задачі використано граничне рівняння рівноваги палі, зануреної в ґрунт з об'ємним інтегралом по області виникнення пластичних деформацій (1). В процесі числового розв'язання використана кусочно-лінійна апроксимація невідомої функції зусиль на границі палі та в наволопальовому ґрунті

$$C_{ij}(\xi)U_j(\xi) + \int_{\Gamma} p_{ij}^*(\xi, x)U_j(x)d\Gamma(x) = \int_{\Gamma} U_{ij}^*(\xi, x)p_j(x)d\Gamma(x) + \int_{\Omega} \delta_{jki}^* \xi_{ik}^p d\Omega(x), \quad (1)$$

де  $U_{ij}^*$ ,  $p_{ij}^*$ ,  $\sigma_{jki}^*$  — відомі функції впливу (сингулярні розв'язки Р. Міндіна для пружної півплощини);  $p_j(x)$  — шуканий вектор зусиль на границі палі;  $U_j(\xi)$  — заданий вектор переміщень. Остання складова в (1) включає інтеграл по області наволопальового ґрунту, де очікується поява пластичних деформацій  $\varepsilon_{ik}^p$ .

До виникнення граничного стану в масиві ґрунту забезпечується існування неперервного поля переміщень і в математичну модель були введені рівняння сумісності деформацій.

Під дією граничного навантаження в основах проходить порушення неперервності, яка призводить як до місцевих невеликих усадочних тріщин, так і до ковзання однієї частини масиву ґрунту відповідно другій повздовж чітко позначених поверхонь розриву. Питання про визначення границі між пружною та пластичною поведінкою вирішувалось за допомогою модифікованого критерію текучості Мізеса-Губера-Боткіна:

$$\begin{aligned} f &= T_j + \sigma_0 \operatorname{tg}\psi - \tau_S, \quad \text{якщо } \sigma_0 \geq p_0; \\ f &= T_j + p_0 \operatorname{tg}\psi - \tau_S, \quad \text{якщо } \sigma_0 < p_0. \end{aligned} \quad (2)$$

де  $\sigma_0$  — гідростатичний тиск на октаедричній площині, рівнонахилений до площин головних напружень;  $T_i$  — інтенсивність девіатора напружень;  $\psi$  — параметр, аналогічний куту внутрішнього тертя;  $\tau_S$  — параметр, аналогічний зчепленню;  $p_0$  — критична точка, величина гідростатичного тиску, що визначає перехід від конічної до циліндричної частини поверхні текучості, визначається з експериментальних даних.

Співвідношення (2) між дотичним та нормальними напруженнями, разом з рівняннями рівноваги та сумісності деформацій приводить до статично визначеної задачі. Через те, що пластичні деформації ґрунту залежать від усієї історії навантаження, співвідношення між  $\sigma$  —  $\varepsilon$  після їх появи формулювались через приріст деформацій за неасоційованим законом пластичної течії (3):

$$d\varepsilon_{ij(\text{дев})}^p = \Delta\lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}}, \quad F \neq f, \quad (3)$$

де  $\Delta\lambda$  — скалярний коефіцієнт простого навантаження, в теорії пластичності він знаходиться в ході розв'язання задачі. В теорії пружності скаляр  $\Delta\lambda$  є пружною характеристикою матеріалу (один з коефіцієнтів Ляме) і знаходиться експериментально.  $F$  — пластичний потенціал, тобто функція напружень, частинна похідна від якої по  $\sigma_{ij}$  пропорційна приросту пластичної деформації  $\partial\varepsilon_{(\text{дев})}^p$ ,  $f$  — функція, що визначає умову текучості (2).

Приріст пластичних деформацій від гідростатичного тиску (непружних деформацій об'єму, які супутні зсуву) визначався за дилатансійною теорією ґрунтового середовища В. Н. Ніколаєвського;

І. П. Бойка [2, 3]

$$d\varepsilon_{\text{шар}}^P = \Lambda(\chi) d\gamma^P, \quad (4)$$

де  $d\varepsilon_{\text{шар}}^P$  — приріст непружних об'ємних деформацій (шарової частини тензора деформацій);  $d\gamma^P$  — приріст деформацій інтенсивності зсуву;  $\Lambda(\chi)$  — швидкість дилатансії (відношення швидкості ущільнення ґрунту до його формозміни), додатковий параметр неасоційованого закону пластичної течії;  $\chi$  — параметр зміцнення, за який в статті прийнято щільність ґрунту;  $\Lambda(\chi) = f(\rho/\rho_{\text{ст}})$  — функція щільності ґрунту;  $\rho_{\text{ст}}$  — критична щільність ґрунту [2].

Для визначення кінцевого деформованого стану пластичного матеріалу ґрунту деформований стан формозміни накладався на деформований стан від гідростатичного тиску. Так компонувався вектор пластичних деформацій для даного ступеня навантаження. Сумарний вектор використовувався для отримання напруженого стану з урахуванням пластичності для даного кроку навантаження:

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \sum \varepsilon_{ij}^P + d\varepsilon_{ij}^P \delta_{ij}; \quad (5)$$

$$d\varepsilon_{ij}^P = d\varepsilon_{ij(\text{шар})}^P + d\varepsilon_{ij(\text{дев})}^P \quad (6)$$

де  $\varepsilon_{ij}$  — повний тензор деформацій, величина якого залежить від попередньої історії навантаження ґрунту;  $\varepsilon_{ij}^e$ ,  $\varepsilon_{ij}^P$  — пружні та пластичні деформації, що виникли до кроку навантаження, який розглядається (історія навантаження);  $d\varepsilon_{ij}^P$  — приріст пластичних деформацій на поточному кроці навантаження;  $d\varepsilon_{ij(\text{шар})}^P$ ,  $d\varepsilon_{ij(\text{дев})}^P$  — прирости шарової та девіаторної частини тензора деформацій.

### Результати числового моделювання та їх аналіз

Числове моделювання процесу статичного навантаження пального поля будівлі дало можливість відслідковувати формування «ущільненого ядра», яке поетапно змінює свій обрис, переходячи в пластичний стан при граничному навантаженні. Відслідковано зміну поля щільності в активній зоні основи, розміри якої визначались згідно з дослідженнями А. О. Бартоломея. [1].

Запропонована в статті дилатансійна модель потребує введення 27 вхідних параметрів, 8 з них характеризують фізико-механічні властивості ґрунту, решта описують геометрію та топологію дискретних елементів бокової поверхні та навколопального ґрунту. Результати числового моделювання однієї з 36 розрахованих паль та дані статичних випробувань показано на рис. 2 у вигляді інтегрального графіка «навантаження-осідання».

За розрахунком пального поля під секцією житлового будинку, зображеного на рис. 1, проведеного згідно з чинним СНиП 2.02.03—85, необхідно використати 144 висячих палі С 10-30 при розрахунковому навантаженні на палю 600 кН.

Згідно з результатами числового моделювання поведінки палі за запропонованою дилатансійною моделлю (див. рис. 2) несучу спроможність палі можна підняти до 900 кН і більше, тобто в 1,5 рази. З огляду на неоднорідність ґрунтів та необхідність введення коефіцієнту запасу, несучу спроможність палі достатньо підняти в 1,2 рази. Це дасть можливість збільшити відстань між паллями в стрічковому пальному фундаменті, та замість 144 паль використати  $144/1,2 = 120$  паль С 10-30. Таким чином, використання резервів роботи основи дає можливість при улаштуванні пального поля лише під однією секцією будівлі зменшити кількість паль на 24, при цьому скорочуються терміни улаштування пального поля та трудомісткість.

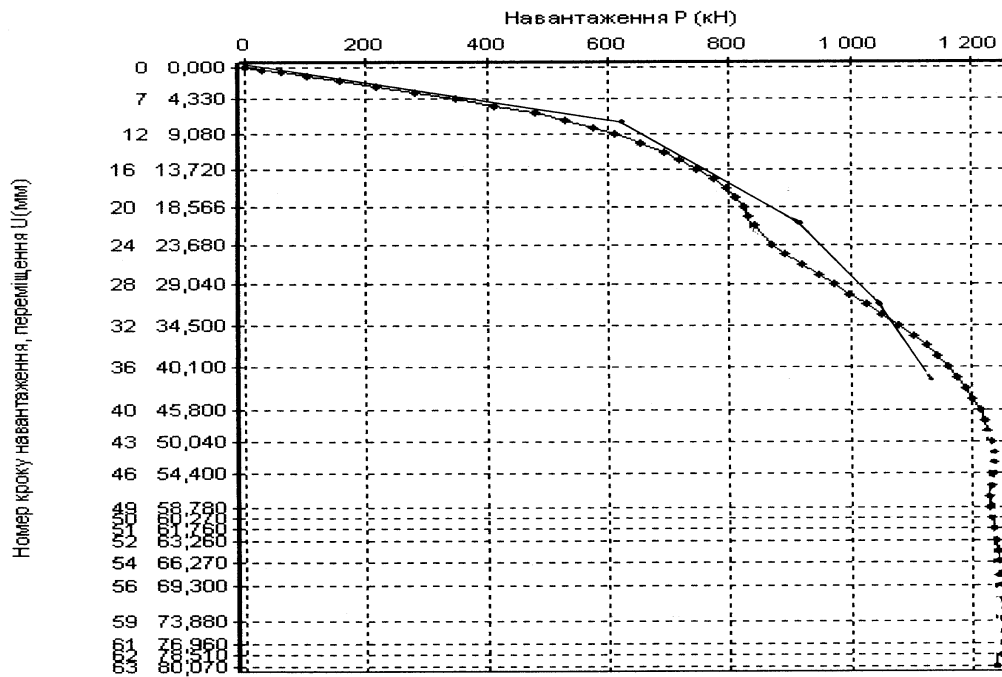


Рис. 2. Графік роботи палі до виникнення граничного стану

### Висновки

1. Запропонована дилатансійна модель розрахунку пальового поля будівлі в нестійких ґрунтах за неасоційованим законом пластичної течії та дилатансійною теорією ґрунтового середовища описує поведінку геоматеріалів адекватно експериментальним даним.

2. Врахування зміни властивостей ґрунтів дозволяє збільшити навантаження на пальові фундаменти, усунувши зайві запаси міцності, що утворюються в результаті розрахунків за допомогою традиційних методів.

### СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Бартоломей А. А., Омельчак И. М., Юшков В. С. Прогноз осадок свайных фундаментов М.: Стройиздат, 1994. — 381 с.
2. Бойко И. П. Напряженно-деформированное состояние упруго-пластического дилатирующего основания свайных фундаментов // Основания и фундаменты К.: Будівельник, 1985. — С. 7—9.
3. Николаевский В. Н. Определяющие уравнения пластического деформирования сыпучей среды // ПММ. — 1971. — Т. 35. — № 6. — С. 1070—1082.

Рекомендована кафедрою промислового та цивільного будівництва

Надійшла до редакції 30.03.04  
Рекомендована до друку 30.06.04

**Моргун Алла Серафимівна** — доцент кафедри промислового та цивільного будівництва; **Пішенін Іван Володимирович** — студент Інституту будівництва, теплоенергетики та газопостачання; **Моргун Іван Анатолійович** — студент Інституту інформаційних технологій та комп'ютерної інженерії

Вінницький національний технічний університет