

УДК 519.642:624.044:624.15

А. С. Моргун, д. т. н., проф.;

В. О. Попов, к. т. н.;

І. М. Меть, асп.

## ДІАГНОСТУВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ КАРКАСНОЇ МОНОЛІТНОЇ БУДІВЛІ ЗА МЕТОДАМИ СКІНЧЕННИХ ТА ГРАНИЧНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Описано методику врахування конструкції будівлі у розрахунку методом граничних елементів взаємодії фундаментів будівлі і ґрунтової основи. Наведено результати розрахунку, що ілюструють урахування спільної роботи.

### Вступ

Будівля в процесі свого існування знаходиться в постійному контакті та взаємодії з ґрунтовою основою, тому надійне та економічне проектне рішення споруди можна отримати, аналізуючи її напружено-деформований стан (НДС), під час дослідження роботи системи «будівля—основа» в цілому. Прогнозування можливих наслідків дії деформацій просідання основи на конструкції будівель на етапі проектування цих об'єктів є складною багатофакторною задачею.

На сьогоднішній день таке прогнозування можливе лише за орієнтації на нові технології розрахунку із застосуванням засобів числового моделювання. Сучасне діагностування будівель оснований на наукових платформах, які швидко розвиваються і дозволяють удосконалювати розрахункові схеми, піднімати рівень їх адекватності. В статті процедура моделювання поведінки будівлі реалізується на основі методу скінченних елементів (наземна частина) та методу граничних елементів (підземна частина).

Мотивацією розгляду спільної роботи системи «будівля—основа» став той факт, що використання традиційних методик розрахунку [3] часто приводить до значних похибок.

Об'єктом досліджень є будівля на пальовому фундаменті. Властивість паль реалізовувати несучу здатність по бічній поверхні і вістряю неодноразово, з різними осіданнями ґрунту, надає пальовим фундаментам велику перевагу.

### Постановка задачі, визначальні співвідношення

В статті досліджено особливості деформування комбінованих систем, які складаються зі стержнів, пластин, особливості конструювання вузлів, які мають різну піддатливість при різних впливах, особливості регулювання НДС як окремих конструкцій будівлі, так і системи в цілому, з метою оптимізації параметрів будівлі.

Для вирішення прямої проектно-задачі було скомпоновано скінченно-елементну модель триповерхової будівлі, що будується у м. Вінниці (рис. 1). Збір навантажень виконано за вимогами чинних норм [7]. Реалізація прийнятого конструктивного рішення здійснена на основі програмного комплексу «Ліра 9.4» і включає такі етапи:

- аналіз прийнятого проектного рішення;
- компоновку адекватної роз-

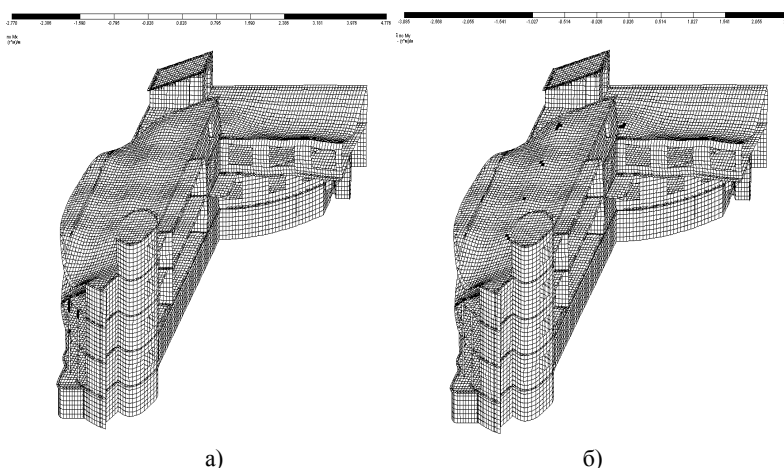


Рис. 1. Скінченно-елементна модель 3-поверхової будівлі з підвалом та ізополю внутрішніх зусиль а)  $M_x$ ; б)  $M_y$

рахункової схеми;

- скінченно-елементне моделювання;
- реалізацію обчислень, візуалізацію та аналіз результатів.

В процесі діагностування наземної частини споруди красава задача механіки замінювалась задачею знаходження мінімуму функціоналу (виразу повної потенціальної енергії роботи системи, потенціалу Лагранжа).

Координатні функції (шукані функції напружено-деформованого стану будівлі) підбирались з погляду на забезпечення збіжності, точності, обумовленості рішень. Це найвідповідальніший етап, оскільки саме він відповідає за збіжність методу.

На етапі дискретизації розміри сітки скінченних елементів були прийняті на основі двох попередніх розрахунків з послідовним згущенням триангуляційної сітки. Це дало можливість отримати уяву про точність числового розрахунку. Відносна похибка результатів розрахунку за попередніми розмірами сітки ( $400 \times 400$  мм) та наступними ( $300 \times 300$  мм, зменшеними в 1,5 рази) не перевищувала 1 %.

Прийнята дискретна розрахункова схема обумовлювала знаходження НДС об'єкта з розв'язання системи лінійних алгебричних рівнянь (СЛАР) високого порядку. Корені СЛАР дають переміщення у вузлах скінченних елементів (СЕ), а за ними знаходиться решта компонентів НДС. В процесі компоновки моделі будівлі зверталась увага на реалізацію з'єднань СЕ до вузлів системи, що мали різну жорсткість. З'єднання здійснювалось за допомогою спеціальних елементів, що мали задану піддатливість за шуканим напрямком і безмежну жорсткість у решті напрямків. Методологія розрахунку наземної частини будівлі відображає основні тенденції сучасних САПР. Ізополя внутрішніх зусиль  $M_x$ ,  $M_y$  показані на рис. 1а, б.

Аналіз ґрунтової основи реального будівельного майданчика показав, що вона має шарувату, неоднорідну структуру. У верхній зоні основи залягають ґрунти, які не рекомендуються використовувати як основу будівлі (насипний ґрунт, ґрунтово-рослинний шар). Нижче в геологічній будові знаходяться суглинки та глини загальною потужністю пласту 4...5 м з нормативним модулем 11 МПа, які підстилають дресвяні ґрунти з пісчано-глинистим заповнювачем. На період вишукувань, який проходив до будівництва, рівень ґрунтових вод припадав на суглинок м'якопластичний і перебував на глибині 3,5...3,6 м. Функцію природної ґрунтової подушки може виконувати тугопластична сіра глина. Водонасичення ґрунту при піднятті підземних вод може призвести до додаткової деформації основи. Це може бути, коли споруда запроектована без врахування повного водонасичення ґрунтів основи. Тому властивості ґрунтів в розрахунку приймалися з урахуванням вологості та були середньозваженими по прошарках: модуль деформацій  $E = 8,673$  МПа, коефіцієнт Пуассона  $\nu = 0,35$ , кут внутрішнього тертя  $\varphi = 14,89^\circ$ , зчеплення  $c_{II} = 15,46$  кПа, щільність ґрунту вхідна, мінімальна, максимальна  $\rho = 1,664$  г/см<sup>3</sup>,  $\rho^{\min} = 0,845$  г/см<sup>3</sup>,  $\rho^{\max} = 2,73$  г/см<sup>3</sup>, ступінь вологості  $S_r = 0,82$ .

Показники властивостей ґрунтової породи грали роль числових параметрів і визначали ступінь надійності виконання розрахунків.

Діючі норми [3] в розрахунках конструкцій просторово-жорстких споруд у взаємодії з основою, що стискається, рекомендують враховувати нелінійність деформування ґрунтів. Тому в статті розрахунок підземної частини системи «будівля—основа» проведено за моделлю розв'язку нелінійної задачі механіки ґрунтів, яка базується на дилатансійній теорії В. М. Ніколаєвського [1, 2] та узагальненому критерії Мізеса—Шлейхера—Боткіна.

Оскільки з досягненням граничного стану в ґрунті з'являються пластичні деформації зсуву та незворотні об'ємні деформації дилатансії, для визначення величин пластичних деформацій використовувався неасоційований закон пластичної течії

$$d\varepsilon^p = d\lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma}, \quad (1)$$

де  $d\varepsilon^p$  — приріст тензора пластичної деформації ґрунту;  $d\lambda$  — скалярний множник;  $F$  — пластичний потенціал;  $\sigma$  — тензор напружень.

Для визначення приросту тензора об'ємних деформацій використано дилатансійне співвідношення В. М. Ніколаєвського [2]

$$d\varepsilon_{шар}^p = \lambda(\rho) d\gamma^p, \quad (2)$$

де  $d\varepsilon_{\text{шар}}^p$  — скалярний еквівалент приросту об'ємної деформації дилатансії ґрунту (непружних об'ємних деформацій);  $d\gamma^p$  — інтенсивність приросту пластичної деформації зсуву;  $\lambda(\rho)$  — коефіцієнт дилатансії, обчислюється через щільність ґрунту  $\rho$  і може приймати як позитивні (дилатансія), так і від'ємні (контракція [1]) значення

$$\lambda(\rho) \begin{cases} -\sqrt{1 - (\rho/\rho^{cr})^2}, & \text{якщо } \rho < \rho^{cr}; \\ \sqrt{1 - (\rho^{cr}/\rho)^2}, & \text{якщо } \rho > \rho^{cr}, \end{cases} \quad (3)$$

де  $\rho^{cr}$  — критична щільність, яка є функцією гідростатичного тиску [1]

$$p^{cr} = f(\sigma_m, p_0, \rho^{\max}, \rho^{\min}), \quad (4)$$

де  $\sigma_m$  — гідростатичний тиск,  $p_0$  — границя пластичної стисливості основи,  $\rho^{\max}$ ,  $\rho^{\min}$  — максимальна та мінімальна щільність ґрунту — константи ґрунту.

У математичній реалізації нелінійної задачі механіки ґрунтів за числовим методом граничних елементів прийнято алгоритм розв'язання, який базувався на кроковому методі, коли на наступному кроці використовувались дані з попереднього.

Навантаження на пальове поле приймалось за гранично-допустимим осіданням будівлі з урахуванням перерозподілу його надфундаментної частини. Прогнозована максимальна величина просідання для фундаментів такого типу будинків — 8 см.

Активна частина основи під фундаментами в межах плями забудови прийнята на глибині, де додаткові напруження менше 0,01 МПа — структурної міцності мало-, середньо- та сильностисливих ґрунтів [6]. При заглибленні паль в суглинки із ступенем водонасичення  $S_r = 0,75 - 0,82$ , область деформування ґрунту в горизонтальному напрямку сягає  $6...7d$  для одиночних паль, під вістрям —  $3...3,5d$  [6] (рис. 2, 3).

На рис. 2, 3 показані отримані за МГЕ графіки залежності «навантаження—осідання» для окремо працюючих паль С-4-30, С-4-35 та фундаментної плити товщиною 20 см, а також схему дискретизації активної зони основи.

За фундаментну конструкцію будівлі прийнято плитно-пальове поле, що забезпечить будівлі просідання 2 см.

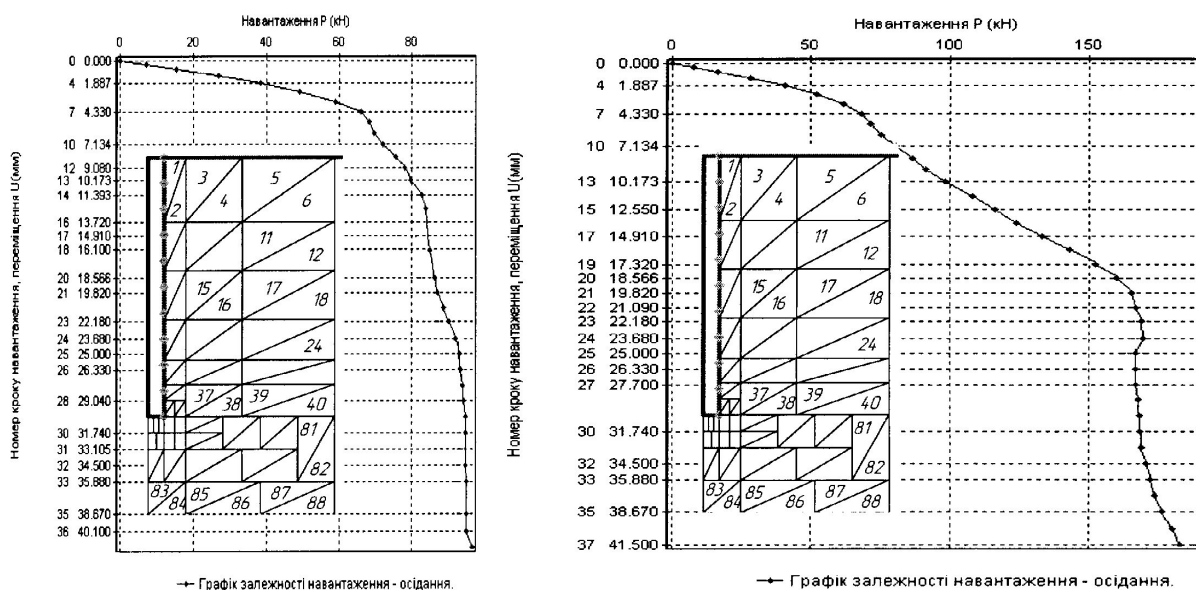


Рис. 2. Графік осідання паль С-4-30, С-4-35 та дискретизація активної зони основи

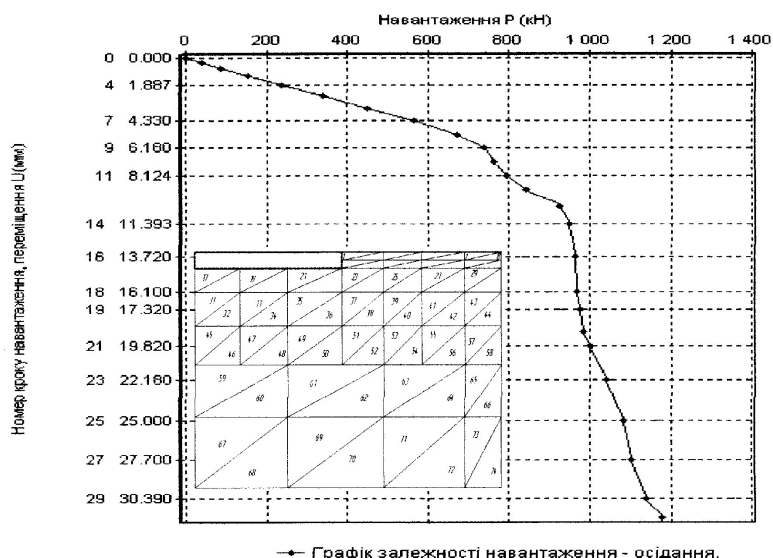


Рис. 3. Графік осідання фундаментної плити будівлі та дискретизація фрагменту розрахункової області ґрунтової основи під нею

### Висновки

1. Набув подальшого розвитку метод аналізу напружено-деформованого стану будівель на пильовій основі, який враховує нелінійну поведінку ґрунту.
2. Методами скінчених елементів та класичної будівельної механіки доведено, що система «будівля—основа» знаходиться в тісній взаємодії. Під впливом навантажень основа деформується, що веде до перерозподілу навантажень за рахунок включення в роботу надфундаментних конструкцій. Степінь та характер перерозподілу додаткових навантажень як на основу, так і на наземні конструкції будівлі залежить від стану та властивостей ґрунтів, статичної схеми споруди, її просторової жорсткості.
3. Проведені дослідження показують, що управління поведінкою системи «будівля—основа» є тим інструментом, за допомогою якого можна покращити техніко-економічні показники будівлі та підвищити її експлуатаційну надійність.

### СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Бойко І. П., Сахаров В. О. Напружено-деформований стан ґрунтового масиву при прибудові нових фундаментів поблизу існуючих будинків // Основи і фундаменти : Міжвідомчий науково-технічний збірник. — К.: КНУБА, 2004. Вип. 28, — С. 3—10.
2. Николаевский В. Н. Современные проблемы механики грунтов // Определяющие законы механики грунтов. — М.: Стройиздат, 1975. — С. 210—227.
3. СНиП 2.02.01-85 «Основания зданий и сооружений».
4. Моргун А. С. Застосування МГЕ у розрахунках паль в пластичному середовищі ґрунту. Вінниця: Універсум-Вінниця, 2001. — 64 с.
5. Городецкий А. С., Шмуклер В. С., Бондарев А. В. Информационные технологии и проектирование строительных конструкций. Учебное пособие. Харьков: НТУ ХПИ, 2003. — 889 с.
6. Бартоломей А. А. Основы расчета ленточных свайных фундаментов по предельно допустимых осадках. М.: Стройиздат, 1982. — 221 с.
7. ДБН В.1.2 — 2: 2006 «Навантаження та впливи», К.: МІНБУД України, 2006. — 60 с.

Рекомендована кафедрою промислового та цивільного будівництва

Надійшла до редакції 20.12.07  
Рекомендована до друку 27.12.07

*Моргун Алла Серафимівна* — завідувач кафедри; *Попов Володимир Олексійович* — старший викладач; *Меть Іван Миколайович* — аспірант.

Кафедра промислового та цивільного будівництва, Вінницький національний технічний університет