

стальных конструкций сталебетонными происходит экономия стали, при этом общая масса конструкций практически не увеличивается.

Сталебетонные колонны предлагается применять в качестве стоек и каркасов многоэтажных жилых, общественных и промышленных зданий, при строительстве мостов, путепроводов и транспортных развязок. Во всех случаях по сравнению с железобетоном той же несущей способности снижается себестоимость строительства (15-20%) и уменьшается расход строительных материалов (30-40%).

1.Стороженко Л.И., Плахотный П.И., Черный А.Я. Расчет трубобетонных конструкций. – К.: Будівельник, 1991. – 120 с.

2.Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Расчет сталебетонных элементов прямоугольного сечения на прочность при осевом сжатии // Бетон и железобетон. – 1997. – №1. – С.13-15.

3.Ахвердов И.Н. Основы физики бетона. – М.: Стройиздат, 1981. – 464 с.

4.Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. – М.: Госстройиздат, 1961. – 96 с.

5. Зайцев Ю.В. Деформации и прочность цементного камня и бетона с учетом трещин в микро- и макроструктуре: Автореф. дисс. ... д-ра техн. наук. – М., 1975. – 48 с.

6.Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами и ее приложение к расчету балок, стенок, плит, элементов оболочек и стержней, подвергнутых изгибу с кручением: Автореф. дисс. ... д-ра техн. наук. – М., 1976. – 46 с.

7.Александровский С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на изменение температуры и влажности с учетом ползучести. – М.: Стройиздат, 1973. – 423 с.

8.Арутюнян Н.Х. Некоторые вопросы теории ползучести. – М.: Гостехтеоретиздат, 1952. – 324 с.

9.Прокопович И.Е. Влияние длительных процессов на напряженно-деформированное состояние сооружений. – М.: Госстройиздат, 1963. – 260 с.

10.Улицкий И.И. Теория и расчет железобетонных стержневых конструкций с учетом длительных процессов. – К.: Будівельник, 1967. – 346 с.

11.Барашников А.Я. Расчет железобетонных конструкций на действие длительных переменных нагрузок. – К.: Будівельник, 1977. – 156 с.

Получено 24.10.2005

УДК 624.131 : 624.15.04

Ю.Л.ВИННИКОВ, д-р техн. наук, О.В.АНДРІЄВСЬКА, канд. техн. наук

Полтавський національний технічний університет ім. Юрія Кондратюка

Б.І.ЗАВАЛІЙ, канд. техн. наук

Полтавська регіональна комплексна лабораторія НДІБК

МОДЕЛЮВАННЯ ЗАНУРЕННЯ В ГРУНТ КОНІЧНОГО НАКОНЕЧНИКА

Пропонується розрахункова схема вдавлювання в ґрунт конічного наконечника та її числова реалізація з використанням методу кінцевих елементів (МКЕ). Наведено результати порівняння числових і лабораторних досліджень.

До класу основ і фундаментів, які створюють витисненням ґрунту з-під робочого органу чи фундаменту за різними напрямками, віднесені палі, які занурюють у ґрунт чи виготовляють безпосередньо в масиві, блоки, фундаменти у витрамбованих і виштампуваних котлованах тощо [1]. Через численність видів і типорозмірів конструкцій цих фундаментів, ґрунтових умов, де їх застосовують, використання аналітичних методик їх розрахунку пов'язано з певними припущеннями, а отже й похибками. Тому кожного разу виникає необхідність експериментального обґрунтування проектного варіанту, що збільшує його вартість.

За таких умов раціонально використовувати моделювання процесів улаштування й наступної роботи таких основ і фундаментів за допомогою програмного комплексу "PRIZ-Pile" [1], в якому реалізоване рішення вісесиметричної задачі МКЕ (метод переміщень) шагово-ітераційними методами у фізично і геометрично нелінійній постановці. Застосування восьмивузлових ізопараметричних вісесиметричних КЕ з квадратичним описом геометрії та поля переміщень за перерізом (з чотирма точками інтегрування), що мають властивості значно змінюватися за формою й об'ємом, дає можливість використання як прямокутної, так і криволінійної сітки КЕ, а врахування цих змін – визначення переміщень, напруг й наведених властивостей ґрунту на кожному кроці влаштування і навантаження фундаменту.

Створення основ і фундаментів класу "Робота ґрунту з можливістю його витиснення з-під робочого органу (фундаменту) за різними напрямками" є сенс моделювати завданням вимушених переміщень ґрунту в різних напрямках [1], але це припущення слід перевірити на тестовій задачі, наприклад, про занурення в ґрунт стандартного конічного penetраційного наконечника.

Тому за мету роботи прийнято порівняння результатів числових і лабораторних досліджень напружено-деформованого стану (НДС) ґрунту від вдавлювання в нього конічного наконечника.

Методика лабораторних досліджень НДС ґрунту від вдавлювання penetраційного наконечника розроблена професором М.Л.Зоценком [2, 3]. Вона базується на ефекті впливу стінок кільця при penetраційних випробуваннях. Ефект полягає в тому, що при зануренні конічного наконечника в ґрунт, обмежений металевим кільцем, на певній ("характерній" або, так званій, "критичній") глибині h_k порушується (різко підвищується) інваріантність опору penetрації q ($q = F/h^2$, де F – зусилля penetрації; h – глибина занурення наконечника в ґрунт) для глинистих ґрунтів чи показника penetрації U ($U = F/h^3$) для пісків,

котрий однозначно визначає досягнення границею “зони впливу” наконечника стінок кільця.

Дослідження включали в себе кілька серій пенетраційних випробувань (з використанням лабораторного пенетрометра ЛП-1) конічним наконечником з кутом розкриття при вершині $\beta = 30^\circ$ і висотою $h_{\text{кон}} = 6,0$ см дрібного чистого повітряно сухого піску порушеної структури, ущільненого до $\rho_d = 1,50 \dots 1,75$ г/см³ у кільцях діаметром $d = 7,14; 8,50; 10,80; 12,00$ см. Була встановлена залежність між h_k , d і характеристикою щільності ґрунту $1/\rho_d$: $h_k = f(1/\rho_d; d_k)$. Величина критичної глибини h_k зростала при збільшенні значення d і зменшенні ρ_d , тобто діаметр “зони впливу” від занурення наконечнику в більш щільних ґрунтах зростає.

Після відкладення результатів досліджень у координатах “ $\lg h_k - 1/\rho_d$ ” побудовано графік (рис.1), який аналітично виражається формулою

$$1/\rho_{di} = 1/\rho_{d0} + 1/\alpha \cdot \lg(h_{ki}/h_{k0}), \quad \text{см}^3/\text{г}, \quad (1)$$

де $1/\rho_{d0}$ і h_{k0} – координати граничної точки на прямій; $1/\alpha$ – кутовий коефіцієнт лінійного рівняння.

При математичному моделюванні задачі вдавлювання в ґрунт вищеописаного наконечника вихідна розрахункова область приймалась як циліндр з діаметром, що дорівнював внутрішньому діаметру кільця, і висотою 60 мм. Кількість прямокутних КЕ – 108 (9x12) і вузлів – 367 постійні, при дещо змінному числі закріплених вузлів (48-58) у кожній розрахунковій схемі. Висота всіх КЕ однакова – 5 мм. Ширини КЕ, що безпосередньо примикають до вертикальної осі 10-22 мм, а всіх наступних 3-5 мм (постійна для кожної розрахункової схеми).

Приклад характерної ($d = 8,50$ см; $\rho_d = 1,50$ г/см³) вихідної розрахункової схеми до задачі про занурення в ґрунт конічного наконечника подано на рис.2, а.

Горизонтальні та вертикальні примусові переміщення задавались лише для вузлів сітки КЕ, що лежать на вертикальній осі симетрії розрахункової області. Схема деформування ґрунту внаслідок вдавлювання конічного наконечника (при $h_k = 3,6$ см) за даними моделювання наведена на рис.2, б.

Приклади ізоліній горизонтальних і вертикальних переміщень

грунту для цього прикладу моделювання вдавлювання в нього наконечника представлені на рис.3, а приклад ущільнення ґрунту навколо конусу – на рис.4.

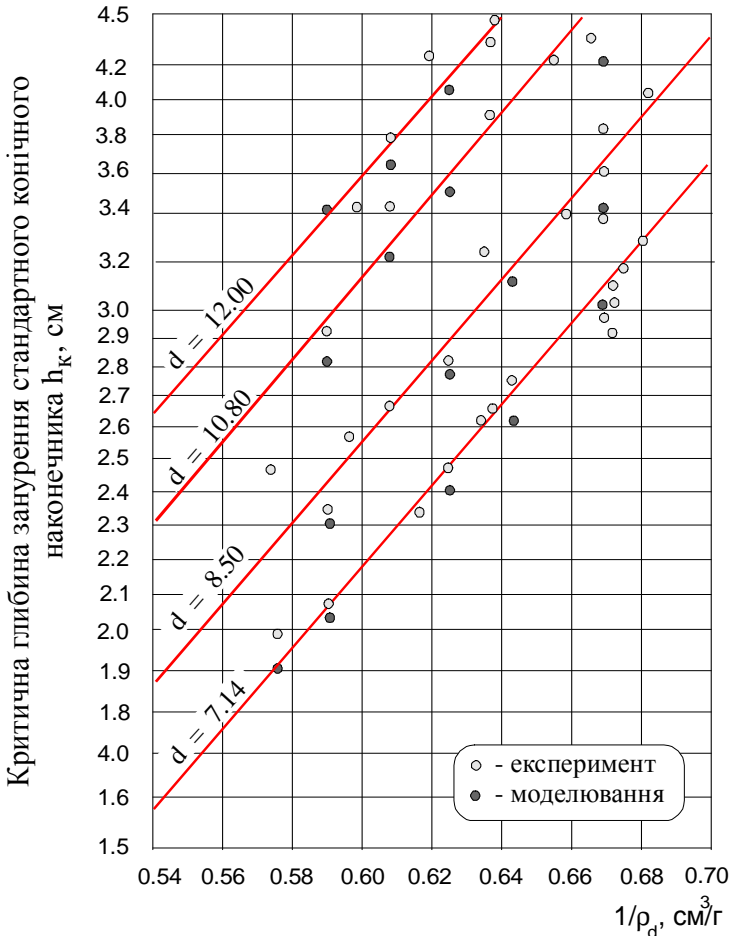


Рис. 1 – Порівняння експериментальних і змодельованих графіків залежності $h_k = f(1/\rho_d; d_k)$

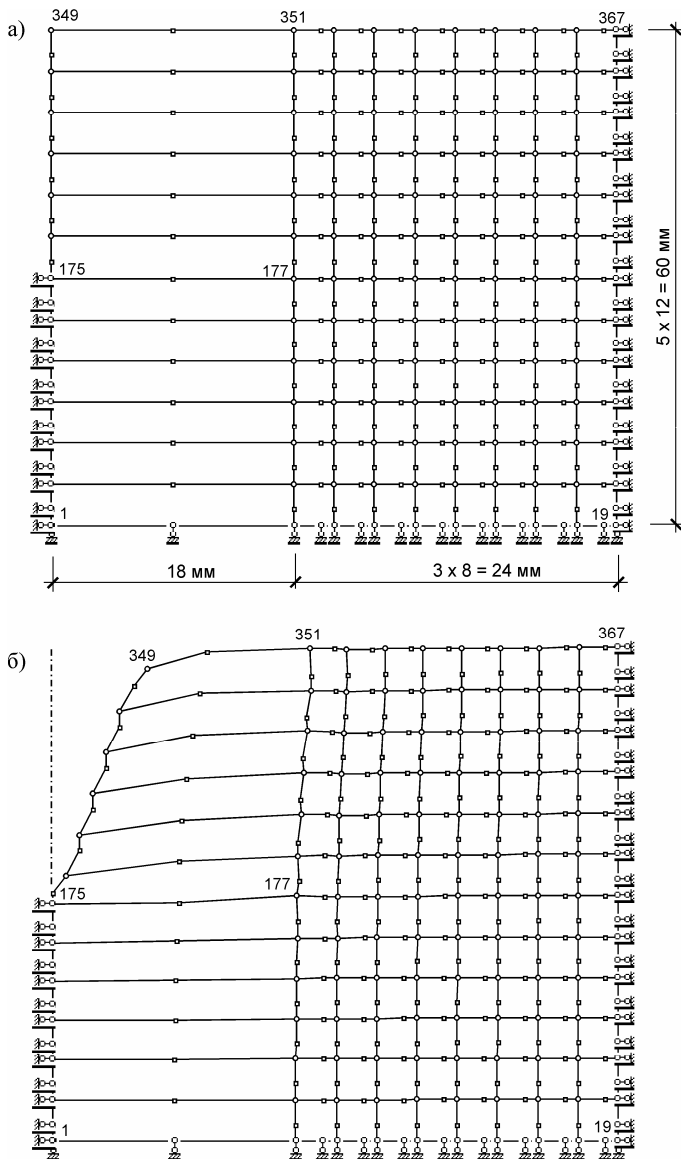


Рис. 2 – Розрахункові схеми МКЕ задачі про занурення в ґрунт наконечника ($d=8,5$ см; $\rho_d = 1,50$ г/см³; $h_k=3,6$ см): а – вихідна; б – деформована.

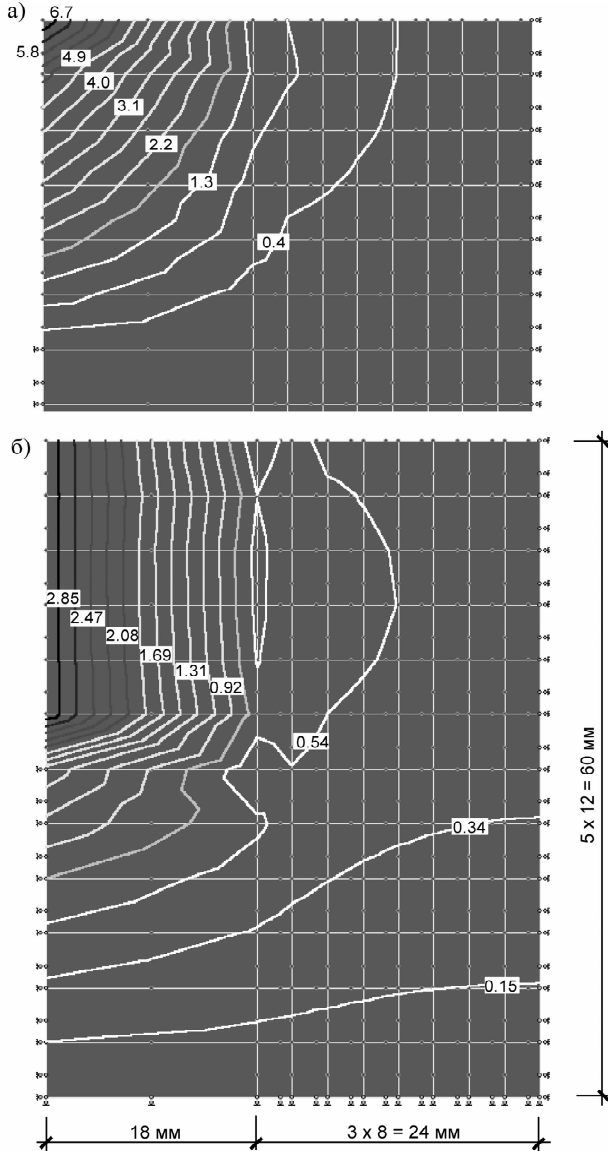


Рис. 3 – Ізоліїні переміщень ґрунту у кільці діаметром 8,5 см від вдавлювання наконечника за даними моделювання: а – у горизонтальному напрямку; б – у вертикальному напрямку.

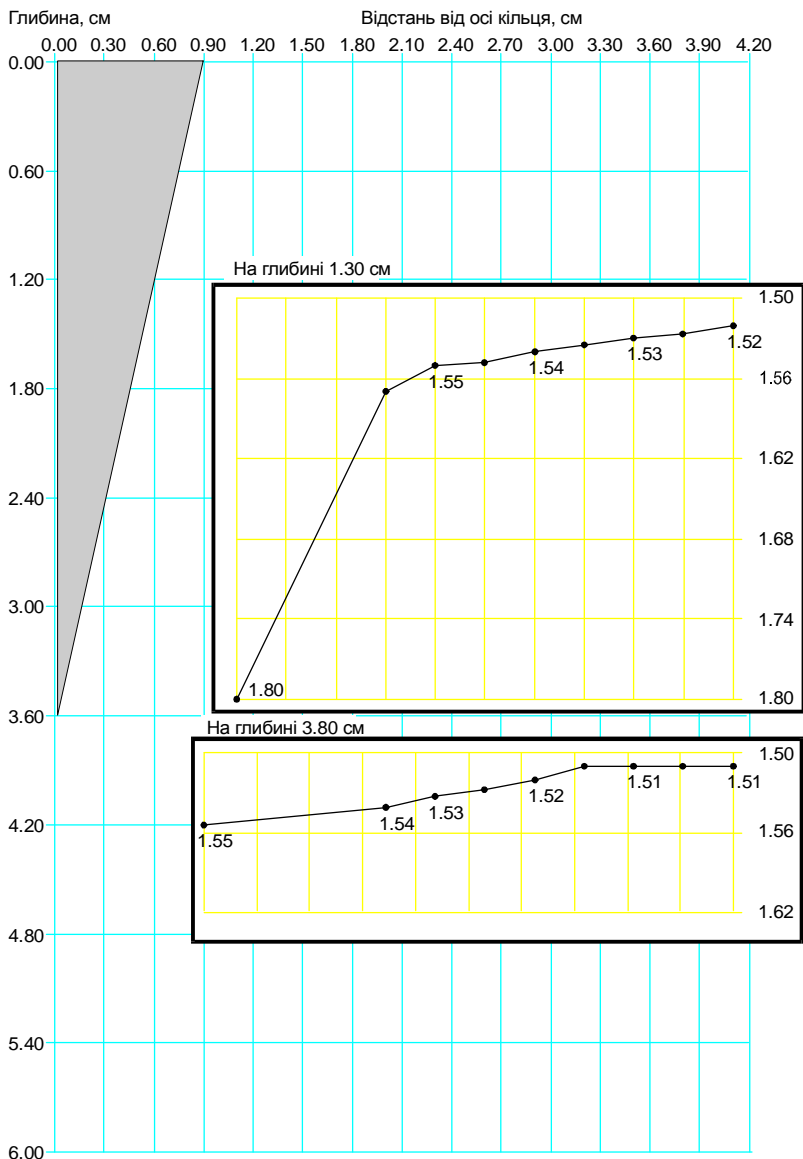


Рис.4 – Ущільнення повітряно сухого піску порушеної структури, укладеного й ущільненого до $\rho_d=1,50 \text{ г/см}^3$ у кільці діаметром $d=8,5 \text{ см}$, внаслідок вдвлювання конічного наконечника на глибину $h_k=3,6 \text{ см}$ за даними моделювання

З останнього рисунку, зокрема, видно, що:

- максимальне значення щільності сухого ґрунту $\rho_d = 1,80 \text{ г/см}^3$ зафіксоване біля бічної поверхні конуса. З віддаленням від неї ущільнення ґрунту зменшується за певною ступеневу залежністю;

- порівняно з первинною величиною значення ρ_d на межі з стінкою кільця підвищилось на величину $0,02 \text{ г/см}^3$, яку звичайно приймають за межу зони поширення ущільнення [4]. Тобто, моделюванням можливо визначити розміри “зони впливу” від занурення наконечнику в ґрунт.

Порівняння експериментальних [2] і змодельованих графіків залежності $h_k = f(1/\rho_d; d_k)$ подано на рис.1. На ньому видно досить задовільну збіжність змодельованих й експериментальних значень критичної глибини занурення наконечнику h_k (їх відносна різниця не перевищує 7%), хоча майже завжди змодельовані величини h_k були меншими за отримані в лабораторному досліді.

Таким чином, зіставленням результатів моделювання НДС ґрунту від вдавлення в нього конічного наконечника з аналогічними даними лабораторних досліджень встановлена можливість визначення досить достовірних значень параметрів зон деформацій і ущільнення ґрунту навколо наконечника. Це обґрунтовує доцільність використання рішення вісесиметричної задачі МКЕ у фізично й геометрично нелінійній постановці для розрахунку наведених властивостей основ фундаментів класу “Робота ґрунту з можливістю його витиснення з-під робочого органа (фундаменту) за різними напрямками”.

1.Винников Ю.Л. Математичне моделювання взаємодії фундаментів з ущільненими основами при їх зведенні та наступній роботі. – Полтава: ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2004. – 237 с.

2.Зоценко Н.Л. Исследование границ зоны выпирания песчаного грунта, возникающей при погружении конического наконечника с углом раскрытия 30° // Инженерные изыскания в строительстве. – К.: УкрГИИНИТИЗ, 1968. – С.13-20.

3.Зоценко Н.Л., Котлярова Е.В. Модельные исследования «зоны влияния» пирамидальных свай // Труды III Междунар. конф. «Проблемы свайного фундаментостроения». Ч.1. – Пермь: Пермский ПИ, 1992. – С.35-39.

4.Бартоломей А.А., Омельчак И.М., Юшков Б.С. Прогноз осадок свайных фундаментов. – М.: Стройиздат, 1994. – 384 с.

Отримано 25.11.2005