

УДК 624.154

Скочко Людмила Олегівна*Асистент кафедри Основ та фундаментів, ORCID 0000-0001-7392-814X,
Київський національний університет будівництва і архітектури, Київ***ОСОБЛИВОСТІ ЧИСЛОВОГО МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ БАГАТОЯРУСНИХ ПІДПІРНИХ СТІН З ВРАХУВАННЯМ ЗМІНИ КОНФІГУРАЦІЇ ЇХ ОКРЕМИХ ЯРУСІВ**

***Анотація.** Проектування багатоярусних підпірних стін дозволяє розробляти глибокі котловани тому вибір кількості ярусів, їх положення та конфігурація є важливими при проектуванні таких конструкцій. Вибір конфігурації ярусів підпірних стін варто приймати на основі результатів числового моделювання. Для вибору моделі ґрунту, що використана в розрахунках комплексу підпірних стін використовувались наступні моделі: модель Мізеса-Губера, що основана на дилатансійній теорії; модель зі змінними деформативними характеристиками та ідеальна пружно-пластична модель Кулона-Мора. В роботі також наведені результати натурних випробувань пари паль на горизонтальне навантаження.*

***Ключові слова:** числове моделювання; пружно-пластична модель; багатоярусні підпірні стіни; натурні випробування*

Вступ

У великих містах все складніше знайти ділянки під забудову, особливо у середмісті. Тому дуже актуальним є проектування утримуючих конструкцій, що можуть тримати великі перепади ґрунту, так як в наш час дуже активно забудовуються ділянки зі схилами. Але додаткове планування схилів є дуже затратною частиною будівництва, тому важливим питанням є не тільки розробити комплекс протизсувних заходів і зробити його надійним, але і знайти найбільш раціональне рішення. Одним з таких рішень – є використання багатоярусних підпірних стін.

В даній роботі досліджено декілька задач, які є важливими при проектуванні підпірних стін. Одним з найбільш важливих факторів при чисельному моделюванні взаємодії утримуючих конструкцій з ґрунтовим масивом – є вибір моделі ґрунту. Також в роботі досліджено вплив положення ярусів підпірних стін на їх горизонтальні переміщення, та врахування впливу додаткових жорсткостей підпірних стін з площини при чисельному моделюванні.

Вибір моделі ґрунтового середовища

Натурні випробування паль на горизонтальні навантаження були виконані на одному з будівельних майданчиків Києва. Результати цих випробувань були використані для вибору моделі

ґрунтового середовища при проектуванні багатоярусної підпірної стіни. Для порівняння оцінки взаємодії утримуючих конструкцій з ґрунтовим було обрано 3 моделі ґрунту.

Модель Мізеса-Губера, модифікована професором І. П. Бойко – це модель фізично нелінійного пружно-пластичного ґрунтового середовища, що базується на дилатансійній теорії професора В. М. Ніколаєвського [1].

В якості умови пластичної течії f використовується модифікований критерій Мізеса-Губера, [2], для збільшення збіжності результатів моделювання із експериментальними даними у широкому діапазоні навантажень.

Граничний стан настає по досягненню умови $f=0$, де f приймає вигляд:

$$f = \begin{cases} T + \sigma_m \operatorname{tg} \psi - \tau_s = 0, & \text{при } \sigma_m \geq P_0 \\ T + \sigma_m \operatorname{tg} \psi - \tau_s = 0, & \text{при } \sigma_m < P_0 \end{cases} \quad (1)$$

де T – інтенсивність дотичних напружень, σ_m – гідростатичний тиск, ψ – кут на октаедричній площадці, τ_s – граничне значення інтенсивності дотичних напружень при відсутності гідростатичного тиску, P_0 – рівень гідростатичного тиску, що визначає перехід від конічної поверхні до циліндричної. За неасоційованим законом пластичної течії $F \neq f$, де f – функція, що визначає умову пластичності ($f=0$).

Для розв'язку задач нелінійного деформування

грунту використовується дилатансійна умова проф. В.М. Ніколаєвського [1]:

$$d\varepsilon^p = A(\chi, \sigma_m) d\gamma^p, \quad (2)$$

де $d\varepsilon^p$ – приріст об'ємної пластичної деформації, A – коефіцієнт дилатансії, χ – параметр зміцнення, $d\gamma^p$ – приріст інтенсивності пластичних деформацій зсуву.

Наступна модель ґрунту – модель Кулона-Мора, яка складається з двох компонент: закону Гука та умови міцності Кулона-Мора. Закон Гука – це лінійна залежність між пружними деформаціями та напруженнями $\sigma = \varepsilon \times E$. Закон міцності Кулона-Мора має наступний вигляд:

$$\tau = C + \sigma g \varphi, \quad (3)$$

де C – питоме щеплення, параметр, що відповідає міцності ґрунту при нульовому значенні нормальних напружень на площадці зсуву, σ – ефективне нормальне напруження, на площадці зрізу, φ – кут внутрішнього тертя.

Дана модель враховує пружну роботу ґрунту при малих деформаціях, і низьку жорсткість матеріалу та пружне розвантаження. Також особливістю цієї моделі є те, що поверхня текучості є постійною в просторі. Для даної моделі модуль деформації та коефіцієнт Пуассона – постійні. Часто саме модель Кулона-Мора використовується для розрахунку стійкості схилів, утримуючих конструкцій підпірних стін. Чисельне моделювання підпірних стін повинно включати в себе історію навантаження. Повний приріст деформацій складається з пружних і пластичних і в диференційній формі виглядає наступним чином:

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (4)$$

Функція текучості f задається рівнянням.

$$f = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' - 2c' \cdot \cos \varphi' \quad (5)$$

Потенціал пластичності g задається рівнянням:

$$g = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi \quad (6)$$

Поверхня текучості одночасно розглядається як потенційна поверхня ($g = f$), тобто діє асоційований закон течії.

Остання з розглянутих моделей – це пружно-пластична модель зі змінними деформативними характеристиками, яка включає в себе в якості поверхні руйнування – визначення Кулона-Мора, для опису пружної області напружено-деформованого стану – гіперболічне визначення Duncan-Chang зі змінними модулями деформації для траєкторії первинного навантаження і траєкторії розвантаження – повторного навантаження. На відміну від моделі Кулона-Мора в даній моделі ґрунту поверхня текучості не є постійною в просторі

головних напружень і може розширюватись за рахунок пластичних деформацій. Ця модель моделює і поведінку ґрунту при розробці глибоких котлованів. Для опису нелінійної пружної області використовується гіперболічне співвідношення між напруженнями та деформаціями при дренажних трьох вісних випробуваннях, яке було запропоноване R.L. Kondner та J.S. Zelasko у 1963 р., і доповнене J.M. Duncan та

C.-Y. Chang у 1970 р. [3]. Твірна поверхня текучості описується наступним чином:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{для } q < q_f \quad (7)$$

Де q_a асимптотичне девіаторне напруження від деформацій зсуву, яке зв'язано з максимальним девіаторним напруженням q_f рівнянням $q_a = q_f/R_f$ де, R_f змінюється в межах 0,75...1.

$$q_f = (c' \cdot \operatorname{ctg} \varphi' + \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad (8)$$

Функція текучості для девіаторного навантаження f описує пластичні деформації зсуву і задається рівнянням.

Під час деформування функція текучості змінюється двояко:

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad (9)$$

де \bar{f} функція, що залежить від напружень, а γ^p функція, що залежить від пластичних деформацій:

$$\bar{f} = \frac{1}{E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}}, \quad (10)$$

$$\gamma^p = -(2\varepsilon_1^p - 2\varepsilon_v^p) \approx -2\varepsilon_1^p$$

Потенціал пластичності g при девіаторному навантаженні задається рівнянням (6), де ψ мобілізований кут дилатансії.

Всі описані моделі ґрунту були використанні при числовому моделюванні натурального випробування пари паль на горизонтальне навантаження.

Чисельне моделювання взаємодії цих паль з ґрунтовим масивом проводилось в об'ємній постановці. Розв'язання задачі в такій постановці дозволяє врахувати не тільки жорсткість паль на стиск та згин, а і вплив бічної поверхні та підшви паль на напружено – деформований стан системи «ґрунтовий масив – утримуюча конструкція».

На експериментальному майданчику, випробування проводились для наступної конструкції: були влаштовані 2 буронабивні палі діаметром 1020 мм і довжиною 19 м, палі розташовані на відстані 3 м одна від одної і об'єднані монолітним ростверком висотою 2 м, з'єднання між палями і ростверком – жорстке.

Скінчено-елементна модель проведення випробувань наведена на рисунку 1. Кулона-Мора.

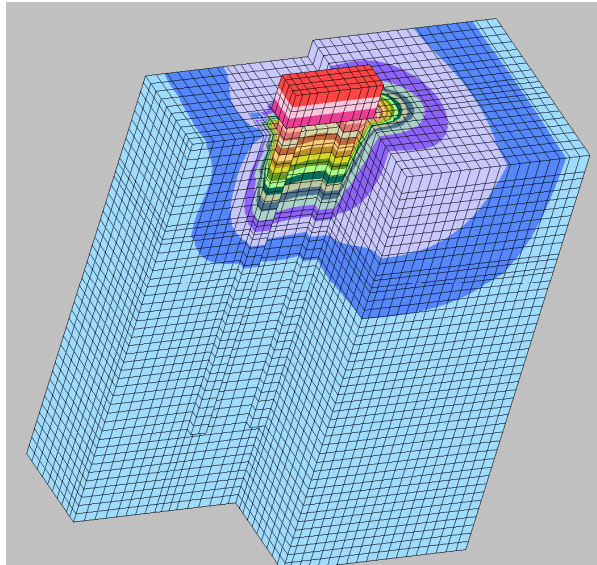


Рисунок 1 – Скінчено-елементна модель випробування пари паль на горизонтальне навантаження

На рисунку також показані ізополя горизонтальних переміщень на останньому етапі навантажень.

Результати чисельного моделювання у вигляді графіків наведені на рисунку 2.

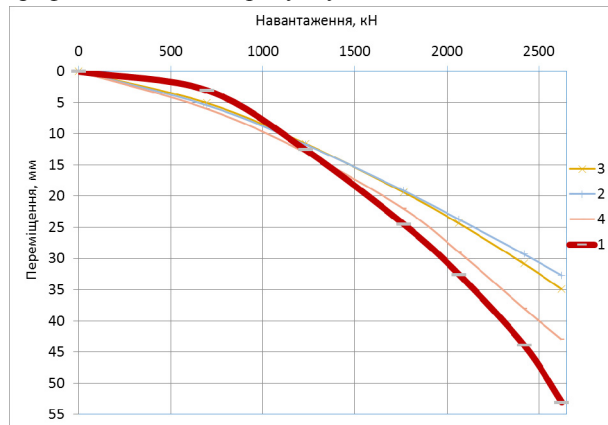


Рисунок 2 - Результати натурального випробування паль на горизонтальне навантаження: 1 – результати натурних випробувань, 2 – модель Кулона-Мора, 3 – пружно-пластична модель зі змінними деформативними параметрами, 4 – модифікована модель, Мізеса-Губера,

За графіками видно, що при невеликих навантаженнях кожна з вибраних моделей ґрунту переоцінює переміщення і працюють майже однаково, але при збільшенні навантажень збільшується і похибка розрахунків. Для моделі Кулона-Мора на останньому етапі навантажень похибка складає майже 60%, пружно-пластична модель зі змінними деформативними характеристиками – дає похибку 54% і за характером деформування наближується до моделі

Мізеса-Губера показала досить високу збіжність результатів (до 30%) навіть на останніх етапах навантажень. В межах навантажень від 0 до 1700 кН всі запропоновані моделі дають високу збіжність результатів і похибка не перевищує 18%.

Найбільш близьким до результатів натурних випробувань, є графік залежності між навантаженням і переміщенням отриманий при використанні моделі нелінійного деформування Мізеса-Губера.

Дослідження впливу конструктивних особливостей ярусів підпірних стін на напружено-деформований стан системи «підпірні стіни - ґрунтове середовище»

Дослідження проводились при розробці реального проекту комплексу підпірних стін у Києві. Необхідно було запроєктувати підпірну стіну, яка б тримала схил висотою майже 27 м. Для забезпечення надійної і ефективної роботи утримуючих конструкцій була прийнята комбінована схема, а саме комплекс підпірних стін, що включає в себе 3 яруси.

Верхній ярус підпірних стін виконаний з буронабивних паль діаметром 420мм довжиною 16 м, крок паль в ряду 600мм (ПС-0). Середній ярус – це два ряди паль діаметром 620мм довжиною 20 та 24м з кроком паль 1000мм (ПС-1). Відстань між рядами паль складає 1000мм. Нижній ярус - це підпірна стіна з двох рядів буронабивних паль діаметром 620мм довжиною 16 м (ПС-2).

В конструкціях двох нижніх ярусів підпірних стін передбачені контрфорси, які збільшують жорсткість підпірних стін з площини. Контрфорсні палі розташовані зі сторони ґрунту, що ймовірно зменшує їх вплив на зменшення горизонтальних переміщень. Для врахування впливу контрфорсних паль на взаємодію між ґрунтовим масивом та утримуючими конструкціями розв'язано дві задачі. Задачі були розв'язані в плоскій постановці

Постановка задачі враховує конструктивну нелінійність, тобто враховані всі етапи зведення підпірних стін та технологічна послідовність будівництва, таким чином розрахунок проводився за 16 етапів.

За результатами розрахунку двох варіантів підпірних стін було отримано, що встановлення додаткових контрфорсних паль зменшує горизонтальні переміщення підпірних стін: переміщення ПС-2 зменшились на 23%, ПС-1 – на 21%, а ПС-0 на 7%. Тобто, встановлення додаткових контрфорсних паль зменшує горизонтальні переміщення не тільки тих підпірних стін, в яких вони встановлені, а і загальні переміщення всього

грунтового масиву.

Таблиця 1

Етапи розрахунку

1	Власна вага ґрунту
2	Влаштування підпірної стіни ПС-0
3	Розробка ґрунту на 2.5 м
4	Розробка ґрунту на 2.5 м
5	Планування схилу на 2 м
6	Планування схилу на 2 м
7	Планування схилу на 2.5 м
8	Планування схилу на 2.5 м
9	Влаштування підпірної стіни ПС-1
10	Розробка ґрунту на 2.5 м
11	Розробка ґрунту на 2.5 м
12	Розробка ґрунту на 2 м
13	Влаштування підпірної стіни ПС-2
14	Розробка ґрунту на 2 м
15	Розробка ґрунту на 2 м
16	Розробка ґрунту на 1.5 м

Висновки

Встановлено, що порівняння даних числового моделювання з результатами випробування пари паль на горизонтальне навантаження показало збіжність результатів межах навантажень до 1700 кН. Модифікована модель Мізеса-Губера показала збіжність результатів на останньому етапі навантажень близько 30%, що в 2 рази менше ніж похибка, при використанні інших моделей.

Показано, що у випадку встановлення додаткових контрфорсних паль в нижніх підпірних стінах зменшуються відповідні горизонтальні переміщення: для ПС-2 на 23%, ПС-1 – на 21% та ПС-0 на 7%.

Література

1. Николаевский В. Н. *Современные проблемы механики грунтов* / В. Н. Николаевский // *Определяющие законы механики грунтов*. – М. : Стройиздат, 1975. – с. 210–227.
2. Boyko I. P. *Finite element simulation of the loss of stable resistance in a foundation-soil system*/ I. P. Boyko, V. S. Boyandin, A. E. Delnik, A. L. Kozak., A. S. Sakharov // *Archive of Applied Mechanics* - 1992. - issue. 62. – 315-328
3. Duncan J.M. *Nonlinear analysis of stress and strain in soils* / J.M. Duncan., C.-Y. Chang. // *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1970. - № 96 (SM5). - pp. 1629-1653.
4. *Определение параметров для численного моделирования поведения грунтов*/ Л.А. Строчкова // *Вестник Томского государственного университета – Томск, ТПУ, 2008г. - Вып 1 том 313. – с.47-57*
5. Бойко И.П. *Свайные фундаменты на нелинейно-деформируемом основании: дис. доктора тех. наук: 05:23:02* / Бойко Игорь Петрович. – К., 1988. – 372 с.
6. Скочко В. І. *Рівняння параметрів стану та положення в'язей сітчастих структур* / В. І. Скочко, Л. О. Скочко // *Основи і фундаменти*. – К. КНУБА, 2014. – Вип. 34. – с 47–57.
7. Drucker D. *Soil mechanics and plastic analysis or limit design*/ D. Drucker, W. Prager// *Quarterly Applied Mathematics*, 1952 – issue 2 – pp.157–165.
8. Vermeer P. *Non-associated plasticity for soils, concrete and rock*/ P. Vermeer, R. de Borst// *Heron - Delft University of Technology*, 1984 – issue 29 (3)
9. Sakharov V. *Interaction study of the frame building with foundation weakening by the underground mines under the seismic load*/ V. Sakharov, V. Zhuk., L. Skochko // *Motrol. Commission of motorization and energetics in agriculture – 2014 – issue 16. - pp. 37-44*

Стаття надійшла в редколегію 18.04.2014

Рецензент: д.т.н., проф. І. П. Бойко, Київський національний університет будівництва і архітектури, Київ.

Скочко Людмила Олеговна

Ассистент кафедри Оснований і фундаментов, ORCID 0000-0001-7392-814X,
Київський національний університет будівництва і архітектури, Київ

ОСОБЕННОСТИ ЧИСЛЕННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ МНОГОЯРУСНЫХ ПОДПОРНЫХ СТЕН С УЧЕТОМ ИЗМЕНЕНИЯ КОНФИГУРАЦИИ ИХ ОТДЕЛЬНЫХ ЯРУСОВ

Аннотация. Проектирование многоярусных подпорных стен позволяет разрабатывать глубокие котлованы, поэтому выбор количества рядов, их положения и конфигурации являются важными задачами при проектировании

подобных конструкций Выбор конфигурации ярусов подпорных стен необходимо принимать на основании результатов численного моделирования. Для выбора модели грунта, которая использована в расчетах комплекса подпорных стен выбраны следующие модели: модель Мизеса-Губера, основанная на дилатансионной теории, модель со сменными деформативными характеристиками и идеальная упруго - пластическая модель Кулона-Мора. В работе, также, наведены результаты натурных испытаний пары свай на горизонтальную нагрузку.

Ключевые слова: *численное моделирование; упруго - пластическая модель; многоярусные подпорные стены; натурные испытания*

Skochko Liudmyla

Assistant of Bases and foundations department, ORCID 0000-0001-7392-814X,

Kyiv National University of Construction and Architecture (KNUCA), Kiev

FEATURES OF NUMERICAL MODELING OF STRESS-STRAIN STATE OF MULT-ILEVEL RETAINING WALLS TAKING INTO ACCOUNT CONFIGURATION CHANGES OF THEIR LEVELS

Abstract. *Designing multi-tiered retaining walls allows to develop deep pits. The choice of the number of levels of retaining walls, their position and configuration are important tasks in the design of such structures. The choice of the configuration of tiers of retaining walls should be taken on the basis of the results of numerical modeling. The problems were solved using the following soil models: based on the dilatation theory; soil model with interchangeable stiffness parameters; and elastic-plastic models of Coulomb-Mohr. A comparing the data of numerical simulations and results of in-situ lateral tests of couple piles are presented*

Keywords: *numerical modeling; elastic-plastic model; multi-level retaining wall; in-situ lateral tests*