

УДК 681.3:624.044:624.15

А. С. Моргун, д. т. н., проф.;

І. А. Моргун, студ.

ПРОГНОЗУВАННЯ ВПЛИВУ ВОДИ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ЛЕСОВОЇ ОСНОВИ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

З використанням числового методу граничних елементів розв'язано нелінійну задачу впливу на несучу спроможність палі зміни напружено-деформованого стану лесових ґрунтів через замокання.

Вступ

Сучасне числове моделювання є найдоступнішою, якщо не єдиною, технологією прогнозування зміни поведінки об'єкту за ціленаправленою зміною вхідних параметрів нелінійної моделі. В статті розглядається застосування результатів теоретичних досліджень за методом граничних елементів взаємодії фундаментів з пружно-пластичною багатошаровою основою до досить типового явища — замокання основи. Дія води — один із найсуттєвіших факторів, що впливають на деформування ґрунтових основ. Плівки води розклинають дисперсне середовище ґрунту, створюючи умови для додаткового його ущільнення. Крім того, вода розчиняє солі, що цементують частинки ґрунту, це веде до зміни структурних зв'язків. Особливо чутливим до порушення природної цілісності і зміни структурних властивостей є лесові ґрунти, широке розповсюдження яких обумовлює використання їх як основ споруд. Лесові ґрунти при замоканні переходять в стан граничної рівноваги. Згідно з експериментальними дослідженнями М. Н. Гольдштейна [1], у замклого лесового ґрунту кут внутрішнього тертя зменшується в 1,5...2 рази, зчеплення ґрунту зменшується в 10 разів, коефіцієнт Пуассона збільшується до 0,34...0,4. Навіть коли в умовах природного залягання лесовим ґрунтам властиві високі міцнісні і низькі деформативні показники, в випадку замокання їх відносна стисливість (від 3 до 5 см) для товщини шару 10 м дає осідання 30...50 см, що спричиняє крен та появу тріщин у споруді.

Розрахункові моделі, які є в нормативних документах, для лесових ґрунтів недопрацьовані, тому задача механіки ґрунтів щодо переходу від несучої спроможності фундаментів в ґрунтах природної вологості до несучої спроможності в замклих ґрунтах є особливо актуальною для сьогодення і потребує розв'язання.

Постановка задачі, визначальні співвідношення

Для точнішого та повнішого аналізу несучої спроможності ґрунтів і прогнозу потенційних деформацій необхідні розрахунки напружено-деформованого стану (НДС) ґрунтів мають виконуватися з використанням закономірностей нелінійної механіки ґрунтів. Дослідження типової ситуації «деградації» лесових ґрунтів через їх підтоплення в роботі проведено з використанням математичної моделі [2] пластичної поведінки дискретного середовища основи і покровоного, за А. А. Іллюшиним, способу розв'язання нелінійної задачі.

Для розв'язання поставленої задачі модель [2] було удосконалено. Вплив замокання лесового ґрунту враховувався зміною характеристик зчеплення та кута внутрішнього тертя, значення яких безпосередньо залежать від вологості ґрунту. Ці вхідні параметри були векторними величинами та змінювались у розрахунках зі зміною кроку навантаження. Поведінка системи «пала—основа» в роботі вивчалась з урахуванням зміни властивостей її елементів, локальних складових — вхідних параметрів системи. В моделі їх 28. Десять з них — це фізико-механічні характеристики ґрунту: E — модуль деформацій; ν — коефіцієнт Пуассона; ρ — щільність ґрунту; ρ^{\min} — мінімальна щільність ґрунту; ρ^{\max} — максимальна щільність ґрунту; C — зчеплення; φ — кут внутрішнього тертя; w — вологість ґрунту; S_r

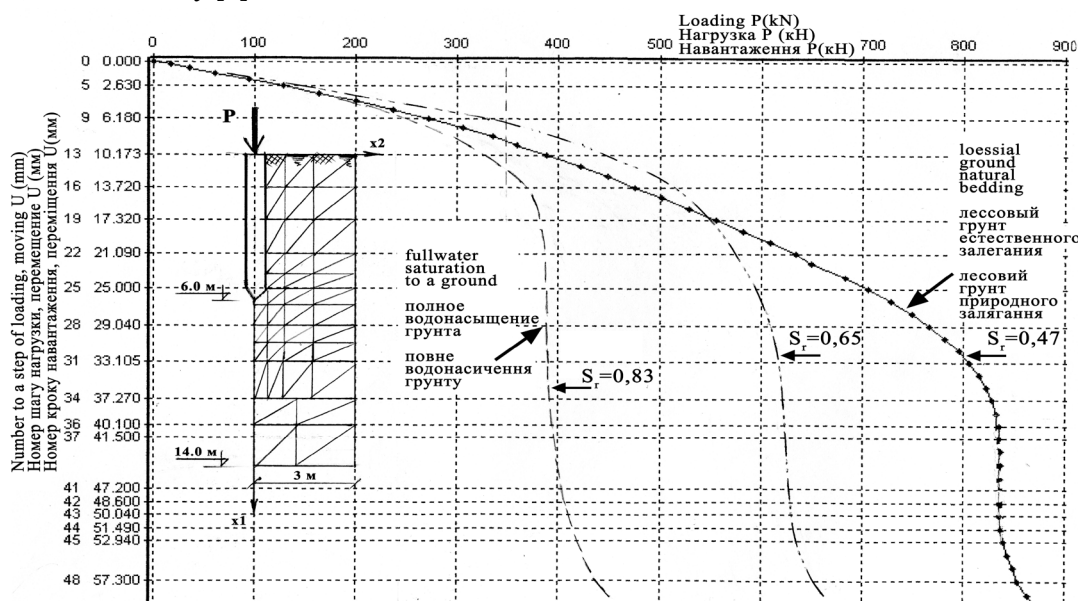
— ступінь вологості ґрунту; p_0 — величина напружень на октаедричній площині, коли ґрунт працює як суцільне середовище. Решта 18 вхідних параметрів описують геометрію палі та форму дискретизації активної зони основи.

Багатошаровість структури ґрунтової основи, яка визначається генезисом відкладень, враховувалась середньозваженими характеристиками ґрунтів. На відміну від конструктивних матеріалів, міцність і деформативність дискретного середовища ґрунту характеризується не мінімальними, а усередненими значеннями міцнісних характеристик. Деформації і міцність дисперсних основ є результатом прояву осереднених властивостей ґрунту в деякій області. Тому, завдяки розподільчим властивостям ґрунтів, випадкові, інколи можуть бути навіть значні, відхилення властивостей ґрунту в окремих точках не визначають поведінку масиву в цілому.

Ґрунти, як відомо, навіть за незначних тисків отримують незворотні пружно-пластичні деформації, які залежать від історії навантаження. За таких передумов поведінка ґрунту описується диференційними рівняннями четвертого порядку. Числове розв’язання цієї нелінійної задачі в статті виконано з залученням методу граничних елементів (МГЕ). К. Бреббія [3] на основі методу зважених нев’язок отримано фундаментальне рівняння рівноваги в інтегралах, яке встановлює співвідношення між зусиллями та переміщеннями на границі палі

$$C_{ij}\dot{u}_j + \int_{\Gamma} \rho^*_{ij}\dot{u}_{ij}d\Gamma = \int_{\Gamma} u_{ij}\rho^*_i d\Gamma + \int_{\Omega} \sigma^*_{jk}\varepsilon^P_{jk}d\Omega, \quad (1)$$

де \dot{u} — заданий вектор швидкостей переміщень на границі палі; \dot{p} — шуканий вектор швидкостей напружень на поверхні досліджуваного об’єкту; ρ^* — ядра граничного рівняння, фундаментальні розв’язки Міндліна для переміщень, напружень та похідних від напружень при дії $P=1$ в середині пружної півплощини; інтеграл по області Ω в (1) включає вектор пластичних деформацій основи ε_p ; C_{ij} — матриця, визначається з умов руху тіла як цілого; Γ , ξ , x — відповідно границя палі, точка збурення, точка нагляду [3].



Графіки навантаження—осідання. Результати моделювання

Для числової реалізації (1) дискретизувалась лише поверхня контакту фундаменту та ґрунту, оскільки розв’язок Р. Міндліна автоматично задовольняє граничні умови на вільній від напружень поверхні півпростору. Границя Γ розбивалась на ряд граничних лінійних елементів, очікувана зона деформацій дискретизувалась трикутними осередками (рисунок).

Рівняння (1) записувалось в дискретній формі для кожного вузла ξ границі Γ

$$C(\xi_i)\dot{U}(\xi_i) + \sum_{j=1}^N \left(\int_{\Gamma} P^* \Phi^T d\Gamma \right) \dot{U}^N = \sum_{j=1}^N \left(\int_{\Gamma} U^* \Phi^T d\Gamma \right) \dot{P}^N + \sum_{k=1}^M \left(\int_{\Gamma} \sigma^* \Phi^T d\Omega \right) \varepsilon^{P(k)}, \quad (2)$$

де i — граничний вузол, що розглядається; j — номер граничного вузла, вплив якого на вузол i враховується окремим коефіцієнтом; k — номер внутрішнього осередку, що впливає на вузол i .

На основі (2) було записано матричне співвідношення

$$H\dot{U} = G\dot{P} + D\dot{\varepsilon}^P, \tag{3}$$

де H, G — матриці. Матриці $D = \int_{\Omega} \dot{\sigma}^* \Phi^T d\Omega$ відповідають інтегралам, що включають непружні деформації. Інтегралами по кожному граничному елементу обчислювались за схемами числового інтегрування двовимірних квадратур Гаусса:

$$H_{ij} = \int_{\Gamma_j} q^* d\Gamma = J \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N (p^*)_k w_i w_j; \tag{4}$$

$$G_{ij} = \int_{\Gamma_j} u^* d\Gamma = J \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N (u^*)_k w_i w_j, \tag{5}$$

де $H_{ij} = \left\{ \begin{matrix} H_{ij}, i \neq j; \\ H_{ij} + C_i, i = j; \end{matrix} \right\}$ w_i, w_j — вагові коефіцієнти числового інтегрування; J — якобіан пере-

ходу від місцевої до глобальної системи координат, для лінійного граничного елемента $J = l_i / 2$.

Інтеграл по внутрішніх осередках ґрунту Ω обчислювався за схемою напіваналітичного інтегрування, запропонованого Ж. Теллесом, К. Бреббія [3] з використанням формули Хаммера

$$\int_{\Omega} \dot{\sigma}^* \Phi^T d\Omega = \sum_{k=1}^K (\dot{\sigma}^* \Phi^T)_k W_k J_k, \tag{6}$$

де J_k — якобіан перетворення системи координат, W_k — вагові коефіцієнти методу Хаммера.

Запропонована модель на кожному кроці навантаження враховує зміну НДС основ, поверхню текучості, шлях навантаження, історію деформування, дилатансію та контрактацію ґрунту. Взаємозв'язок між швидкостями пластичних деформацій і напруженнями при роботі ґрунту в нелінійній стадії описувався за неасоційованим законом пластичної течії

$$d\varepsilon_{ij}^P = d\lambda \frac{dF}{d\sigma_{ij}}; \quad F \neq f, \tag{7}$$

де F — пластичний потенціал, функція історії деформування; f — критерій переходу до пластичного стану; $d\lambda$ — скалярний коефіцієнт простого навантаження, знаходиться в ході розв'язання пластичної задачі.

Кут зсуву φ_m ґрунтової основи (нахил дотичної до кругів Мора) в моделі визначати за формулою

$$\varphi_m = \varphi_f \pm \theta; \tag{8}$$

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{d\varepsilon_v}{d\gamma} = \Lambda, \tag{9}$$

де φ_f — кут внутрішнього тертя ґрунту, Λ — швидкість дилатансії знаходилась в аналітичній залежності від щільності ґрунту ρ та величини критичної щільності ґрунту ρ^{cr} , $\Lambda = \Lambda(\rho, \rho^{cr})$. В свою чергу ρ^{cr} залежала від гідростатичного тиску σ_m , параметра P_0 та мінімального і максимального значення щільності ґрунту $\rho^{cr} = f(\sigma_m, P_0, \rho_{\min}, \rho_{\max})$.

Змінність процесів дилатансії ґрунту враховувалась за моделлю дилатансійного середовища В. М. Ніколаєвського, І. П. Бойка [4]. За критерій текучості ґрунту прийнято модель пластичного критерію Мізеса—Губера—Боткіна. За параметр зміцнення в розрахунковій моделі прийнято щільність ґрунту.

Величина поточного значення щільності ґрунту на кожному кроці навантаження визначалась за формулою

$$\rho_i = \rho_0 / e^{\varepsilon_v}, \tag{10}$$

де ε_v — об'ємні деформації, для запису яких використано міру деформації Генкі.

$$\varepsilon_v = \ln V_i / V_0; \tag{11}$$

де ρ_i, V_i — поточне значення щільності та об'єму на i -му кроці навантаження; ρ_0, V_0 — початкові їх величини.

Значення основних вхідних параметрів, які закладались в розрахунок, наведені в таблиці.

Фізико-механічні характеристики ґрунтів в залежності від вологості ґрунту

E , МПа	ν	ρ , $\frac{\Gamma}{\text{см}^3}$	C , МПа	$\varphi^{\text{Ф}^0}$	w	S_r
17	0,35	1,986	3,1	8,82	0,19	0,47
14,3	0,358	1,947	1,23	3,1	0,204	0,65
8,9	0,362	1,894	0,02	0,7	0,24	0,83

Схему дискретизації активної зони основи та результати числового прогнозування несучої спроможності призматичної забивної палі С-6-30 для ступеня вологості ґрунту $S_r = 0,47; 0,65; 0,83$ показано на рисунку.

Порівняння результатів числового моделювання з експериментальними даними [5] дали задовільний збіг. Згідно з [5] фактична несуча здатність забивних призматичних паль в лесових ґрунтах при повному їх водонасиченні знизилась приблизно в 2,2...2,4 рази.

В числовому розрахунку за МГЕ несуча здатність палі зменшилась в 2,27 рази при зміні ступеня вологості ґрунту від $S_r = 0,47$ в природному стані до $S_r = 0,83$ після замокання. За даними моделювання зниження несучої здатності відбулося через різке зниження несучої здатності палі за бічною поверхнею (тобто, знизилась сила тертя по бічній поверхні через «деградацію» основи при замоканні, що призвело до втрати зчеплення і внутрішнього тертя ґрунту та розвитку значних пластичних областей). Так, при повному водонасиченні ґрунту (див. рисунок) якщо $P = 350$ кН ґрунт працює вже в третій фазі — фазі втрати міцності основи та прогресуючої течії ґрунту, а в ґрунтах природного залягання з тим же навантаженням $P = 350$ кН ґрунт ще працює в першій фазі — фазі ущільнення.

Висновки

1. За даними числового моделювання несуча спроможність палі С-6-30 при замоканні плесового ґрунту до повного водонасичення знизилась до 44 % у порівнянні з ґрунтами природного залягання. Результати моделювання підтвердили, що величини сил тертя в тонкозернистих лесових ґрунтах дуже чутливі до води і різко зменшуються зі збільшенням вологості. Це призводить до значного зменшення несучої спроможності фундаментів.

2. За умов можливого замокання лесових ґрунтів необхідні попередні розрахунки прогнозу зниження несучої спроможності фундаментів з залученням сучасних нелінійних методів механіки ґрунтів.

3. Розроблено методику врахування впливу води на несучу спроможність фундаментних конструкцій, яка дозволяє розв'язувати нелінійну задачу механіки ґрунтів за числовим методом граничних елементів.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Гольдштейн М. Н. Механические свойства ґрунтов. — М.: Госстройиздат, — 1964. — 147 с.
2. Моргу́н А. С. Прогнозування дилатансійної поведінки основ фундаментів мілко́го закладання за методом граничних елементів // Вісник Вінницького політехнічного інституту. — 2006. — №1. — С. 5—11.
3. Бреббия К., Теллес Ж., Вроубел Л. Методы граничных элементов: Пер. с англ. — М.: Мир, 1987. — 524 с.
4. Бойко И. П. Теоретические основы проектирования свайных фундаментов на упруго-пластическом основании // Основания и фундаменты. — К.: Будівельник. — 1985. — № 18. — С. 11—18.
5. Янко К. О., Школяр С. П., Муха В. А. До зміни напружено-деформованого стану лесової основи пального фундаменту, внаслідок її замокання / Збірник наукових праць Полтавського національного технічного університету. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. Вип. 12 — Полтава: ПНТУ, 2003. — С. 277—280.

Рекомендована кафедрою промислового та цивільного будівництва

Надійшла до редакції 19.09.06
Рекомендована до друку 27.11.06

Моргу́н Алла Серафимівна — завідувач кафедри промислового та цивільного будівництва; **Моргу́н Іван Анатолійович** — студент Інституту інформаційних технологій та комп'ютерної інженерії.

Вінницький національний технічний університет