

ОСІДАННЯ ОДИНОЧНИХ ВДАВЛЮВАНИХ ПАЛЬ

Розроблено методику аналітичного визначення осідання та несучої здатності вдавлюваних палей при дії вертикальних навантажень з урахуванням стану ґрунтів, що дає можливість побудувати графіки залежності $S=f(P)$ окремо для вістря, бічної поверхні та всієї палі в цілому. При заданій величині осідання визначено несучу здатність палі та окремих її елементів

Ключові слова: палі, несуча здатність, осідання, бічна поверхня, вістря.

ОСАДКА ОДИНОЧНЫХ ВДАВЛИВАЕМЫХ СВАЙ

Разработана методика аналитического определения осадки и несущей способности вдавливаемых свай при действии вертикальных нагрузок с учетом состояния грунтов, которая дает возможность построить графики зависимости $S=f(P)$ отдельно для острия, боковой поверхности и всей сваи в целом. При заданной величине осадки определена несущая способность сваи и отдельных ее элементов.

Ключевые слова: свая, несущая способность, осадка, боковая поверхность, острие.

THE SETTLEMENT OF SINGLE DRIVEN PILES

The developed analytical method of definition settlements and bearing capacity of driven piles at action of vertical loadings taking into account a soil conditions that gives the chance to construct graphic functions of $S=f(P)$ separately for a toe, lateral surface and all pile. At the set size of settlement it is possible to define bearing capacity of a pile and its separate elements.

Keywords: pile, bearing capacity, settlement, a lateral surface, a toe.

Постановка проблеми у загальному вигляді та її зв'язок із важливими практичними завданнями. При влаштуванні пальових фундаментів методом статичного вдавлювання або забивання майже завжди використовуються призматичні палі квадратного перерізу, основним недоліком яких є низьке використання міцності матеріалу, вартість котрого є досить високою. У зв'язку з цим в Київському національному університеті будівництва та архітектури було досліджено ресурсозберігаючу конструкцію таврової палі. Сучасні нормативні документи та аналітичні методи розрахунку несучої здатності та осідання призматичних квадратних палей не дають якісного результату, а отже, не можуть бути використані для розрахунку таврових палей при урахуванні особливостей їх конструкції та роботи.

Аналіз останніх досліджень і публікацій, у яких започатковано розв'язання даної проблеми. На сьогоднішній день основний нормативний документ [5] регламентує визначення несучої здатності палей по ґрунту основи з використанням усереднених показників опору ґрунту під вістрям палі та по бічній поверхні.

Дослідження несучої здатності паль у польових умовах вказують на значні відмінності теоретично визначеної величини несучої здатності паль за табличними даними від експериментальної, що вказує на невідповідність реальним умовам значень R та f . Удосконалення існуючої нормативної методики розрахунку несучої здатності паль простим введенням уточнюючих коефіцієнтів умов роботи [2], [3], [8] в формулу (Н.2.1) [5] не приводить до належного результату, оскільки табличні значення опорів ґрунту по вістрю та бічній поверхні, наприклад для глинистих ґрунтів, залежно від правильності визначення показника текучості можуть змінюватися в діапазоні від +50% до -50%. Незважаючи на те, що деякі методи [9], а особливо формула (Н.2.2) [5], яка регламентує визначення величини f_i , містять у своєму складі величини c та φ . Вони також мають певні недоліки, які стосуються неврахування таких величин, як: горизонтальний тиск, що створюється за рахунок ущільнення ґрунту в процесі заглиблення палі методом вдавлення або забивання, тиск від додаткового привантаження ґрунту вертикальними напруженнями, які виникають від навантаження, що передається силами тертя по бічній поверхні.

Розрахунок осідання одиночної палі під дією вертикального навантаження відповідно до формули (П.1.1) [5] виконується при використанні результатів польових досліджень або за їх відсутності – використовуючи величину несучої здатності палі, визначену за формулою (Н.2.1) [5] з урахуванням всіх притаманних їй недоліків, що не дозволяє отримувати наближені до польових даних аналітичні результати.

Таким чином, основною **проблемою, котрій присвячується стаття**, є значні відхилення розрахункових значень величин несучої здатності та осідання одиночної палі від експериментальних при дії вертикального статичного навантаження.

Мета роботи – удосконалення існуючої методики розрахунку паль за першою та другою групою граничних станів та її використання при розрахунку таврових паль.

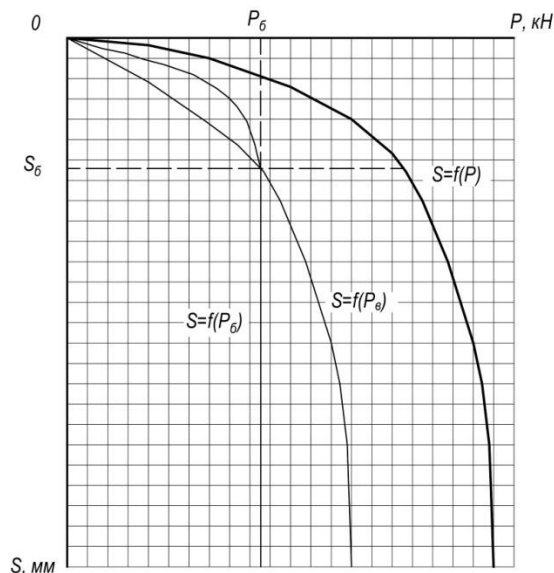


Рисунок 1 – Розділення графіка статичного випробування палі $S=f(P)$ на графіки залежності осідання від навантаження для бічної поверхні $S=f(P_6)$ та вістря $S=f(P_6)$

Виклад основного матеріалу досліджень. За основу були використані основні принципи методики розрахунку паль, запропоновані Г.М. Петренком [7], відповідно до яких криволінійну залежність осідання палі від навантаження $S=f(P)$ можливо представити як суму двох кривих: роботи палі по вістрю $S=f(P_6)$ та роботи палі по бічній поверхні $S=f(P_6)$ (рис.1). Залежність між величиною навантаження та осідання з моменту прикладання стискуючого навантаження буде нелінійною. При збільшенні

навантаження до певного значення P_0 осідання палі становитиме S_0 . Зростання навантаження ($P > P_0$) призведе до проковзування палі в ґрунті та безкінечного збільшення осідання палі. При цьому несуча здатність бічної поверхні палі буде залишатися постійною та становитиме P_0 . При вичерпанні несучої здатності по бічній поверхні подальше збільшення навантаження на палю можливе тільки за рахунок зусилля, яке сприйматиме вістря.

У граничному стані рівноваги зсувні та нормальні напруження на поверхні зрізу ґрунтової сорочки відносно загального масиву ґрунту знаходять відповідно до закону Кулона

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (1)$$

Звідси елементарна сила dP_0 опору ґрунту по бічній поверхні елементу палі висотою dz на глибині z становитиме

$$dP_0 = u(\sigma \operatorname{tg} \varphi + c) dz, \quad (2)$$

де u – периметр палі.

Після заглиблення і в процесі роботи палі в ґрунті на її бічну поверхню буде діяти радіальне напруження σ_x , що складається з трьох складових: σ_1 – напруження від власної ваги ґрунту, σ_2 – горизонтальний тиск, що створюється за рахунок ущільнення ґрунту в процесі заглиблення палі; σ_3 – тиск від додаткового привантаження ґрунту вертикальними напруженнями, що виникають від навантаження, що передається силами тертя по бічній поверхні палі, тобто

$$\sigma_x = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3. \quad (3)$$

Напруження від власної ваги ґрунту на глибині z визначаються з виразу

$$\sigma_1 = \gamma z \xi, \quad (4)$$

де γ – питома вага ґрунту; z – відстань до точки, що розглядається від поверхні ґрунту; ξ – коефіцієнт бічного тиску ґрунту:

$$\xi = \frac{\nu}{1-\nu}, \quad (5)$$

де ν – коефіцієнт Пуассона ґрунту, що визначається за результатами лабораторних випробувань або приймається відповідно до ДСТУ Б В.2.1-4-96 [4].

Використавши результати досліджень, наведених у роботі [1], сума напружень σ_1 та σ_2 становитиме

$$\sigma_1 + \sigma_2 = \frac{\gamma z (R + r_0)}{(R - r_0) + 2 \frac{r_0}{\xi}}, \quad (6)$$

де r_0 – приведений радіус бічної поверхні таврової палі; R – зовнішній радіус ущільненої зони ґрунту

$$R = \frac{r_0}{2} \left[1 + \sqrt{\frac{12}{e} + 9} \right], \quad (7)$$

де e – коефіцієнт пористості ґрунту в природному стані.

Характер розподілу вертикальних напружень у будь-якій горизонтальній площині вздовж вертикальної осі, що проходить через центр поперечного перерізу палі, відповідно до [10], може бути поданий у вигляді формули

$$\sigma_3 = \frac{10 P_0 (2h - z) z \xi}{\pi h^3 \eta (5r_0 + \eta z)}, \quad (8)$$

де P_0 – навантаження, що передається на основу силами тертя по бічній поверхні палі; h – довжина палі в ґрунті; z – відстань до точки, що розглядається, від поверхні ґрунту; η – тангенс кута розподілу напружень у ґрунті.

Підставивши в рівняння (2) вираз (6), (8) та проінтегрувавши його по глибині z у межах від $z=0$ до $z=h$, і розв'язавши відносно P_0 , отримаємо формулу для визначення граничного опору палі по бічній поверхні:

$$P_{\delta} = \alpha \frac{\pi r_{\delta} \left[\frac{\gamma h^2 (R+r_{\delta}) \operatorname{tg} \varphi}{(R-r_{\delta}) + \frac{2r_{\delta}}{\xi}} + 2c \cdot h \right]}{1 - \frac{10r_{\delta}\xi \left[h \cdot \eta (3h \cdot \eta + 10r_{\delta}) + 10r_{\delta} (2h \cdot \eta + 5r_{\delta}) \left[\ln(r_{\delta}) - \ln\left(\frac{h \cdot \eta}{5} + r_{\delta}\right) \right] \right] \operatorname{tg} \varphi}{h^3 \cdot \eta^4}}. \quad (9)$$

Коефіцієнт α , що входить до формули (9), враховує вплив лідерної свердловини на несучу здатність палі.

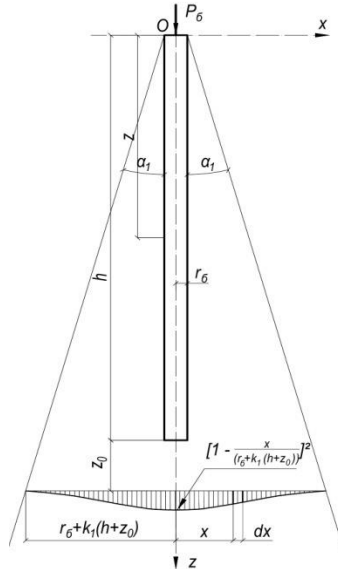


Рисунок 2 – Схема розподілу вертикальних напружень в основі на глибині $h+z_0$ від навантаження, що передається силами тертя по бічній поверхні палі

Аналіз експериментальних досліджень з вивчення напруженого стану основи висячих паль, проведених В.Н. Дорошкевичем, І.А. Карпюк, Г.К. Клейном, Л.Д. Козачком, В.І. Терновим, С.Й. Цимбалом, вказує на те, що характер розподілу вертикальних напружень нижче вістря палі, котрі виникають від передачі навантаження силами тертя по бічній поверхні (рис. 2), може бути з певною точністю апроксимований функцією

$$\sigma_{z\delta} = \theta \left[1 - \frac{x}{r_{\delta} + k_1(h+z_0)} \right]^2; \quad 0 \leq x \leq r_{\delta} + k_1(h+z_0); (z+z_0) > h, \quad (10)$$

де x – відстань по горизонталі від осі палі до точки, що розглядається; z_0 – відстань по вертикалі від вістря палі до точки, що розглядається; z – відстань по вертикалі від поверхні ґрунту до точки, що розглядається; k_1 – тангенс кута розподілу напружень в основі від навантаження, що передається силами тертя по бічній поверхні палі; h – довжина палі в ґрунті.

Об'єм епюри вертикальних напружень $\sigma_{z\delta}$ нижче вістря палі рівний навантаженню, яке передається бічною поверхнею P_{δ} :

$$P_{\delta} = 2\pi \cdot \theta \int_0^{r_{\delta} + k_1(h+z_0)} \left[1 - \frac{x}{r_{\delta} + k_1(h+z_0)} \right]^2 x dx. \quad (11)$$

Після інтегрування правої частини знаходимо

$$\theta = \frac{6P_{\delta}}{\pi(r_{\delta} + k_1(h+z_0))^2}. \quad (12)$$

Підставивши вираз для θ у формулу (10), отримаємо формулу для визначення вертикальних напружень, що передаються бічною поверхнею в будь-якій горизонтальній площині нижче вістря палі:

$$\sigma_{z\delta} = \frac{6P_{\delta}}{\pi(r_{\delta} + k_1(h+z_0))^2} \left[1 - \frac{x}{r_{\delta} + k_1(h+z_0)} \right]^2; \quad 0 \leq x \leq r_{\delta} + k_1(h+z_0); (z+z_0) > h. \quad (13)$$

Узявши інтеграл від виразу (13) по z_0 у межах від $z_0=\delta$ до $z_0=\infty$, поділивши на модуль деформації E_δ та прирівнявши після інтегрування $x=0$, отримаємо вираз для визначення деформації основи S_δ від навантаження P_δ , що передається силами тертя по бічній поверхні палі:

$$S_\delta = \frac{6P_\delta}{\pi E_\delta k_1} \cdot \frac{1}{(r_\delta + k_1(h+\delta))}, \quad (14)$$

де δ – довжина вістря палі.

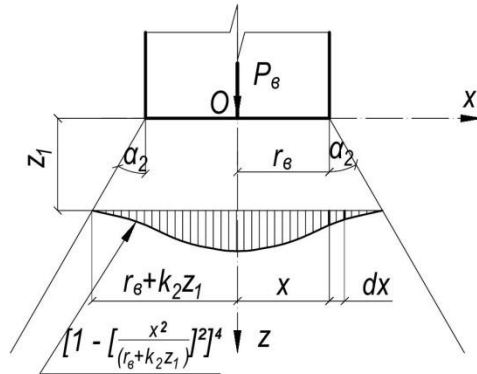


Рисунок 3 – Схема розподілу вертикальних напружень в основі на глибині z_1 від передачі навантаження через вістря палі

Характер розподілу вертикальних напружень нижче вістря палі, що виникають від передачі навантаження через нього (рис. 3), може бути апроксимований функцією

$$\sigma_{z\delta} = \psi \left[1 - \frac{x^2}{(r_\delta + k_2 z_1)^2} \right]^4; \quad 0 \leq x \leq r_\delta + k_2 z_1, \quad (15)$$

де z_1 – відстань по вертикалі від вістря палі до точки, що розглядається; k_2 – тангенс кута розподілу напружень в основі від навантаження, що передається вістрям палі; r_δ – приведений радіус вістря палі.

Об'єм тіла обертання кривої (15) навколо осі Oz дорівнює навантаженню P_δ , що передається вістрям палі на горизонтальну площину на глибині z_1 :

$$P_B = 2\pi \cdot \psi \int_0^{r_\delta + k_2 z_1} \left[1 - \frac{x^2}{(r_\delta + k_2 z_1)^2} \right]^4 x dx. \quad (16)$$

Після інтегрування правої частини знаходимо

$$\psi = \frac{5P_B}{\pi(r_\delta + k_2 z_1)^2}. \quad (17)$$

Підставивши вираз для ψ (17) у вираз (15), отримаємо

$$\sigma_{z\delta} = \frac{5P_B}{\pi(r_\delta + k_2 z_1)^2} \left[1 - \frac{x^2}{(r_\delta + k_2 z_1)^2} \right]^4; \quad 0 \leq x \leq r_\delta + k_2 z_1. \quad (18)$$

Для визначення вертикальних деформацій основи S_δ при обмеженій товщі ґрунту λ , що знаходиться нижче вістря палі, від навантаження, що передається через вістря палі P_δ , візьмемо інтеграл від виразу (18) по z_1 в межах від $z_1=\delta$ до $z_1=\lambda$, розділимо на модуль загальної деформації E_δ , а після інтегрування, прирівнявши $x=0$, отримаємо

$$S_B = \frac{5P_B}{\pi E_\delta} \cdot \frac{(\lambda - \delta)}{(r_\delta + k_2 \delta)(r_\delta + k_2 \lambda)}. \quad (19)$$

Нелінійна залежність між осіданням та навантаженням, що передається бічною поверхнею палі та її вістрям; ураховується шляхом застосування змінних модулів деформації ґрунту [6], які залежать від тиску під вістрям палі, що змінюється від 1 до 10 МПа.

При збільшенні навантаження на палю ступенями за формулами (14) та (19) можливо побудувати графіки залежності $S=f(P_\delta)$ та $S=f(P_\delta)$. Графік функції $S=f(P)$ будується шляхом складання графоаналітичним методом значень несучої здатності по вістря та бічній поверхні при відповідній величині осідання.

Висновки. 1. В основу формул для визначення величин осідання покладено використання фізико-механічних та деформаційних характеристик ґрунтів основи, що підвищує точність розрахунку. 2. Порівняльна оцінка несучої здатності паль та графіків залежності осідання від навантаження, побудованих аналітично з несучою здатністю та графіками, отриманими за даними натурних випробувань, вказує на їх добру збіжність, з відхиленням у межах $\pm 10 - 15\%$.

Література

1. Грутман, М.С. Приближенный метод теоретического определения сопротивления грунта по боковой поверхности забивной сваи / М.С. Грутман // Тезисы докладов семинара-совещания «Свайные фундаменты». – К.: Будівельник, 1971. – 76 с.
2. Карпюк, І.А. Особливості взаємодії паль, заглублених вдавлюванням, з ґрунтом основи: автореф. дис. ... канд. техн. наук / І.А. Карпюк. – Одеса: ОННУ, 2004. – 20 с.
3. Коновалов, П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. / П.А. Коновалов. – М.: Бумажная галерея, 2000. – 220 с.
4. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості: ДСТУ Б В.2.1-4-96. – [Чинний від 1996-11-1]. – К.: Укрархбудінформ, 1997. – 102 с.
5. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Зміна №1: ДБН В.2.1-10-2009. – [Чинний від 2011-07-01]. – К.: Укрархбудінформ, 2011. – 55 с.
6. Отчет по научно-исследовательской работе «Введение нового метода расчета свай по деформациям основания». – К.: КИСИ, 1970.
7. Петренко, Г.М. Новый метод расчета свай по деформациям основания / Г.М. Петренко // Основания и фундаменты: межведомственный республиканский научный сборник. – К.: Будівельник, 1968. – Вып. 1. – С. 22-30.
8. Пресняков, О.Б. Несуча здатність вдавлюваних паль у піщаних та глинистих ґрунтах: дис. ... канд. техн. наук / О.Б. Пресняков. – К.: КНУБА, 2004. – 222 с.
9. Рекомендації з визначення несучої здатності призматичних залізобетонних паль за показниками міцності піщаних і глинистих ґрунтів (до СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты»). – Полтава: ПолтНТУ, 2007. – 12 с.
10. Цымбал, С.И. Исследование распределения напряжений в песчаном грунте висячей сваи: дис. ... канд. техн. наук / С.И. Цымбал. – К., 1971. – 207 с.

Надійшла до редакції 21.09.2012

© О.В. Малишев