



ЗОЦЕНКО МИКОЛА ЛЕОНІДОВИЧ

Доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри видобування нафти і газу та геотехніки Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, дійсний член Академії будівництва України, член ISSMGE.

Основні напрямки діяльності: удосконалення технологій, розрахунків і конструювання фундаментів, які влаштовують без виймання ґрунту, обстеження та проектування фундаментів при реконструкції споруд.

Автор понад 300 наукових праць.
e-mail: zotcenco@mail.ru



ВИННИКОВ ЮРІЙ ЛЕОНІДОВИЧ

Доктор технічних наук, професор, професор кафедри видобування нафти і газу та геотехніки Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, дійсний член Академії будівництва України, член ISSMGE.

Основні напрямки діяльності: дослідження, розрахунок і проектування основ і фундаментів з ущільненням ґрунту, зокрема із реалізацією чисельних та імовірнісних методів; обстеження та проектування фундаментів при реконструкції споруд.

Автор понад 250 наукових праць.
e-mail: vynnnykov@yandex.ru



ЯКОВЛЄВ АРКАДІЙ ВІКТОРОВИЧ

Кандидат технічних наук, професор, доцент кафедри видобування нафти і газу та геотехніки Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка.

Основні напрямки діяльності: удосконалення досліджень фізико-механічних властивостей ґрунтів, зокрема методом пенетрації.

Автор понад 150 наукових праць.
e-mail: vic1178@ukr.net

УДК 624.131.381

СУЧАСНА ПРАКТИКА ВИЗНАЧЕННЯ ПОКАЗНИКІВ МІЦНОСТІ ЗВ'ЯЗНИХ ҐРУНТІВ ПЕНЕТРАЦІЙНИМИ МЕТОДАМИ

Ключові слова: зв'язні ґрунти, одноплощинне зрушення, пенетрація, кут внутрішнього тертя, питоме зчеплення, взаємозв'язок.

Методи дослідження будівельних властивостей ґрунтів із використанням пенетрації відрізняє простота й надійність обладнання; висока точність дослідів; дієвий контроль за вірогідністю підсумків випробувань; можливість проведення численних лабораторних і польових експериментів; можливість визначення показників механічних властивостей будь-яких природних і штучних матеріалів, від гелеподібних систем до скельних порід. Особливо доцільні пенетраційні випробування у зв'язних глинистих ґрунтах. Пенетрація – це процес дослідження ґрунтів конічним наконечником, найчастіше з кутом конічності 30° , коли глибина занурення не перевищує його висоту. Пенетрацію здійснюють ступеневим статичним навантаженням наконечника з фіксацією глибини його занурення на кожному ступені. Результати випробувань відповідно до рішень вісесиметричної задачі теорії граничної рівноваги оцінюють за питомим опором пенетрації R .

Здійснено кілька сотень комплексів пенетраційно-зрушувальних випробувань різних глинистих ґрунтів. Їх результати використано для визначення показників міцності ґрунту (кут внутрішнього тертя φ і питоме зчеплення c). Виявлена залежність між питомими опорами зрушенню τ і пенетрації R .

Методы исследования строительных свойств грунтов с использованием пенетрации отличает простота и надежность оборудования; высокая точность опытов; действенный контроль вероятности итогов испытаний; возможность проведения многочисленных лабораторных и полевых экспериментов; определение показателей механических свойств природных и искусственных материалов, от гелеобразных систем до скальных пород. Особенно целесообразны пенетрацион-

ные испытания в связных глинистых грунтах. Пенетрация – процесс исследования грунтов коническим наконечником, обычно с углом коничности 30° , при глубине погружения не более его высоты. Пенетрацию выполняют ступенчатым статическим нагружением наконечника с фиксацией глубины его погружения на каждой ступени. Итоги опытов соответственно решению осесимметричной задачи теории предельного равновесия оценивают по удельному сопротивлению пенетрации R . Выполнено сотни комплексов пенетрационно-сдвиговых испытаний глинистых грунтов. Их результаты использованы для определения показателей прочности грунта (угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c). Выявлена взаимосвязь между удельными сопротивлениями сдвигу τ и пенетрации R .

Methods of investigation of soil building properties with use of penetration are distinctive by simplicity and safety of equipment; high experimental accuracy; effective control of the probability of results of testing; possibility of conduction numerous laboratory and field tests; possibility of investigation the indexes of mechanical properties of any natural and artificial materials from gel systems to rock. Especially expedient penetration tests are in cohesive clay soils. Penetration is process of investigation soils by cone tip, mostly with angle of cone 30° , when submersion depth according to known is less of its height. Penetration is realized through stage static loading of the tip with the registration of submersion depth at each stage. Results of investigation according to axis-symmetrical problem solution of ultimate equilibrium theory is evaluated according to unit penetration resistance R . A few hundred complex penetration-shear tests of different clay soils were performed. Its results were used for determination of soil strength indexes (angle of internal friction φ and unit cohesion c). Interaction between unit shear resistance τ and penetration R was found.

1. ВСТУП

Дослідження механічних властивостей глинистих ґрунтів доцільно виконувати за допомогою конічних наконечників. Поступове занурення їх в ґрунт на глибину, яка не перевищує висоти наконечника, прийнято вважати пенетрацією. Цей метод відрізняє простота обладнання, висока точність і надійний контроль результатів, можливість визначення показників міцності ґрунту будь-якої консистенції, а також одержання параметрів пенетрації, які мають чіткий взаємозв'язок із розрахунковим опором основи. Застосування методу пенетрації в ґрунтознавстві відбувалось поступово. Виділимо такі етапи розвитку теорії пенетрації [1].

1. Застосування пенетрації для оцінки стану глинистого ґрунту за консистенцією.
2. Розроблення схем взаємодії конічних штампів і ґрунту.
3. Обґрунтування взаємодії конічних штампів і ґрунту з теоретичних позицій теорії граничної рівноваги.
4. Запровадження досліджень ґрунтів шляхом кулькових випробувань.
5. Пропозиції до застосування питомого опору і показника пенетрації, а також їх використання для встановлення взаємозв'язку фізико-механічних властивостей зв'язних ґрунтів.
6. Застосування пенетраційних випробувань для кількісної оцінки параметрів міцності глинистих ґрунтів.

У цій галузі працювали В. Березанцев [2], Г. Бондарик, А. Васильєв, Ф. Габібов, І. Горькова, Л. Кульчицький, Р. Маупе [3], В. Разорьонов [4], П. Ребіндер, О. Рудь, G. Sanglera [5], М. Цитович та ін. Найбільше розповсюдження одержав метод випробування ґрунтів конічним наконечником з кутом коничності $\alpha=30^\circ$.

2. ТЕОРЕТИЧНІ ОСНОВИ МЕТОДУ ПЕНЕТРАЦІЇ

Пенетрацію здійснюють ступеневим статичним навантаженням наконечника з фіксацією глибини його занурення на кожному ступені. Результати пенетраційних випробувань оцінюють за узагальненим показником з рішень вісесиметричної задачі теорії граничної рівноваги. Граничне зусилля на штамп P , кН, визначають за виразом

$$P = \pi \cdot r^2 \cdot (A_0 \cdot \gamma \cdot r + D_0 \cdot c), \quad (1)$$

де A_0 , D_0 – безрозмірні коефіцієнти, що залежать лише від кута внутрішнього тертя ґрунту φ ; c – питоме зчеплення, кПа; γ – питома вага ґрунту, кН/м³; r – радіус колового штампа, м.

Умовою використання виразу (1) є ідентичність характеру випирання ґрунту під штампом і наконечником, а окреслення ущільненого ядра під штампом незмінне та має вигляд конуса з кутом розкриття, близьким до 90° . Використовуючи відношення між висотою ядра і радіусом штампа, маємо

$$r = h \cdot \operatorname{tg} \alpha / 2. \quad (2)$$

Тоді формула (1) матиме вигляд

$$P = A_0 \cdot \pi \cdot \operatorname{tg}^3 \alpha / 2 \cdot \gamma \cdot h^3 + D_0 \cdot \pi \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha / 2 \cdot c \cdot h^2. \quad (3)$$

При пенетраційних випробуваннях зв'язного ґрунту з малим кутом внутрішнього тертя ($\varphi \rightarrow 0$) коефіцієнт A_0 у формулі (3) близький до нуля. Тоді граничне зусилля на штамп або наконечник встановлюють за виразом

$$P = (D_0 \cdot \pi \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha / 2 \cdot c) \cdot h^2. \quad (4)$$

Поділивши обидві частини на h^2 і позначивши вираз у дужках як R , маємо узагальнений показник пенетрації $R=P/h^2$, який залежить від питомого зчеплення зв'язного ґрунту c й кута α . Для конкретного фізичного стану ґрунту як зчеплення, так і питомий опір пенетрації R є величинами постійними, але такими, що не залежать від зусилля пенетрації та глибини занурення наконечника h . Тобто зі зміною P і h відношення P/h^2 , починаючи з деякої глибини, залишається незмінним.

Наявність тертя у зв'язному ґрунті, а отже, й кута φ дещо впливає на вираз (4) за рахунок появи першого члена. Як зазначив В. Разорьонов [4], якщо мати на увазі мінливість у зв'язних ґрунтах параметрів ($\varphi=7\div 30^\circ$, $c=9\div 81$ кПа, $\gamma=18,5\div 21,6$ кН/м³ і $h=1\div 2$ см), вплив першого члена на величину R незначний, а незалежність (інваріантність) питомого опору пенетрації завжди виявляється однозначно.

Підтверджена й властивість інваріантності R щодо деякої початкової величини h_0 , яка залежить від комплексу чинників, що пов'язані з якістю готування поверхні зразків до пенетрації, станом зв'язного ґрунту під вістрям наконечника тощо. Вплив цих чинників можна виключити, якщо не брати до уваги перші 1 – 2 ступеня навантаження.

Дані пенетраційних випробувань зв'язних ґрунтів і питомий опір пенетрації R можливо використати для визначення показників міцності ґрунту φ і c . Необхідне проведення принципово різних методів встановлення показників міцності чи пенетрація наконечниками з різними кутами α . Будівельні норми [6, 7] пенетрацію майже не використовують. З іншого боку, наявність в опорі глинистого ґрунту зрушенню двох параметрів міцності φ і c ускладнює використання пенетрації.

3. ЗАЛЕЖНІСТЬ ПОКАЗНИКІВ МІЦНОСТІ ЗВ'ЯЗНИХ ҐРУНТІВ ВІД ПИТОМОГО ОПОРУ ПЕНЕТРАЦІЇ

За мету прийнято розвиток методики визначення показників міцності глинистих ґрунтів φ і c (ДСТУ Б В.2.1-4-96 [8]) за питомим опором пенетрації R . В основу розрахунку кута φ глинистих ґрунтів порушеної й природної структури покладена умова пропорційності між c і R , яку одержав В. Березанцев [2], прийнявши за основу теорію граничної рівноваги ґрунту від занурення конічного наконечника

$$c = K_{\varphi} \cdot R, \quad (5)$$

де K_{φ} – функція пропорційності, що залежить від кута конічності α і безрозмірного коефіцієнта M_{φ} , який, у свою чергу, є функцією кута φ , чи

$$K_{\varphi} = 1 / (D_0 \cdot \pi \cdot \text{tg}^2 \alpha / 2). \quad (6)$$

В. Березанцев для кутів $\varphi=0 \div 20^\circ$ і наконечника з $\alpha=30^\circ$ розрахував коефіцієнти M_{φ} і K_{φ} для: $\varphi=0^\circ$, $M_{\varphi}=16,0$ і $K_{\varphi}=0,87$; $\varphi=10^\circ$, $M_{\varphi}=21,5$ і $K_{\varphi}=0,646$; $\varphi=20^\circ$, $M_{\varphi}=37,0$ і $K_{\varphi}=0,376$. При цьому не враховано генезис ґрунту й методи визначення кута φ . В. Разорьонов [4] навів підсумки визначення K_{φ} за даними суміщених випробувань озерно-льодовикової глини (число пластичності $I_p=20,4\%$, $W_L=41,7\%$). Досліди виконані пенетрометром ЛП-1 з приставкою обертального зрушення комбінованим наконечником з кутом $\alpha=30^\circ$, що мав взаємоперпендикулярні крильця. Це дозволило в кожному експерименті одержати питомий опір пенетрації, а після обертального зрушення – максимальний обертальний момент M_{max} . Далі, використовуючи константу наконечника K_{φ} , встановлено питомий опір обертальному зрушенню τ . Ототожнюючи τ і c , визначають коефіцієнт $K_{\varphi}=c/R$ і величину кута φ .

Підсумки численних польових дослідів цієї глини узагальнені на графіку $c=f(R)$, з якого й впливала величина K_{φ} як тангенса кута нахилу прямої, проведеної з початку координат, до осі ординат. Для певної кількості дослідів за умов близькості вологості та щільності ґрунту визначали середні значення R , c і K_{φ} . Виявилось, що величини K_{φ} дають кути φ , дуже близькі до отриманих В. Березанцевим [2].

4. МЕТОДИКА ТА РЕЗУЛЬТАТИ ПЕНЕТРАЦІЙНО-ЗРУШУВАЛЬНИХ ВИПРОБУВАНЬ ГЛИНИСТИХ ҐРУНТІВ

Автори на 60 ділянках Полтавщини здійснили 185 комплексів пенетраційно-зрушувальних випробувань різних глинистих ґрунтів. Ці дані покладено в основу виявлення залежності між питомими опорами зрушенню τ і пенетрації R . Методика дослідів включала:

1. Вирізання зразків із кернів, які видобувались із свердловин, за допомогою ріжучих кілець висотою 33 – 35 мм, діаметром 70 – 71 мм і визначення параметрів початкового фізичного стану ґрунту.
2. Проведення попереднього ущільнення зразків з їх замочуванням.
3. Пенетраційні випробування зразків з обох боків 4 – 7 ступенями навантаження кожного інженерно-геологічного елемента (ІГЕ) та визначення середнього значення питомого опору пенетрації \bar{R} .
4. Випробування зразків на швидке одноплощинне зрушення за консолидовано-дренованою схемою, пошук питомого опору зрушенню τ і показників міцності c_{II} . Висота зразків дозволяла площину зрушення створю-

вати нижче за відбиток пенетрації.

5. Визначення кінцевих вологості та щільності зразків ґрунту.
6. Визначення коефіцієнта $K_{\varphi}=c_{II}/\bar{R}$ для кожного з ІГЕ.
7. Зіставлення величин K_{φ} з пенетраційно-зрушувальних дослідів і φ_{II} за результатами консолидовано-дренованого зрушення: $K_{\varphi}=f(\varphi)$.

Діапазон мінливості властивостей ґрунтів склав: $I_p=1-18\%$; $\bar{R}=60-600$ кПа; c_{II} 8-65 кПа; $\varphi_{II}=9-36^\circ$; $K_{\varphi}=0,061-0,329$. Проведення комплексних пенетраційно-зрушувальних випробувань глинистих ґрунтів і одержання показників пенетрації та одноплощинного зрушення водонасичених і попередньо ущільнених зразків однакового фізичного стану дозволило здійснити узагальнення результатів. Обробка матеріалів зрушення та пенетрації показала, що її слід вести диференційовано, виділяючи окремо групу дослідів, пов'язаних із супіщаними ґрунтами, й групу дослідів, куди включені суглинки і глини. Виявилось, що найбільш ефективно взаємозв'язок показників пенетрації та одноплощинного зрушення існує між середнім питомим опором пенетрації \bar{R} і питомим опором зрушенню τ для умов $\sigma=const$. Обидва параметри характеризують міцність ґрунту й після статистичної обробки дають можливість установити залежність між R і τ . Тобто доцільно розвинути один із можливих методів використання показника пенетрації \bar{R} для практичних розрахунків міцності ґрунту φ і c , які є базовими при отриманні розрахункового опору ґрунту в нормах [7].

На рис. 1 подана залежність $K_{\varphi}=f(\varphi)$, на рис. 2, а – між \bar{R} і τ при $\sigma=const=100$ кПа для супісків (50 комплексів), а на рис. 2, б – ця ж залежність для суглинків і глин (понад 130 комплексів). В усіх випадках їх коефіцієнти кореляції $r \approx 0,8$, що для ґрунтів свідчить про тісний зв'язок.

5. ПРИКЛАДИ ВЗАЄМОЗВ'ЯЗКУ МІЖ ПОКАЗНИКАМИ ПЕНЕТРАЦІЇ І МІЦНОСТІ ЗВ'ЯЗНИХ ҐРУНТІВ

За результатами виявлення взаємозв'язку між питомими опорами пенетрації \bar{R} та одноплощинного зрушення τ при умові $\sigma=const$ маємо

$$\sigma = 100 \text{ кПа}, \quad \tau = 0,2156 \cdot \bar{R} + 36,86;$$

$$\sigma = 200 \text{ кПа}, \quad \tau = 0,5378 \cdot \bar{R} + 15,03.$$

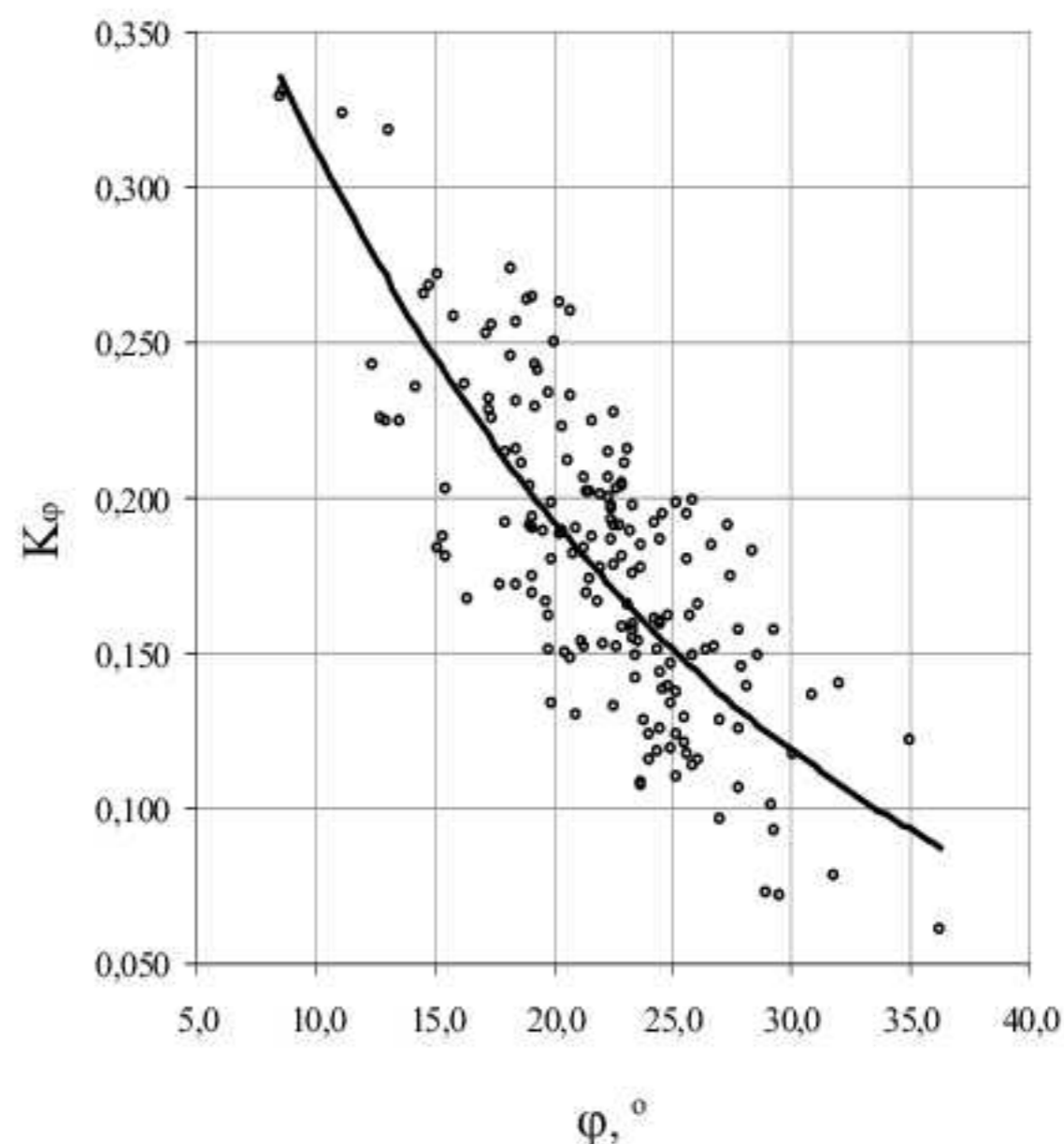


Рис. 1. Залежність коефіцієнта K_{φ} від кута внутрішнього тертя φ для глинистого ґрунту

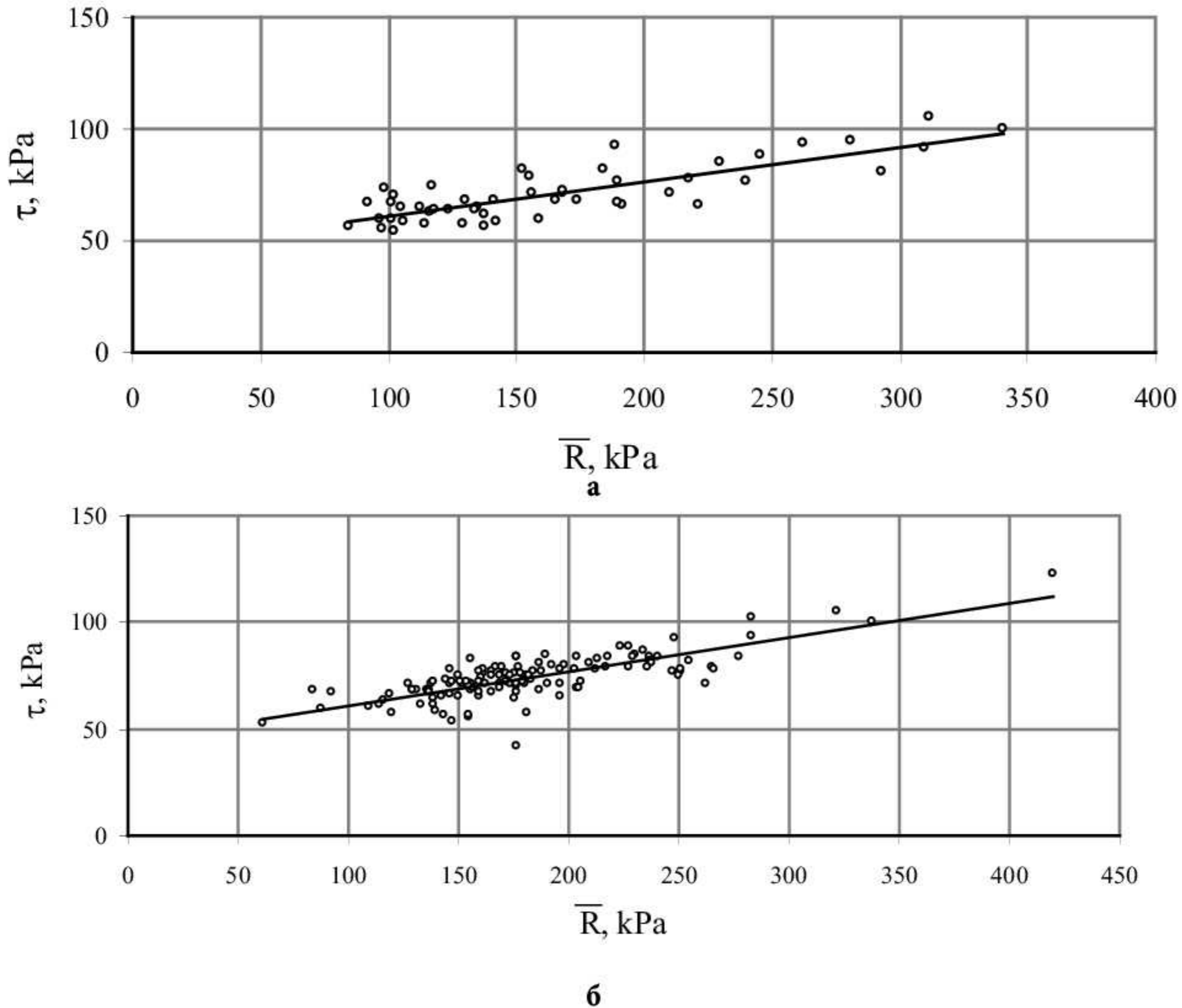


Рис. 2. Залежність між питомим опором penetрації \bar{R} та питомим опором зрушенню τ при вертикальному тиску $\sigma = \text{const} = 100$ кПа: а – для супісків; б – для суглиnkів і глин

Тоді

$$\text{tg } \varphi_{II} = \frac{0,5378 \cdot \bar{R} + 15,03 - (0,2156 \cdot \bar{R} + 36,86)}{200 - 100} = 0,003 \cdot \bar{R} - 0,1883,$$

а питоме зчеплення (з виразу $c_{II} = \tau - \sigma \cdot \text{tg } \varphi_{II}$)

$$c_{II} = (0,5378 \cdot \bar{R} + 15,03) - 200 \cdot (0,003 \cdot \bar{R} - 0,18) = -0,1062 \cdot \bar{R} + 32$$

Наведемо приклад розрахунку. На зразках глинистого ґрунту ділянки в Полтаві після їх ущільнення і водонасичення одержане середнє значення $\bar{R} = 152,2$ кПа. Воно встановлене після 12 випробувань 6 зразків з бох боків кільця на глибину $h > 10$ мм.

У підсумку одноплощинного зрушення цих же зразків маємо 12 значень питомого опору зрушенню τ , а після статистичної обробки – $\varphi_{II} = 16^\circ$ і $c_{II} = 36,4$ кПа. За наведеними залежностями $\tau = f(\bar{R})$ маємо $\tau_{100} = 66,67$ кПа і $\tau_{200} = 96,89$ кПа відповідно при $\sigma = 100$ кПа та $\sigma = 200$ кПа. Тоді $\text{tg } \varphi_{II} = (96,89 - 66,67) / (200 - 100) = 0,302$; $\varphi_{II} = 16,8^\circ$; а $c_{II} = -0,1062 \cdot 152,2 + 52,69 = -16,16 + 52,69 \approx 36,5$ кПа.

Отже, результати встановленого взаємозв'язку між \bar{R} і τ дали можливість визначити показники міцності дослідного суглинка ($I_p = 14,5\%$), які практично збіглися з даними одно-

площинного зрушення.

Перевірку вірогідності узагальнень легко здійснити за даними табл. В.2 [7], в якій залежно від коефіцієнта пористості e , показника текучості I_L та коефіцієнта водонасичення S_r для глинистих ґрунтів наведені значення φ_{II} і c_{II} . Як приклад для напівтвердих глин визначимо (табл. 1) розрахункові величини K_φ та \bar{R} .

Остаточне рівняння залежності $\tau = f(\bar{R})$, що не залежить від e ,

$$\tau = (11,75 + 0,206 \cdot \sigma) + (0,166 + 0,00047 \cdot \sigma) \cdot \bar{R}. \quad (7)$$

Таким чином, є можливість визначення показників міцності глинистого ґрунту φ_{II} та c_{II} за величиною середнього значення питомого опору penetрації \bar{R} ущільнених зразків після їх водонасичення ($S_r \geq 0,80$). Звичайно, аналогічні розрахунки й таблиці можна скласти й для інших величин показників консистенції глин, як і для суглинків або супісків. Підсумкові рівняння взаємозв'язку $\tau = f(\bar{R})$ доцільно встановлювати для широкого діапазону мінливості показника текучості $0 \leq I_L \leq 0,75$ у вигляді

$$\tau = A + B \cdot \sigma + (C + D \cdot \sigma) \cdot \bar{R}. \quad (8)$$

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ. БУДІВЕЛЬНІ ВЛАСТИВОСТІ ҐРУНТІВ

Таблиця 1. Розрахункові значення коефіцієнта K_ϕ , що залежить від ϕ і \bar{R}

| | Коефіцієнт пористості e | | | | | |
|--|---------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0,55 | 0,65 | 0,75 | 0,85 | 0,95 | 1,05 |
| $K_\phi = f(\phi)$ | 0,196 | 0,204 | 0,211 | 0,219 | 0,235 | 0,250 |
| $\bar{R} = c_{II}/K_\phi$ | 413 | 333 | 255,1 | 214,2 | 174,6 | 143,9 |
| Питомі опори зрушенню τ , кПа, при σ , кПа | | | | | | |
| $\sigma = 100$ кПа | 119,0 | 104,0 | 88,4 | 79,5 | 69,7 | 60,9 |
| $\sigma = 200$ кПа | 157,7 | 140,8 | 122,9 | 112,0 | 98,3 | 85,8 |
| $\sigma = 300$ кПа | 190,2 | 177,2 | 157,2 | 144,8 | 127,0 | 110,8 |

Таблиця 2. Характеристики міцності глинистих четвертинних відкладів

| Вид ґрунту | Показник текучості I_L | Характеристики | Коефіцієнт пористості e | | | | | | |
|------------|---------------------------|-----------------|---------------------------|------|------|------|------|------|------|
| | | | 0,45 | 0,55 | 0,65 | 0,75 | 0,85 | 0,95 | 1,05 |
| супіски | $0 < I_L \leq 0,25$ | c^H , кПа | 21 | 17 | 15 | 13 | - | - | - |
| | | ϕ^H , град | 30 | 29 | 27 | 24 | - | - | - |
| | | R_V , кПа | 223 | 159 | 116 | 79 | - | - | - |
| | $0,25 < I_L \leq 0,75$ | c^H , кПа | 19 | 15 | 13 | 11 | 9 | - | - |
| | | ϕ^H , град | 28 | 26 | 24 | 21 | 18 | - | - |
| | | R_V , кПа | 161 | 106 | 79 | 55 | 38 | - | - |
| суглинки | $0 < I_L \leq 0,25$ | c^H , кПа | 47 | 37 | 31 | 25 | 22 | 19 | - |
| | | ϕ^H , град | 26 | 25 | 24 | 23 | 22 | 20 | - |
| | | R_V , кПа | 333 | 245 | 190 | 143 | 118 | 91 | - |
| | $0,25 < I_L \leq 0,50$ | c^H , кПа | 39 | 34 | 28 | 23 | 18 | 15 | - |
| | | ϕ^H , град | 24 | 23 | 22 | 21 | 19 | 17 | - |
| | | R_V , кПа | 238 | 194 | 150 | 116 | 81 | 61 | - |
| | $0,50 \leq I_L \leq 0,75$ | c^H , кПа | - | - | 25 | 20 | 16 | 14 | 12 |
| | | ϕ^H , град | - | - | 19 | 18 | 16 | 14 | 12 |
| | | R_V , кПа | - | - | 113 | 86 | 62 | 50 | 40 |
| глина | $0 < I_L \leq 0,25$ | c^H , кПа | - | 81 | 68 | 54 | 47 | 41 | 36 |
| | | ϕ^H , град | - | 21 | 20 | 19 | 18 | 16 | 14 |
| | | R_V , кПа | - | 404 | 320 | 241 | 199 | 158 | 127 |
| | $0,25 < I_L \leq 0,50$ | c^H , кПа | - | - | 57 | 50 | 43 | 37 | 32 |
| | | ϕ^H , град | - | - | 18 | 17 | 16 | 14 | 11 |
| | | R_V , кПа | - | - | 242 | 202 | 166 | 131 | 101 |
| | $0,50 < I_L \leq 0,75$ | c^H , кПа | - | - | 45 | 41 | 36 | 33 | 29 |
| | | ϕ^H , град | - | - | 15 | 14 | 12 | 10 | 7 |
| | | R_V , кПа | - | - | 166 | 145 | 118 | 100 | 79 |

6. ПРАКТИКА ВИЗНАЧЕННЯ ПОКАЗНИКІВ МІЦНОСТІ ТА РОЗРАХУНКОВОГО ОПОРУ ГЛИНИСТИХ ҐРУНТІВ ЗА ДАНИМИ ПЕНЕТРАЦІЇ

У попередніх роботах [1, 9 - 11] автори за даними численних пенетраційно-зрушувальних випробувань зв'язних четвертинних відкладів, дійшли до висновку про тісний взаємозв'язок їх результатів. Встановлено, що для глинистих ґрунтів Полтавщини (від легких супісків до глин) результати визначення питомого опору пенетрації R_V та показників міцності ϕ і c , які досліджувались на зразках однакового фізичного стану, мають коефіцієнт пропорційності $K_\phi = c^H/R_V$, тісно пов'язаний із кутом ϕ . До узагальнення ввійшли матеріали багаторічних комплексних пенетраційно-зрушувальних дослідів на зразках попередньо ущільненого й водонасиченого ґрунту з коливанням питомого опору пенетрації $R_V = 85...262$ кПа, $\phi^H = 8,7...26^\circ$, $c^H = 12...56$ кПа. Варіація коефіцієнта $k_\phi = 0,118...0,329$.

Для оцінки достовірності результатів узагальнення використані відомості табл. В.2 (SBC, 2009), де подано показники міцності глинистих четвертинних відкладів у водонасиченому стані ($S_r \geq 0,80$). За залежністю $k_\phi = f(\bar{R})$ для зазначених у таблиці кутів ϕ^H були розраховані коефіцієнти $k_\phi = 0,094...0,366$, а за виразом $R_V = c^H/k_\phi$ і питомі опори пенетрації $R_V = 38...404$ кПа. Ураховуючи реальні варіації показників міцності глинистих ґрунтів Полтавщини, що були одержані при випробуваннях, розрахункові величини коефіцієнтів k_ϕ і питомого опору пенетрації R_V дуже близькі. У табл. 2 за структурою норм [7] наведені величини R_V , одержані за розрахунком.

За відомостями табл. 2, використовуючи результати пенетраційних випробувань не менш як шести водонасичених і ущільнених зразків глинистого ґрунту, можна встановити показники міцності залежно від його виду та показника текучості I_L .

Встановлено зв'язок між показником пенетрації R_V і розрахунковим опором ґрунту R , котрий визначають за формулою Е.1 [7]

для фундаментів певного розміру (наприклад, при ширині підшви $b=1,0$ м і глибині закладання $d=1,5$ м). Приклади взаємозв'язку $R=f(R_V)$ для суглинку з різним значенням I_L подані в табл. 3.

Зв'язок між питомим опором пенетрації R_V і розрахунковим опором суглинку R для різних глибин закладання фундаменту d можна описати степеневою функцією

$$R = A \cdot R_V^B \quad (9)$$

де емпіричні коефіцієнти складають для: $d=1,0$ м $A=6,843$; $B=0,7084$ (при $r=0,999$); $d=1,5$ м: $A=9,440$; $B=0,6678$ ($r=0,999$); $d=2,0$ м: $A=12,078$; $B=0,6394$ ($r=0,998$).

Наявність взаємозв'язку між опором пенетрації R_V та розрахунковим опором ґрунту основи R впливає з рішень В. Березанцева [2], за якими ці параметри для зв'язних

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ. БУДІВЕЛЬНІ ВЛАСТИВОСТІ ҐРУНТІВ

Таблиця 3. Взаємозв'язок між питомим опором penetрації R_V і розрахунковим опором суглинку R для різних глибин закладення фундаменту d шириною $b=1,0$ м

| Показник текучості I_L | Показники опору ґрунту | Коефіцієнт пористості e | | | | | | | |
|---------------------------|--------------------------|---------------------------|------|------|------|------|------|------|-----|
| | | 0,45 | 0,55 | 0,65 | 0,75 | 0,85 | 0,95 | 1,05 | |
| $0 < I_L \leq 0,25$ | R_V , кПа | 333 | 245 | 190 | 143 | 118 | 91 | 66* | |
| | R_f , кПа, при d , м | 1,0 | 414 | 331 | 279 | 231 | 203 | 169 | |
| | | 1,5 | 452 | 366 | 312 | 262 | 232 | 195 | |
| | | 2,0 | 489 | 401 | 345 | 293 | 261 | 221 | |
| | τ , кПа | 267 | 208 | 170 | 136 | 116 | 90 | - | |
| $0,25 < I_L \leq 0,50$ | R_V , кПа | 238 | 194 | 150 | 116 | 81 | 61 | 48* | |
| | R_f , кПа, при d , м | 1,0 | 331 | 287 | 239 | 200 | 157 | 128 | |
| | | 1,5 | 364 | 318 | 268 | 228 | 181 | 150 | |
| | | 2,0 | 397 | 349 | 298 | 255 | 206 | 172 | |
| | τ , кПа | 201 | 169 | 136 | 110 | 80 | 61 | - | |
| $0,50 \leq I_L \leq 0,75$ | R_V , кПа | 187* | 144* | 113 | 86 | 62 | 50 | 40 | |
| | R_f , кПа, при d , м | 1,0 | - | - | 195 | 161 | 128 | 108 | 90 |
| | | 1,5 | - | - | 220 | 184 | 149 | 127 | 107 |
| | | 2,0 | - | - | 244 | 207 | 169 | 144 | 103 |
| | τ , кПа | - | - | 208 | 170 | 136 | 116 | 90 | |

* – за екстраполяцією

ґрунтів функціонально залежать від показників φ і c . У разі необхідності величину R коригують, коефіцієнтами умов роботи і габаритами фундаменту.

Методика дозволяє обмежитись проведенням компресійних випробувань зразків зв'язного ґрунту для визначення показників деформативності в найгіршому з точки зору вологості стані, а далі – виконанням лише penetраційних випробувань тих же зразків з одержанням статистично обґрунтованої величини питомого опору penetрації R_V за результатами не менш як шести penetрацій на глибину не меншу за 1 см. Рекомендований підхід дозволяє виключити використання показників фізичних властивостей ґрунту як коефіцієнти пористості, водонасичення, показник текучості.

ВИСНОВКИ

1. Методика визначення питомого опору penetрації та підсумки його визначення узгоджуються з розрахунковими величинами, що містяться в Додатку В [7].
2. Підтверджено, що для водонасиченого стану глинистого ґрунту існує майже функціональний зв'язок між показником penetрації та коефіцієнтом

пористості. Питомі опори зрушенню глинистих ґрунтів τ , при умові однакового фізичного стану, лінійно взаємопов'язані з відповідними середніми величинами питомого опору penetрації.

3. З виразів типу (8) за відомим \bar{R} легко визначити τ хоча б при двох значеннях тиску σ , й далі показники міцності ґрунту φ_{II} і c_{II} , а з урахуванням коефіцієнтів надійності їх розрахункові величини φ_I і c_I .
4. Використання виразів $K_\varphi = f(\varphi)$ і $K_c = c/\bar{R}$ дає підставу застосування спрощених випробувань глинистого ґрунту на одноплощинне зрушення. Він полягає в penetрації попередньо ущільнених водонасичених зразків із визначенням \bar{R} , виконанні одноплощинного зрушення при мінімально можливому тиску σ і встановленні питомого зчеплення c_{II} .
5. На базі класичних положень взаємозв'язку результатів penetраційно-зрушувальних випробувань зв'язних ґрунтів аргументовано доведена принципова можливість прямого визначення розрахункового опору основи фундаментів за даними penetраційних випробувань ґрунтів.

СПИСОК ВИКОРАСТАННОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: підручник / М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, А.В. Яковлев, О.О. Петраков, В.Б. Швець, О.В. Школа, С.В. Біда, Ю.Л. Винников. – Полтава: ПолтНТУ, 2004. – 568 с.
2. Березанцев В.Г. Расчет оснований сооружений / В.Г. Березанцев. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1970. – 270 с.
3. Maune P., Coop N., Springman S., Huang A.-B., Zornberg J. 2009. Geomaterial behavior and testing. Proc. 17th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Alexandria, Egypt: IOS Press, P. 909 – 912.
4. Разоренов В.Ф. Пенетрационные испытания грунтов: (Теория и практика применения) / В.Ф. Разоренов. – М.: Стройиздат, 1980. – 248 с.
5. Sanglerat G. 1972. The penetrometer and soil exploration - interpretation of penetrometer diagrams – theory and practice. Elsevier Scientific Publishing Company.
6. EN 1997-1. 2004. Eurocode 7. Geotechnical Design. Part 1. General Rules CEN/TC 250/SC7. European Committee for Standardization, Brussels. 166 p.
7. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти будівель і споруд. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с.
8. ДСТУ Б В.2.1-4-96 (ГОСТ 12248-96). Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформативності. – К. Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1996. – 102 с.
9. Zotsenko N., Vynnykov Y. 1999. Rapid investigation methods of soil properties and interpretation of their results for bridge foundations design. ABSE New Delhi Colloquium reports on "Foundations for Major Bridges: Design and Construction". New Delhi, P. 19-24.
10. Зоценко М.Л. Пенетраційні експрес-методики визначення фізико-механічних властивостей зв'язних ґрунтів / М.Л. Зоценко, А.В. Яковлев, Ю.Л. Винников // Диагностика в строительстве: сб. науч. тр. – Д.: ПГАСиА, 2002. – Вып. 18. – С. 234–241.
11. Vynnykov Y., Yakovlev A., Yakovlev V. 2003. Investigation of transfer peculiarities from penetration to probing in laboratory investigation of cohesive soil. Proc. of the Caspian international Conf. on Geocology and Geotechnical. Baku, P. 115-120.