

УДК 681.3: 624,044.624.15

А. С. Моргун, д. т. н., проф.; О. Е. Тимошенко, студ.**ПРУЖНО-ПЛАСТИЧНИЙ АНАЛІЗ НЕСУЧОЇ СПРОМОЖНОСТІ
СИСЕМИ “ОСНОВА-БУРОНАБИВНА ПАЛЯ” МЕТОДОМ ГРАНИЧНИХ
ЕЛЕМЕНТІВ**

В основу процедури пружно-пластичного аналізу покладені МГЕ та розрахункові рівняння. Результати аналізу засвідчують збіг з експериментальними даними.

Ключові слова: Пружно-пластичний аналіз, буронабивна паля

Вступ

Через різке збільшення обсягів використання буронабивних паль у будівництві виникає необхідність розробки методики їх розрахунку сучасними числовими методами з урахуванням нелінійності їх роботи. Набивні палі на будівельних майданчиках використовують при складних ґрунтових умовах з великою товщиною просадкових ґрунтів; при утрудненні використання забивних паль у забудованих районах (можливість деформування сусідніх будинків); при нерівномірному розподілі вертикального навантаження та наявності горизонтальних складових. При їх використанні виключається шум від роботи молотів, легко вирішуються питання збільшення діаметра ствола палі (до 1,5 м і більше) та глибини закладання (до 60 м). Проте буронабивні палі мають особливості опору порівняно із забивними, і ще не всі питання особливостей їх роботи можна вважати вивченими. Окремі питання потребують теоретичного та експериментального розвитку.

Постановка задачі, визначальні співвідношення

У статті за методом граничних елементів (МГЕ) визначено несучу здатність буронабивної палі, схему дискретизації якої наведено на рис. 1.

Паля в числовому розрахунку розглядається як однорідне циліндричне тіло, що не деформується з постійним на висоті поперечним перетином, що несе вертикально-осьове стискальне навантаження. Згідно методів, відображених у нормативних документах, граничний опір такої конструкції визначається опором ґрунту руйнуванню під нижнім кінцем і опором зсуву по боковій поверхні стовбура палі і самого ґрунту.

Як відомо, пальові фундаменти не можуть мати більшу несучу здатність, ніж той ґрунт, на який вони передають навантаження.

Тому довжина палі вибиралась із геологічних умов будівельного майданчика із строгою відповідністю нормативним вимогам: слабкі ґрунти мають бути прорізані палями і вістря має опиратись у щільні ґрунти на 1,5 – 1 м.

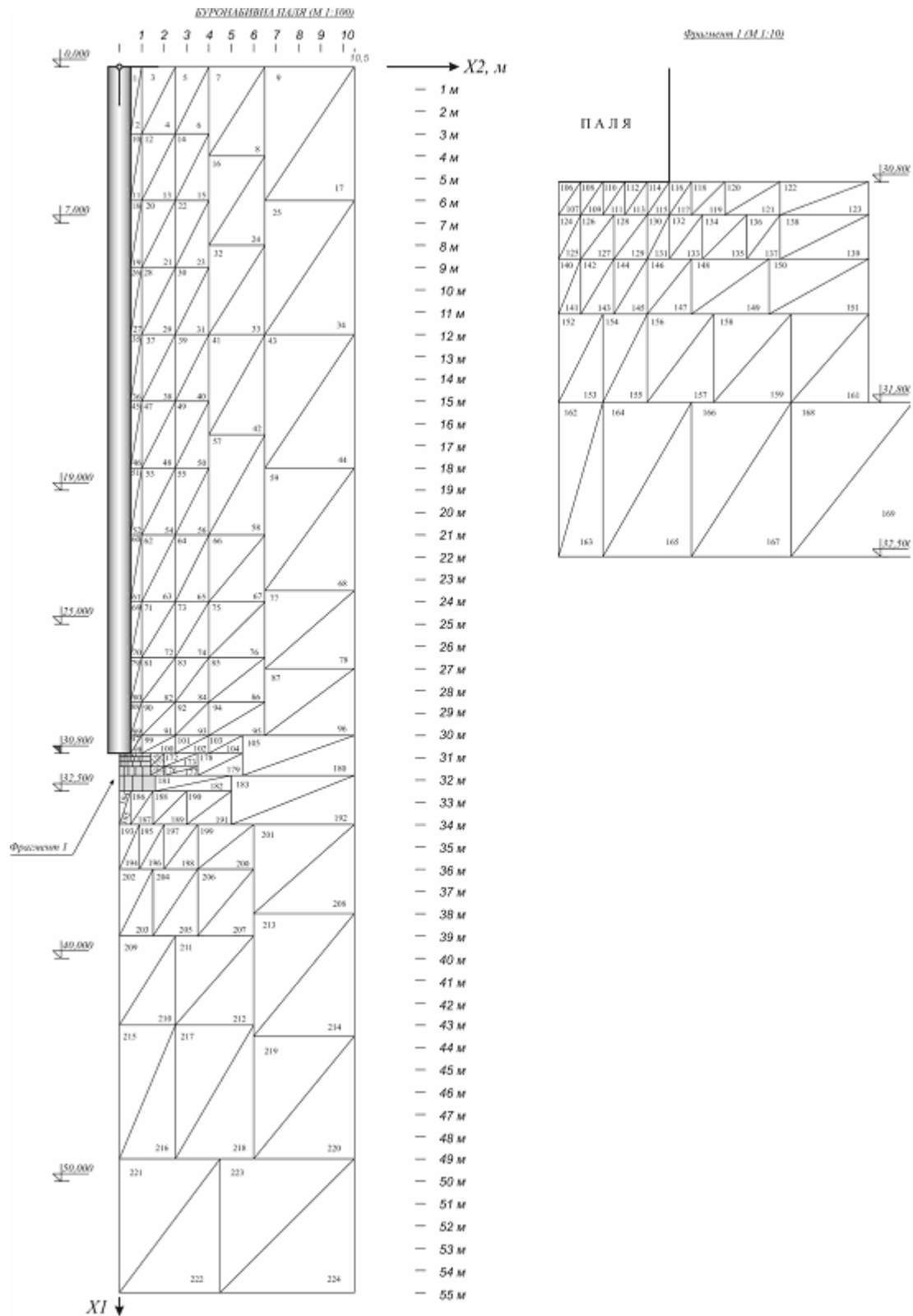


Рис. 1. Схема дискретизації активної зони буронабивної палі

Особливістю роботи буронабивних паль є відсутність зони ущільнення, яка утворюється при заглибленні забивної палі. Ґрунт під вістрям і боковою поверхнею в буронабивних палях знаходиться майже в природному стані (в забивних палях він при заглибленні частково ущільнюється).

У дослідженні напружено-деформованого стану (НДС) буронабивної палі використана просторова версія пружно-пластичної дилатансійної моделі ґрунту на основі діаграми

Прандля з фізичними рівняннями закону Гука (на дограничній стадії деформування), умовою текучості Мізеса – Шлейхера – Боткіна і співвідношеннями неасоційованого закону пластичної течії [2, 3]. Процедурна основа розрахунку – МГЕ та розрахункові рівняння [3]. Прийнята розрахункова модель доповнена програмою, що забезпечує автоматизоване виконання та аналіз результатів розрахунку.

Визначення несучої спроможності палі та осідання фундаменту від дії вертикального навантаження визначалось шляхом розв’язання вісесиметричної задачі в пружно-пластичній постановці МГЕ в такій послідовності:

- дискретизація граничної поверхні палі та активної (буферної) зони ґрунту (рис. 1);
- компоновка розрахункової матриці впливу МГЕ на основі рішень Р. Міндліна для пружної півплощини;
- запис розрахункової системи рівнянь;
- розв’язок СЛАР, отримання НДС системи на кожному етапі навантаження;
- побудова областей граничного стану основи (пластичних областей);
- прийняття й обґрунтування проектного рішення про можливість прикладання додаткових навантажень.

Програма дозволяє прогнозувати зміну (частіше збільшення) розрахункових областей граничного НДС основ при додаткових навантаженнях чи замочуванні основи.

За границю коректності використання теорії пружності при визначенні осідання буронабивної палі взято із експерименту осідання $S=1$ см.

Розкриття розрахункових інтегралів проводилось числовими методами подвійних квадратур Гаусса.

Аналітична умова проходу граничного НДС базувалась на експериментально встановлених залежностях граничного опору зсуву від величини діючих напружень $\tau = f(\sigma)$ [2].

Міцність ґрунтів при зсуві в умовах складного напруженого стану в роботі оцінювалась октаедричною теорією міцності, яка враховує просторовий напружений стан ґрунтів по октаедричним площадкам, рівно нахилених до площин головних напружень. Умова міцності приймалась у формі конуса (за Мізесом – Шлейхером – Боткіним).

За Мізесом – Шлейхером [2]:

$$\sigma_{\text{окт}} = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3, \tag{1}$$

$$\tau_{\text{окт}} = f(\sigma_{\text{окт}}) = \left(\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \right) / 3, \tag{2}$$

де $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ – головні напруження.

Залежність між нормальними напруженнями та дотичними на дотичній площині (за Л. І. Боткіним) приймалась лінійною:

$$\tau_{\text{окт}} = ((\sigma_{\text{окт}} + H) \text{tg} \psi), \text{ для } \sigma_{\text{окт}} \leq P_0, \tag{3}$$

$$\tau_{\text{окт}} = ((P_0 + H) \text{tg} \psi), \text{ для } \sigma_{\text{окт}} > P_0, \tag{4}$$

де $H = C_{\text{окт}} \cdot \text{ctg} \psi$ – граничний опір всесторонньому розтягу; $\psi = \varphi_{\text{окт}}$ – кут тертя на октаедричній площині; $C_{\text{окт}}$ – параметр міцності; P_0 – параметр ґрунтового середовища, що характеризує перехід від конуса до циліндра.

Характеристики ґрунтового масиву [1]: у верхньому шарі насипний ґрунт до 7 м і шар слабких озерно-алювіальних відкладень до 12 м, які на глибині близько 19 м підстилаються супісями переважно текучої консистенції, а з глибини 25 м – юрські глини напівтвердої і твердої консистенції. У розрахунку прийнято опір стискаючим зусиллям (модуль деформації) $E = 15,28$ МПа, $C = 27,87$ кПа, $\varphi = 20,65^\circ$, $\rho = 1,8032$ г/см³, $\rho_{\text{max}} = 2,711$ г/см³,

$\rho_{\min} = 1,648 \text{ г/см}^3$, $P_0 = 2 \text{ МПа}$.

Графік розрахункової залежності осідання фундаменту від навантаження наведено на рис. 2. Дані числового прогнозування за МГЕ порівнювались із статичними випробуваннями цієї палі проф. Б. В. Бахолдіним, А. В. Драніциним [1] (рис. 2).

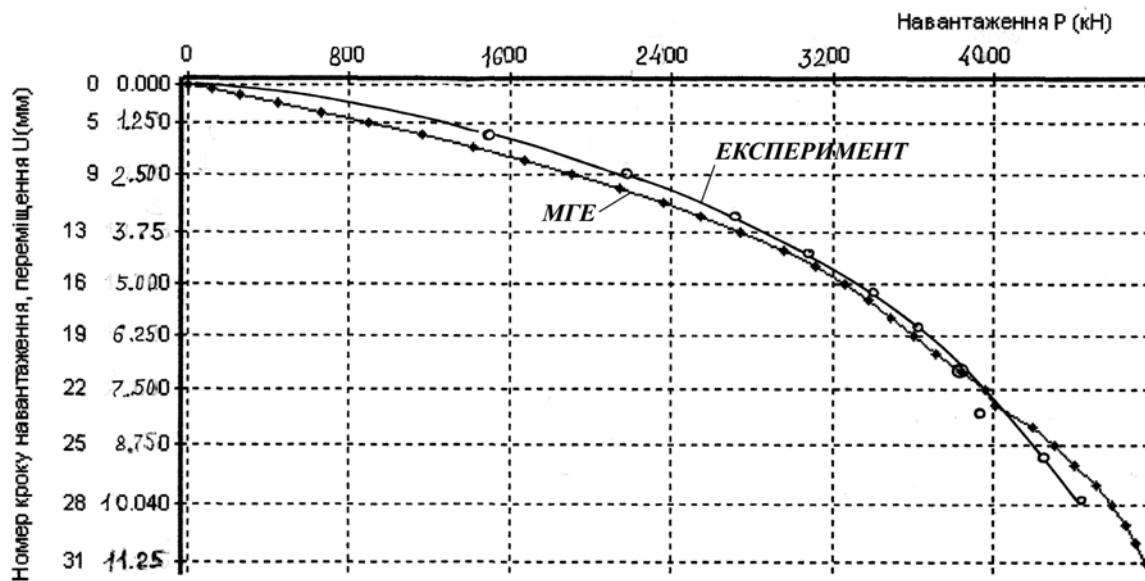


Рис. 2. Графік залежності осідання буронабивної палі від навантаження

Висновки

Набивні палі – це досконале вирішення багатьох проблем основ і фундаментів у сучасному будівництві, тому виникає необхідність розробки методики їх розрахунку сучасними числовими методами. В основу процедури покладені МГЕ та вищенаведені розрахункові рівняння. Результати аналізу засвідчують прийнятний збіг з експериментальними даними.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Бахолдин Б. В., Драницын А. В. Методика контроля несущей способности буронабивных свай по результатам их динамических испытаний // ОФМГ. – М.: НИИОСП. – 2007. – №1. – С. 16 – 20.
2. Бойко И. П. Теоретические основы проектирования свайных фундаментов на упруго-пластическом основании // ОИФ. – К.: Будівельник. – 1985. - № 18. – С. 11 – 18.
3. Моргун А. С. Моделирование дилатансионного срединного грунта системы “пала – основа” за методом граничных элементов // Основы і фундаменти. – К.: КНУБА. – 2002. – Вип. 27. – С. 84 – 89.

Моргун Алла Серафимівна – завідувач кафедри промислового та цивільного будівництва, тел.: 32-37-14, www.alla@proft.com.ua;

Тимошенко Олексій Едуардович – студент кафедри промислового та цивільного будівництва.

Вінницький національний технічний університет.