

Нелінійна задача граничної рівноваги ґрунтових масивів при взаємодії з огорожувальними конструкціями.

Розрахунки огорожувальних конструкцій глибоких котлованів з побудовою універсальних розрахункових моделей для ґрунтового масиву при контакті з жорсткими елементами огорож котлованів і фундаментів із застосуванням методів нелінійної теорії пружності і пластичності та їх комп'ютерна реалізація є актуальною проблемою сьогоденного проектування будівель та споруд.

В основу запропонованої методики покладено узагальнення залежностей механіки ґрунтів для отримання закономірностей, що дозволяють більш обґрунтовано визначати величину напружено-деформованого стану огорож котлованів, основ та фундаментів прилеглої забудови залежно від неоднорідностей ґрунтової основи. Даний підхід визначення розрахункових характеристик ґрунтової основи відрізняється тим, що дозволяє враховувати не тільки її неоднорідність, але й анізотропність фізико-механічних характеристик ґрунтів окремих елементів та їх зміну.

У розрахунковій схемі задачі передбачається дискретне моделювання плоского ґрунтового неоднорідного (багатошарового) півпростору з наявністю порожнин (котлованів новобудов, підземних приміщень існуючої забудови) і включень (елементів огорожувальних конструкцій, захисних екранів, фундаментів прилеглих будівель і споруд).

Розв'язок сильнонелінійної задачі побудований з використанням рівнянь у приростах [4, 5], виходячи з першого принципу віртуальної роботи для статичних задач тривимірного нелінійно-деформованого тіла [4]:

$$\int_v (\sigma^{ij} + c_{(e,p)}^{ijkl}) \delta \gamma_{ij} dv - \int_v p^i \delta u_i dv - \int_s q^i \delta u_i ds = 0, \quad (1)$$

де σ^{ij} - компоненти тензора початкових напружень; $c_{(e,p)}^{ijkl}$ - компоненти тензора пружностей у пружно-пластичному стані матеріалу; $\delta \gamma_{ij}$ - варіація приростів тензора скінченних деформацій Коши-Гріна; p^i, q^i - компоненти узагальнених векторів об'ємних і поверхневих сил у глобальній декартовій системі координат; δu_i - варіації компонент вектора приростів переміщень у глобальній системі координат.

Варіаційне рівняння (1) у відповідності з енергетичними методами розв'язання задач описує рівновагу елементарного об'єму довільного суцільного середовища (незалежно від його фізичних властивостей) адекватне такому його напруженому стану, коли невеликий додатковий вплив може порушити рівновагу. Такий напружений стан характеризується ще й тим, що опір зсуву в елементарній області визначається у граничному стані для даного типу ґрунту і відноситься до другої фази граничних станів ґрунтів при значному розвитку зсувних деформацій у масиві ґрунту [7].

У запропонованій методиці розв'язання задач стійкості ґрунтового масиву [6] критерій стійкості або текучості ґрунту в окремій однородній ізотропній елементарній області описується в універсальній формі на основі розширеного критерію текучості Мізеса [1, 3, 6] з використанням поверхні навантаження за критерієм Кулона-Мора [2, 3] та з урахуванням не тільки другого, але і третього інваріантів тензор-девіатора функції напружень через параметр Лоде-Надаї [3]

$$f(\hat{\sigma}, \hat{S}, \hat{\gamma}^{(p)}, \alpha, \varphi, c) = \frac{3}{2} I_1(\hat{S}^2) \left(\cos \alpha - \frac{\sin \alpha \cdot \sin \varphi}{\sqrt{3}} \right)^2 - \left[\frac{I_1(\hat{\sigma}) \sin \varphi}{\sqrt{3}} - \sqrt{3} c \cdot \cos \varphi \right]^2 = 0; \alpha = \frac{1}{3} \arcsin \left\{ - \frac{\sqrt{6} I_1(\hat{S}^3)}{[I_1(\hat{S}^2)]^{3/2}} \right\} \quad (2)$$

де $\hat{\sigma}, \hat{S}, \hat{\gamma}^{(p)}$ — тензори загальних напружень, напружень девіаторної частини і пластичних деформацій відповідно; $I_1(\hat{\sigma}), I_1(\hat{S}^2), I_1(\hat{S}^3)$ - перші інваріанти відповідно повного тензора напружень $\hat{\sigma}$ та квадрата і куба тензор- девіатора напружень \hat{S} ; φ, c — кут внутрішнього тертя і питомого зчеплення ґрунту відповідно.

Для розв'язку задачі рівноваги ґрунтового масиву існують напівемпіричні методи [8, 9], які свідчать, що початковий модуль пружності, отриманий з урахуванням навколишнього обмежувального тиску в середовищі ґрунтового масиву, помітно збільшується із збільшенням питомої ваги ґрунту і є наближено пропорційним обмежувальному – гідростатичному тиску. Окрім того, було помічено, що на величину модуля пружності з глибиною ґрунтового півпростору впливає неоднорідність шарів ґрунтового масиву, а також взаємодія окремих шарів багат шарової системи без урахування тертя між ними [1, 7, 10]. Відхилення властивостей ґрунтового масиву від властивостей ізотропного тіла пояснюється наявністю в масиві шаруватості, тобто шарів ґрунтів з відмінними властивостями. Цю поперечну анізотропію досить точно можна описати за допомогою узагальненого закону Гука для матеріалу з трансверсальною анізотропією [11]. Таким чином, спрощена модель трансверсальної анізотропії багат шарового ґрунтового масиву буде мати лише три незалежні константи:

$$E, \nu \text{ та } n = E'/E, \quad (3)$$

де E, E' - модулі пружності у напрямках нормалі та дотичної площини ізотропії; ν - коефіцієнт Пуассона.

Згідно з рекомендаціями [1] для реалізації моделі ґрунту з використанням (3) та задовільнення умов сумісності деформацій для ізотропного середовища модуль пружності повинен змінюватись з глибиною z у відповідності з степеневим законом [1]: $E = E_1 z^\lambda; \lambda = \nu^{-1} - 2,$ (4) де E_1 - модуль пружності ґрунту при $z = 1$, що з урахуванням середнього значення коефіцієнта Пуассона $\nu=0,4$, яке застосовується для розв'язку плоских задач у ґрунтовому просторі, дозволяє одержати:

$$\lambda = 0,5; E(z) = E_0 \sqrt{z}. \quad (5)$$

Оскільки аргумент глибини півпростору фактично визначає гідростатичний тиск $-\gamma z$, тоді можна прийняти:

$$E(z) = k_s E_0; k_s = k_u \sqrt{\gamma z}, \quad (6)$$

Де k_u – коефіцієнт умов роботи ґрунтового півпростору.

При глибині $z \leq 2m$ у формулі (6) приймаємо $k_s=1$.

Розглянемо приклад в якому досліджується напружено-деформований стан шпунтової стінки 17-ти поверхової будівлі (рис. 2) за вищенаведеною теорією.

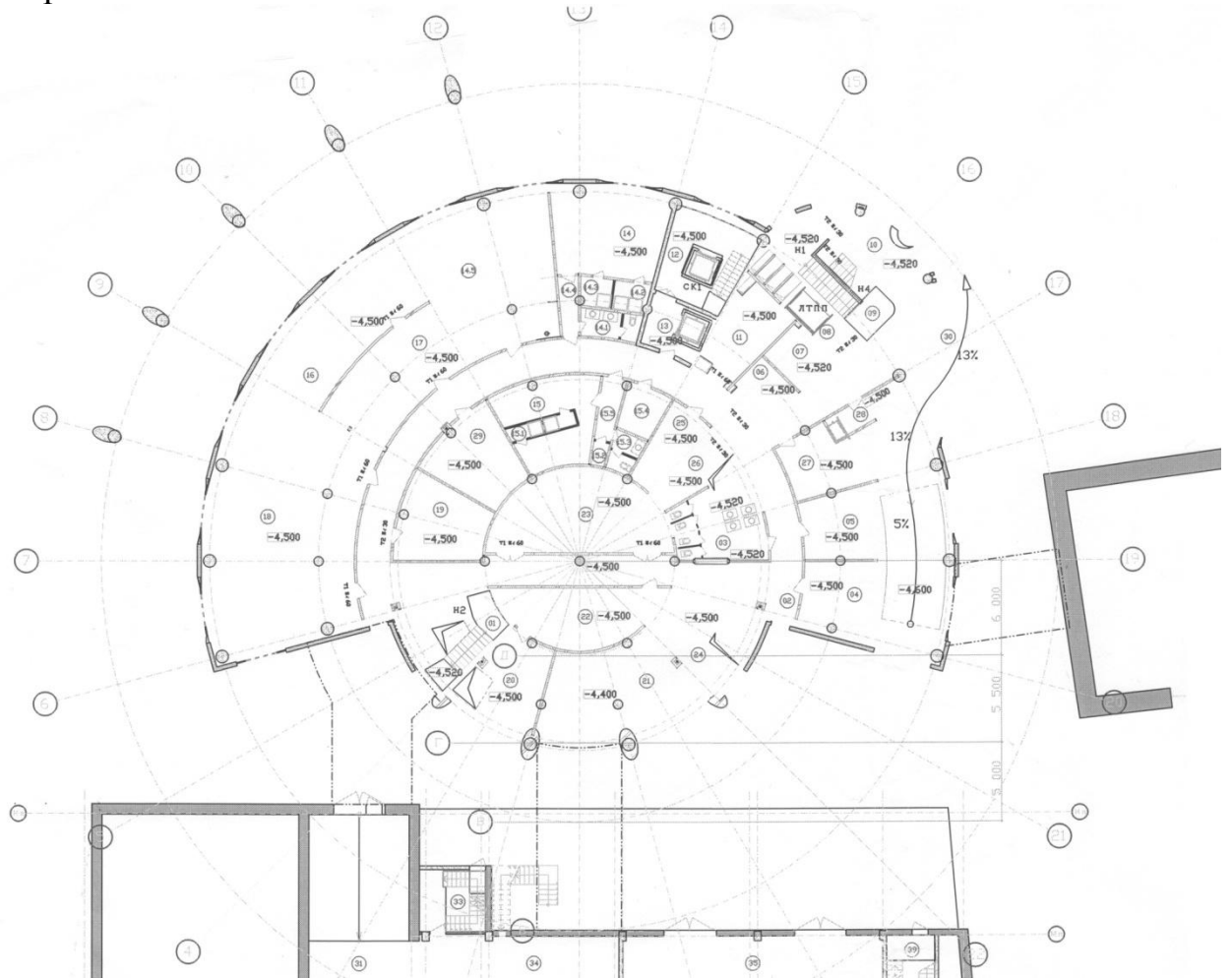


Рис. 1. Схема розміщення огорожувальної конструкції «стіна в ґрунті» котловану 17-ти поверхової будівлі.

Розрахункова схема і дискретні моделі плоскої задачі розрахунку огорожувальної конструкції котловану при взаємодії з ґрунтовим півпростором, наведені на рис. 3.

Вихідні дані.

Розміри півпростору в характерних перерізах (див. рис. 1) відповідно з розрахунковою схемою складають 95,0x45,0 м, товщиною 0,96 м, наведені у розрахунковій схемі у см. – 9500 x 4500 x 96 (відповідно з числовою реалізацією). Площа півпростору змінюється у процесі нелінійного

деформування за рахунок покрокового введення порожнини, що моделює котлован з шириною у перерізі 2-2-60,5 м (на розрахунковій схемі – 3024 см) та глибиною 8,35 м – 835 см.

Сіткова область скінченноелементної моделі має розміри 2x32x67 ($S_1=M1=2$, $S_2=M2=32$, $S_3=M3=67$), що відповідає 2077 скінченним елементам (СЕ), включаючи порожнину з границями визначеними сітковими координатами S_2 , S_3 початкового та кінцевого вузла сіткової регулярної області – відповідно 1,1 і 8,9.

Граничні умови розрахункового фрагменту півпростору наступні:

1. За площиною симетрії, що проходить по осі котловану з координатною площиною Z^1OZ^2 (глобальна система координат) накладаються в'язі на переміщення та кути повороту за напрямом Z^3 ;
2. Нижня грань фрагменту півпростору моделюється границею сіткової області по лінії з крайніми вузлами, що мають сіткові координати $S_2^H=M2=32$, $S_3^H=1$, $S_2^k=M3=32$, $S_3^k=M3=67$ з накладанням в'язів на переміщення за напрямом Z^2 , Z^3 (нерухомий шарнір);
3. Вертикальна права порожнина границі розрахункового фрагменту півпростору, що моделюється шарнірно-рухомим краєм півпростору, достатньо віддалена від краю фундаменту існуючої споруди з накладанням в'язів на переміщення за напрямом Z^3 .

Зовнішнє навантаження моделюється конструктивними схемами (рис. 3):

1) Власна вага ґрунту; 2) власна вага включень – «стіна у ґрунті» (огороджувальна конструкція) та фундаменти існуючої будівлі; 3) тиск на верхніх обрізах фундаментів існуючої будівлі, що зводиться до зосереджених сил відповідно

1) $P_{np}=35500$ кгс; 2) $P_{np}=42500$ кгс; 3) $P_{np}=52000$ кгс.

При побудові дискретної моделі виникає необхідність визначення еквівалентного перерізу бурюін'єкційних паль конструкції «стіна у ґрунті», для побудови дискретної моделі півпростору.

Вихідні дані:

Діаметр палі – 820 мм.

Бетон класу В30

Захисний шар – $a=30$ мм

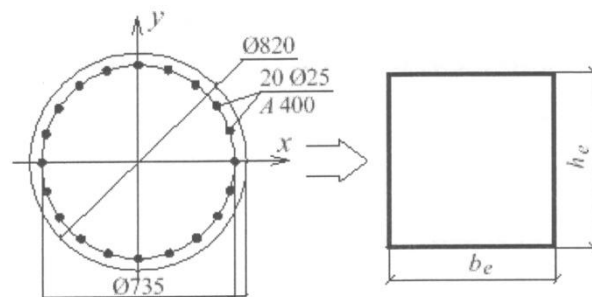


Рис. 2. Схема приведення реального перерізу з/б палі до еквівалентного перерізу. Приймаємо $h_e=b_e$.

1) Визначення площі і товщини еквівалентного арматурного кільця

$$\sum F_{\text{Ø25}} = 20 \cdot 4,91 = 98,2 \text{ см}^2$$

$$\sum F_{\odot 25} = \pi \cdot d_k \cdot \delta_k = 98,2 \text{ см}^2 \quad (7)$$

$$\delta_k = \frac{\sum F_{\odot 25}}{\pi d_k} = 0,4253 \text{ см} \quad (8)$$

2) Визначення параметрів еквівалентного квадратного перерізу палі

$$\begin{cases} E_e \frac{b_e h_e^3}{12} = E_g I_g; (1) \\ E_e b_e h_e = E_g A_g. (2) \end{cases} \quad (9)$$

Підставивши з рівняння (9) та (8) в (7) отримаємо:

$$\frac{h_e^2 E_g A_g}{12} = E_g I_g;$$

$$h_e = \sqrt{\frac{12 E_g I_g}{E_g A_g}}; \quad (10)$$

$$E_g I_g = E_\delta I_\delta + E_{ст} I_{ст}; \quad E_g A_g = E_\delta A_\delta + E_{ст} F_{ст}; \quad (11)$$

$$E_\delta = 3,31 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2 \text{ (СНиП 2.03.01-84* табл.18, кл.б В30)}$$

$$E_{ст} = 2,1 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2$$

$$F_{ст} = 98,2 \text{ см}^2; \quad A_\delta = \frac{\pi D^2}{4} - 98,2 = \frac{\pi 82^2}{4} - 98,2 = 5182,81 \text{ см}^2$$

$$I_\delta^{x-x} = \frac{\pi D^4}{64} - I_{ст}^k; \quad I_{ст}^k = 0,3926 d_k^3 \delta = 6,62991 \cdot 10^4 \text{ см}^4; \quad (12)$$

$$I_\delta^{x-x} = \frac{\pi \cdot 82^4}{64} - 66299,11 = 2,1530465 \cdot 10^6 \text{ см}^4;$$

$$E_g I_g = 3,31 \cdot 10^5 \cdot 2,153046 \cdot 5 \cdot 10^6 + 2,1 \cdot 10^6 \cdot 6,62991 \cdot 10^4 = 8,51886 \cdot 10^{11} \text{ кгс см}^2;$$

$$E_g A_g = 5182,81 \cdot 3,31 \cdot 10^5 + 2,1 \cdot 10^6 \cdot 98,2 = 1,92173 \cdot 10^9 \text{ кгс};$$

$$h_e = \sqrt{\frac{12 \cdot 8,51886 \cdot 10^{11}}{1,92173 \cdot 10^9}} = 72,94 \text{ см. Приймаємо } h_e = 96,0 \text{ см.}$$

$$E_e = \frac{E_g A_g}{h_e^2} = \frac{1,92173 \cdot 10^9}{96^2} = 2,09 \cdot 10^5 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}.$$

Розрахункова схема і дискретна модель багатопалового ґрунтового підпростору за наявності включень конструкції «стіна у ґрунті», фундаментів існуючої будівлі та їх підсилення за допомогою втиснутих паль з металевих труб та наступного їх армування і заповнення литим бетоном, а також порожнин (підвальних приміщень існуючої будівлі), наведена на рис. 2.

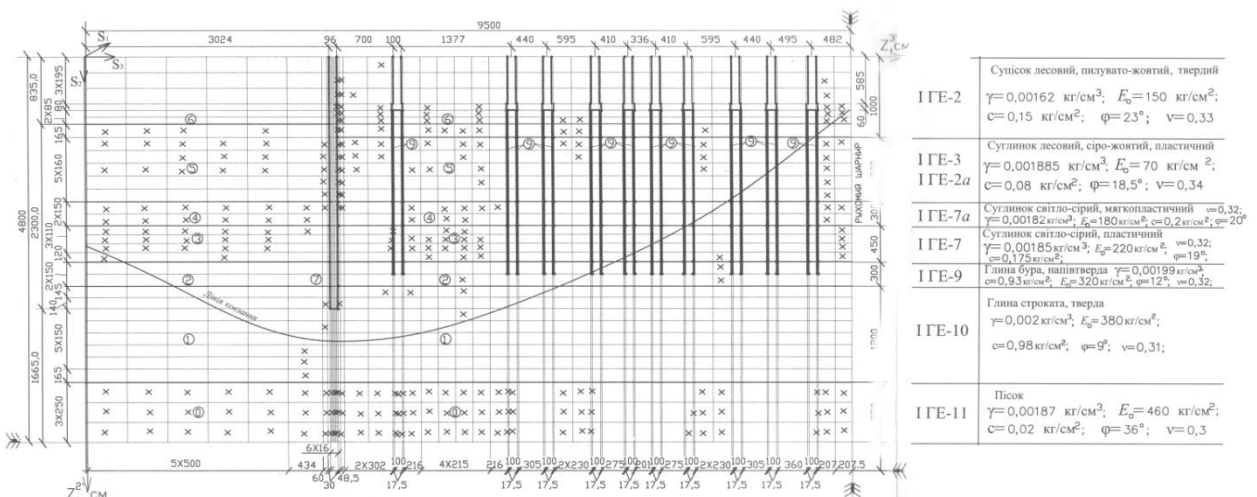


Рис. 3. Розрахункова схема і дискретна модель.

Результати чисельного розрахунку.

Результати досліджень напружено-деформованого стану ґрунтового багатошарового півпростору за розрахунковою схемою відповідно розрізу існуючої будівлі показують, що найбільший розвиток пластичних деформацій і найбільший тиск на «стіну у ґрунті» спостерігається за розрахунковою схемою у розрізі 3-3 при розміщенні в активній зоні двоповерхової будівлі з стрічковими високо розміщеними фундаментами, при цьому дані результати взяті у якості розрахункових для оцінки несучої здатності огорожувальної конструкції – стіни у ґрунті.

Потрібно відмітити, що першими в критичному стані за наявності пластичних (зсувних) деформацій, коли функція навантаження стає більше нуля, - переходять скінченні елементи, які локалізуються у областях контакту залізобетонної стіни у ґрунті або у області фундаментів існуючої будівлі з приєднаними в ґрунті скінченими елементами (СЕ). Під п'ятою пальової стінки спостерігається ядро ущільнення – прямокутний трикутник, гіпотенуза якого є подошвою стіни у ґрунті. З обох сторін від цього трикутника та вздовж бокових поверхонь стінки розподіляються інтенсивні зони пластичних (зсувних) деформацій. У напрямі дна котловану спостерігаються зони випору ґрунту – III фаза ущільнення та розвитку локальних зсувів [4].

На основі проведеного аналізу (за значеннями пластичних деформацій) локальних зсувів у перерізах нормальних до умовної лінії ковзання яка показана пунктиром у вигляді циліндричної поверхні по кривій 2-го порядку, отримаємо точки-вузли з максимальними зміщеннями у межах 0,6-1,1 см, що визначають границі призми сповзання і випору ґрунту у бік котловану, а також простір між огорожувальною стінкою і фундаментами існуючих будівель.

Виконані числові розрахунки з використанням комплексу автоматизованих програм розрахунку огорожувальних конструкцій КАПРОК для розрахункової схеми з 3-ма або 2-ма варіантами додаткового навантаження на обрізах фундаментів існуючих будівель. Для розрахункової схеми вибрано максимальний варіант за значення внутрішніх зусиль у СЕ у огорожувальної конструкції і деформацій ґрунтових основ.

Висновки.

За результатами отриманих числових деформацій конструкцій огорожень котловану «стіна в ґрунті» можна зробити висновки, що залізобетонна конструкція стіни у ґрунті відчуває деякий поворот як жорсткого цілого за годинниковою стрілкою (у бік ґрунту), при цьому різниця переміщень верхньої і нижньої точки для 1-ї розрахункової схеми складає 5,08 см і 5,23 см. Максимальне переміщення від дії активного тиску ґрунту складає 3,33 см для розглянутої розрахункової схеми.

Конструкцію шпунтового огороження котловану «стіна в ґрунті», що виконана (згідно проекту) з буроін'єкційних паль діаметром 820 мм з бетону

класу В30 з армування з повздовжніми стрижнями – 24Ø25 мм А400С, при цьому забезпечується опускання паль на відносну глибину 31,35 м при абсолютних позначках верху – 186,5 м і низу – 155,15 м по всьому периметру котловану у відповідності з планом.

Виконані передпроектні дослідження взаємодії огорожувальних конструкцій глибоких котлованів з ґрунтовим півпростором і ґрунтовими основами і фундаментами існуючих будівель засвідчують, що будівництво нового адміністративного будинку практично не порушує умов рівноваги надземної і підземної частини існуючих будівель і не викликає значних додаткових внутрішніх зусиль в конструкціях цих будівель.

- [1] Харр М. Е. Основы теоретической механики грунтов. – М.: Изд-во лит. По стр-ву, 1971. – 320 с.
- [2] Цытович Н. А., Тер-Мартirosян З.Г. Основы прикладной геомеханики в строительстве. – М.: Высш. шк., 1981. – 317 с.
- [3] Теллес Д.К.Ф. Применение метода граничных элементов для решения неупругих задач. – М.: Стройиздат, 1987. – 160 с.
- [4] Баженов В.А., Цихановский В.К., Кислоокый В.М. Метод скінченних елементів у задачах нелінійного деформування тонких та м'яких оболонки. – К.: КНУБА, 2000. – 386 с.
- [5] Шимановский А.В., Цыхановский В.К. Теория и расчёт сильно нелинейных конструкций – К.: Сталь, 2005. – 432 с.
- [6] Цихановский В.К., Прусов Д.Е. Методика моделювання елементів покриттів у взаємодії з неоднорідним фундаментовим півпростором // Опір матеріалів та теорія споруд: Наук.-техн. Збірник. – Вип. 76. – К.: КНУБА, 2005. – С. 87–98.
- [7] Цытович Н.А. Механика грунтов. – М.: Гос. Изд-во лит. По стр-ву, архит. строит. материалам, 1963. – 635 с.
- [8] Терцаги ., Пек Р. Механика грунтов в инженерной практике. Госстройиздат, 1958. – 287 с.
- [9] Хилл Р. Математическая теория пластичности. – М.: Гостехтеориздат, 1956.
- [10] Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов – М.: Стройиздат, 1973. – 293 с.
- [11] Лехницкий С.Г. Теория упругости анизотропного тела. – М.: Наука. Глав. ред. физ.-мат. лит., 1977. – 415 с.