

## Аналіз існуючих методик розрахунку підпірних стін з буронабивних паль

Денис Михайловський<sup>1</sup>, Олег Комар<sup>2</sup>, Максим Хоронжевський<sup>3</sup>

Київський національний університет будівництва і архітектури  
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,  
<sup>1</sup>demyh.ubp@gmail.com, orcid.org/0000-0003-3151-8630  
<sup>2</sup>komar.o.ubp@gmail.com, orcid.org/0009-0004-4507-9178  
<sup>3</sup>khoronzhevskiy.ubp@gmail.com, orcid.org/0000-0001-5797-7304

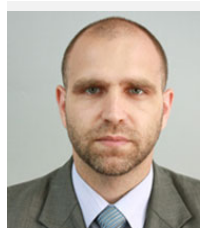
DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.88-97

**Анотація.** Виконано аналіз методів розрахунку підпірних стін з буронабивних паль. Розглянуто аналітичний розрахунок паль згідно СНиП 2.02.03–85, розрахунок з врахуванням вимог зміни №1 ДБН В.2.1-10-2009 що стосується визначення горизонтальної жорсткості палі і статичний розрахунок перерізу за допомогою програмного комплексу Ліра-САПР та розрахунок плоского перерізу з використанням методу скінченних елементів за моделлю Кулона-Мора в програмному комплексі Plaxis 2D.

Із зростанням населення та розширенням міст, збільшується потреба у нових житлових, комерційних та індустріальних будівлях. Сучасна урбанізація призводить до збільшення густини населення та ущільнення будівельної забудови. Це вимагає зведення багатоповерхових будівель та інфраструктури, щоб забезпечити ефективне використання обмеженої земельної площі, будівництва на ділянках з значними перепадами висотних відміток, або ж зведення підземних паркінгів та стоянок. При таких умовах інженерам все частіше доводиться вирішувати задачі з будівництва в умовах ущільненої забудови, або ж при умовах значних перепадів висотних відміток ділянки.

Одним з найбільш поширених інженерних рішень по вирішенню даних проблем є виконання масивних утримуючих стін в ґрунті у вигляді буронабивних паль з'єднаних обв'язувальним ростверком. Розрахунок таких конструкцій вимагає особливої уваги щодо визначення вихідних параметрів розглянутої задачі та вибору підходу до розрахунку та аналізу напружено-деформованого стану елементів огороження та основи.

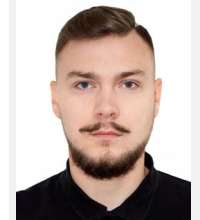
В якості прикладу виконано розрахунок палі в інженерно-геологічних умовах м. Києва при



**Денис Михайловський**  
професор кафедри металевих та  
дерев'яних конструкцій  
д.т.н., проф.



**Олег Комар**  
інженер ТОВ «НПК «УБП»



**Максим Хоронжевський**  
аспірант кафедри  
геотехніки

однакових розрахункових параметрах та різних методиках розрахунку. Для достовірності порівняння результатів навантаження для всіх трьох випадків приймалось однаковим згідно ДСТУ - Н Б В.2.1-31:2014. Отримані переміщення паль на рівні дна котловану та верху палі за трьома способами проаналізовані і на їх підставі сформульовані попередні висновки з перспективами подальших досліджень.

**Ключові слова.** підпірна стінка, методики розрахунку, буронабивна паля, програмний комплекс, горизонтальна жорсткість паль.

### ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Аналіз методик розрахунку підпірних стін має важливе значення в інженерній та

будівельних сферах з кількох причин:

- **Безпека:** Підпірні стіни використовуються для утримання ґрунтів та води, а також для забезпечення стабільності будівель, доріг, тунелів тощо. Найменша похибка в розрахунку може призвести до обвалу, зсуву або інших небезпечних ситуацій. Подібні дослідження допомагають вдосконалювати методики розрахунку для забезпечення більшої надійності та безпеки;

- **Ефективність та економія:** Добре спроектовані підпірні стіни можуть бути більш ефективними з точки зору використання матеріалів та ресурсів.

- **Забезпечення довговічності:** Коректний розрахунок підпірних стін враховує фактори, які впливають на довговічність конструкції. Це може включати в себе вплив зовнішнього середовища, такого як вологість, температура та інші фактори.

З огляду на вище наведене дослідження методик розрахунку підпірних стін сприяють покращенню якості будівництва, забезпеченню безпеки та тривалої експлуатації будівельних конструкцій, а також розвитку інновацій у будівельній галузі.

## МЕТА РОБОТИ

Дослідити різні методики розрахунку масивних стін з буронабивних паль, порівняти отримані значення горизонтальних переміщень в рівні дна котловану та в рівні верху підпірної стіни.

## ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Ділянка проектування знаходиться в Голосіївському районі м. Києва. Дана ділянка вишукувань відноситься до невідтопленої. Нормативна глибина промерзання ґрунту – 1,0 м. За складністю інженерно-геологічних умов територія будівництва відноситься до II (середньої) категорії складності, згідно з ДБН А.2.1-1:2008 (Додаток Ж). Фізико-механічні характеристики ділянки будівництва надано в табл. 1.

Огородження котловану запроектовано з буронабивних паль діаметром 620 мм об'єднаних монолітним поясом висотою

600 мм та товщиною 820 мм. В проекті передбачено наступні види буронабивних паль:

- Пнб-1 довжиною 18 м;
- Пнб-2 довжиною 17 м;
- Пнб-3 довжиною 15 м;
- Пнб-4 довжиною 12 м;
- Пнб-5 довжиною 10 м;

Монолітний пояс та палі запроектовано з бетону С20/25. Між палями виконується дощата забірка з дошок товщиною 40 мм. Дно котловану запроектовано на відмітці -7,650, що відповідає абсолютній відмітці +156,05. Схема огороження котловану наведена на рис. 1

Для короткого аналізу в рамках статті обираємо найбільш навантажену палю ПНБ-1 посадка якої на інженерно-геологічний розріз показано на рис.3.

### Збір навантажень на палю

Для можливості порівняння саме методик розрахунку навантаження на палі приймаємо однаковим, розрахунок ведемо згідно ДСТУ - Н Б В.2.1-31.

За відсутності конкретних навантажень навантаження на призму обвалення підпірної стіни розраховуємо з врахуванням умовного тимчасового характеристичного рівномірно розподіленого навантаження інтенсивністю 10 кПа, яке включає навантаження від автомобіля, згідно з п 7,19 ДСТУ - Н Б В.2.1-31.

У розрахунку прийнято, що тильна сторона підпірної стіни має гладку поверхню  $\delta = 0$ . Оскільки призма обвалення ґрунту

має неоднорідну структуру характеристики ґрунту уточнюємо за формулою:

$$\gamma = \frac{\gamma_1 \cdot L_1 + \gamma_2 \cdot L_2 + \dots + \gamma_n \cdot L_n}{L_1 + L_2 + \dots + L_n}$$

$$\varphi = \frac{\varphi_1 \cdot L_1 + \varphi_2 \cdot L_2 + \dots + \varphi_n \cdot L_n}{L_1 + L_2 + \dots + L_n}$$

$$c = \frac{c_1 \cdot L_1 + c_2 \cdot L_2 + \dots + c_n \cdot L_n}{L_1 + L_2 + \dots + L_n}$$

Для даного випадку отримуємо наступні параметри:

$$\gamma = 17,07 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}; c = 4,25 \text{кПа}; \varphi = 28,46^\circ$$

Табл.1 Таблиця нормативних та розрахункових фізико-механічних характеристик ґрунтів  
Table. 1 Table of normative and calculated physical and mechanical characteristics of soils

№ ПЕ	Найменування ґрунту	Геологічний індекс	Вологість, $W$ , д.о.	Вологість на межі текучості, $W_L$ , д.о.	Вологість на межі розкочування, $W_P$ , д.о.	Число пластичності, $Ip$ , д.о.	Показник текучості, $I_L$ , д.о.	Щільність часток ґрунту $\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	Щільність ґрунту, $\rho$ , г/см <sup>3</sup>	Щільність сухого ґрунту $\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	Коефіцієнт пористості, $e$ , д.о.	Коефіцієнт водо-насищення, $S_r$ , д.о.	Щільність ґрунту, г/см <sup>3</sup>		Кут внутрішнього тертя, град.		Питома зчеплення, кПа		Модуль деформації: природний, $E_p$ , МПа	Категорія ґрунту за сейсмічними властивостями
													$\rho_{n,II}$	$\rho_I$	$\varphi_{n,II}$	$\varphi_I$	$c_{n,II}$	$c_I$		
1	Насипний ґрунт: суглинок піщанистий, твердий, з включеннями будівельного сміття 10-30 %	1 H	0,107	0,18	0,14	0,04	-0,83	2,67	1,73	1,56	0,71	0,40	1,73	1,70	24	21	13	9	12,0	IV
2	Пісок мілкий, шільний, з прошарками середньої щільності, малого ступеня водонасичення	e, d, PIII-H	0,047	-	-	-	-	2,65	1,74	1,66	0,60	0,21	1,74	1,71	35*	32*	3	2	41,9*	II
3a	Суглинок пилуватий, твердий		0,158	0,25	0,19	0,06	-0,53	2,67	1,75	1,51	0,77	0,55	1,75	1,72	23	20	21	14	20,5	II
3b	Суглинок пилуватий, пластичний		0,194	0,25	0,19	0,06	0,07	2,67	1,81	1,52	0,76	0,68	0,68	1,81	1,77	22	19	20	13	18,5
5	Суглинок важкий пилуватий, тугопластичний, з тонкими прошарками м'якопластичного	f, I, PII dп	0,188	0,26	0,14	0,12	0,40	2,69	2,00	1,68	0,60	0,84	2,00	1,91	11	10	38	25	22,4	II
6	Суглинок піщанистий, пластичний	f, I, PII dп	0,125	0,16	0,12	0,04	0,13	2,66	1,92	1,71	0,56	0,59	1,92	1,88	19	17	26	17	23,8	II
7	Пісок пилуватий, шільний, малого ступеня водонасичення, з прошарками суглику та суглинку 30%		MI пр	0,234	-	-	-	-	2,66	2,06	1,67	0,59	1,05	2,06	2,02	36*	33*	6	4	60,8*

Примітка: \* - дані отримані в результаті статичного зондування

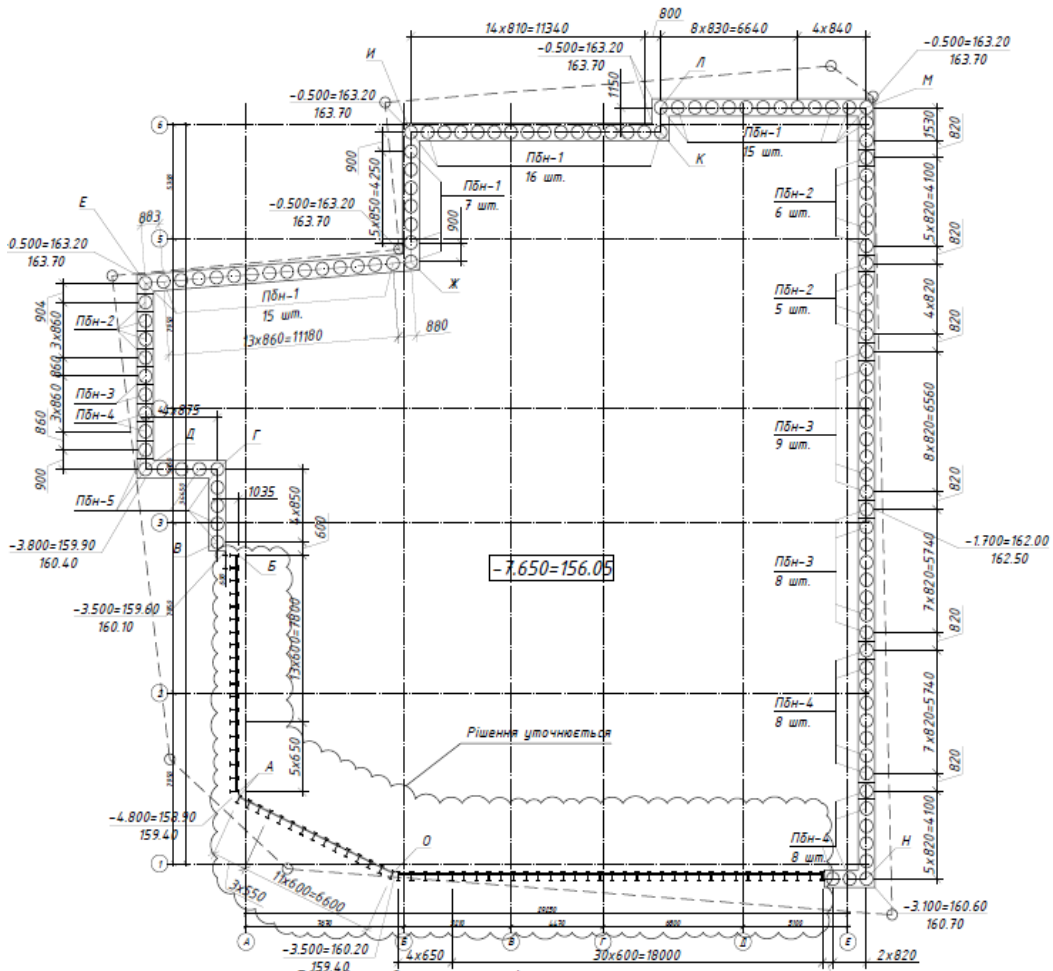


Рис.1 Схема конструкцій огороження котловану  
Fig. 1 Scheme of pit enclosure structures

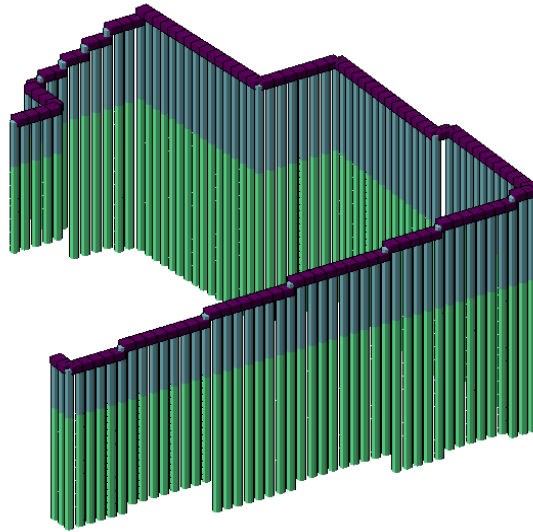


Рис.2 Об'ємна модель огороження котловану  
Fig. 2 Volumetric model of the pit enclosure

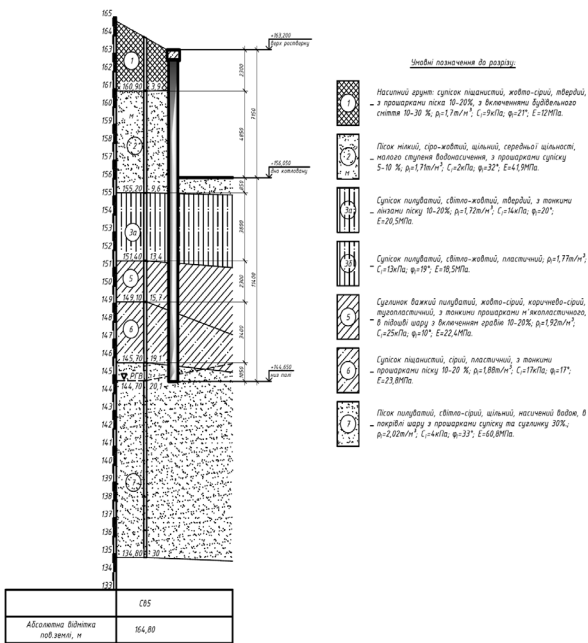


Рис. 3. Посадка палі на інженерно-геологічний розріз  
Fig. 3. Planting of a pile on an engineering-geological section

За розрахунком по формулам 7.1-7.5 ДСТУ-Н Б В.2.1-31 отримуємо:

$$\theta_0 = 30,769^\circ, \lambda = 0,354, K_1 =$$

$$1,191, K_2 = 0,595$$

$$\text{При } y=7,15 \quad P_\gamma = 40,3 \text{ кПа}, \quad P_q = 3,54 \text{ кПа},$$

Отже, об'єднавши ці параметри, розрахункова схема палі матиме вигляд:

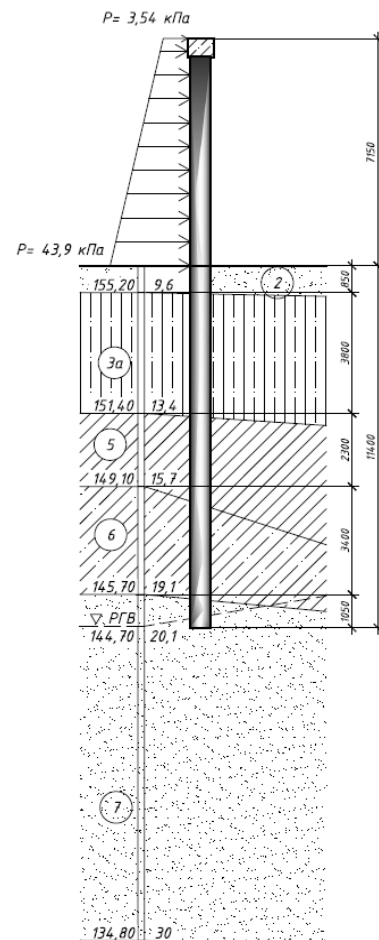


Рис. 4. Розрахункова схема палі Пбн-1 в межах розрізу 1-1.  
Fig. 4. Calculation diagram of pile Pbn-1 ithin section 1-1.

### Розрахунок підпірної стіни з врахуванням вимог зміни №1. ДБН В.2.1-10-2009

На виконання вимог ДБН В.2.1-10:2018 та зміни №1. ДБН В.2.1-10-2009, розраховані значення коефіцієнтів жорсткості  $C_z$  ґрунту по бічній поверхні палі у горизонтальному напрямку без врахування сейсмічних навантажень визначались за наступними формулами:

$$c_z = \frac{K \cdot z}{\gamma_c}; K_{zp} = C_z \cdot A;$$

де  $K$  – коефіцієнт пропорційності,  $\text{кН/м}^4$  ( $\text{тс/м}^4$ ) який приймається в залежності від виду ґрунту, який оточує палю, по таблиці Н.8.1 зміна №1 ДБН В.2.1-10-2009;

$z$  – глибина розташування перерізу палі в ґрунті, м, для якої визначається коефіцієнт жорсткості, від поверхні ґрунту при високому ростверку або від підосви ростверку при низькому ростверку;

$\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи;

$A$  – вантажна площа палі,  $\text{м}^2$ .

Розрахунок переміщень та зусиль в палях виконуємо в програмному комплексі ПК Ліра-Сапр. Жорсткість ґрунтової основи моделюємо 56 СЕ з врахуванням значень вказаних у табл. 3. Жорсткість палі моделюємо 10 СЕ. В результаті розрахунку отримуємо відповідні результати: Переміщення в рівні дна котловану –  $y_0=33,369$  мм. Переміщення верху палі –  $y_8=119$  мм.

Навантаження від ґрунту  
Мозаїка переміщень по Y(G)  
Одиниці виміру - мм

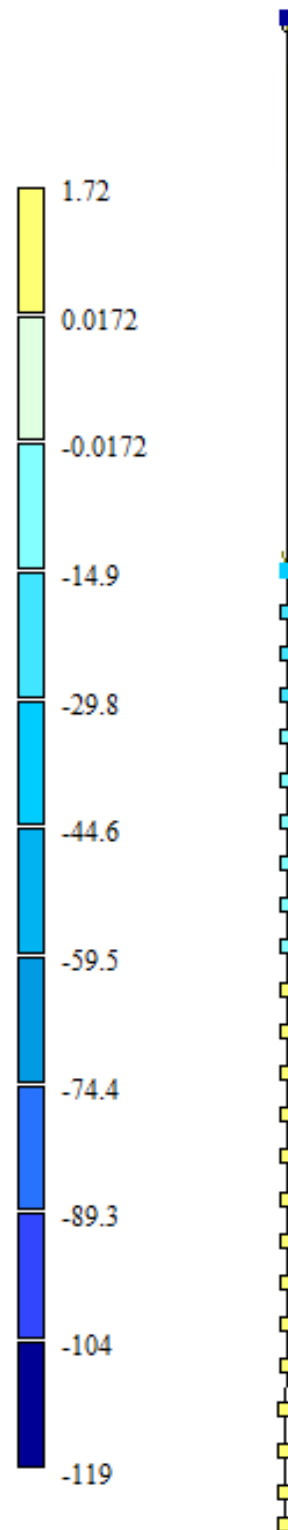


Рис.5. Переміщення палі після статичного розрахунку.

Fig.5. Pile movement after static calculation.

Табл.2 Початкові коефіцієнти пропорційності для інженерно-геологічних елементів, що контактують з бічною поверхнею пали

Table 2. Initial proportionality coefficients for engineering and geological elements in contact with the lateral surface of the pile

ІГЕ	Назва шару ґрунту	Коеф. пористості, $e$	Число текучості $I_L$	К коефіцієнт пропорційності, $\text{кН/м}^4$
1	супісок піщанистий, твердий	0,71	-0,83	12000
2	пісок мілкий, щільний, середньої щільності	0,6		12000
3а	супісок піщанистий, твердий	0,77	-0,53	12000
3б	супісок піщанистий, пластичний	0,76	0,07	6720
5	суглинок важкий піщанистий	0,6	0,4	12000
6	супісок піщанистий, пластичний	0,56	0,13	4520
7	пісок піщанистий, щільний	0,59		4000

Табл.3 Розрахункові параметри для 56 СЕ.

Table 3. Calculation parameters for 56 Finite elements.

№ Розрах. вузла	№ ІГЕ	Глиб. розташ. $z, \text{м}$	Довж. ділянки $h, \text{м}$	Вантажна Площа $\text{м}^2$	Коеф. Пропорц. $K, \text{кН/м}^4$	Коеф. Постелі $c_x, c_y, \text{кН/м}^3$	Жорсткість Для СЕ56, $\text{кН/м}$
1	2	0,5	0,5	0,43	12000	2000	860
2	2	1,0	0,5	0,43	12000	4000	1720
3	3а	1,5	0,5	0,43	12000	6000	2580
4	3а	2,0	0,5	0,43	12000	8000	3440
5	3а	2,5	0,5	0,43	12000	10000	4300
6	3а	3,0	0,5	0,43	12000	12000	5160
7	3а	3,5	0,5	0,43	12000	14000	6020
8	3а	4,0	0,5	0,43	12000	16000	6880
9	3а	4,5	0,5	0,43	12000	18000	7740
10	5	5,0	0,5	0,43	12000	20000	8600
11	5	5,5	0,5	0,43	12000	22000	9460
12	5	6,0	0,5	0,43	12000	24000	10320
13	5	6,5	0,5	0,43	12000	26000	11180
14	5	7,0	0,5	0,43	12000	28000	12040
15	6	7,5	0,5	0,43	4520	11300	4859
16	6	8,0	0,5	0,43	4520	12053	5183
17	6	8,5	0,5	0,43	4520	12807	5507
18	6	9,0	0,5	0,43	4520	13560	5831
19	6	9,5	0,5	0,43	4520	14313	6155
20	6	10,0	0,5	0,43	4520	15067	6479
21	6	10,5	0,5	0,43	4520	15820	6803
22	7	11,0	0,5	0,43	4000	14667	6307
23	7	11,4	0,4	0,344	4000	15200	5229

### Розрахунок підпірної стіни згідно СНиП 2.02.03–85

Розрахунок виконуємо згідно положень СНиП 2.02.03–85 та відповідного посібника з проектування пальових фундаментів

Коефіцієнт  $K$  прийнято  $7000 \text{ кН/м}^4$ , умовна ширина палі прийнята рівною кроку палі  $b_c=0,86\text{м}$ . Тоді коефіцієнт деформації рівний  $\alpha_c=0,488$ , а приведена глибина занурення палі в ґрунт  $L^*=5,563\text{м}$ .

Розрахунок переміщень палі в рівні дна котловану виконуємо за формулами:

$$y_0 = H_0 \delta_{HH} + M_0 \delta_{HM}$$

$$\varphi_0 = H_0 \delta_{MH} + M_0 \delta_{MM}$$

де  $H_0$  и  $M_0$  — розрахункові значення відповідно поперечної сили, тс, і згинального моменту, у перерізі палі, що розглядаються,

$\delta_{HH}$  — горизонтальне переміщення перерізу, від сили  $H_0 = 1$ ;

$\delta_{HM}$  — горизонтальне переміщення перерізу, від моменту  $M_0 = 1$ ;

$\delta_{MH}$  — кут повороту перерізу, від сили  $H_0 = 1$ ;

$\delta_{MM}$  — кут повороту перерізу, від моменту  $M_0 = 1$ .

Переміщення  $\delta_{HH}$ ,  $\delta_{MH} = \delta_{HM}$  та  $\delta_{MM}$  визначаються за формулами:

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha_d^3 E_\sigma I} A_0;$$

$$\delta_{MH} = \delta_{HM} = \frac{1}{\alpha_d^2 E_\sigma I} B_0;$$

$$\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha_d E_\sigma I} C_0,$$

Переміщення в рівні верху палі визначаємо за формулами:

$$\Delta_r = y_0 + \psi_0 l_0 + \frac{H l_0^3}{3 E_\sigma I} + \frac{M l_0^2}{2 E_\sigma I};$$

$$\psi = \psi_0 + \frac{H l_0^2}{2 E_\sigma I} + \frac{M l_0}{E_\sigma I},$$

Після визначення одиночних переміщень, та розрахунку переміщень в рівні дна котловану та в рівні верху фундаменту отримано наступні значення:

- Переміщення в рівні дна котловану –  $y_0 = 25,76 \text{ мм}$

- Переміщення верху палі –  $y_b = 120,9 \text{ мм}$ .

### Розрахунок підпірної стіни в програмному комплексі *Plaxis 2d*

Для порівняння результатів виконаємо розрахунок палі в програмному комплексі *Plaxis 2d*.

Розрахунок стійкості елементів підпірної стіни виконуємо методом скінченних елементів (МСЕ), шляхом розгляду напружено-деформованого стану ґрунтового масиву з урахуванням пружної або пружно-пластичної моделі поведінки ґрунту.

Розрахунки по оцінці стійкості конструкцій підпірної стіни за зміною напружено-деформованого стану виконувалися по моделі Мора-Кулона. Ця модель приймається для першої групи граничних станів ґрунту ( $\rho_l$ ,  $\phi_l$ ,  $c_l$  для ґрунтів в природньому стані та  $\rho_{lsat}$ ,  $\phi_{lsat}$ ,  $c_{lsat}$  – для ґрунтів при повному водонасиченні).

Модель включає наступні параметри: параметри жорсткості ( $E$ ), коефіцієнт Пуассона ( $\nu_{ur}$ ), питоме зчеплення ( $c$ ), кут тертя ( $\varphi$ ) і кут дилатансії ( $\psi$ ), об'ємна вага ґрунту в сухому ( $\gamma_{unsat}$ ) і водонасиченому ( $\gamma_{sat}$ ) станах, коефіцієнти фільтрації  $K_x$  и  $K_y$ .

Ґрунтовий масив моделювався 15-ти вузловими елементами. Граничні умови в нижній частині моделі представлені у вигляді жорсткого защемлення, а бокові грані моделі – в вигляді шарнірних опор.

За відсутності конкретних навантажень на призму обвалення підпірної стіни розраховувалась з врахуванням умовного тимчасового характеристичного рівномірно розподіленого навантаження інтенсивністю  $10 \text{ кПа}$ , яке включає навантаження від автомобіля, згідно з п 7,19 [5]

Після розрахунку в програмному комплексі *Plaxis 2d* було отримано наступні переміщення палі на рівні дна котловану та верху підпірної стіни.

Порівняння отриманих значень переміщень палі зводимо до таблиці 4.



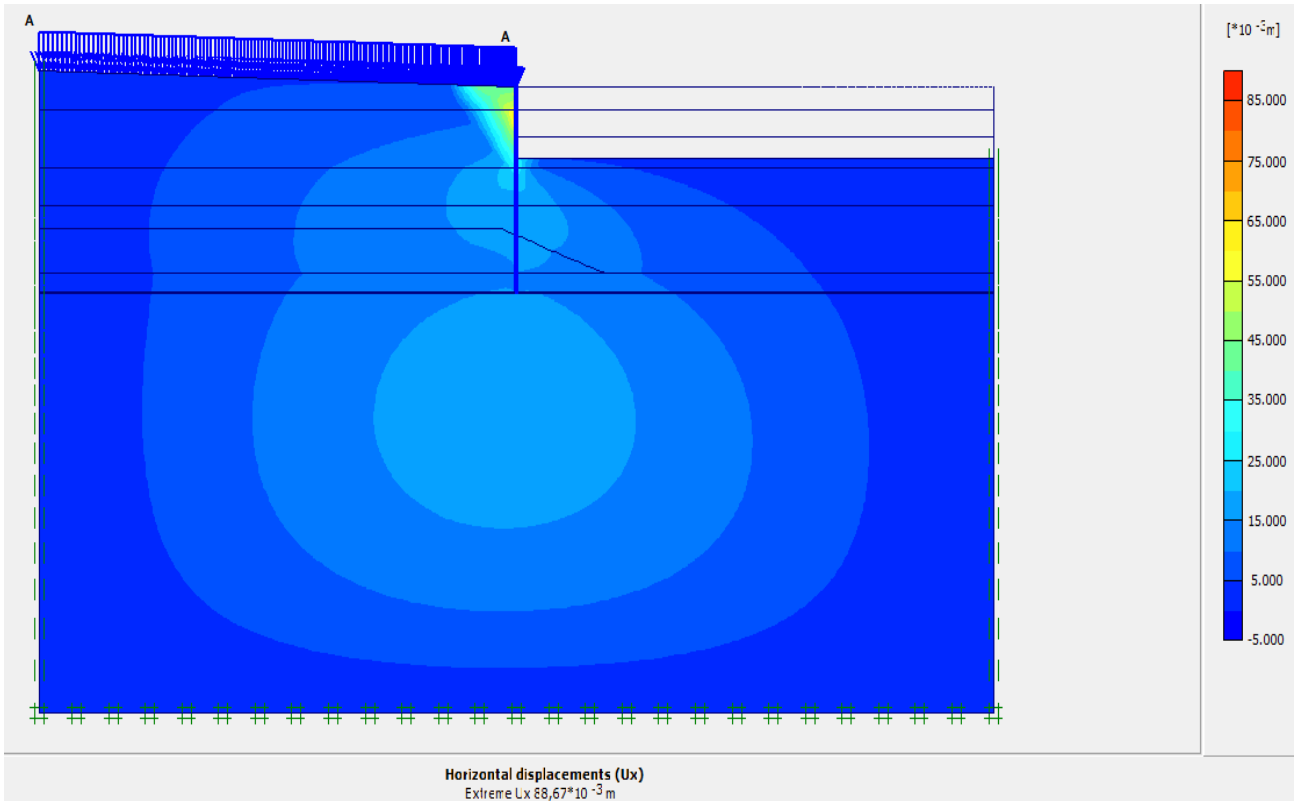


Рис.6 Горизонтальні переміщення огороження котловану  
 Fig. 6 Horizontal movements of the pit fence

Табл. 4. Результати оглядових чисельних досліджень.  
 Table 4. Results of review numerical studies.

№	Найменування методики	Переміщення палі в рівні дна котловану, мм	Різниця,%	Переміщення палі в рівні верху фундаменту, мм	Різниця,%
1	ДБН В.2.1-10-2009 з врахуванням вимог зміни №1.	33,369	-	119,0	-
2	СНиП 2.02.03-85	25,76	22,8	120,9	1,60
3	Plaxis 2d	33,904	1,64	88,67	25,48



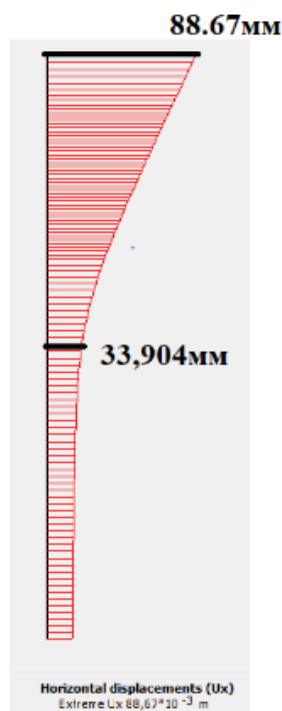


Рис.7. Горизонтальні переміщення палі.  
Fig.7. Horizontal movements of the pile.

## ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Як видно з результатів розрахунку найбільші значення переміщень голови паль вийшли при розрахунку за ДСТУ - Н Б В.2.1-31:2014 з врахуванням вимог зміни №1. ДБН В.2.1 - 10 - 2009 (128мм). Максимальна різниця в усіх трьох методах склала 30,7%. Значення переміщень палі в зоні дна котловану вийшла згідно розрахунку в програмному комплексі Plaxis 2d за моделлю Кулона-Мора. Як показує даний аналіз, розрахунок підпірної стіни з буронабивних паль лише одним способом може призвести до помилкового врахування напружено-деформованого стану конструкцій, а також визначення переміщень навколишнього ґрунту. Тому на думку авторів, рекомендовано виконувати розрахунок згідно діючих в Україні норм (ДСТУ Н Б В.2.1-31:2014 з врахуванням вимог зміни №1. ДБН В.2.1 - 10 - 2009). Проте, також виконувати перевірку отриманих результатів в програмному комплексі Plaxis 2d, або інших геотехнічних програмах. Також рекомендовано розробити якісний програмний продукт який зможе

максимально об'єктивно відтворювати реальну роботу паль в підпірній стінці з врахуванням існуючих методик розрахунку.

## ЛІТЕРАТУРА

1. Основи та фундаменти споруд. Основні положення: ДБНВ.2.1-10:2018. – [ Чинний від 2019.01.01]. – К.: Мінрегіон України, 2018 – 36с.
2. Основи та фундаменти споруд. Зміна № 1: ДБН В.2.1-10-2009. – [Чинний від 2011-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55с.
3. Городецкий А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров. – Київ: ФАКТ, 2007. – 392с.
4. Єврокод 7. Геотехнічне проектування. Частина 1. Загальні правила. EN 1997-1-2004.
5. Настанова з проектування підпірних стін: ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014 К.: Мінрегіонбуд України, 2015.
6. Михайловский Д.В. Моделирование палевого фундамента с использованием объемных физико-нелинейных скінченних елементів ґрунту / Д.В. Михайловский, Д.М. Матющенко, А.О.Смоленський. // *Науково-технічний журнал «Нові технології в будівництві»*. №29'15; Київ: НДІБВ, 2015. - С.44 - 52.
7. Михайловський Д.В. Напружено - деформований стан конструкцій висотної будівлі на палевих фундаментах при різних способах моделювання ґрунтової основи / Д.В. Михайловський, О.А. Комар, А.А. Комар // *Містобудування та територіальне планування: Наук.-техн. Збірник*. Головн. ред. М.М. Осетрін. – К., КНУБА, 2017. – Вип. 65. – 588 с. - С. 384-397.
8. Перельмутер А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – К. Сталь, 2002. – 600 с.

## REFERENCES

1. Osnovy ta fundamenti sporud. Osnovni polozhennya: DBN V.2.1-10:2018. (2019) Kyiv: Minregionbud Ukrainy, 36 (in Ukrainian).
2. Osnovy ta fundamenti sporud. Zmina 1: DBN V.2.1-10-2009. (2011). Kyiv: Minregionbud Ukrainy, 55 (in Ukrainian).
3. Gorodetskiy A.S. (2007). Komp'yuternye modeli konstrukcij [Computer models of structures]. Kyiv, FAKT, 392 (in Ukrainian).
4. Yevrokod 7. Heotekhnichne proektuvannia. Chastyna 1. Zahalni pravyla: EN 1997-1-2004

- (2004) [Eurocode 7. Geotechnical design. Part 1. General rules].
5. Nastanova z proektuvannia pidpirnykh stin: DSTU-N B V.2.1-31:2014 (2014) K.: Ministry of Regional Development of Ukraine, (in Ukrainian).
  6. Mykhaylovsky D.V., Matyushchenko D.M., Smolenskyi A.O. (2015). Modeliuvannia palovoho fundamentu z vykorystanniam obiemnykh fizychno-neliniinykh skinchenykh elementiv hruntu [Modeling of the pile foundation using volumetric physically nonlinear finite soil elements ]. *Scientific and technical magazine «New technologies in construction»*. No. 29'15; Kyiv: NDIBV. 44 - 52. (in Ukrainian).
  7. Mykhaylovskiy D.V., Komar O.A., Komar A.A. (2017). Napruzhenno-deformovanyi stan konstruktsii vysothoi budivli na palovykh fundamentakh pry riznykh sposobakh modeliuvannia hruntovoi osnovy [The stressed-deformed state of high-rise building structures on pile foundations with different methods of modeling the soil base]. *Urban planning and territorial planning: Scientific and technical. Collection*. Chief ed. M.M. sturgeon. K., KNUBA, Issue 65. 588 p. P.384-397 (in Ukrainian).
  8. Perelmuter A.V., Slivker V.I. (2002). Raschetnye modeli sooruzhenij i vozmozhnost ih analiza [Calculation models of structures and the possibility of their analysis]. K.: Stal, 600p. (in Ukrainian).

#### **Analysis of existing methods for calculating retaining walls from bored piles**

*Denys Mykhaylovsky*

*Oleh Komar*

*Maksym Khoronzhevskiy*

**Summary.** An overview analysis of the methods of calculating retaining walls from driven piles was performed. Analytical calculation of piles in accordance with SNiP 2.02.03–85, calculation taking into account the requirements of change No. 1 DBN V.2.1-10-2009 on the calculation of horizontal stiffness of piles and static calculation of the section using the Lira-CAD software complex were considered, and calculation of a plane cross-section using the finite element method according to the Coulomb-Mohr model in the Plaxis 2D software complex.

With population growth and the expansion of cities, the need for new residential, commercial and industrial buildings increases. Modern urbanization leads to an increase in the population density and densification of buildings. This requires the construction of multi-story buildings and infrastructure to ensure efficient use of the limited land area, construction on areas with significant elevation differences, or the construction of underground parking lots. Under such conditions, engineers increasingly have to solve construction problems in the conditions of compacted buildings, or in conditions of significant differences in the height of the building site.

One of the most common engineering solutions to solve these problems is the implementation of massive retaining walls in the soil in the form of bored piles connected by a binding grid. The calculation of such structures requires special attention to the determination of the initial parameters of the considered problem and the choice of an approach to the calculation and analysis of the stress-strain state of the elements of the pit enclosure structures and the base.

On the example, the calculation of the pile was performed in the engineering and geological conditions of the city of Kyiv with the same calculation parameters and different calculation methods. For the reliability of the comparison of loading results for all three cases, it was accepted according to DSTU NB V.2.1-31:2014. The obtained movements of the piles at the level of the bottom of the pit and the top of the pile were analyzed in three ways, and based on them, preliminary conclusions were formulated with prospects for further research.

**Key words.** calculation methods, bored pile, software complex, horizontal stiffness of piles.