

## Напружено-деформований стан підпірних стін в залежності від їх конструкції

Віталій Ручківський<sup>1</sup>

Київський національний університет будівництва і архітектури  
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,

<sup>1</sup>ruchkivsky8@ukr.net, orcid.org/ 0000-0001-8982-2884

DOI: 10.32347/0475-1132.40.2020.76-82

**Анотація.** У сучасному містобудуванні, в більшості випадків, при зведенні будівель і підземних споруд виникає негативний вплив нового будівництва на існуючу забудову. Як правило фундаменти нових будівель проектується із більшою глибиною закладання в порівнянні з існуючими будівлями. В результаті робіт по екскавації котловану та подальшому влаштуванню несучих конструкцій підземних споруд існуючі будинки зазнають нерівномірних осідань. В стінах можуть з'являтися тріщини та відбувається порушення експлуатаційної придатності конструктивних елементів. Перед геотехніком виникає завдання визначення габаритів зони впливу нового будівництва, тобто ділянки, на якій можуть відбуватись негативні процеси формування напружено-деформованого стану. Для дотримання безпечної експлуатації існуючих будівель виникає необхідність достовірного прогнозу додаткових деформацій існуючих будівель і споруд, а також вибору раціонального рішення огороження котловану.

Проведено моделювання напружено-деформованого стану підпірної стіни котловану при різних діаметрах та зміні кількості рядів паль. Розрахунки напружено-деформованого стану захисних конструкцій спільно з ґрунтовою основою виконувалось за допомогою методу скінченних елементів для горизонтального навантаження на 1м.п. підпірної стіни (задача плоскої деформації).

Розв'язувались 4 варіанти задачі:

V1 – підпірна стіна із паль довжиною 13,5м, діаметром 420мм, розташованих в один ряд;

V2 - підпірна стіна із паль довжиною 13,5м, діаметром 620мм, розташованих в один ряд;



**Віталій Ручківський**  
асистент кафедри  
геотехніки

V3 - підпірна стіна із паль довжиною 13,5м, діаметром 420мм, розташованих в два ряди;

V4 - підпірна стіна із паль довжиною 13,5м, діаметром 620мм, розташованих в два ряди;

Показано вплив збільшення діаметра паль в конструкції підпірної стіни на збільшення моменту інерції перерізу, що призводить до сприйняття більшого значення згинальних моментів.

Виконано техніко-економічне порівняння варіантів огороження котловану.

Виявлено найбільш раціональне рішення огороження котловану в даних умовах.

**Ключові слова.** Напружено-деформований стан, підпірна стіна, котлован, інженерні захисні конструкції, згинальні моменти, горизонтальні деформації.

### ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

На сьогодні, у зв'язку з швидким розвитком великих міст, з метою економії і ефективного використання територій, усе частіше для будівництва обирають ділянки, які раніше вважались непридатними для забудови. У більшості випадків такі ділянки є зсувонебезпечними, із складними гідрогеологічними умовами і активними зсувними

процесами. Будівництво в таких умовах висотних будинків з підземними паркінгами викликає суттєву зміну напружено-деформованого стану навколишніх будівель і ґрунтового масиву, внаслідок чого схил може втратити стійкість. Тому вибір конструктивних рішень підпірних стін, які б утримували схил і обмежували вплив нового будівництва на нормальну експлуатацію існуючих споруд є дуже важливим завданням.

## АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

На сьогодні, існує велика кількість методів розрахунку підпірних стін котловану, однак їх використання часто призводить до отримання істотно різних, суперечливих один одному результатів. Наявність ущільненої забудови значно ускладнює цей процес. Неточний розрахунок огорожувальної конструкції веде до непередбачуваного впливу на оточуючу забудову. Для вирішення проблеми прогнозування впливу нового будівництва на існуючі споруди в щільно забудованій території присвячено наукові праці І.П.Бойка [2], Ю.Л.Віннікова [3], М.Л.Зоценка [4], П.І.Яковлева [6], Chandrakant S. Desai [8].

## МЕТА РОБОТИ

Порівняти напружено-деформований стан підпірної стіни із буронабивних паль при різних діаметрах та кількості рядів.

Виявити найбільш економічно ефективний варіант.

## ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Ділянка майбутнього будівництва являє собою майданчик із абсолютними відмітками поверхні землі, що коливаються від 171.8 до 160.57 м. Проектом передбачено спорудження на даній ділянці висотного багатопверхового житлового комплексу.

Для виконання робіт по будівництву та подальшій експлуатації житлових будинків

запроектовано захист території від зсувних процесів за допомогою підпірних стін із буронабивних паль, довжиною 13.5м, об'єднаних залізобетонним монолітним ростверком (рис.1).

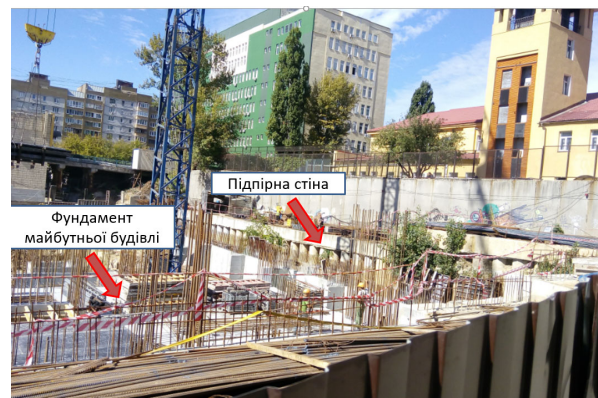


Рис.1. Будівельний майданчик.

Fig.1. Construction site.

Максимальна відмітка розробки котловану передбачена проектом після влаштування паль та ростверків – 157,8. Загальна глибина котловану складає 6,17 м (рис.2).

Майданчик під будівництво житлового комплексу знаходиться на древньозсувному схилі балки.

Геологічна будова майданчику до розвіданої глибини 35.0 м складається з комплексу еолово-делювіальних та воднольодовикових відкладів, представлених пісками, супісками та суглинками, вище яких знаходиться насипний ґрунт (табл.1). Під четвертинними відкладами знаходяться: строкаті глини, суглинки, супіски, піски новопетрівського регіоарусу.

Згідно інженерно-геологічних вишукувань підземні води в період вишукувань (грудень, 2014 р.) на майданчику під будівництво житлового комплексу зустрінуті на глибині 1.0 – 10.0 м, на абсолютних відмітках 158.90 – 155.80 м і приурочені до воднольодовикових відкладів. Глина ПГЕ – 6 являє собою надійний водотривкий шар для водоносного горизонту. Горизонт не напірний.

За результатами інженерно-геологічних вишукувань ґрунтова основа складається з таких інженерно-геологічних елементів:

- ІГЕ -1а Насипний ґрунт – супісок від твердої до пластичної консистенції;
- ІГЕ-2 Супісок, пластичний;
- ІГЕ-3 Пісок дрібний, середньої щільності, малого ступеню водонасичення;
- ІГЕ-4 Суглинок, м'якопластичний;
- ІГЕ-6 Глина, напівтверда.

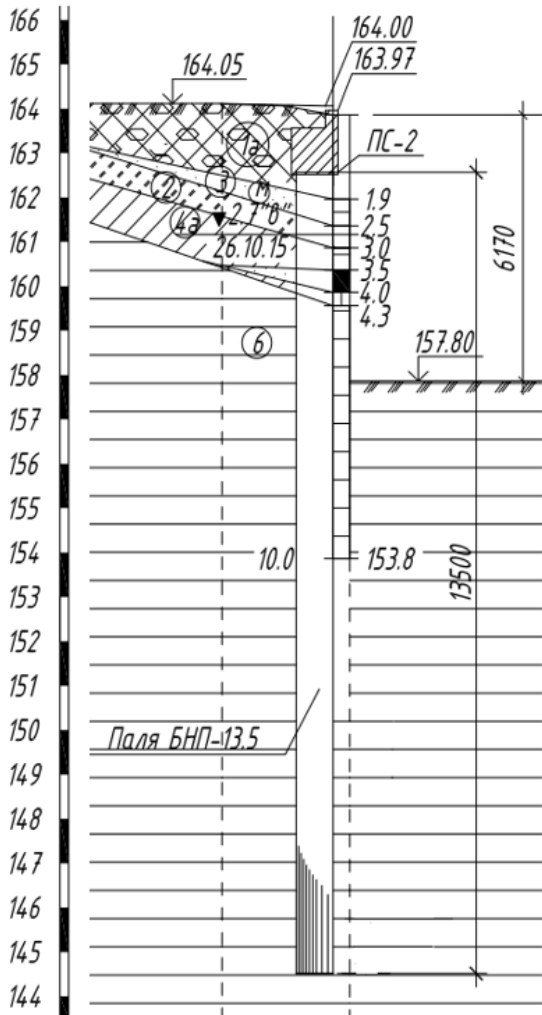


Рис.2. Посадка підпірної стіни на інженерно-геологічний розріз.  
 Fig.2. Retaining wall on the engineering-geological section.

Розрахунки напружено-деформованого стану захисних конструкцій спільно з ґрунтовою основою виконувались методом скінченних елементів для горизонтального навантаження на 1м.п. підпірної стіни (задача плоскої деформації). Моделювання ґрунтового масиву виконувалось із використанням ідеальної пружно-пластичної моделі з граничною поверхнею, що описується критерієм Кулона-Мора.

Табл.1. Фізико-механічні характеристики ґрунтів експериментального майданчика №1 за даними інженерно-геологічних вишукувань.

Table1. Indicators of physical and mechanical properties of the soils of the site.

ІГЕ	Щільність ґрунту, г/см <sup>3</sup>	Природна вологість, д.о.	Коефіцієнт пористості, д.о.	Кут внутрішнього тертя, градуси	Питоме зчеплення, кПа	Модуль деформації, МПа
	$\rho$	$W$	$e$	$\varphi$	$c$	$E$
1а	1,79	0,136	0,68	26	15	16
2	1,83	0,14	0,65	26	18	24
3	1,72	0,09	0,67	31	2	23
4	1,91	0,21	0,7	17	31	14
6	1,97	0,25	0,72	14	80	28

На рис.3 і рис.4 приведені розрахункові схеми, що включають ґрунтову основу потужністю 50м, підпірні стіни (ПС) в один та два ряди із палей кроком 1.0м, довжиною 13,5м. Характеристики жорсткості палей підпірних стін були приведені з розрахунку на 1м.п. Розміри розрахункової області складають 50×90м. Нижня частина розрахункової схеми, на відстані 20м від подошви палей підпірної стіни обмежена площиною, яка закріплена від вертикальних переміщень. По бічних площинах на основу накладені в'язі, що перешкоджають тільки нормальним до площин переміщенням.

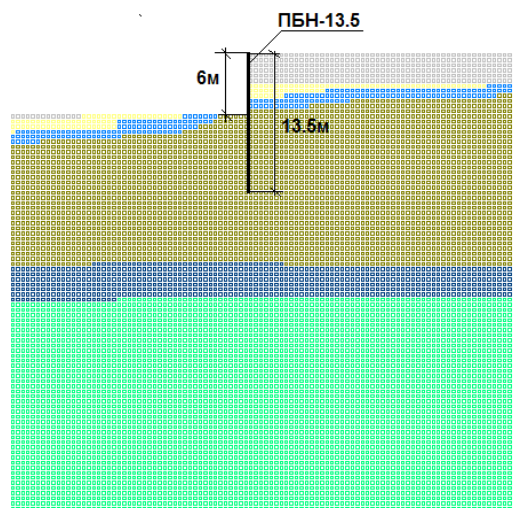


Рис.3. Розрахункова схема при розташуванні палей в один ряд.  
 Fig.3. Calculation scheme when the piles are arranged in one row

В розрахунок включено 8-м етапів монтажу та демонтажу. На основі попередніх розрахунків був здійснений підбір розмірів сітки скінченних елементів з метою зменшення впливу граничних умов на дослідну частину підпірної стіни, а також забезпечення заданої точності отриманих результатів. Таким чином ґрунтовий масив розбивався з кроком сітки 1.0м, а навколо паль підпірних стін з кроком 0.5м.

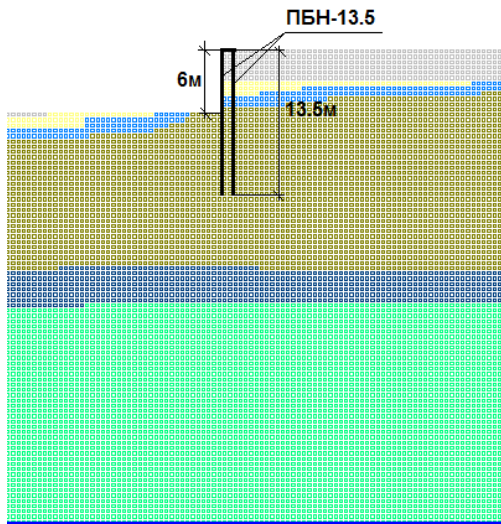


Рис.4. Розрахункова схема при розташуванні паль в два ряди.  
Fig. 4. Calculation scheme when the piles are arranged in two row.

Розв'язувалось 4 варіанти задачі:

V1 – підпірна стіна із паль довжиною 13,5м, діаметром 420мм, розташованих в один ряд;

V2 - підпірна стіна із паль довжиною 13,5м, діаметром 620мм, розташованих в один ряд;

V3 - підпірна стіна із паль довжиною 13,5м, діаметром 420мм, розташованих в два ряди;

V4 - підпірна стіна із паль довжиною 13,5м, діаметром 620мм, розташованих в два ряди;

Розрахунок проводився із врахуванням формування напружено-деформованого стану ґрунтового масиву в процесі влаштування підпірної стіни. При цьому порівнювались горизонтальні переміщення верху паль та згинальні моменти (Рис. 5-12).

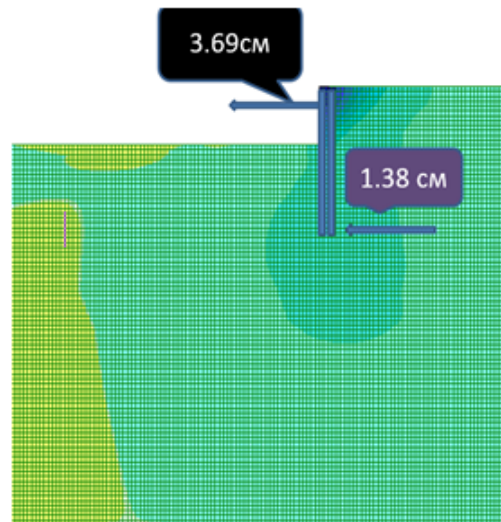


Рис.5.Горизонтальні переміщення в підпірній стіні V3 із паль – ПБН-13.5-42 в два ряди  
Fig.5. Horizontal displacement V-3 boring piles PBN-13-5-42 are arranged in two row

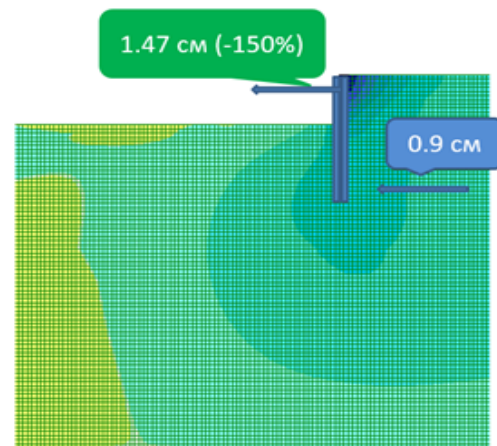


Рис.6. Горизонтальні переміщення в підпірній стіні V4 із паль – ПБН-13.5-62 в два ряди  
Fig.6. Horizontal displacement V-4 boring piles PBN-13.5-62 are arranged in two row.

Порівняння горизонтальних переміщень при варіантах V3 (палі d=420мм в два ряди) (рис. 5) та V4 (палі d=620мм в два ряди) (рис. 6) показало, що збільшення діаметру палі знижує переміщення в 2.5 рази, а згинальні моменти при цьому у варіанті з більшим діаметром зростають на 10% - 34% (рис.7; 8).

При розв'язанні задачі виявилось, що при даних навантаженнях варіант V1 із палі діаметром 420мм, розташованих в один ряд, не задовольняє умовам другого граничного стану, горизонтальні переміщення склали більше 10см.

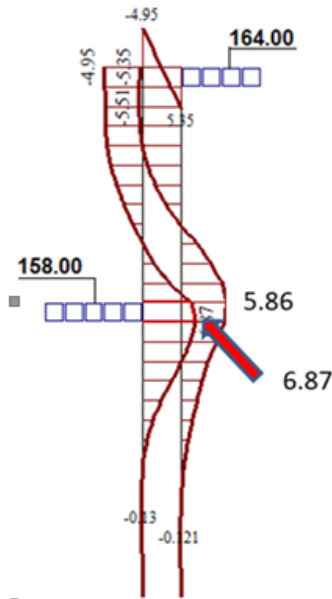


Рис.7. Епюра згинальних моментів в підпирній стіні В3 із палів – ПБН-13.5-42.  
Fig. 7. Bending moments diagram V-3 boring piles PBN-13.5-42.

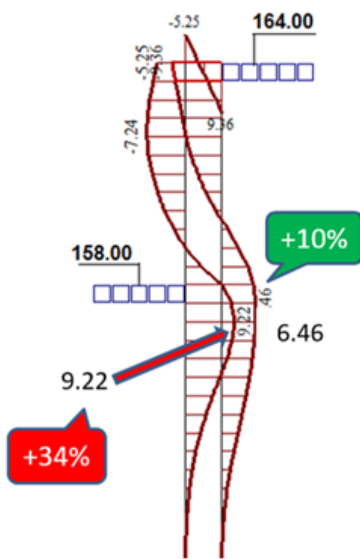


Рис.8. Епюра згинальних моментів в підпирній стіні В4 із палів – ПБН-13.5-62.  
Fig. 8. Bending moments diagram V-4 boring piles PBN-13.5-62.

При порівнянні варіантів В2 (палі  $d=620\text{мм}$  в один ряд) (рис.9) та В3 (палі  $d=420\text{мм}$  в два ряди) (рис. 10) встановлено, що використання двохрядної стінки із палів меншого діаметру призводить до зниження значень горизонтальних переміщень на 34%.

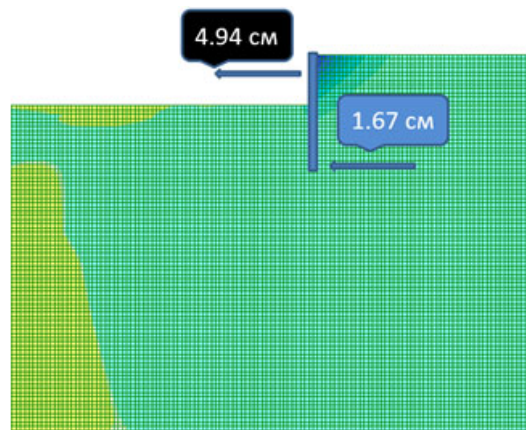


Рис.9. Горизонтальні переміщення в підпирній стіні В2 із палів – ПБН-13.5-62 в один ряд.  
Fig.9. Horizontal displacement V-2 boring piles PBN-13.5-62 are arranged in one row

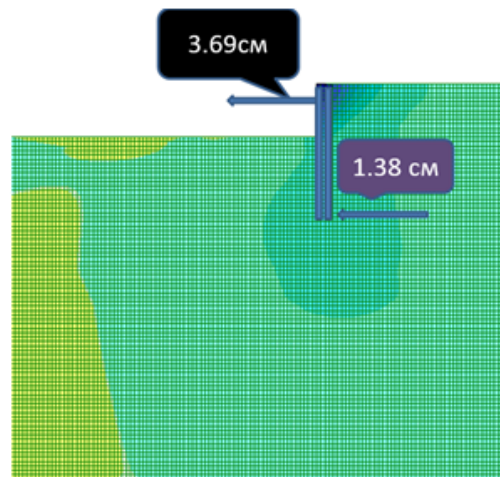


Рис.10. Горизонтальні переміщення в підпирній стіні В3 із палів – ПБН-13.5-42 в два ряди.  
Fig.10. Horizontal displacement V-3 boring piles PBN-13.5-42 are arranged in two row.

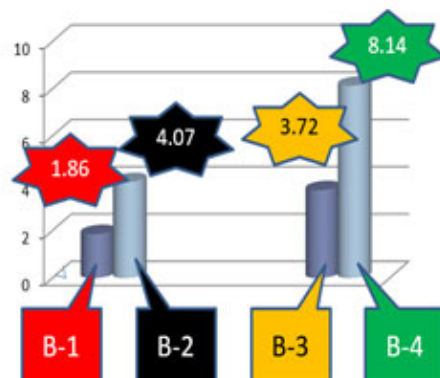


Рис.11. Графік витрат бетону на одну палу.  
Fig.11. Graph of concrete consumption per pile

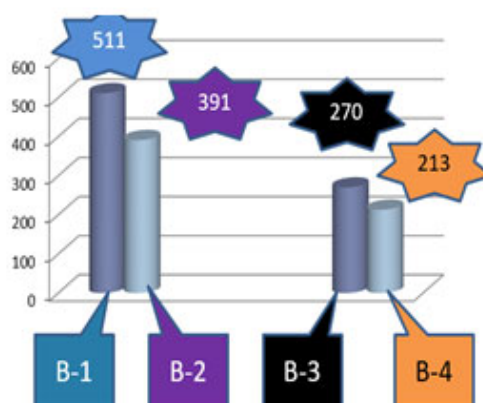


Рис.12. Графік витрат арматури на одну палю.  
Fig.12. Graph of armature consumption per pile

### ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Встановлено, що при палях  $d=420\text{мм}$ , розташованих в 2 ряди, горизонтальне переміщення зменшується на 34% у порівнянні з однорядним розташуванням палей  $d=620\text{мм}$ . У цьому випадку більш ефективно використовується арматура.

Показано, що збільшення діаметру палей в конструкції підпірної стіни зумовлює зростання моменту інерції перерізу, що призводить до сприйняття більшого значення згинальних моментів, за рахунок більш ефективного використання площі арматури.

Виявлено, що найбільш економічно вигідним рішенням підпірної стіни в даних ґрунтових умовах є варіант із палей  $d=420\text{мм}$ , розташованих у два ряди, в порівнянні із однорядним розташуванням палей  $d=620\text{мм}$  (рис.11;12).

### ЛІТЕРАТУРА

1. Основи та фундаменти споруд. Зміна № 1: ДБН В.2.1–10–2009. – [Чинний від 2011–07–01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55с.
2. Бойко І.П. Особливості взаємодії палевих фундаментів під висотними будинками з їх основою. / І.П.Бойко // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2006. – Вип. 30. – С. 3-8.
3. Винников Ю.Л. Модельные исследования эффективности грунтоцементных разделительных экранов для защиты от влияния нового строительства / Ю.Л. Винников, А.В. Веденисов // *Вестник Пермского националь-*

ного исследовательского политехнического университета. Серия: Строительство и архитектура – Пермь 2015 – С.51-63 - DOI: 10.15593/2224-9826/2015.1.04.

4. Зоценко М.Л. Моделирование напряженно-деформованного stanu ґрунтового масиву зсувного схилу / М. Л. Зоценко, Ю. Л. Винников, М. О. Харченко, А. М. Виноградова, О.В. Костенко // *Зб. наук. праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*. – Полтава: ПолтНТУ, 2013. –Вип. 3(38). – Т. 1. – С. 160-169.
5. Turcek P., Sul'ovska M. Using the observation method for foundations of high-rise buildings / *Geotechnical Engineering in Urban Environments* – Rotterdam, 2007 – pp.419-422
6. Яковлев П.И. Взаимодействие сооружений с ґрунтом / Яковлев П.И., Бибищков А.Г., Бибищков А.А. – М.: Недра, 1997. – 464 с.
7. Capraru C. Numerical analysis of deep excavations and prediction of their influence on neighboring building / Capraru C., Adam D., Hoffmann J. // *Numerical methods in geotechnical engineering* - London: Taylor & Francis Group, 2014 – pp. 735-741 – DOI: 10.1201/b17017-132.
8. Chandrakant S. Desai, Numerical methods in geotechnical engineering / Chandrakant S. Desai, John T. Christian // New York – McGraw-Hill, 1977. – 783p. – ISBN 0-07-016542-4
9. Chris R.I. Clayton, Earth pressure and earth-retaining structures / Chris R.I. Clayton, Rich I. Woods, A.J.Bond, J.Milititsky – New York, , Taylor & Francis, 2006. p.559.

### REFERENCES

1. *Osnovy ta fundamenti sporud. Zmina 1: DBN V.2.1–10–2009*. (2011). Kyiv: Minregionbud Ukrayiny, 55 (in Ukrainian).
2. Boyko I.P. (2006). *Osoblyvosti vzaiemodii palovykh fundamentiv pid vysotnymy budynkamy z yikh osnovoju* [Features of the interaction of pile foundations under high-rise buildings with their foundation]. *Osnovy i fundamenti: Mizhvidomchyj naukovotekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 30, 3-8 (in Ukrainian).
3. Vynnykov Yu.L. (2015) *Modelnye issledovaniya effektivnosti razdelytelnykh ekranov dlya zashhyty ot vlyyanyya novogo stroytelstva*. [Model studies of the effectiveness of soil-cement dividing screens for protection against the influence of new construction] / Yu.L.

- Vynnykov, A.V. Vedenysov // *Vestnyk Permskogo natsionalnogo yssledovatskogo polytexnycheskogo unyversyteta*. Seryya: Stroytelstvo y arxytek-tura – Perm 2015 – S.51-63 - DOI: 10.15593/2224-9826/2015.1.04.
4. Zocenko M.L. (2013) Modelyuvannya napruzhenno-deformovanogo stanu gruntovogo masy`vu zsvnogo sxylu [Model of a stress-strain state of landslide slope] / M. L. Zocenko, Yu. L. Vy`n-ny`kov, M. O. Xarchenko, A. M. Vy`nogradova, O.V. Kostenko // *Zb. nauk. pracz. Seriya: Galu-zeve mashynobuduvannya, budivnycztvo*. –Poltava: PoltNTU. –Vyp. 3(38). – T. 1. – S. 160-169.
  5. Turcek P., Sulovska M. (2007) Using the observation method for foundations of high-rise buildings / *Geotechnical Engineering in Urban Environments* – Rotterdam, – pp.419-422
  6. Yakovlev I.I. (1997) Vzaymodejstvyie sooruzhenyj s gruntom [Building interaction with soil base] / Yakovlev P.Y`, Bybychkov A.G., Bybychkov A.A. – M.: Nedra, 1997. – 464 s.
  7. Capraru C. (2014) Numerical analysis of deep excavations and prediction of their influence on neighboring building / Capraru C., Adam D., Hoffmann J. // *Numerical methods in geotechnical engineering* - London: Taylor & Francis Group, 2014 – pp. 735-741 – DOI: 10.1201/b17017-132.
  8. Chandrakant S. Desai, (1977) Numerical methods in geotechnical engineering / New York – McGraw-Hill, – 783p. – ISBN 0-07-016542-4.

### Stress-strain state of retaining walls depending on them construction

*Vitalii Ruchkivskiy*

**Summary.** In modern urban planning, in most cases, the construction of buildings and underground structures has a negative impact of new construction on existing buildings. As a rule, the foundations of new buildings are designed with a greater depth of laying compared to existing buildings. As a result of excavation work and subsequent installation of load-bearing structures of underground structures, existing buildings are subjected to uneven subsidence. Cracks may appear in the walls and the serviceability of structural elements may be impaired. Before the geotechnics there is a task to determine the dimensions of the zone of influence of new

construction, ie the area where negative processes of stress-strain formation can occur. To comply with the safe operation of existing buildings, there is a need for a reliable forecast of additional deformations of existing buildings and structures, as well as the choice of a rational solution for the protection of the pit.

Modeling of the stress-strain state of the retaining wall of the pit with different diameters and changes in the number of rows of piles. Calculations of the stress-strain state of the protective structures together with the soil base were performed using the finite element method for a horizontal load of 1 m.p. retaining wall (the problem of flat deformation).

4 variants of the problem were solved:

V1 - retaining wall with piles 13.5 m, 420 mm in diameter, arranged in one row;

V2 - retaining wall with piles 13.5 m, 620 mm in diameter, arranged in one row;

V3 - retaining wall with piles 13.5 m, 420 mm in diameter, arranged in two rows;

V4 - retaining wall with piles 13.5 m, 620 mm in diameter, arranged in two rows;

The influence of increasing the diameter of piles in the structure of the retaining wall on the increase of the moment of inertia of the section, which leads to the perception of a greater value of bending moments, is shown.

The technical and economic comparison of the pit fencing options is performed.

The most rational solution of excavation of the pit in these conditions is revealed.

**Key words.** Stress-strain state, engineering protective structures, retaining walls, foundation pit, bending moments, horizontal displacements.