

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ. ТЕХНОЛОГИЯ И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ. ИНЖЕНЕРНЫЕ ИЗЫСКАНИЯ И ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 624.154

DOI: 10.22227/2305-5502.2023.1.1

Методика оценки несущей способности баретты глубокого котлована в сложных инженерно-геологических условиях г. Ханой

Надежда Сергеевна Никитина¹, Чунг Хиеу Ле²

¹ *Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИИУ МГСУ); г. Москва, Россия;*

² *Российский университет транспорта (РУТ (МИИТ)); г. Москва, Россия*

АННОТАЦИЯ

Введение. В настоящее время темпы роста развития процессов урбанизации в крупных городах с каждым годом стремительно убыстряются. На стадии предварительного проектирования свайных фундаментов важной частью является определение несущей способности свай. Баретты — эффективные конструкции фундаментов, в том числе и для высотных зданий на слабых грунтах. В таких условиях проектируются баретты большой длины. При этом используемые нормативные методы расчета несущей способности и осадок не учитывают особенностей напряженно-деформированного состояния основания и взаимодействия с бареттами в фундаментах высотных зданий с развитой подземной частью.

Материалы и методы. Задача рассмотрена по результатам полевых испытаний сваями (метод статических нагрузок) с расчетом аналитическим методом по прочностным характеристикам грунтового основания, описанным в нормативных документах СП 24.13330.2011 «Свайный фундамент». Предложена новая методика расчета, изложенная в Приложении Д указанного свода правил с учетом соответствующих факторов, таких как взаимное расположение свай в грунте, их длина, шаг и т.д.

Результаты. Получен график зависимости осадки от нагрузки по результатам натурных испытаний баретт при ограничении предельной осадки 40 мм. Проведено сравнение аналитических результатов с полевым испытанием свай в сложных инженерно-геологических условиях г. Ханой, Вьетнам.

Выводы. Выводы, полученные аналитическим методом расчета несущей способности одиночной баретты по прочностным характеристикам с учетом разгрузки на слабых грунтах при разработке глубокого котлована, достаточно близки к результатам статических полевых испытаний. Данные решения могут быть применены для определения несущей способности свай и баретт на слабых грунтах.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: аналитические расчеты, несущая способность свай, одиночная баретта, результаты полевых испытаний, слабые грунты, сравнительный анализ, строительство глубоких котлованов, г. Ханой

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Никитина Н.С., Чунг Хиеу Ле. Методика оценки несущей способности баретты глубокого котлована в сложных инженерно-геологических условиях г. Ханой // Строительство: наука и образование. 2023. Т. 13. Вып. 1. Ст. 1. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.1.1

Автор, ответственный за переписку: Чунг Хиеу Ле, letrunghieu531996@gmail.com.

Methodology for evaluating the bearing capacity of a deep excavation barrette in complex geotechnical conditions in Hanoi

Nadezhda S. Nikitina¹, Trung Hieu Le²

¹ *Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU); Moscow, Russian Federation;*

² *Russian University of Transport (RUT); Moscow, Russian Federation*

ABSTRACT

Introduction. At present, the rate of growth in the development of urbanisation processes in large cities is increasing rapidly every year. At the stage of preliminary design of pile foundations, an important part is to determine the bearing capacity of

the pile. Barrettes are effective foundation structures, also for high-rise buildings on soft soils. In such conditions, long barrettes are designed. At the same time the used normative methods used of calculating the bearing capacity and settlement do not take into account the features of the stress-strain state of the foundation and the interaction with barrettes in the foundations of high-rise buildings with a developed underground part.

Materials and methods. The task has been considered on the basis of the results of field testing with piles (static load method) with the calculation by the analytical method according to the strength characteristics of the soil foundation, described in the regulatory documents SP 24.13330.2011 "Pile Foundations". A new calculation method is proposed, which is set out in Appendix D of the specified set o.rules, taking into account relevant factors, such as the relative position of piles in the ground, their length, pitch, etc.

Results. A graph of the dependence of settlement on load was obtained based on the results of full-scale tests of barrettes with a limiting settlement of 40 mm. Analytical results are compared with field testing of a pile in difficult engineering and geological conditions in Hanoi, Vietnam.

Conclusions. The conclusions obtained by the analytical method of calculating the bearing capacity of a single barrette in terms of strength characteristics, taking into account unloading on soft soils during the development of a deep pit, are quite close to the results of static field tests. These solutions can be applied to determine the bearing capacity of piles and barrettes on soft soils.

KEYWORDS: analytical calculations, pile bearing capacity, single barrette, field test results, weak soils, comparative analysis, deep excavation construction, Hanoi

FOR CITATION: Nikitina N.S., Le T.H. Methodology for evaluating the bearing capacity of a deep excavation barrette in complex geotechnical conditions in Hanoi. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2023; 13(1):1. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.1.1

Corresponding author: Trung Hieu Le, letrunghieu531996@gmail.com.

ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время темпы роста развития процессов урбанизации в крупных городах с каждым годом стремительно убыстряются. В крупных городских районах мира ведется активное строительство высотных уникальных зданий¹. При развитии современного плотного городского пространства требование механической безопасности этих работ может быть обеспечено только на прочном основании, особенно при строительстве на слабых грунтах².

Баретты — высокоэффективные конструкции фундаментов для высотных зданий на слабых грунтах. Технологическая последовательность выпол-

нения одиночных баретт аналогична устройству траншейной «стены в грунте» (рис. 1) [1]. Применение баретт заставляет искать новые способы повышения качества расчетов и проектирования фундаментов, в частности требуется разрабатывать новые методы расчета. Многие российские и зарубежные ученые изучали применимость бареттного фундамента на практике, особенности взаимодействия баретт между собой и грунтом, в том числе в условиях слабых грунтов³ [2–8]. При этом используемые нормативные методы расчета несущей способности и осадок не учитывают особенностей напряженно-деформированного состояния основания в фундаментах высотных зданий с развитой подземной частью.

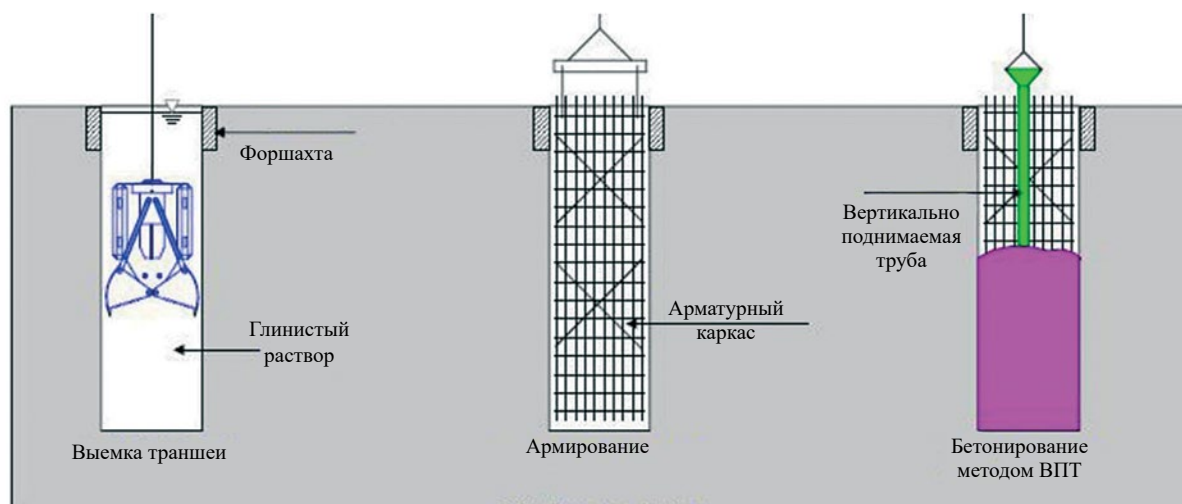


Рис. 1. Схема устройства одиночных баретт [1]

¹ Шулятьев О.А. Основания и фундаменты высотных зданий. 2-е изд., перераб. и доп. М. : Изд-во АСВ, 2020. 442 с.

² Мангушев Р.А., Знаменский В.В., Готман А.Л., Пономарев А.Б. Сваи и свайные фундаменты. Конструкции, проектирование и технологии : учеб. изд. / под ред. Р.А. Мангушева. 3-е изд., стер. М. : Изд-во АСВ, 2021. 320 с.

³ Мангушев Р.А., Никифорова Н.С., Конюшков В.В., Осокин А.И., Сапин Д.А. Проектирование и устройство подземных сооружений в открытых котлованах : учеб. пособие. М. ; СПб : Изд-во АСВ, 2013. 256 с.

В проектировании свайного фундамента важной частью является определение несущей способности свай по грунту. Методом количественной и качественной оценки несущей способности баретт большой длины посвящен ряд исследований ученых-геотехников: О.А. Шулятьева, З.Г. Тер-Мартirosяна, В.В. Сидорова, Р.А. Мангушева, Н.С. Никитина, Ле Чунг Хиеу, Minh Cu Le, Phu Huan Vo Nguyen, T.D. Nguyen, V.Q. Lai, D.L. Phung, T.P. Duong [9–13] и др. Многие авторы изучали особенности и сложные характеры инженерно-геологических условий г. Ханой, влияющих на устройство свайных фундаментов при различных условиях строительства высотных зданий, например Л.А. Строкова, Х.Т. Фи, 2013; Do Quang Thien, 2014; А.Ю. Прокопова, В.Н. Нгуен, Д.Ч. Чан, 2016; S.D. Dao, V.H. Dao, 2017; В.Х. Нгуен, Н.С. Никифорова, 2017; Ю. Харина, 2020; T.T.D. Pham, 2021 [14–20].

В настоящее время строительство высотных зданий и многофункциональных комплексов не обходится без развитой подземной части как

в плане, так и по глубине (рис. 2) [21]. Вмещающий глубокие котлованы массив грунта находится в сложном напряженно-деформированном состоянии, на которое оказывают влияние многие факторы: инженерно-геологические условия, разгрузка и разуплотнение грунта при экскавации, жесткость ограждающих конструкций, метод освоения подземного пространства и другие. Упрощенные инженерные и эмпирические методики определения несущей способности свай с учетом влияющих факторов нуждаются в дальнейших исследованиях.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Согласно российским стандартам по проектированию свайных фундаментов⁴, несущая способность свай по грунту складывается из сопротивлений под нижним концом и по боковой поверхности свай, которые зависят от физических и прочностных характеристик грунта^{5, 6} [22]:

$$F_{d1} = \gamma_c (\gamma_{cr} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (1)$$

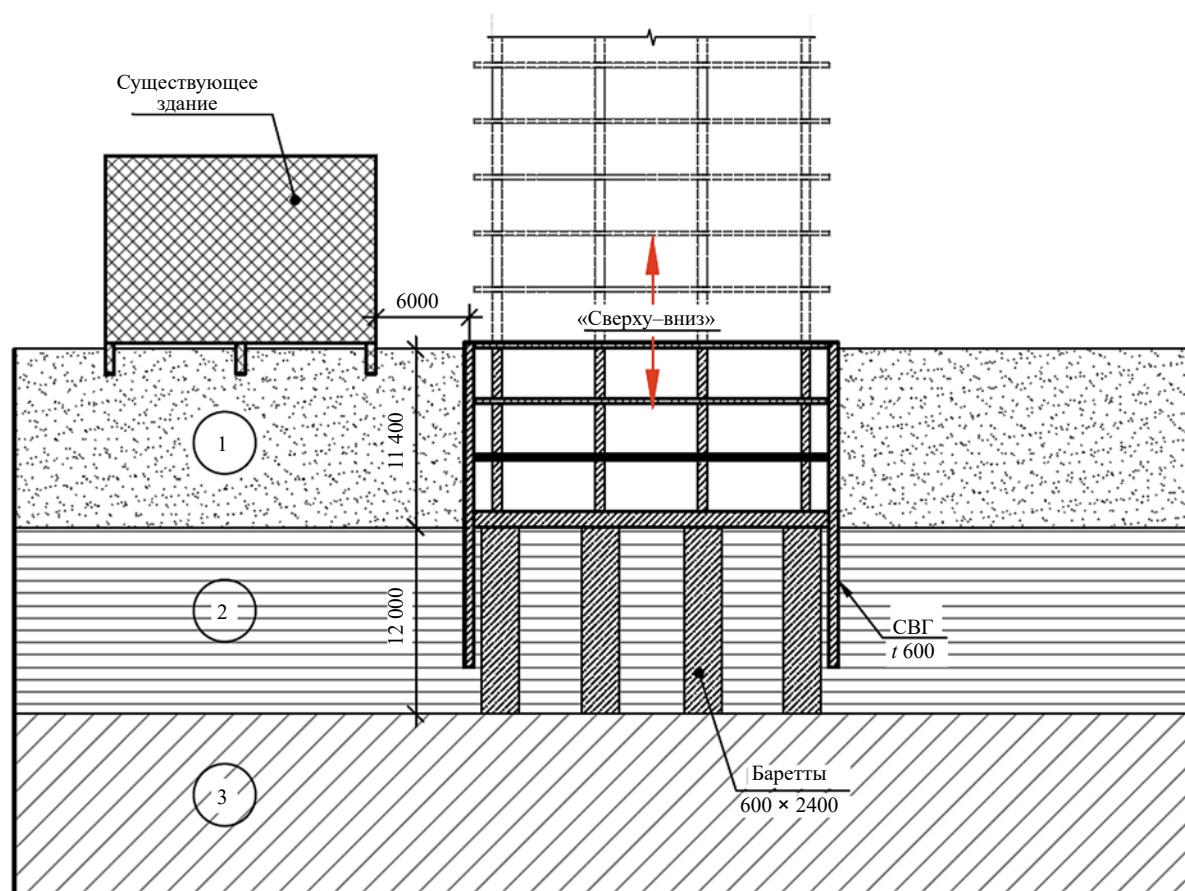


Рис. 2. Технологическая схема методом «сверху-вниз» [20]

⁴ СП 24.13330.2011. Свод правил. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03–85. М. : Стандартинформ, 2011. 152 с.

⁵ ГОСТ 20276–2012. Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости.

⁶ Ухов С.Б., Семенов В.В., Знаменский В.В., Тер-Мартirosян З.Г., Чернышев С.Н. Механика грунтов, основания и фундаменты : учеб. пособие / под ред. С.Б. Ухова. 4-е изд., стер. М. : Высшая школа, 2007. 566 с.

где γ_c — коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый равным 1; γ_{cr}, γ_{cf} — коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи; R — расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа; A — площадь опирания на грунт сваи, м²; u — наружный периметр поперечного сечения сваи, м; f_i — расчетное сопротивление по боковой поверхности i -го слоя, кПа; h_i — толщина i -го слоя грунта, м (рис. 3).

Осадка одиночных свай обратно пропорциональна модулю сдвига G грунта, который зависит от модуля общей деформации E , и определяется согласно методике⁴ по формуле:

$$s = \beta \frac{N}{G l}, \quad (2)$$

где β — размерный коэффициент; N — вертикальная нагрузка, передаваемая на сваю, МН; G — усредненный модуль сдвига, МПа; l — длина сваи, м.

Для свай, прорезающих толщу слабых грунтов, определяющим критерием несущей способности по грунту, является достижение предельной осадки под нагрузкой. Поэтому дополнительная проверка по формуле (2) является обязательным условием. Однако сравнения результатов полевых испытаний с расчетными методами показывают значительные расхождения значений [4, 9].

Отмечено, что разгрузка грунта ниже дна глубоких котлованов при экскавации является важным фактором, который следует учитывать при проектировании и расчетах фундаментов. В период работ нулевого цикла при разработке котлована

начальное напряженное состояние вмещающего массива грунта видоизменяется и в таком виде взаимодействует с дополнительными напряжениями от здания⁷. Если основание сложено слабыми грунтами с низким модулем деформации, фактор разгрузки при глубинах котлована свыше 5 м будет оказывать значительное влияние на взаимодействие околосвайного массива с бареттами.

На основании описанных предположений в настоящей работе предлагается определять несущую способность баретт в слабых грунтах по критерию ограничения предельной вертикальной деформации, основанной на положениях⁴. Для учета эффекта разгрузки котлована в пределах разгрузочной толщи H_{ur} рекомендуется в расчете осадки применять модуль сдвига при разгрузке по формуле:

$$G_{ur} = \frac{1}{2(1 + \nu_{ur})} E_{ur}, \quad (3)$$

где ν_{ur} — коэффициент поперечной деформации грунта при разгрузке/повторном нагружении (допускается принимать 0,2); E_{ur} — модуль деформации грунта по вторичной ветви нагружения.

Модуль деформации разгрузки H_{ur} приблизительно в 2...7 раз больше модуля общей деформации, определенного в приборе трехосного сжатия (рис. 4). Поэтому в качестве предварительного значения допускается ограничиваться условием:

$$H_{ur} = 5E. \quad (4)$$

Разгрузочная толща определяется глубиной H_{ur} , при которой вертикальные напряжения от собственного веса вынутаго грунта σ_{zy} равняются половине природного вертикального давления $0,5\sigma_{zg}$, а для слабых грунтов с модулем деформации $E < 7$ МПа глубина H_{ur} определяется из условия:

$$\sigma_{zy} = 0,2\sigma_{zg}. \quad (5)$$

Полевые испытания свай-баретт большой длины статической вдавливающей нагрузкой⁸ [21] являются прямым и наиболее точным методом определения несущей способности свай по грунту. Датчики, установленные на оголовках свай, фиксируют деформации свай под нагрузкой.

На площадке будущего строительства города Ханоя, характеризующейся сложными инженерно-геологическими условиями, были изготовлены и проведены натурные испытания одиночных баретт сечением 800 × 2800 мм до максимальной нагрузки 30 МН с помощью гидравлических домкратов.

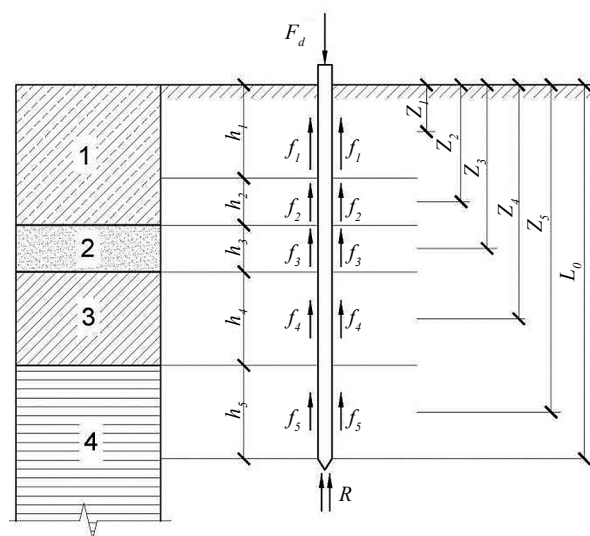


Рис. 3. Расчетная схема к определению несущей способности сваи практическим методом

⁷ Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов. М. : Изд-во АСВ, 2009. 256 с.

⁸ ГОСТ 5686–2012. Грунты. Методы полевых испытаний сваями по международной стандартизации в Российской Федерации. М. : Стандартинформ, 2014. 43 с.

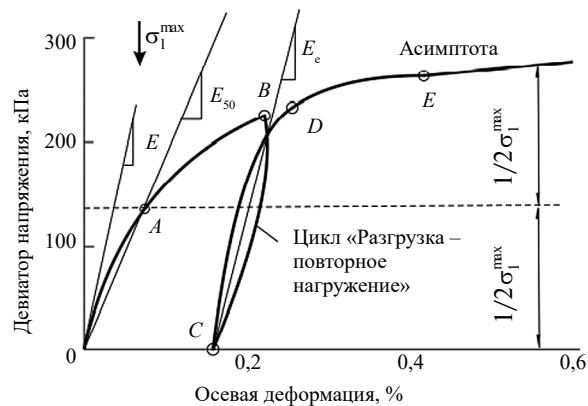


Рис. 4. Зависимость деформации от напряжения к определению модулей деформации в условиях трехосного сжатия

Толщу основания в пределах разведанной глубины 60 м составляют слабые грунты с низкими деформационными и прочностными характеристиками (табл. 1).

Табл. 1. Физико-механические свойства грунтов

Номер слоя	Наименование грунта	<i>h</i> , м	γ , кН/м³	<i>I_L</i>	<i>e</i>	ϕ , град	<i>c</i> , кПа	<i>E</i> , МПа
1	Насыпной слежавшийся грунт	1,6	16,00	–	–	–	–	–
2	Глина текучая	16,1	17,00	1,408	1,246	6,30	7,00	1,50
3	Песок мелкий	5,1	19,00	0,350	0,771	30,00	–	13,5
4	Глина текучепластичная	10,2	17,20	0,811	1,171	18,00	9,10	15,0
5	Песок мелкий	3,0	19,20	0,350	0,746	30,00	–	13,5
6	Суглинок мягкопластичный	3,4	17,80	0,695	1,002	7,40	9,60	5,00
7	Песок мелкий	1,0	19,10	0,035	0,755	30,00	–	13,5
8	Суглинок текучепластичный	4,8	17,50	0,930	1,082	8,00	9,50	3,00
9	Гравийно-галечный грунт	> 15,8	20,10	0,300	0,524	38,00	2,00	50,0

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

При достижении нагрузки $F_{d.site} = 27\,500$ кН осадка оголовка баретты по результатам испытаний составила 40 мм (см. рис. 5). Данное значение принято за несущую способность баретты по грунту⁷.

На рис. 6 показана расчетная схема к определению несущей способности. В сводной табл. 4 представлены результаты расчета по различным методикам.

Результаты определения несущей способности одиночной баретты длиной 37 м в зависимости от глубины заложения ее острия до 51,90 м представлены в табл. 2.

Несущая способность баретты, определенная по формуле (1), составила $F_{d1} = 27\,285$ кН. По формуле (2) из условия ограничения предельной осадки $F_{d2} = 18\,450$ кН, что значительно отличается от полученных значений опытным путем при статических испытаниях.

По предложенной в настоящей работе модифицированной методике с учетом работы околосвайного

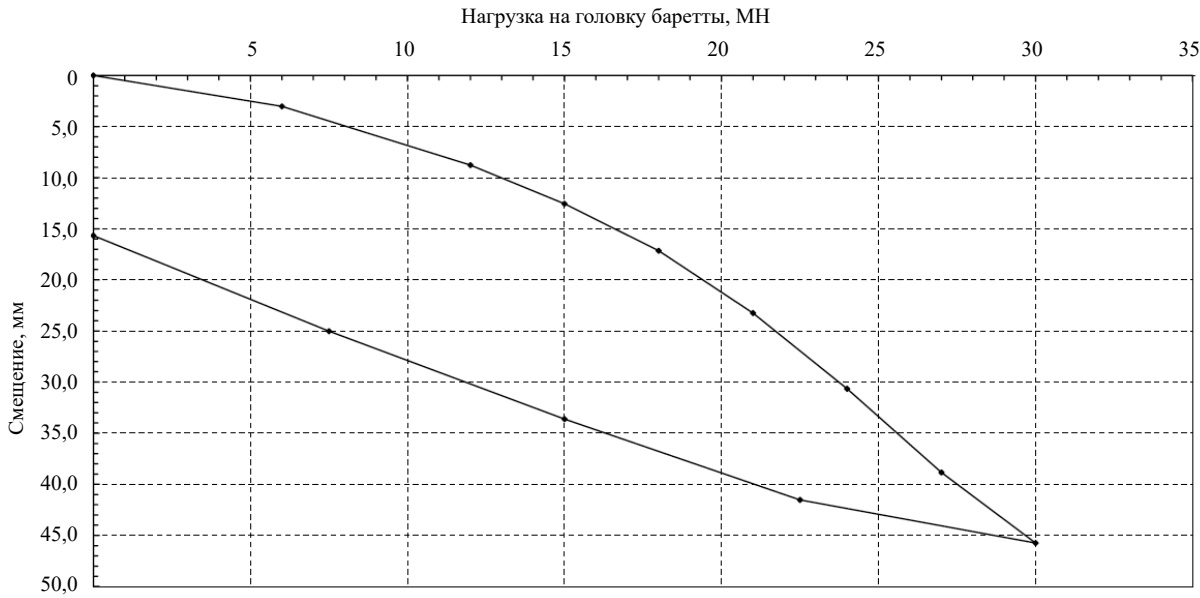


Рис. 5. Результаты испытаний баретт в виде графика «нагрузка–осадка»

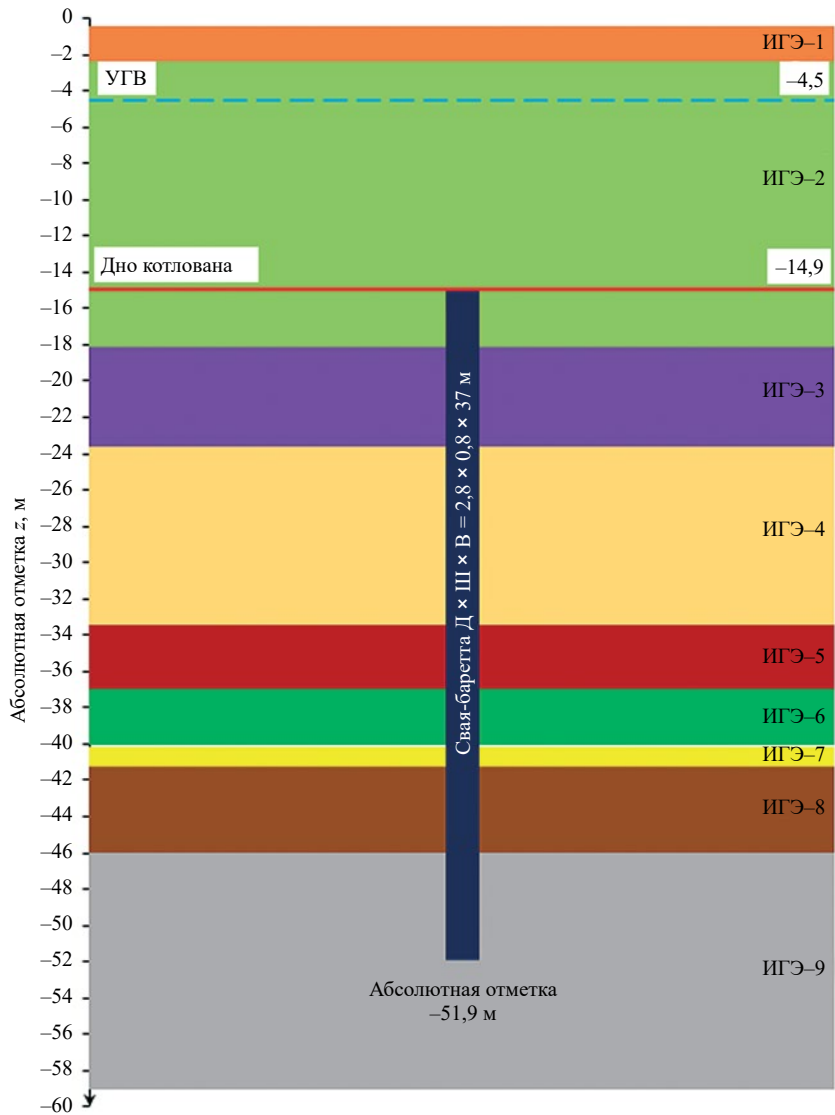


Рис. 6. Схема расчета несущей способности одиночной баретты

Табл. 2. Расчет несущей способности баретты по грунту

Номер ИГЭ*	h_p , м	I_L	γ_{ef}	Z_{fp} , м	$f_{L,рас}$, кПа	Z_{LR} , м	R , кПа	F_f , кН	F_R , кН	F_d , кН
2	2,00	1,05	0,60	4,00	5,00	5,00	350,00	43,20	784,00	827,20
	1,40	1,05	0,60	5,70	6,00	6,40	420,00	79,49	940,80	1020,29
3	2,00	0,30	0,60	7,40	43,40	8,40	843,33	454,46	1889,07	2343,53
	2,00	0,30	0,60	9,40	45,40	10,40	980,00	846,72	2195,20	3041,92
	1,10	0,30	0,60	10,95	46,95	11,50	1062,50	1069,83	2380,00	3449,83
4	2,00	0,80	0,60	12,50	7,89	13,50	750,00	1138,00	1680,00	2818,00
	2,00	0,80	0,60	14,50	7,89	15,50	825,00	1206,17	1848,00	3054,17
	2,00	0,80	0,60	16,50	7,89	17,50	925,00	1274,34	2072,00	3346,34
	2,00	0,80	0,60	18,50	7,89	19,50	1025,00	1342,50	2296,00	3638,50
	2,00	0,80	0,60	20,50	7,89	21,50	1050,00	1410,67	2352,00	3762,67
	0,20	0,98	0,60	21,60	7,89	21,70	1050,00	1417,49	2352,00	3769,49
5	2,00	0,30	0,60	22,70	58,70	23,70	1890,50	1924,66	4234,72	6159,38
	1,00	0,30	0,60	24,20	60,20	24,70	1955,50	2184,72	4380,32	6565,04
6	2,00	0,70	0,60	25,70	16,13	26,70	1050,00	2324,08	2352,00	4676,08
	1,40	0,70	0,60	27,40	16,15	28,10	1050,00	2421,76	2352,00	4773,76
7	1,00	0,20	0,60	28,60	64,60	29,10	2537,00	2700,83	5682,88	8383,71
8	2,00	0,93	0,60	30,10	7,70	31,10	1050,00	2767,36	2352,00	5119,36
	2,00	0,93	0,60	32,10	7,70	33,10	1050,00	2833,89	2352,00	5185,89
	0,80	0,93	0,60	33,50	7,70	33,90	1050,00	2860,50	2352,00	5212,50
9	2,00	0,20	0,60	34,90	129,82	35,90	3131,00	3982,13	7013,44	10 995,57
	2,00	0,20	0,60	36,90	130,00	37,90	3311,00	5105,33	7416,64	12 521,97
	2,00	0,20	0,60	38,90	130,00	39,90	3491,00	6228,53	7819,84	14 048,37
	0,10	0,20	0,60	39,95	130,00	40,00	9375,00	6284,69	21 000,00	27 284,69

* инженерно-геологический элемент.

Табл. 3. Расчет модуля и коэффициента поперечной деформации

Номер ИГЭ	E , кПа	E_p , кПа	ν	ν_i
2	1500	7500	0,40	0,3
3	13 500	67 500	0,30	0,2
4 (над $H_i = 10$ м)	15 000	75 000	0,40	0,3

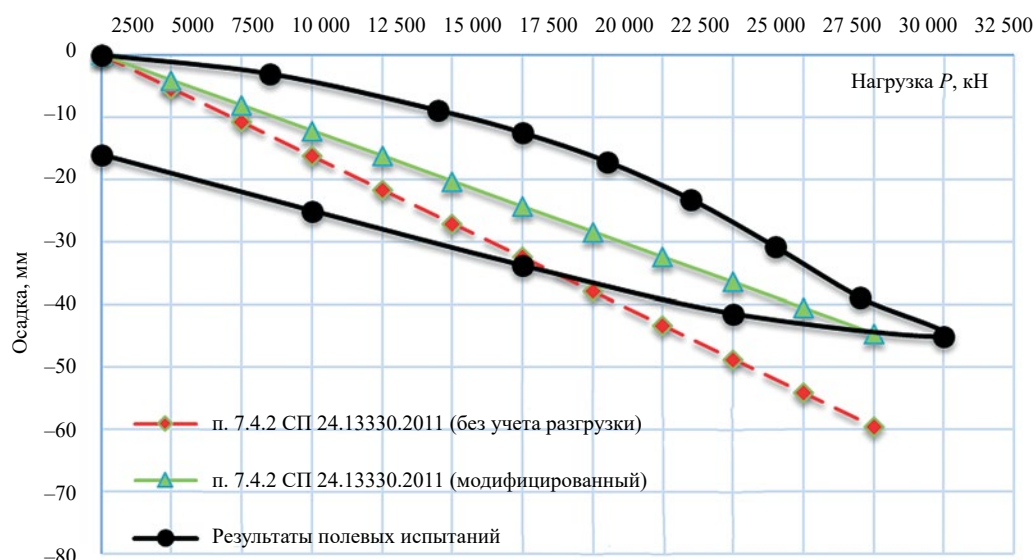


Рис. 7. Совмещенный график зависимости осадки от нагрузки по результатам аналитических расчетов и натурных испытаний

грунта по вторичной ветви после разгрузки котлована несущая способность баретты составила $F_{d3} = 24\,600$ кН при заданных расчетных параметрах (табл. 3): глубина котлована 15 м, ширина 61 м, глубина разгрузочной толщи назначена $H_{ur} = 10$ м.

Данное значение с достаточной точностью согласуется с результатами полевых испытаний (рис. 7).

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

На напряженно-деформированное состояние грунтового массива, вмещающего подземную часть высотных зданий, оказывают влияние множество факторов, среди которых изменение условий работы грунта при разгрузке после разработки котлована. Значительное влияние разгрузка оказывает при основании, сложенном толщей слабых грунтов, данный

фактор следует учитывать при расчете свайных фундаментов по несущей способности и деформациям.

Вводится понятие «глубины разгрузочной толщи» основания H_{ur} при откопке котлована, в пределах которой деформационные параметры ν_{ur} и E_{ur} окружающего сваю грунта следует принимать по вторичной ветви.

Предложенное изменение к методике определения осадки одиночной сваи позволяет в условиях большого заглубления и слабых грунтов рассчитывать несущую способность сваи по грунту с учетом разгрузки котлована. Значения, полученные таким образом, хорошо описывают поведение баретты нагрузкой, близкой к предельному состоянию, с разницей несущей способности около 10 %, что может применяться для предварительных расчетов на стадии концепции проекта.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Дам Хыу Хынг. Осадка и несущая способность баретты и бареттного фундамента с учетом упруго-вязких и упруго-пластических свойств грунтов : дис. ... канд. техн. наук. М., 2023. 152 с.
2. Шулятьев О.А., Дзагов А.М., Минаков Д.К. Изменение напряженно-деформированного массива грунта в результате устройства буронабивных свай и баретт // Вестник НИЦ «Строительство». 2022. № 3 (34). С. 26–44. DOI: 10.37538/2224-9494-2022-3(34)-26-44
3. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Дам Хыу Хынг. Взаимодействие баретты с многослойным окружающим и подстилающим грунтами с учетом их упругих и упруго-вязко-

- пластических свойств // Вестник МГСУ. 2022. Т. 17. Вып. 9. С. 1135–1144. DOI: 10.22227/1997-0935.2022.9.1135-1144
4. Мангушев Р., Никитина Н., Ле Ван Чонг, Терещенко И. Numerical assessment of carrying capacity and analysis of pilot barett behavior in geological conditions of Vietnam // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2022. Vol. 18. Issue 1. Pp. 119–128. DOI: 10.22337/2587-9618-2022-18-1-119-128
5. Маковецкий О.А., Зуев С.С. Опыт проведения полевых испытаний баретты большой длины в условиях плотной городской застройки // Жилищное строительство. 2018. № 9. С. 13–18.

6. Сидоров В.В., Степанищев К.Ю. Исследование взаимодействия баррет с основанием с учетом их размера и формы // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. 2017. № 3. С. 78–88. DOI: 10.15593/2224-9826/2017.3.09

7. Nguyen T.D., Lai V.Q., Phung D.L., Phan T.P. Shaft resistance of shaft-grouted bored piles and barrettes recently constructed in Ho Chi Minh City // Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA. 2019. Vol. 50. Issue 3. Pp. 155–162.

8. Nguyen H.M., Fellenius B.H., Puppala A., Pedarla A., Tran Q.T. Bidirectional tests on two shaft-grouted barrette piles in Mekong Delta, Vietnam // Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA. 2016. Vol. 47. Issue 1. Pp. 15–25.

9. Мангушев Р., Никитина Н., Ле Чунг Хиеу, Терещенко И. Analytical and numerical methods for determining the bearing capacity of barret piles on soft soils in deep pits // International journal for the calculation of civil and building structures (IJCCSE journal). 2021. Vol. 17. Issue 3. Pp. 94–101. DOI: 10.22337/2587-9618-2021-17-3-94-101

10. Мангушев Р., Никитина Н. Bearing capacity of deep pile foundation for high-rise facility on weak soils: comparing of analysis results and experimental data // International Journal of Civil and Structural Analysis (IJCCSE journal). 2019. Vol. 15. Issue 1. Pp. 90–97. DOI: 10.22337/2587-9618-2019-15-1-90-97

11. Шулятьев О.А. Основные принципы расчета и конструирования плитных и свайных фундаментов высотных зданий : дис. ... д-ра техн. наук. М., 2019. 352 с.

12. Le M.C. Analysis effective of shaft grouting method for Barrette pile capacity base on the O-cell load test. 2018. Pp. 82–86.

13. Ле Ч.Х. К вопросу о методике оценки несущей способности баретты в слабых грунтах при разработке глубоких котлованов (на примере г. Ханой) // Актуальные проблемы современной науки: взгляд молодых : сб. тр. XI Всероссийской (национальной) научно-практической конференции аспирантов и молодых ученых, 22 апреля 2022 г. / под ред. Д.В. Валько, А.М. Ромодина. Челябинск :

Южно-Уральский технологический университет, 2022. С. 965–974. URL: <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=48745364&pf=1>

14. Прокопов А.Ю., Нгуен В.Н., Чан Д.Ч. Сравнительный анализ свай различных конструкций в инженерно-геологических условиях г. Ханоя (Вьетнам) // Дни науки. 2016. 6 с. URL: http://www.rusnauka.com/11_DN_2016/Stroitelstvo/3_210440.doc.htm

15. Нгуен В.Х., Никуфорова Н.С. Учет особенностей инженерно-геологических условий при освоении подземного пространства Вьетнама // Инженерно-геотехнические изыскания, проектирование и строительство оснований, фундаментов и подземных сооружений : сб. тр. Всерос. науч.-техн. конф. по геотехнике (г. Санкт-Петербург. СПбГАСУ, 1–3 февраля 2017 г.). СПб., 2017. С. 277–281.

16. Pham T.T.D. A study on bearing capacity of shaft — grouted bored piles and barrettes for high-rise in Ho Chi Minh city : Master's thesis. Hanoi, 2021. 48 p.

17. Харин Ю.И. Выбор оптимальных вариантов свайных фундаментов в прибрежных районах Вьетнама и Туниса // Перспективы науки. 2020. № 5 (128). С. 58–61. URL: <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=43858773>

18. Строкова Л.А., Фи Х.Т. Особенности инженерно-геологических условий г. Ханой (Вьетнам) : монография. Томск : Изд-во Томского политехнического ун-та, 2013. 335 с.

19. Thien D.Q. Địa chất công trình việt nam: Engineering geology of Vietnam : Lectures for students of the faculties of geology and geotechnics. Vietnam, 2014. 148 p.

20. Dao S.D. The assessment of building damage degree due to deep excavations in Hanoi // Geotechnical. 2017. Vol. 1. Pp. 36–43.

21. Терещенко И.Ю. Напряженно-деформированное состояние массива грунта при строительстве зданий полузакрытым методом (Top-Down) : выпускная квалификационная работа на соискание ученой степени магистратуры. М., 2021. 89 с.

22. Ле Ван Чонг. Несущая способность буровых свай глубокого заложения // Вестник гражданских инженеров. 2020. № 3 (80). С. 116–126. DOI: 10.23968/1999-5571-2020-17-3-116-126

Поступила в редакцию 23 ноября 2022 г.

Принята в доработанном виде 15 февраля 2023 г.

Одобрена для публикации 15 февраля 2023 г.

ОБ АВТОРАХ: Надежда Сергеевна Никитина — кандидат технических наук, профессор кафедры механики грунтов и геотехники; Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; РИНЦ ID: 1138117; ORCID: 0000-0002-8309-8511; nsnikitina@mail.ru;

Чунг Хиеу Ле — аспирант кафедры автомобильных дорог, аэродромов, оснований и фундаментов; Российский университет транспорта (РУТ (МИИТ)); 127994, г. Москва, ул. Образцова, д. 9, стр. 9; ORCID: 0000-0002-6346-8829; letrunghieu531996@gmail.com.

Вклад авторов: все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

INTRODUCTION

The rate of urbanisation in large cities is increasing rapidly every year. The construction of high-rise, unique buildings in large urban areas of the world is increasing¹. With the development of today's dense urban space the requirement for mechanical safety of these works can only be ensured on solid foundations, especially when building on soft soils².

Barrettes are highly efficient foundation structures for high-rise buildings on soft soils. The technological sequence of making single barrettes is similar to the trench "wall-in-soil" construction (Fig. 1) [1]. The usage of barrettes makes us search for new ways of improving the quality of calculations and design of foundations, in particular, new methods of calculation need to be developed. Many Russian and foreign scientists studied the applicability of the barrette foundation in practice, the peculiarities of interaction of barrettes with each other and the soil, including those in the conditions of soft soils³ [2–8]. At the same time, the used normative methods for calculation of bearing capacity and settlement do not take into account the peculiarities of the stress-strain state of the foundation in foundations of high-rise buildings with a developed underground part.

In the design of a pile foundation, an important part is to determine the bearing capacity of the pile

on the ground. Methods for quantitative and qualitative assessment of the bearing capacity of long barrettes have been devoted to a number of studies by geotechnical scientists: O.A. Shulyatyev, Z.G. Ter-Martirosyan, V.V. Sidorov, R.A. Mangushev, N.S. Nikitin, Trung Hieu Le, Minh Cu Le, Phu Huan Vo Nguyen, T.D. Nguyen, V.Q. Lai, D.L. Phung, T.P. Duong [9–13], etc. Many authors have studied the features and complex nature of engineering and geological conditions in Hanoi affecting the construction of pile foundations under different conditions of high-rise buildings, e.g. L.A. Strokova, H.T. Phi, 2013; Do Quang Thien, 2014; A.Yu. Prokopova, V.N. Nguyen, D.Ch. Chan, 2016; S.D. Dao, V.H. Dao, 2017; V.H. Nguyen, N.S. Nikiforova, 2017; Y. Harina, 2020; T.T.D. Pham, 2021 [14–20].

At present, the construction of high-rise buildings and multifunctional complexes does not do without a developed underground part both in plan and in depth (Fig. 2) [21]. The soil mass containing deep excavations is in a complex stress-strain state, which is influenced by many factors: engineering and geological conditions, unloading and softening of soil during excavation, rigidity of envelop structures, the method of development of underground space and others. Simplified engineering and empirical methods for determining the bearing capacity of piles with regard to influencing factors need further research.

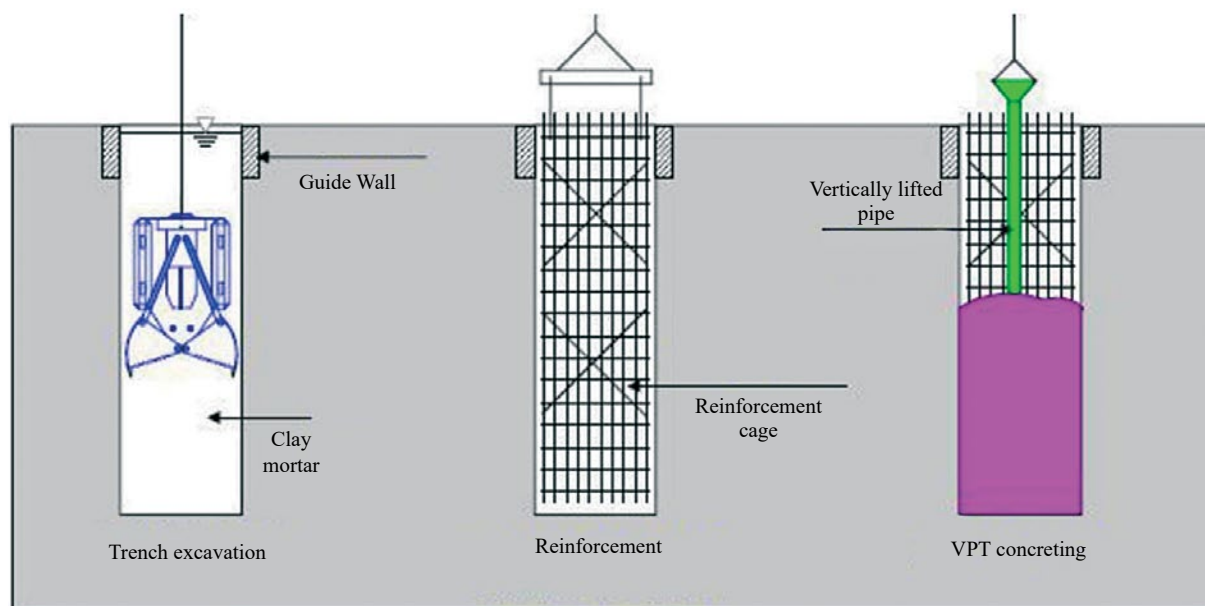


Fig. 1. Scheme devices of single barrettes [1]

¹ Shulyatyev O.A. *Foundations and foundations of high-rise buildings : scientific edition*. 2nd ed., rev. and ext. Moscow, ASV Publ., 2020; 442.

² Mangushev R.A., Znamenskii V.V., Gotman A.L., Ponomarev A.B. *Piles and pile foundations. Structures, design and technologies : textbook*; R.A. Mangushev (ed.). 3th ed., ster. Moscow, ASV Publ., 2021; 320.

³ Mangushev R.A., Nikiforova N.S., Konyushkov V.V., Osokin A.I., Sapin D.A. *Design and arrangement of underground structures in open basins : textbook*. Moscow, Saint Petersburg, ASV Publ., 2013; 256.

MATERIALS AND METHODS

According to the Russian design standards for pile foundations⁴, the bearing capacity of suspension piles on the ground is composed of the resistances under the bottom end and on the side of the pile, which depend on the physical and strength characteristics of the ground^{5,6} [22]:

$$F_{d1} = \gamma_c (\gamma_{cr} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (1)$$

where γ_c — coefficient of ground conditions of the pile, taken as 1; γ_{cr}, γ_{cf} — coefficients of ground conditions respectively under the bottom end and on the lateral surface of the pile; R — design resistance of the ground under the bottom end of the pile, kPa; A — the area of the pile resting on the ground, m²; u — external perimeter of the pile cross section, m; f_i — design resistance on the lateral surface of the i -th layer, kPa; h_i — thickness of the i -th soil layer, m (Fig. 3).

The settlement of single piles is inversely proportional to the shear modulus G of the soil, which depends on the general deformation modulus E , and is determined according to the method⁴ using the formula:

$$s = \beta \frac{N}{G_l l}, \quad (2)$$

where β — dimensional factor; N — vertical load applied to the pile, MN; G — average shear modulus, MPa; l — pile length, m.

For piles cutting through soft soils, the decisive criterion for the load-bearing capacity in the soil is the achievement of ultimate subsidence under load. An additional test according to formula (2) is therefore a prerequisite. However, comparisons of the results of field tests with the calculation methods show considerable discrepancies in the values [4, 9].

It is noted that the discharge of soil below the bottom of deep excavations during excavation is an important factor to be considered in the design and calculation of foundations. During the zero phase of excavation, the initial stress state of the surrounding soil mass is modified and as such interacts with the additional stresses from the building⁷. If the foundation is composed of soft soils with a low deformation modulus, the unloading factor at excavation depths of more than 5 m will have a significant influence on the interaction of the near-pile massif with the barrettes.

Based on the described assumptions, this paper proposes to determine the bearing capacity of a barn in soft soils by the criterion of limiting the ultimate vertical deformation based on the provisions of⁴. In order to take into account the effect of unloading the excavation within the unloading thickness H_{ur} it is recommended to apply the unloading shear modulus in the calculation of settlement using the formula:

$$G_{ur} = \frac{1}{2(1 + \nu_{ur})} E_{ur}, \quad (3)$$

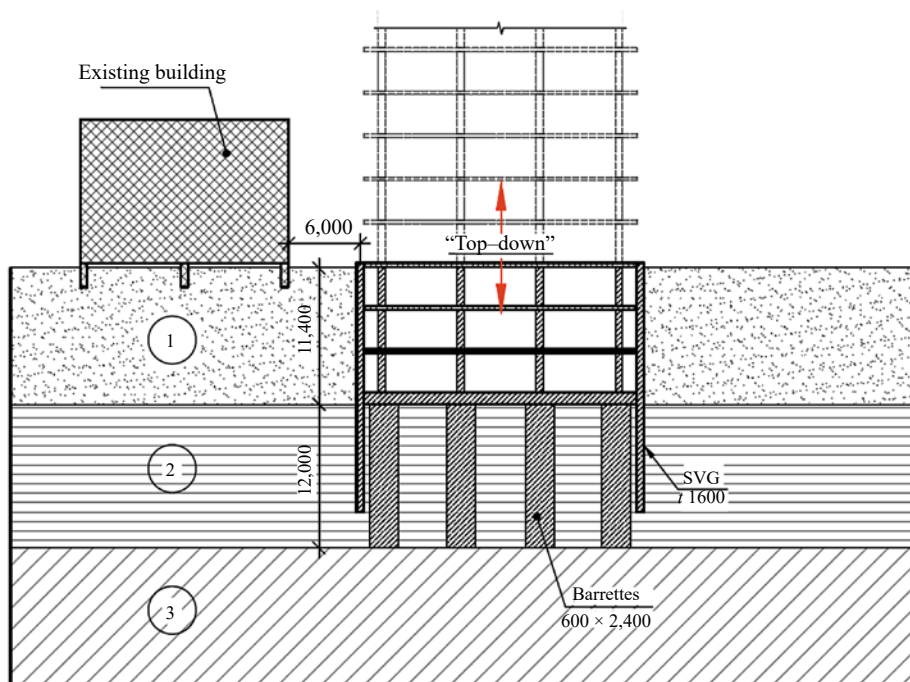


Fig. 2. Technological scheme by the "top-down" method [20]

⁴ CP 24.13330.2011. Code of Practice. Piled foundations. Revised edition of SNiP 2.02.03–85. Moscow, Standardinform, 2011; 152.

⁵ GOST 20276–2012. Soils. Methods of field determination of strength and deformability characteristics.

⁶ Ukhov S.B., Semenov V.V., Znamensky V.V., Ter-Martirosyan Z.G., Chernyshev S.N. *Mechanics of soils, foundations and foundations : textbook*. S.B. Ukhov (ed.). 4th ed., stern. Moscow, 4th ed. Moscow, Higher school Publ., 2007; 566.

⁷ Ter-Martirosyan Z.G. *Soil Mechanics*. Moscow, ASV Publ., 2009; 256.

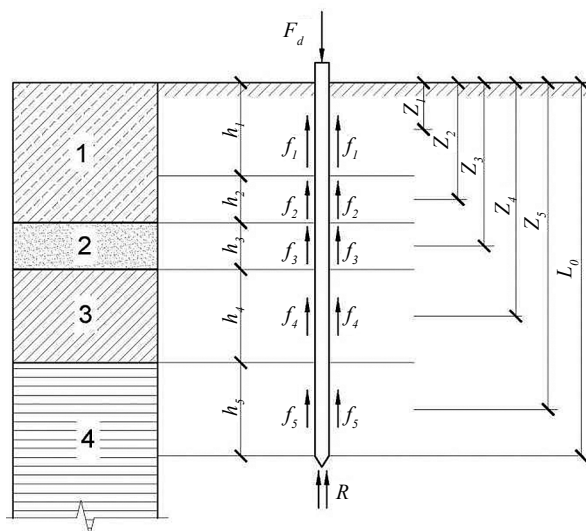


Fig. 3. Calculation scheme for determining the bearing capacity of a pile by a practical method

where v_{ur} — is the coefficient of transverse strain of the ground under unloading/reloading (it is allowed to take 0.2); E_{ur} — the strain modulus of the ground along the secondary branch of loading.

The unloading strain modulus H_{ur} is approximately 2...7 times greater than the total strain modulus determined in the triaxial compression device (Fig. 4). There for it is allowed to be limited to the condition as a provisional value:

$$H_{ur} = 5E. \quad (4)$$

The unloading thickness is determined by the depth H_{ur} , at which the vertical stresses from the excavated soil's own weight σ_{zg} are equal to half the natural vertical pressure of $0.5 \sigma_{zg}$, and for weak soils with deforma-

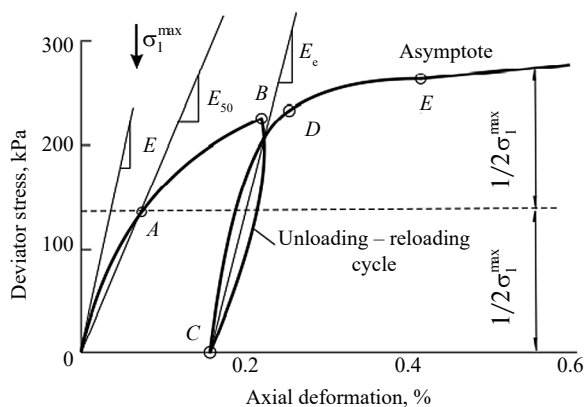


Fig. 4. Stress-strain relation to the determination of strain moduli under triaxial compression

tion modulus $E < 7 \text{ MPa}$ the depth H_{ur} is determined from the condition:

$$\sigma_{zg} = 0.2 \sigma_{zg}. \quad (5)$$

Field testing of long-length barrette piles with a static indentation load⁸ [21] is the direct and most precise method for determining the load-bearing capacity of piles on the ground. Sensors mounted on the pile heads record the deformation of the piles under load.

At the future construction site in Hanoi, characterised by difficult geotechnical conditions, field tests were carried out on single barrettes with a cross section of $800 \times 2,800 \text{ mm}$ to a maximum load of 30 MN using hydraulic jacks.

The basement is composed of weak soils with low deformation and strength characteristics within an explored depth of 60 m (Table 1).

Table 1. Physical and mechanical properties of soils

Layer number	Ground name	h , m	γ , kN/m ³	I_L	e	ϕ , hail	c , kPa	E , MPa
1	Bulk compacted soil	1.6	16.00	—	—	—	—	—
2	Flowing clay	16.1	17.00	1.408	1.246	6.30	7.00	1.50
3	Fine sand	5.1	19.00	0.350	0.771	30.00	—	13.5
4	Fluid clay	10.2	17.20	0.811	1.171	18.00	9.10	15.0
5	Fine sand	3.0	19.20	0.350	0.746	30.00	—	13.5
6	High-plastic clay loam	3.4	17.80	0.695	1.002	7.40	9.60	5.00
7	Fine sand	1.0	19.10	0.035	0.755	30.00	—	13.5
8	Fluid plastic clay loam	4.8	17.50	0.930	1.082	8.00	9.50	3.00
9	Gravel and pebble soil	> 15.8	20.10	0.300	0.524	38.00	2.00	50.0

⁸ GOST 5686–2012. Soils. International Standardisation Field Test Methods for Piles in the Russian Federation. Moscow, Standartinform Publ., 2014; 43.

RESEARCH RESULTS

When the load $F_{d,site} = 27,500$ kN is reached, the settlement of the barrette head was tested to 40 mm (see Fig. 5). This value is taken as the ground load-bearing capacity of the barrette⁷.

Fig. 6 shows the calculation scheme for determining the load-bearing capacity Table 4 summarises the results of the various calculation methods.

The results of determining the load-bearing capacity of a single 37 m long barrette, depending on the depth of its tip to 51.90 m, are presented in Table 2.

The load-bearing capacity of the barrette, determined by formula (1), was $F_{d1} = 27,285$ kN. Using formula (2) to limit the ultimate settlement, $F_{d2} = 18,450$ kN, which is considerably different from the values obtained experimentally in the static tests.

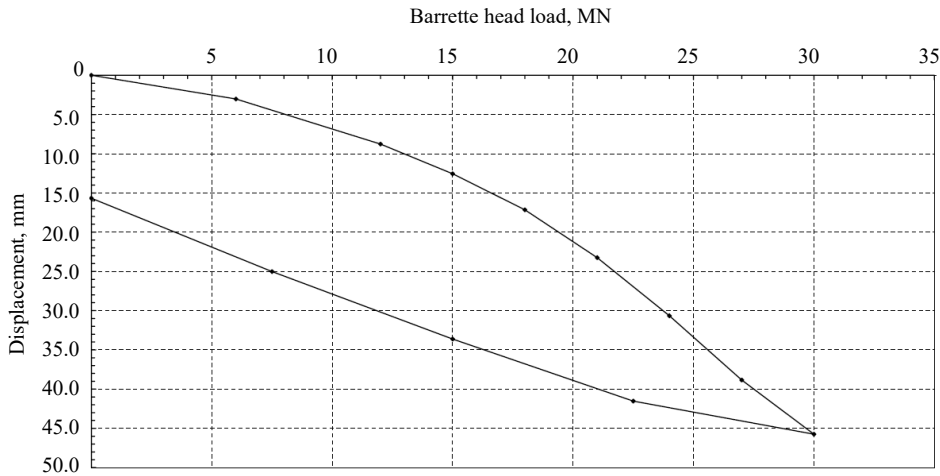


Fig. 5. Results of full-scale static tests of barrette piles

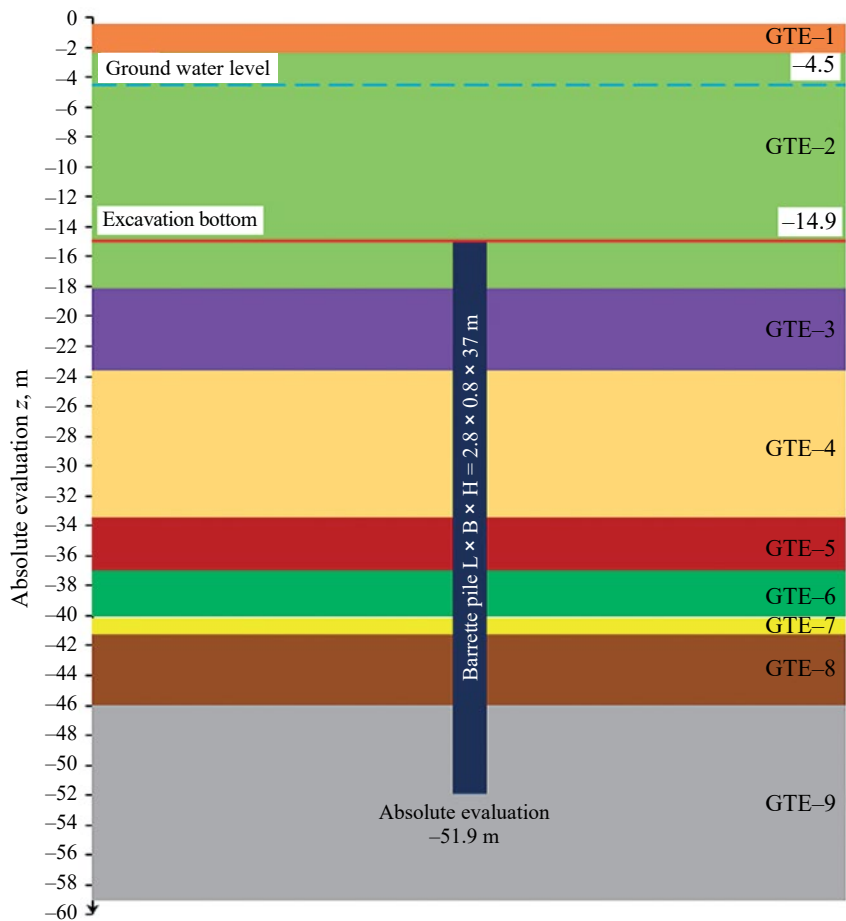


Fig. 6. Scheme for calculating the bearing capacity of a single barrette

Table 2. Calculation of the load-bearing capacity of the barrette on the ground

Number of the GTE*	h_p , m	I_L	γ_{cf}	Z_{yp} , m	$f_{L,ras}$, kPa	Z_{ir} , m	R , kPa	F_p , kN	F_R , kN	$F_{d'}$, kN
2	2.00	1.05	0.60	4.00	5.00	5.00	350.00	43.20	784.00	827.20
	1.40	1.05	0.60	5.70	6.00	6.40	420.00	79.49	940.80	1,020.29
3	2.00	0.30	0.60	7.40	43.40	8.40	843.33	454.46	1,889.07	2,343.53
	2.00	0.30	0.60	9.40	45.40	10.40	980.00	846.72	2,195.20	3,041.92
	1.10	0.30	0.60	10.95	46.95	11.50	1,062.50	1,069.83	2,380.00	3,449.83
4	2.00	0.80	0.60	12.50	7.89	13.50	750.00	1,138.00	1,680.00	2,818.00
	2.00	0.80	0.60	14.50	7.89	15.50	825.00	1,206.17	1,848.00	3,054.17
	2.00	0.80	0.60	16.50	7.89	17.50	925.00	1,274.34	2,072.00	3,346.34
	2.00	0.80	0.60	18.50	7.89	19.50	1,025.00	1,342.50	2,296.00	3,638.50
	2.00	0.80	0.60	20.50	7.89	21.50	1,050.00	1,410.67	2,352.00	3,762.67
	0.20	0.98	0.60	21.60	7.89	21.70	1,050.00	1,417.49	2,352.00	3,769.49
5	2.00	0.30	0.60	22.70	58.70	23.70	1,890.50	1,924.66	4,234.72	6,159.38
	1.00	0.30	0.60	24.20	60.20	24.70	1,955.50	2,184.72	4,380.32	6,565.04
6	2.00	0.70	0.60	25.70	16.13	26.70	1,050.00	2,324.08	2,352.00	4,676.08
	1.40	0.70	0.60	27.40	16.15	28.10	1,050.00	2,421.76	2,352.00	4,773.76
7	1.00	0.20	0.60	28.60	64.60	29.10	2,537.00	2,700.83	5,682.88	8,383.71
8	2.00	0.93	0.60	30.10	7.70	31.10	1,050.00	2,767.36	2,352.00	5,119.36
	2.00	0.93	0.60	32.10	7.70	33.10	1,050.00	2,833.89	2,352.00	5,185.89
	0.80	0.93	0.60	33.50	7.70	33.90	1,050.00	2,860.50	2,352.00	5,212.50
9	2.00	0.20	0.60	34.90	129.82	35.90	3,131.00	3,982.13	7,013.44	10,995.57
	2.00	0.20	0.60	36.90	130.00	37.90	3,311.00	5,105.33	7,416.64	12,521.97
	2.00	0.20	0.60	38.90	130.00	39.90	3,491.00	6,228.53	7,819.84	14,048.37
	0.10	0.20	0.60	39.95	130.00	40.00	9,375.00	6,284.69	21,000.00	27,284.69

*geotechnical element.

Table 3. Calculation of the modulus and coefficient of transverse deformation

Number of the GTE	E , kPa	E_p , kPa	ν	ν_i
2	1,500	7,500	0.40	0.3
3	13,500	67,500	0.30	0.2
4 (over $H_i = 10$ m)	15,000	75,000	0.40	0.3

According to the modified method proposed in this paper, taking into account the work of near-pile soil on the secondary branch after the excavation unloading, the bearing capacity of the barrette was $F_{d3} = 24,600$ kN with the given

design parameters (Table 3): excavation depth 15 m, width 61 m, depth of unloading thickness is set $H_{ur} = 10$ m. This value agrees reasonably well with the results of the field tests (Fig. 7).

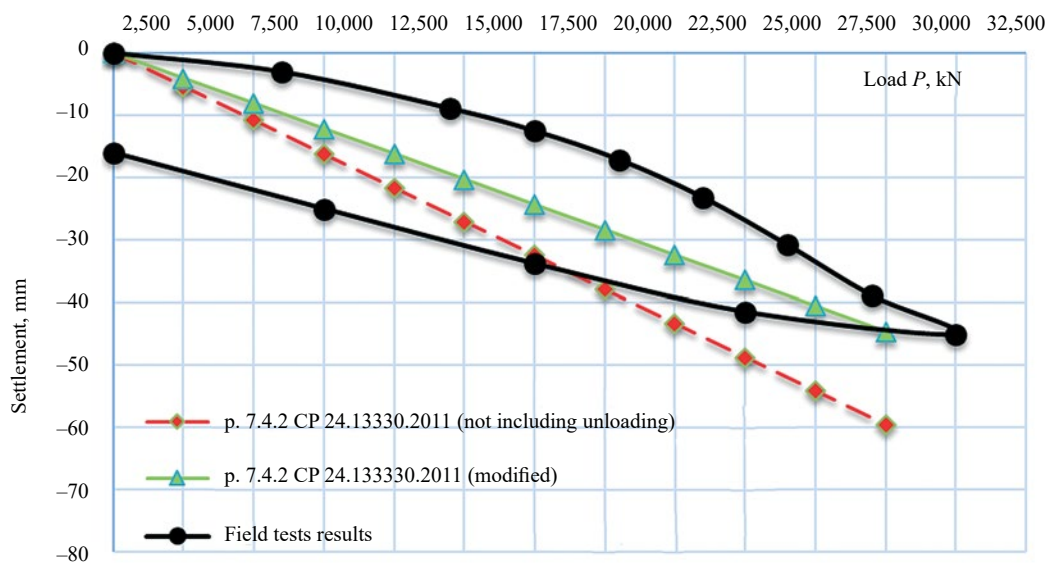


Fig. 7. Combined graph of dependence on load based on the results of analytical calculations and full-scale tests

CONCLUSION AND DISCUSSION

The stress-strain state of the soil mass containing the underground part of high-rise buildings is influenced by many factors, including the change of soil conditions during unloading after excavation. The unloading has a significant effect in the case of a foundation composed of soft soils and this factor should be taken into account when calculating the bearing capacity and deformations of pile foundations.

The concept of the “unloading depth” of the foundation H_{ur} is introduced when excavating

the excavation, within which the deformation parameters v_{ur} and E_{ur} of the soil surrounding the pile are to be assumed according to the secondary branch.

The proposed modification to the method for determining the settlement of a single pile makes it possible to calculate the ground-load-bearing capacity of the pile with regard to excavation unloading under high-depth and weak soils. The values obtained in this way describe well the behaviour of the barrette with a load close to the limit state with a bearing capacity difference of approx 10 %, which can be used for preliminary calculations in the conception phase of the project.

REFERENCES

1. Hung Huu Dam. *Settlement and bearing capacity of barrettes and barret foundations, taking into account elastic-viscous and elastic-plastic properties of soils : dissertations for the degree of candidate of technical sciences*. Moscow, 2023; 152. (rus.).
2. Shulyatiev O.A., Dzagov A.M., Minaikov D.K. Changes in stress-strained soil mass resulting from the installation of bored cast-in-situ piles and barrettes. *Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2022; 34(3):26-44. DOI: 10.37538/2224-9494-2022-3(34)-26-44 (rus.).
3. Ter-Martirosyan Z.G., Ter-Martirosyan A.Z., Hung Huu Dam. Interaction between a barrette and multilayered surrounding and underlying soils, taking into account their elastic and elastic-viscoplastic properties. *Vestnik MGSU [Monthly Journal on Construction and Architecture]*. 2022; 17(9):1135-1144. DOI: 10.22227/1997-0935.2022.9.1135-1144 (rus.).
4. Mangushev R., Nikitina N., Van Chong Le, Tereshchenko I. Numerical assessment of carrying capacity and analysis of pilot barrett behavior in geological conditions of Vietnam. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2022; 18(1):119-128. DOI: 10.22337/2587-9618-2022-18-1-119-128
5. Makovetsky O.A., Zuev S.S. *Field testing of long barrettes in conditions of dense urban development*. Zhilishchnoe Stroitel'stvo (Housing Construction). 2018; 9:13-18. (rus.).
6. Sidorov V.V., Stepanishchev K.I. Study of interaction between barrettes and soil base considering their sizes and shapes. *Bulletin of Perm National Research Polytechnic University. Construction and Architecture*. 2017; 3:78-88. DOI: 10.15593/2224-9826/2017.3.09 (rus.).
7. Nguyen T.D., Lai V.Q., Phung D.L., Phan T.P. Shaft resistance of shaft-grouted bored piles and barrettes recently constructed in Ho Chi Minh City.

Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA. 2019; 50(3):155-162.

8. Nguyen H.M., Fellenius B.H., Puppala A., Pedarla A., Tran Q.T. Bidirectional tests on two shaft-grouted barrette piles in Mekong Delta, Vietnam. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*. 2016; 47(1):15-25.

9. Mangushev R., Nikitina N., Le Trung Hieu, Tereshchenko I. Analytical and numerical methods for determining the bearing capacity of barret piles on soft soils in deep pits. *International journal for the calculation of civil and building structures (IJCCSE journal)*. 2021; 17(3):94-101. DOI: 10.22337/2587-9618-2021-17-3-94-101

10. Mangushev R.A., Nikitina N. Bearing capacity of deep pile foundation for high-rise facility on weak soils: comparing of analysis results and experimental data. *International Journal of Civil and Structural Analysis (IJCCSE journal)*. 2019; 15(1):90-97. DOI: 10.22337/2587-9618-2019-15-1-90-97

11. Shulyatiev O.A. *Basic principles of calculation and design of slab and pile foundations for high-rise buildings : dissertations for the degree of Doctor of Technical Sciences*. Moscow, 2019; 352. (rus.).

12. Le M.C. *Analysis effective of shaft grouting method for Barrette pile capacity base on the O-cell load test*. 2018; 82-86.

13. Le T.H. To the question of the methodology for assessing the bearing capacity of barrettes in soft soils in the development of deep pits (on the example of Hanoi). *Actual problems of modern science: the view of the young : Proceedings of the XI All-Russian (National) Scientific and Practical Conference*. D.V. Valko, A.M. Romodina (Ed.). Chelyabinsk, South Ural Technological University, 2022; 965-974. URL: <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=48745364&pff=1> (rus.).

14. Prokopov A.Yu., Nguyen V.N., Chan D.Ch. *Comparative analysis of piles of various designs in engi-*

neering and geological conditions of Hanoi (Vietnam). 2016; 6. URL: http://www.rusnauka.com/11_DN_2016/Stroitelstvo/3_210440.doc.htm (rus.).

15. Nguyen V.H., Nikiforova N.S. Taking into account the peculiarities of engineering and geological conditions in the development of the underground space of Vietnam. *Geotechnical engineering surveys, design and construction of foundations, foundations and underground structures : proceedings of the All-Russian Scientific and Technical Conference on Geotechnics (St. Petersburg. SPBGASU, February 1-3, 2017)*. St. Petersburg, 2017; 277-281. (rus.).

16. Pham T.T.D. *A study on bearing capacity of shaft — grouted bored piles and barrettes for high-rise in Ho Chi Minh city : Master's thesis*. Hanoi, 2021; 48.

17. Kharin Yu.I. Choosing the best options for pile foundations in the coastal areas of Vietnam and Tunisia. *Science Prospects*. 2020; 5(128):58-61. URL: <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=43858773> (rus.).

18. Strokova L.A., Phi H.T. *Features of the engineering and geological conditions of Hanoi (Vietnam) : monograph*. Tomsk, Publishing House of Tomsk Polytechnic University, 2013; 335. (rus.).

19. Thien D.Q. *Địa chất công trình việt nam: Engineering geology of Vietnam : Lectures for students of the faculties of geology and geotechnics*. Vietnam, Vietnam, 2014; 148.

20. Dao S.D. The assessment of building damage degree due to deep excavations in Hanoi. *Geotechnical*. 2017; 1:36-43.

21. Tereshchenko I.Yu. *Stress-strain state of the soil mass during the construction of buildings by the semi-closed method (Top-Down) : final qualification work for the competition of a master's degree*. Moscow, 2021; 89. (rus.).

22. Le Van Trong. Bearing capacity of deep bored piles. *Vestnik Grazhdanskikh Inzhenerov/Bulletin of Civil Engineers*. 2020; 3(80):116-126. DOI: 10.23968/1999-5571-2020-17-3-116-126 (rus.).

Received November 23, 2022.

Adopted in revised form on February 15, 2023.

Approved for publication on February 15, 2023.

BIONOTES: **Nadezhda S. Nikitina** — Candidate of Technical Sciences, Professor of the Department of Soil Mechanics and Geotechnics; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RSCI: 1138117; ORCID: 0000-0002-8309-8511; nsnikitina@mail.ru;

Trung Hieu Le — Postgraduate of the Department of Automobile roads, airfields, bases and foundations; **Russian University of Transport (RUT)**; bldg. 9, 9 Obraztsova st., Moscow, 127994, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-6346-8829; letrunghieu531996@gmail.com.

Contribution of the authors: all of the authors made equivalent contributions to the publication.

The authors declare that there is no conflict of interest.