

Методика учета влияния вдавливания призматических железобетонных свай на напряженно-деформированное состояние грунтового основания

Рашид Абдуллович Мангушев, Михаил Сергеевич Дружинин

Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет (СПбГАСУ);
г. Санкт-Петербург, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Погружение заводских железобетонных свай методом статического вдавливания принято считать щадящей технологией, однако при массовом устройстве в водонасыщенных глинистых грунтах наблюдается значительный подъем как окружающего грунтового массива, так и зданий существующей застройки. Представлена инженерная методика, с помощью которой можно предварительно оценить ожидаемую зону влияния и прогнозируемую деформацию соседних сооружений.

Материалы и методы. Предлагаемый подход основан на аналитическом решении задачи консолидации грунта вокруг свай, использующем модель радиального потока поровой воды. Однородное свайное поле принимается в виде эквивалентной полости, объем которой равен объему вытесняемого грунта. Радиус зоны влияния ограничивается расстоянием, за пределами которого избыточное поровое давление равно нулю. Подъем окружающего грунтового массива предлагается осуществлять методом послойного суммирования.

Результаты. Для оценки возможности применения методики выполнено сопоставление результатов аналитического решения с данными геотехнического мониторинга. Прогнозируемые значения показали достаточную сходимость с натурными показаниями. Оценена возможность применения корреляционных зависимостей по определению недренированной прочности грунта для предлагаемого подхода.

Выводы. Разработанная методика оценки деформаций грунтового массива и зоны влияния при погружении свай вдавливания верифицирована данными натурных наблюдений в Санкт-Петербурге, что подтверждает ее пригодность для инженерных расчетов на предварительных этапах. Ключевым условием достоверности прогноза является использование параметров недренированной прочности грунта, определенных лабораторными трехосными испытаниями. Для обеспечения надежности и учета специфики сложных инженерно-геологических условий конечные рекомендации следует вырабатывать на основе численного моделирования.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: сваи вдавливания, технологическое влияние, оценка влияния, зона влияния, подъем грунтового массива, подъем зданий окружающей застройки, избыточное поровое давление, недренированная прочность грунта

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Мангушев Р.А., Дружинин М.С. Методика учета влияния вдавливания призматических железобетонных свай на напряженно-деформированное состояние грунтового основания // Вестник МГСУ. 2026. Т. 21. Вып. 6. С. 922–930. DOI: 10.22227/1997-0935.2026.6.922-930

Автор, ответственный за переписку: Михаил Сергеевич Дружинин, dms95@mail.ru.

Methodology for Assessing the Effect of Jacked Prismatic Reinforced Concrete Piles on the Stress–Strain State of Foundation Soils

Rashid A. Mangushev, Mikhail S. Druzhinin

Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering (SPbGASU);
Saint Petersburg, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. The installation of precast reinforced concrete piles by static jacking is generally considered a low-impact technology; however, when applied on a large scale in water-saturated clay soils, a significant heave of both the surrounding soil mass and adjacent buildings is observed. An engineering method is presented that enables a preliminary assessment of the extent of the influence zone and prediction of deformations in adjacent structures.

Materials and methods. The proposed approach is based on an analytical solution to the problem of soil consolidation around a pile; it employs a model of radial pore-water flow. A homogeneous pile field is represented as an equivalent cavity whose volume is equal to the volume of the displaced soil. The radius of the influence zone is defined as the distance beyond which the excess pore water pressure is zero. The heave of the surrounding soil mass is evaluated using a layer-by-layer summation technique.

Results. To assess the applicability of the procedure, the results of the analytical solution were compared with the geotechnical monitoring data. The predicted values demonstrated satisfactory agreement with the in-situ measurements. The applicability of empirical correlations for estimating the undrained shear strength of soil within the proposed approach was evaluated.

Conclusions. The procedure for estimating deformations of the soil mass and the influence zone during pile installation by static jacking has been verified against field observations in Saint Petersburg, and its suitability is confirmed for engineering calculations at preliminary design stages. A key condition for the reliability of the prediction is the use of undrained shear strength parameters obtained from laboratory triaxial tests. To ensure reliability and to account for complex engineering and geological conditions, final recommendations should be developed on the basis of numerical modeling.

KEYWORDS: jacked piles, construction-induced effects, influence assessment, influence zone, soil mass heave, heave of adjacent buildings, excess pore pressure, undrained shear strength of soil

FOR CITATION: Mangushev R.A., Druzhinin M.S. Methodology for Assessing the Effect of Jacked Prismatic Reinforced Concrete Piles on the Stress–Strain State of Foundation Soils. *Vestnik MGSU* [Monthly Journal on Construction and Architecture]. 2026; 21(6):922-930. DOI: 10.22227/1997-0935.2026.6.922-930 (rus.).

Corresponding author: Mikhail S. Druzhinin, dms95@mail.ru

ВВЕДЕНИЕ

Технология статического вдавливания сборных железобетонных свай получила широкое применение в условиях плотной городской застройки. Ключевыми преимуществами метода являются отсутствие динамических и акустических воздействий; высокая несущая способность; исключение дефектов ствола, характерных для буровых и буронабивных свай [1–8].

Распространенность данной технологии в г. Санкт-Петербурге также обусловлена спецификой инженерно-геологических условий. Разрез представлен мощной (от 5 до 30 м) толщей водонасыщенных глинистых грунтов. Эти отложения обладают ярко выраженной тиксотропностью, низкими прочностными и деформационными характеристиками, а также значительной пространственной неоднородностью и анизотропией свойств.

Несмотря на ряд преимуществ рассматриваемого метода, натурные наблюдения выявили существенный недостаток. При массовом погружении свай без использования специальных компенсирующих мероприятий фиксируется подъем массива грунта и, как следствие, фундаментов прилегающих сооружений [9–12].

Согласно основной рабочей гипотезе, негативный эффект обусловлен в первую очередь генерацией избыточного порового давления в процессе погружения свай в водонасыщенные слабофильтрующие глинистые грунты [9, 13–18]. В результате развивается двухстадийный процесс деформирования грунтового массива. На первой, кратковременной стадии, давление передается поровой жидкости, что проявляется в выпоре и подъеме грунта на значительное расстояние. На второй, длительной стадии, развивается фильтрационная консолидация [19, 20]: отжатие воды и передача напряжений скелету грунта инициируют его уплотнение и обратную деформацию — осадку. Этот затухающий процесс, длящийся годами, сопровождается разрушением структурных связей, а итоговая осадка может превзойти начальный подъем.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Методика расчета

Ввиду сказанного можно предположить, что зона влияния от погружения свай вдавливания ограничивается областью, на границе которой избыточное поровое давление не возникает.

В работе М. Рэндольф и Ч. Рот [21] представлено аналитическое решение для задачи консолидации грунта вокруг забивной сваи, основанное на модели радиального потока поровой воды. Получено выражение для начального распределения избыточного порового давления, которое формируется вследствие расширения цилиндрической полости в идеализированном упругопластическом материале:

$$u_{\text{excess}} = \begin{cases} 2 \cdot c_u \cdot \ln \frac{R}{r}; & r_0 \leq r \leq R, \\ 0; & R < r \end{cases}, \quad (1)$$

где c_u — недренированная прочность грунта; r_0 — радиус сваи; r — рассматриваемое расстояние; R — радиус области пластического деформирования грунта, за пределами которой избыточное поровое давление не образуется и определяется по формуле:

$$R = \sqrt{\frac{G}{c_u}} \cdot r_0, \quad (2)$$

где G — модуль сдвига грунта.

Из анализа выражений (1) и (2) следует, что R является искомым радиусом зоны влияния. Однако в текущей постановке это справедливо только для одиночной сваи вдавливания.

Очевидно, что при устройстве свайного поля пластические зоны отдельных свай перекрываются, а избыточные поровые давления суммируются. В связи с чем область изменения напряженно-деформированного состояния грунта вокруг группы свай существенно больше, чем вокруг одиночной.

Для учета этого обстоятельства предлагается однородное свайное поле представить в виде «эквивалентной полости», объем которой равен объему

вытесняемого грунта. Размер этой области можно установить по следующему выражению:

$$R_{з.п} = \sqrt{\frac{V_{\text{выт}}}{\pi \cdot H}}, \quad (3)$$

где $V_{\text{выт}}$ — объем вытесняемого грунта; H — глубина погружения свай.

Выражение (3) позволяет учитывать предварительное лидерное бурение, которое применяется в качестве превентивной меры для уменьшения подъема окружающего грунтового массива.

Таким образом, радиус зоны влияния от погружения группы свай вдавливания можно определить так:

$$R_{з.в} = \sqrt{\frac{G}{c_u}} \cdot R_{з.п}. \quad (4)$$

В отечественной практике инженерно-геологических изысканий параметр недренированной прочности грунта c_u , получаемый по результатам трехосных испытаний, выявляется достаточно редко. Отсутствие в составе исходных данных рассматриваемого показателя заметно ограничивает возможность использования выражения (4). Вместе с тем имеется ряд зависимостей для водонасыщенных глинистых грунтов Санкт-Петербурга, по которым можно оценить недренированную прочность, имея стандартные характеристики, полученные по результатам изысканий.

К их числу относятся корреляции, установленные в работе М.А. Лучкина [22], связывающие сопротивление недренированному сдвигу с данными статического зондирования (5) и показателями природной влажности грунта (6):

$$c_u = q_c / 19; \quad (5)$$

$$c_u = 1,6373 \cdot e^{-0,122w} \text{ МПа}, \quad (6)$$

где q_c — лобовое сопротивление конуса зонда; w — природная влажность грунта, %.

В работах [23, 24] предложена следующая формула для вычисления недренированной прочности:

$$c_u = \frac{\sigma'_0 \left(1 - (\alpha - 1) \cdot \frac{1 - K_0}{1 + K_0} \right) \cdot \sin(\varphi') + c' \cdot \cos(\varphi')}{1 + (\alpha - 1) \cdot \sin(\varphi')}, \quad (7)$$

где σ'_0 — природные средние эффективные напряжения в грунте; α — коэффициент, учитывающий особенности образования избыточных поровых давлений при девиаторном нагружении; K_0 — коэффициент бокового давления грунта; φ' и c' — эффективные угол внутреннего трения и сцепления грунта.

По результатам натурных исследований [18, 19, 25] при внедрении свай с вытеснением грунта рост избыточных поровых давлений происходит практически мгновенно. В соответствии с принципом эффективных напряжений К. Терцаги при неизменных полных

напряжениях это приводит к эквивалентному снижению эффективных напряжений в скелете грунта:

$$\sigma' = -u_{\text{excess}}. \quad (8)$$

Возникающая таким образом разгрузка грунтового массива вызывает его упругую деформацию, характеризующуюся модулем повторного нагружения E_{ur} .

Расчетную оценку подъема основания s_{lif} предлагается осуществлять известным методом послойного суммирования в соответствии с СП 22.13330.2016, где в качестве меры изменения напряженного состояния принято избыточное поровое давление:

$$s_{\text{lif}} = \beta \sum_{i=1}^n \frac{u_{\text{excess},i} \cdot h_i}{E_{ur,i}}. \quad (9)$$

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Для оценки применимости полученных выражений (4) и (9), определяющих зону влияния и подъем грунтового основания при массовом погружении свай, выполнено сопоставление результатов расчета с данными геотехнического мониторинга.

Строительная площадка расположена в центральном районе г. Санкт-Петербурга вблизи зданий окружающей застройки с ленточными фундаментами на естественном основании.

Погружение железобетонных составных призматических свай в количестве 527 штук сечением $0,35 \times 0,35$ м на глубину 24 м осуществлялось методом статического вдавливания. Работы производились после устройства замкнутого контура ограждения котлована длиной 16 м. Принятая технология предусматривала последовательное перемещение сваевдавливающей установки от границ к центру пятна застройки. Мероприятия по предварительному рыхлению грунта или лидерному бурению не проводились.

Инженерно-геологические условия характерны для рассматриваемого района строительства и представлены в табл. 1. Уровень грунтовых вод зафиксирован на глубинах 2,0–3,0 м от дневной поверхности.

По результатам геотехнического мониторинга подъем окружающей застройки зафиксирован на величину до 17 мм. Зона влияния распространяется на расстояние до 44,8 м, что в 1,87 раз больше глубины погружения свай. Область наблюдения ограничена геодезическими марками, поэтому фактический размер радиуса воздействия может быть больше.

Приняты следующие расчетные допущения:

1. Избыточное поровое давление возникает только в слабофильтрующих водонасыщенных глинистых грунтах. В песчаных и насыпных грунтах оно равно нулю.

2. В случае устройства ограждения котлована оно ограничивает возможность возникновения избыточного порового давления с внешней стороны и до своей нижней отметки, но не исключает его

Табл. 1. Инженерно-геологические условия площадки строительства

Table 1. Engineering-Geological Conditions of the Construction Site

Номер ИГЭ Soil Layer No.	Наименование грунта Soil Type	Мощность слоя H , м Layer Thickness H , m	γ , кН/м ³ / kN/m ³	W , %	IL	ϕ , град. / degree	c , кПа / kPa	E , МПа / MPa	E_{ur} , МПа / MPa	G , МПа / MPa	q_c , кПа / kPa	K_0
1	Насыпные грунты Fill ground	2,5	–									
2	Пески пылеватые рыхлые, насыщенные водой Saturated loose silty sand	0,7	18,7	32	–	24	7	9	–	3,5	1835,6	0,5933
3	Пески мелкие средней плотности, насыщенные водой Saturated medium density fine sand	3,2	19,4	26	–	36	5	22	–	8,5	6550,0	0,4122
4	Суглинки легкие пылеватые текучепластичные Soft to firm sandy silty clay	5,3	19,1	29	0,93	10	10	7	12,2	2,6	945,4	0,8264
5	Суглинки тяжелые пылеватые текучие ленточные Very soft, varved (laminated) fat silty clay	4,8	18,0	40	1	7	8	6	13,2	2,2	836,2	0,8781
6	Суглинки легкие пылеватые текучепластичные слоистые Soft laminated lean silty clay	2,2	19,0	30	0,88	10	11	8	16,5	2,9	1240,0	0,8264
7	Суглинки легкие пылеватые тугопластичные Stiff lean silty clay	5,6	20,3	22	0,32	27	33	18	35,2	6,6	2480,0	0,5460
8	Супеси пылеватые пластичные Sandy silt, plastic/plastic silty sand	3,0	21,4	16	0,12	30	44	24	54,1	8,9	4827,1	0,5000
9	Глины пылеватые твердые Very stiff silty clay	5,3	20,8	20	–0,31	24	93	25	60,6	10,0	5680,0	0,5933
10	Глины пылеватые твердые Very stiff silty clay	7,4	21,4	16	–0,57	25	127	31	79,4	12,4	–	0,5774

Табл. 2. Результаты расчета по определению радиуса влияния и подъема грунтового массива

Table 2. Calculation results for determining the radius of influence and the rise of the soil mass

Номер ИГЭ Soil Layer No	Отметка подошвы, м Base Layer Elevation, m	В соответствии с выражением (5) According to (5)				В соответствии с выражением (6) According to (6)				В соответствии с выражением (7) According to (7)			
		c_{ur} , кПа / kPa	$R_{3,ab} / R_{z,3}$, м / m	u_w , кПа / kPa	s , мм ($r = 29,5$ м) mm ($r = 29,5$ m)	c_{ur} , кПа / kPa	$R_{3,ab} / R_{z,3}$, м / m	u_w , кПа / kPa	s , мм ($r = 29,5$ м) mm ($r = 29,5$ m)	c_{ur} , кПа / kPa	$R_{3,ab} / R_{z,3}$, м / m	u_w , кПа / kPa	s , мм ($r = 29,5$ м) mm ($r = 29,5$ m)
1	2,5	–	–	–	+6,1	–	–	–	+9,7	–	–	–	+13,2
2	3,2	–	–	–		–	–	–		–	–	–	
3	6,4	–	–	–		–	–	–		–	–	–	
4	11,7	49,8	–	5,6		47,6	–	5,6		20,0	–	11,4	
5	16,5	44,0	32,0	8,6		12,4	60,1	18,1		24,4	43,0	19,2	
6	18,7	65,3	30,3	5,8		42,1	37,7	22,2		33,9	42,1	25,2	
7	24,3	130,5	32,2	27,0		111,8	34,7	40,4		95,4	37,6	49,6	
8	27,3	–	–	–		–	–	–		–	–	–	
9	32,6	–	–	–		–	–	–		–	–	–	
10	40	–	–	–		–	–	–		–	–	–	

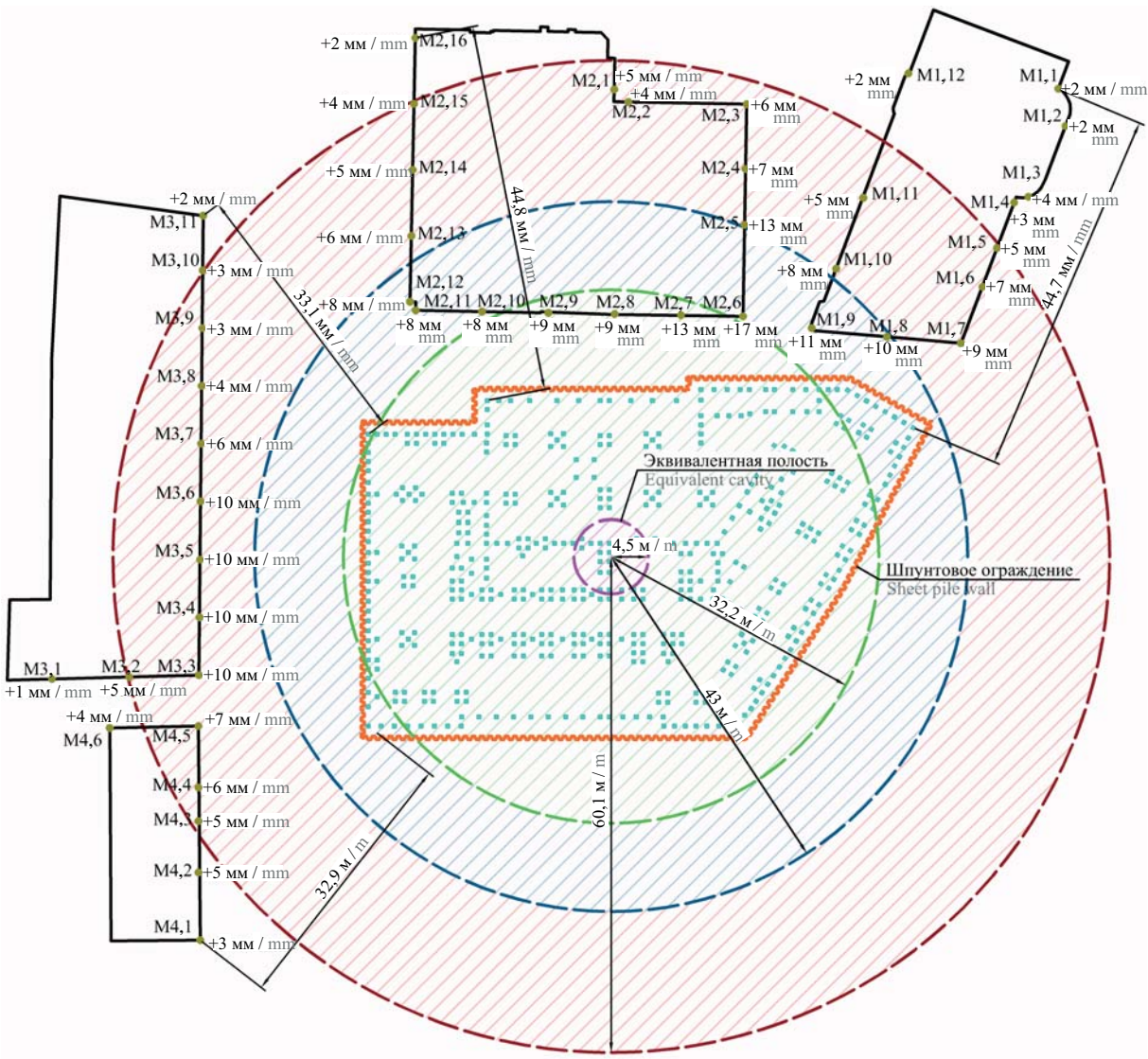


Рис. 1. Ситуационный план с результатами геотехнического мониторинга и расчетными зонами влияния: зеленым цветом отмечены расчеты с учетом зависимости (5); синим цветом — расчеты с учетом зависимости (7); красным цветом — расчеты с учетом зависимости (6)

Fig. 1. Situational plan with geotechnical monitoring results and design influence zones: green color — calculations based on relationship (5); blue color — calculations based on relationship (7); red color — calculations based on relationship (6)

полностью. Исследования [26, 27] показали, что даже при устройстве противофильтрационной завесы за ней фиксируется избыточное поровое давление. В связи с этим при вычислении ожидаемого подъема параметр не обнулялся, а закладывался на уровне 50 % от результата, полученного по выражению (1). Радиус зоны влияния для такой области предлагается не определять.

3. Избыточное поровое давление распространяется только в горизонтальном направлении и не возникает ниже отметки вдавливания свай.

4. В пределах одного инженерно-геологического элемента избыточное поровое давление постоянно по глубине. Это является следствием выражения (1).

Положение эквивалентной полости совпадает с геометрическим центром группы свай и в соответствии с выражением (3) равняется:

$$R_{э.п} = \sqrt{\frac{V_{\text{выт}}}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{527 \cdot 0,35^2 \cdot 24}{\pi \cdot 24}} \approx 4,5 \text{ м.}$$

С целью наглядности результаты расчетов по выражениям (1), (4) и (9) представлены в табл. 2 для разных корреляционных зависимостей, используемых при определении недренированной прочности грунта.

Для каждого расчетного случая на ситуационном плане (рис. 1) приведены максимальные расчетные зоны влияния. Наилучшее соответствие данным натурных наблюдений в рассматриваемых условиях про-

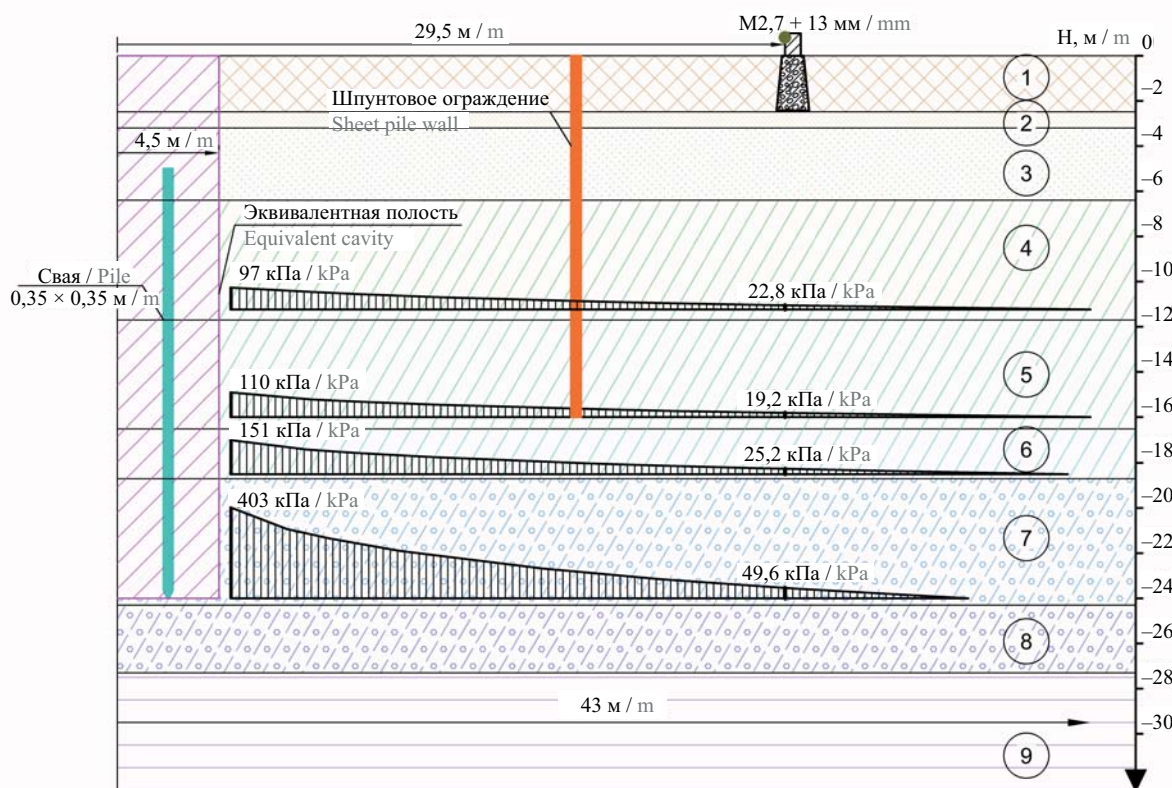


Рис. 2. Эпюры распределения избыточного порового давления, рассчитанные с использованием недренированной прочности грунта по зависимости (7)

Fig. 2. Distribution diagrams of excess pore pressure calculated using the undrained shear strength of soil according to the correlation (7)

демонстрировала корреляционная зависимость (7), связывающая недренированную прочность с природной влажностью.

Для оценки ожидаемого подъема окружающей застройки была выбрана точка, соответствующая геодезической марке 2.7 и находящейся на расстоянии 29,5 м от центра эквивалентной полости. По результатам мониторинга максимальная зафиксированная деформация по ней составила +13 мм, что практически полностью совпало с прогнозируемым значением +13,2 мм, определенным по формуле (9), используя зависимость для недренированной прочности грунта (7).

Приведенные на рис. 2 эпюры избыточного порового давления, вычисленные в соответствии с выражением (1), демонстрируют следующую закономерность: увеличение прочности глинистых грунтов сопровождается как ростом абсолютных значений давления, так и повышением скорости его затухания с расстоянием. При этом для менее прочных грунтов характерно увеличение радиуса зоны возможного воздействия.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

Предлагаемая методика оценки радиуса влияния и возможного подъема окружающего грунтового мас-

сива от погружения вдавливаемых свай с инженерной точностью показала хорошую сходимость с натурными наблюдениями на строительной площадке в г. Санкт-Петербурге.

Принятые расчетные допущения позволяют применять данный подход только в качестве предварительного анализа, так как не учитывается вся сложность и многофакторность рассматриваемой задачи. Для дальнейшего уточнения прогноза рекомендуется использовать численное моделирование.

Поскольку получаемые результаты существенно зависят от характеристик недренированной прочности грунта, в расчетах следует принимать показатели, полученные в ходе прямых трехосных лабораторных испытаний. При использовании региональных корреляционных зависимостей рекомендуется выбирать величины, обеспечивающие расчет с запасом.

Согласно теоретическому решению, размер возможной зоны влияния будет больше для грунтов с более низким показателем сопротивления недренированному сдвигу.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Далматов Б.И., Лапишин Ф.К., Россихин Ю.В. Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых грунтов. Л. : Стройиздат, 1975. 240 с.
2. Мангушев Р.А. Геотехника Санкт-Петербурга. М. : Изд-во АСВ, 2010. 259 с. EDN QNPABT.
3. Мангушев Р.А., Осокин А.И., Усманов Р.А. Устройство и реконструкция оснований и фундаментов на слабых и структурно-неустойчивых грунтах : монография. СПб. : Лань, 2018. 460 с. EDN WAKCQP.
4. Мангушев Р.А., Знаменский В.В., Готман А.Л., Пономарев А.Б. Сваи и свайные фундаменты. Конструкции, проектирование и технологии. М. : Изд-во АСВ, 2021. 311 с.
5. Гайдо А.Н. Пути совершенствования технологических решений устройства свайных фундаментов жилых зданий в условиях городской застройки // Жилищное строительство. 2015. № 9. С. 12–15. EDN VCLZNH.
6. Юцубе С.В., Сулима В.А., Тарасов А.А. Экспериментальные исследования взаимодействия свай с водонасыщенным глинистым грунтом при их погружении вдавливанием // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2016. № 3 (56). С. 179–185. EDN WAGNRL.
7. Омельченко П.Н., Суходуб А.В., Винников Ю.Л. Несущая способность вдавленных призматических свай в водонасыщенных глинистых грунтах // Механика и технологии. 2016. № 3 (53). С. 99–107. EDN WZVQKF.
8. Гайдо А.Н. Методика разработки проектов производства работ на устройство свайных фундаментов в условиях городской застройки // Инженерный вестник Дона. 2023. № 10 (106). С. 399–414. EDN ELXIBV.
9. Дружинин М.С. Анализ влияния погружения заводских железобетонных свай на основания окружающей застройки // Вестник гражданских инженеров. 2025. № 3 (110). С. 84–98. DOI: 10.23968/1999-5571-2025-22-3-84-98. EDN MVMWLA.
10. Улицкий В.М., Шашкин А.Г. Геотехническое обоснование сложных технологий реконструкции и нового строительства // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1997. № 3. С. 3–8. EDN ZJWHBZ.
11. Денисова О.О. Влияние работ по выполнению свай вдавливания и устройству глубинной распорной диафрагмы на дополнительные деформации зданий окружающей застройки // Вестник гражданских инженеров. 2023. № 5 (100). С. 52–63. DOI: 10.23968/1999-5571-2023-20-5-52-63. EDN ZIELVQ.
12. Yang Y., Lei J., Deng D., Zou Y. Laboratory model test and analysis of excess pore water pressure dissipation of pile driven by tapered — perforated tubular pipe pile // IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. 2021. Vol. 692. Issue 4. P. 042112. DOI: 10.1088/1755-1315/692/4/042112. EDN WSDWFD.
13. Мангушев Р.А., Бояринцев А.В., Зуев И.И., Камаев И.С. Эффект воздействия изготовления свай «Фундекс» на ранее выполненные конструкции // Жилищное строительство. 2021. № 9. С. 28–35. DOI: 10.31659/0044-4472-2021-9-28-35. EDN KKNVVO.
14. Бахолдин Б.В., Бессмертный А.В., Ястребов П.И. Исследование природы увеличения несущей способности свай, погруженных в глинистые грунты // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2017. № 2. С. 18–21. EDN ZBNHYP.
15. Jackson A. et al. Pore pressure effects in sand and silt during pile jacking // Foundations — Proceedings of the 2nd BGA International Conference on Foundations (ICOF). 2008. Pp. 575–586.
16. Jarushi F., Cosentino P., Kalajian E., Dekhn H. CPT Pore water pressure correlations with PDA to identify pile drivability problem // International Journal of Environmental, Ecological, Geological and Geophysical Engineering. 2015. Vol. 9. Issue 2. Pp. 55–61.
17. Arafianto A., Rahardjo P. Prediction of excess pore pressure due to pile driving based on CPTu // 20th SEAGC — 3rd AGSSEA Conference in conjunction with 22nd Annual Indonesian National Conference on Geotechnical Engineering. 2018. Pp. 607–610. DOI: 10.5281/zenodo.10466021
18. Wang Y., Liu X., Zhang M., Yang S., Sang S. Field test of excess pore water pressure at pile–soil interface caused by PHC pipe pile penetration based on silicon piezoresistive sensor // Sensors. 2020. Vol. 20. Issue 10. P. 2829. DOI: 10.3390/s20102829. EDN YTQSPF.
19. Pestana J.M., Hunt C.E., Bray J.D. Soil deformation and excess pore pressure field around a closed-ended pile // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2002. Vol. 128. Issue 1. Pp. 1–12. DOI: 10.1061/(asce)1090-0241(2002)128:1(1)
20. Tsegaye A.B. Pore pressure dissipation around driven piles and cone penetration tests-analytical solutions and a simplified approach using the Gauss' divergence theorem // The Proceedings of the 6th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization (ISC2020). 2020. Pp. 1–8.
21. Randolph M.F., Wroth C.P. An analytical solution for the consolidation around a driven pile // International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. 1979. Vol. 3. Issue 3. Pp. 217–229. DOI: 10.1002/nag.1610030302
22. Лучкин М.А. Учет развития деформации основания во времени при совместном расчете системы

«основание – фундамент – здание»: автореф. дисс. ... канд. техн. наук. СПб., 2007. 18 с. EDN NIQMPP.

23. Мангушев Р.А., Дьяконов И.П., Баишаков И.Б., Паскачева Д.А., Кравченко П.А. Влияние механизма упрочнения на результаты расчета ограждений котлована в условиях Санкт-Петербурга // Строительство: наука и образование. 2025. Т. 15. № 1. С. 59–70. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.6. EDN ZDCDLR.

24. Баишаков И.Б. Влияние воздействия слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов на ограждения котлованов с учетом избыточных поровых давлений: дисс. ... канд. технических наук. СПб., 2025. 174 с.

25. Burns S.E., Mayne P.W. Pore Pressure Dissipation Behavior Surrounding Driven Piles and Cone Penetrometers // Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board. 1999. Vol. 1675. Issue 1. Pp. 17–23. DOI: 10.3141/1675-03

26. Дружинин М.С. Влияние статического вдавливания свай на напряженно-деформированное состояние грунтового основания существующих зданий: результаты натурного крупномасштабного эксперимента // Вестник гражданских инженеров. 2026. № 2 (115). С. 60–70.

27. Дружинин М.С. Численное моделирование процесса массового вдавливания свай // Промышленное и гражданское строительство. 2026. № 4. С. 42–49.

Поступила в редакцию 10 марта 2026 г.

Принята в доработанном виде 21 мая 2026 г.

Одобрена для публикации 21 мая 2026 г.

ОБ АВТОРАХ: **Рашид Абдуллович Мангушев** — доктор технических наук, профессор, директор научного и производственно-консалтингового центра геотехнологий (подразделение); **Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет (СПбГАСУ)**; 190005, г. Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская ул., д. 4; SPIN-код: 5122-4105, Scopus: 6602448617, ResearcherID: A-6752-2017, ORCID: 0009-0002-2924-5960; geotechnica@spbgasu.ru, ramangushev@yandex.ru;

Михаил Сергеевич Дружинин — аспирант, инженер; **Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет (СПбГАСУ)**; 190005, г. Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская ул., д. 4; SPIN-код: 7747-3391, ResearcherID: OOK-7995-2025, ORCID: 0009-0004-7478-6090; rector@spbgasu.ru, dms95@mail.ru.

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

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

REFERENCES

1. Dalmatoff B.I., Lapshin F.K., Rossikhin Yu.V. *Design of pile foundations in weak soil conditions*. Lenin-grad, Stroyizdat, 1975; 240. (rus.).

2. Mangushev R.A. *Geotechnics of St. Petersburg*. Moscow, ASV Publishing House, 2010; 259. EDN QNPABT. (rus.).

3. Mangushev R.A., Osokin A.I., Usmanov R.A. *Construction and reconstruction of bases and foundations on weak and structurally unstable soils: monograph*. St. Petersburg, Lan', 2018; 456. EDN WAKCQP. (rus.).

4. Mangushev R.A., Znamensky V.V., Gotman A.L., Ponomarev A.B. *Piles and pile foundations. Structures, design and technologies*. Moscow, ASV Publishing House, 2021; 311. (rus.).

5. Gaydo A.N. Ways of improving technological solutions of construction of pile foundations of residential buildings under conditions of urban development. *Housing Construction*. 2015; 9:12-15. EDN VCLZNH. (rus.).

6. Yushchube S.V., Sulima V.A., Tarasov A.A. Experimental research of pile interaction in water-deposited clay soil during indentation. *Journal of Construction and Architecture*. 2016; 3(56):179-185. EDN WAGNRL. (rus.).

7. Omelchenko P.N., Sukhodub A.V., Vynnykov Yu.L. Bearing capacity of jacked prismatic piles in saturated clay soils. *Mechanics and Technologies*. 2016; 3(53):99-107. EDN WZVQKF. (rus.).

8. Gaido A.N. Methodology for the development of projects for the construction of pile foundations in urban development. *Engineering journal of Don*. 2023; 10(106):399-414. EDN ELXIBB. (rus.).

9. Druzhinin M.S. Analysis of the impact of submer-sion of factory reinforced concrete piles on the foundations of the adjacent development. *Bulletin of Civil Engineers*. 2025; 3(110):84-98. DOI: 10.23968/1999-5571-2025-22-3-84-98. EDN MVMWLA. (rus.).

10. Ulitskii V.M., Shashkin A.G. Geotechnical basis of complex procedures for reconstruction and new construction. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1997; 3:3-8. EDN ZJWHBZ. (rus.).

11. Denisova O.O. The influence of indentation piles and deep spacer diaphragm on additional deformations of the surrounding buildings. *Bulletin of Civil Engineers*. 2023; 5(100):52-63. DOI: 10.23968/1999-5571-2023-20-5-52-63. EDN ZIELVQ. (rus.).

12. Yang Y., Lei J., Deng D., Zou Y. Laboratory model test and analysis of excess pore water pressure dissipation of pile driven by tapered — perforated tubular pipe pile. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. 2021; 692(4):042112. DOI: 10.1088/1755-1315/692/4/042112. EDN WSDWFD.

13. Mangushev R.A., Boyarintsev A.V., Zuev I.I., Kamaev I.S. Effect of the impact of making “Fundex” piles on previously completed structures. *Housing Construction*. 2021; 9:28-35. DOI: 10.31659/0044-4472-2021-9-28-35. EDN KKNVVO. (rus.).

14. Bakhholdin B.V., Bessmertny A.V., Yastrebov P.I. Increased bearing capacity of piles driven in clay. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2017; 2:18-21. EDN ZBHHP. (rus.).

15. Jackson A. et al. Pore pressure effects in sand and silt during pile jacking. *Foundations — Proceedings of the 2nd BGA International Conference on Foundations (ICOF)*. 2008; 575-586.

16. Jarushi F., Cosentino P., Kalajian E., Dekhn H. CPT Pore water pressure correlations with PDA to identify pile drivability problem. *International Journal of Environmental, Ecological, Geological and Geophysical Engineering*. 2015; 9(2):55-61.

17. Arafianto A., Rahardjo P. Prediction of excess pore pressure due to pile driving based on CPTu. *20th SEAGC — 3rd AGSSEA Conference in conjunction with 22nd Annual Indonesian National Conference on Geotechnical Engineering*. 2018; 607-610. DOI: 10.5281/zenodo.10466021

18. Wang Y., Liu X., Zhang M., Yang S., Sang S. Field test of excess pore water pressure at pile–soil interface caused by PHC pipe pile penetration based on silicon piezoresistive sensor. *Sensors*. 2020; 20(10):2829. DOI: 10.3390/s20102829. EDN YTQSPF.

19. Pestana J.M., Hunt C.E., Bray J.D. Soil deformation and excess pore pressure field around a closed-ended pile. *Journal of Geotechnical and Geoenviron-*

mental Engineering. 2002; 128(1):1-12. DOI: 10.1061/(asce)1090-0241(2002)128:1(1)

20. Tsegaye A.B. Pore pressure dissipation around driven piles and cone penetration tests-analytical solutions and a simplified approach using the Gauss’ divergence theorem. *The Proceedings of the 6th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization (ISC2020)*. 2020; 1-8.

21. Randolph M.F., Wroth C.P. An analytical solution for the consolidation around a driven pile. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 1979; 3(3):217-229. DOI: 10.1002/nag.1610030302

22. Luchkin M.A. *Accounting for the development of foundation deformations over time in the combined calculation of the “foundation – foundation – building” system*. St. Petersburg, 2007; 18. EDN NIQMPP. (rus.).

23. Mangushev R.A., Diakonov I.P., Bashmakov I.B., Paskacheva D.A., Kravchenko P.A. The influence of the hardening mechanism on the results of the calculation of pit fences in the conditions of St. Petersburg. *Construction: Science and Education*. 2025; 15(1):59-70. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.6. EDN ZDCDLR. (rus.).

24. Bashmakov I.B. *Influence of weak water-saturated silty-clay soils on excavation walls accounting for excess pore pressures*. St. Petersburg, 2025; 174. (rus.).

25. Burns S.E., Mayne P.W. Pore Pressure Dissipation Behavior Surrounding Driven Piles and Cone Penetrometers. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*. 1999; 1675(1): 17-23. DOI: 10.3141/1675-03

26. Druzhinin M.S. Influence of static pile pressing on the stress-strain state of the soil base of existing buildings: results of a full-scale large-scale experiment. *Bulletin of Civil Engineers*. 2026; 2(115):60-70. (rus.).

27. Druzhinin M.S. Numerical modeling of the process of mass pile pressing. *Industrial and Civil Engineering*. 2026; 4:42-49. (rus.).

Received March 10, 2026.

Adopted in revised form on May 21, 2026.

Approved for publication on May 21, 2026.

B I O N O T E S: **Rashid A. Mangushev** — Doctor of Engineering Sciences, Professor, Director of the Geotechnology Science and Production Consulting Center (subdivision); **Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering (SPbGASU)**; build. 4, 2nd Krasnoarmeyskaya st., St. Petersburg, 190005, Russian Federation; SPIN-code: 5122-4105, Scopus: 6602448617, ResearcherID: A-6752-2017, ORCID: 0009-0002-2924-5960; geotechnica@spbgasu.ru, ramangushev@yandex.ru;

Mikhail S. Druzhinin — postgraduate student, engineer; **Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering (SPbGASU)**; build. 4, 2nd Krasnoarmeyskaya st., St. Petersburg, 190005, Russian Federation; SPIN-code: 7747-3391, ResearcherID: OOK-7995-2025, ORCID: 0009-0004-7478-6090; rector@spbgasu.ru, dms95@mail.ru.

Contribution of the authors: all authors made an equivalent contribution to the preparation of the publication.

The authors declare that there is no conflict of interest.