

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER
УДК 624.15
DOI: 10.22227/1997-0935.2025.12.1907-1919

Армирование буринъекционных свай

Иван Сергеевич Сальный, Максим Андреевич Степанов,
Александр Алексеевич Тарасенко
Тюменский индустриальный университет (ТИУ); г. Тюмень, Россия

АННОТАЦИЯ
Введение. Рассматривается возможность сокращения длины армирования гибких буринъекционных свай (БИС) диаметром до 0,3 м без снижения несущей способности по материалу на основе анализа распределения изгибающего момента по длине сваи. Актуальность исследования обусловлена необходимостью поиска технических решений, позволяющих упростить и удешевить процесс усиления фундаментов при сохранении их надежности и долговечности. Основная цель исследования заключается в расчетном обосновании минимально необходимой длины армирования БИС с учетом их реальной работы в грунтовом массиве.
Материалы и методы. Для достижения поставленной цели производился анализ распределения изгибающего момента по длине сваи диаметром 0,2; 0,25 и 0,3 м в двух типах грунтовых условий. Оценка распределения изгибающего момента выполнялась на основе известных аналитических решений и посредством моделирования в ПК Midas FEA NX. Критерием оценки достаточности армирования служило соотношение между фактическими нагрузками и предельной прочностью бетона на растяжение, что позволило оценить реальную необходимость армирования на различных участках сваи.
Результаты. Анализ распределения изгибающего момента для выбранных грунтовых условий по длине гибких свай показал, что наибольшие усилия возникают только в верхней части до глубины 3–4 м, далее происходит резкое затухание изгибающего момента. Установлено, что в условиях распространения пылевато-глинистых грунтов для гибких свай диаметром до 0,3 м достаточная глубина армирования составляет 15–16 диаметров сваи.
Выводы. Продемонстрирована принципиальная возможность сокращения длины арматурных каркасов гибких БИС диаметром до 0,3 м без снижения их несущей способности. Получены рекомендации по глубине армирования в зависимости от диаметра сваи и характеристик грунтового основания. Данные результаты дают возможность упростить процесс устройства БИС малого диаметра, особенно при работе в стесненных условиях.
КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: буринъекционная свая, несущая способность, длинные гибкие сваи, глубина армирования, стесненные условия, точки обрыва арматуры, изгибающий момент
ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Сальный И.С., Степанов М.А., Тарасенко А.А. Армирование буринъекционных свай // Вестник МГСУ. 2025. Т. 20. Вып. 12. С. 1907–1919. DOI: 10.22227/1997-0935.2025.12.1907-1919
Автор, ответственный за переписку: Иван Сергеевич Сальный, salnyjis@tyuiu.ru.

Reinforcement of drill-injection piles

Ivan S. Salnyi, Maksim A. Stepanov, Aleksandr A. Tarasenko
Industrial University of Tyumen (IUT); Tyumen, Russian Federation

ABSTRACT
Introduction. The paper presents the possibility of reducing the reinforcement length of flexible drill-injection piles with diameters up to 0.3 m without compromising their material bearing capacity, based on an analysis of bending moment distribution along the pile length. The relevance of the study stems from the need to find technical solutions that simplify and reduce the cost of foundation reinforcement while maintaining reliability and durability. The main objective is to provide a computational justification for the minimum required reinforcement length of drill-injection piles, considering their actual behavior in soil mass.
Materials and methods. To achieve this goal, the distribution of bending moments was analyzed for piles with diameters of 0.2, 0.25, and 0.3 m in two types of soil conditions. The assessment was performed using known analytical solutions and numerical modelling in Midas FEA NX software. The sufficiency of reinforcement was evaluated based on the ratio between actual loads and the ultimate tensile strength of concrete, allowing determination of necessary reinforcement zones along the pile length.
Results. The analysis of bending moment distribution in flexible piles showed that maximum stresses occur only in the upper section (up to 3–4 m depth), with rapid attenuation of bending moments below this level. For silty-clay soils, the sufficient reinforcement depth for flexible piles up to 0.3 m diameter was established as 15–16 pile diameters.
Conclusions. The study demonstrates the fundamental possibility of reducing reinforcement cage length in flexible drill-injection piles (up to 0.3 m diameter) without compromising bearing capacity. Practical recommendations for reinforcement depth depending on pile diameter and soil characteristics were developed. The results facilitate the installation of small-diameter drill-injection piles, particularly in confined working conditions.

Вестник МГСУ • ISSN 1997-0935 (Print) ISSN 2304-6600 (Online) • Том 20. Выпуск 12, 2025
Vestnik MGSU • Monthly Journal on Construction and Architecture • Volume 20, Issue 12, 2025

KEYWORDS: drill-injection pile, bearing capacity, long flexible piles, reinforcement depth, confined conditions, reinforcement cutoff points, bending moment

FOR CITATION: Salnyi I.S., Stepanov M.A., Tarasenko A.A. Reinforcement of drill-injection piles. *Vestnik MGSU* [Monthly Journal on Construction and Architecture]. 2025; 20(12):1907-1919. DOI: 10.22227/1997-0935.2025.12.1907-1919 (rus.).

Corresponding author: Ivan S. Salnyi, salnyjis@tyuiu.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Строительная отрасль всегда динамично развивается и стремится отвечать тем запросам, которые ставит перед строителями общество, а также использовать и внедрять в практику современные наработки и достижения в сфере науки, техники и технологий. Благодаря такому симбиозу современные здания и сооружения становятся все более сложными в конструктивном исполнении, выше, тяжелее и изящнее. Разумеется, необходимо, чтобы здания и сооружения отвечали требованиям надежности и эксплуатационной безопасности, для чего все конструктивные элементы должны соответствовать действующим нормам. Один из важнейших конструктивных элементов любого здания и сооружения — фундамент. Общемировой опыт строительства и эксплуатации различных сооружений свидетельствует о том, что порядка 40 % возникающих на объектах дефектов и повреждений строительных конструкций связано с нарушением эксплуатационной надежности фундаментных конструкций. Особенно высок риск развития аварийных ситуаций при возведении объектов в сложных инженерно-геологических условиях, к которым можно отнести строительство на сильносжимаемых грунтовых основаниях, представленных толщей слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов (характерно для юга Тюменской области¹), оттаявших и оттаивающих многолетнемерзлых горных породах, просадочных, набухающих, засоленных грунтах и т.д. Неучет специфических, а зачастую региональных условий площадки строительства при проектировании фундаментов способствует последующему развитию неравномерных осадок и кренов как на стадии строительства, так и на стадии эксплуатации объектов [1, 2]. На таких объектах следует выполнять комплекс работ по устранению причин, снижающих механическую безопасность объекта, и приведению его в работоспособное техническое состояние. Одним из таких современных способов усиления фундаментов, который успешно применяется на практике в последние годы, является буроинъекционная технология устройства свайных фундаментов (буроинъекционных свай).

В соответствии с определением, представленным в СП 24.13330, «...буроинъекционные сваи (далее — БИС) — это разновидность буровых свай, устраи-

ваемых в предварительно пробуренных скважинах посредством последующей инъекции в них мелкозернистой бетонной смеси, а также устраиваемых в скважинах, образованных полым шнеком...».

Буроинъекционная технология устройства свай² впервые была предложена итальянским инженером F. Lizzi в 50-х гг. XX в. в качестве элементов усиления исторических зданий в послевоенной Италии [3]. Простота устройства БИС, их малая материалоемкость (минимальный расход металла и цемента по сравнению с традиционными видами буровых свай) и при этом высокая несущая способность способствовали активному распространению данной технологии устройства свай по всему миру. В СССР первый опыт использования БИС относится к середине 1970-х гг. Наиболее востребованными и широко известными технологиями на сегодняшний день служат: в международном поле — технология Titan, разработанная немецкой фирмой Ischebeck³; в России — аналог немецкой технологии сваи «Атлант» [4] и др. [5–8].

Общей чертой для всего многообразия технологий устройства БИС диаметром до 0,35 м является наличие таких конструктивных элементов, как *буровое долото (коронка)*, предназначенное для бурения скважины и подачи в нее раствора, так как формирование ствола БИС осуществляется от забоя к устью; *штанги*, которые наращиваются в процессе бурения скважины и обеспечивают подачу растворной смеси к забю, и, как правило, остаются в теле сваи в качестве армирующего элемента; *соединительные муфты*, используемые для герметичного соединения штанг между собой. Различные технологии устройства БИС отличаются между собой в основном конструктивным исполнением указанных выше элементов, в целом процесс устройства сваи заключается в бурении и одновременной промывке скважины требуемой глубины и диаметра с последующим ее заполнением прочным формирующим раствором в основном под избыточным давлением опрессовки. Современные востребованные технологии устройства БИС, особенности их устройства, достоинства и недостатки представлены в работе [9].

² FHWA (2005) Micropile design and construction (reference manual for NHI course 132078), FHWA NHI-05-039. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation. Washington DC, USA.

³ СТО-ГК Трансстрой-023–2007. Применение грунтовых анкеров и свай с тягой из трубчатых винтовых штанг «Титан». М. : Группа компаний «Трансстрой», 2007. 42 с.

Обширный опыт использования БИС в разных странах и в различных грунтовых условиях показал их высокую несущую способность и надежность [10–17].

Вследствие того, что надежные слои грунта часто располагаются на больших глубинах (для г. Тюмени, например, на глубине от 20 м и более), БИС получают длинными и гибкими с соотношением $l/d = 100$, где l — длина сваи; d — диаметр. Учитывая малый диаметр сваи, даже вертикальную нагрузку достаточно сложно передать без эксцентриситета, что приводит к появлению изгибающего момента в сечении сваи, которая должна быть армирована в соответствии с действующими нормами. По этой причине армирования БИС центральной анкерной тягой недостаточно и требуется погружение в тело сваи арматурного каркаса.

Также довольно часто при усилении фундаментов существующих зданий БИС в силу различных обстоятельств приходится выполнять наклонными [18–21]. В работе [21] установлено, что наклон БИС от 5 до 25° вызывает повышение поперечного усилия и изгибающего момента до 80 %, в связи с чем разрушение сваи может произойти по материалу, поэтому зону устья сваи необходимо дополнительно армировать. Данный факт также отмечен в исследовании [20], где сказано, что «...усиление зданий наклонными БИС с центральным армированием дополнительно приводит к их работе на изгиб, а несущая способность таких свай по материалу ничтожна, в связи с чем отечественные и зарубежные нормы не допускают принятия подобных решений без дополнительного армирования БИС арматурными каркасами». К тому же не всегда удается обеспечить строго вертикальное устройство БИС по причине малого диаметра и большой длины. Так, в труде [22] экспериментальным образом определено начальное отклонение ствола сваи от вер-

тикальности. Инклинометрическим методом было исследовано 10 скважин по 25 м и выявлено, что отклонение забоя скважин от устья в среднем составляет до 2 м, что эквивалентно наклону скважины на угол до 5°, что также способствует появлению изгибающего момента по стволу БИС.

Вместе с тем погружение каркаса на всю длину БИС является операцией трудоемкой и иногда невыполнимой по ряду причин:

- при производстве работ в стесненных условиях, в частности из подвальных помещений существующих зданий и сооружений, возникает необходимость сварки отправочных марок арматурного каркаса (как правило, длиной не более 2,0 м) между собой;
- малый диаметр скважины и ее возможное искривление (отклонение от вертикали) по длине усложняют процесс погружения арматурного каркаса в тело сваи и повышают вероятность упереться в стенки скважины и не обеспечить защитный слой бетона для стержней;
- высокое сопротивление цементного раствора, что также усложняет процесс погружения каркаса в скважину;
- сложность обеспечения строго вертикального погружения арматурного каркаса в тело БИС при производстве работ в стесненных условиях.

В соответствии с вышеизложенным возникает вопрос в определении достаточной глубины погружения арматурного каркаса в тело БИС после ее формирования для обеспечения требуемой несущей способности сваи по материалу при действии горизонтальных и моментных нагрузок.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Известно, что расчет свай на изгиб выполняется в зависимости от характера деформации сваи в грунте. Так, выделяют короткие жесткие и длинные гибкие сваи (рис. 1) [23].

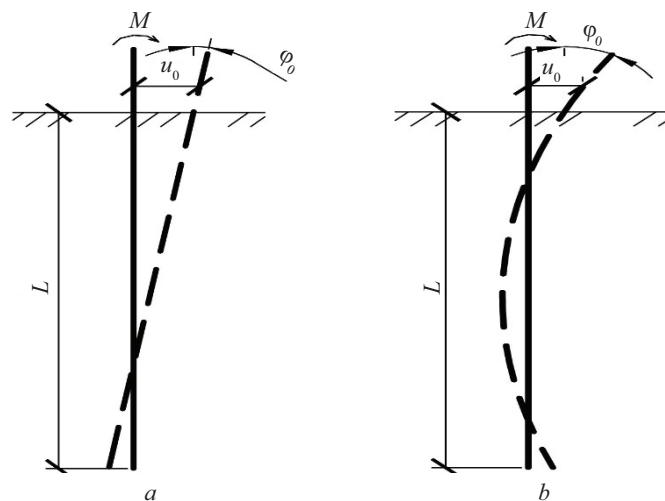


Рис. 1. Схема работы жестких (a) и гибких (b) свай при изгибе

Fig. 1. Schematic of rigid (a) and flexible (b) pile response to bending

Отнесение сваи к той или иной категории осуществляется в зависимости от приведенной глубины погружения сваи в грунт:

$$\bar{l} = l \cdot \sqrt[5]{\frac{Kb_p}{\gamma_c EI}}, \quad (1)$$

где l — фактическая глубина погружения сваи в грунт, м; K — коэффициент пропорциональности грунта, кН/м⁴; b_p — условная ширина сваи, учитывающая ее пространственный характер работы, м; γ_c — коэффициент условий работы; EI — жесткость поперечного сечения сваи на изгиб, кН·м².

При $\bar{l} > 1$ сваи рассматриваются как длинные гибкие, в противном случае как короткие жесткие.

Для коротких жестких свай при действии горизонтальных и моментных нагрузок характерен поворот сваи в грунте без изгиба, и разрушение системы «свая – грунт» происходит за счет потери устойчивости грунтового основания. Длинные гибкие сваи, наоборот, при действии горизонтальных и моментных нагрузок изгибаются в грунте, а предельное сопротивление сваи обуславливается прочностью материала сваи на изгиб.

Применяя формулу (1), нетрудно убедиться, что в грунтовых основаниях юга Тюменской области, сложенных в верхней части пылевато-глинистыми грунтами с показателем текучести, как правило, более 0,30, БИС работают как длинные гибкие.

Как уже отмечалось выше, БИС часто используют в качестве элементов усиления фундаментных конструкций, особенно при проведении работ по реставрации объектов культурного наследия. В подавляющем большинстве случаев такие здания построены на фундаментах мелкого заложения из кирпичной или бутовой кладки, поэтому для увеличения несущей способности фундамента применение БИС в силу своих технологических особенностей является практически безальтернативным

вариантом [20]. Обычно БИС устраивают через тело существующего фундамента посредством сверления отверстий колонковым буром. На рис. 2 показаны технологические и конструктивные особенности устройства БИС при усилении фундаментов мелкозаложения.

При усилении фундаментов мелкого заложения могут возникнуть два случая размещения сваи усиления в теле фундамента: когда БИС проходит через центр подошвы фундамента (как правило, такая ситуация появляется при большой глубине заложения фундамента и его небольшой толщине) и когда БИС не проходит через центр фундамента. Соответственно во втором случае дополнительно возникает изгибающий момент от внецентренной передачи нагрузки от фундамента на сваю. На рис. 3 представлены расчетные схемы для указанных случаев.

С целью установления точек теоретического обрыва арматурных стержней каркаса в теле БИС следует определить распределение изгибающих моментов по длине сваи. С точки зрения прочности сваи напряженное состояние, обусловленное действием изгибающего момента без наличия сжимающей силы, наиболее опасно, поэтому в статье рассматривается работа сваи при действии только изгибающего момента.

Для выявления распределения изгибающего момента M , кН·м, и поперечной силы Q , кН, по стволу сваи воспользуемся методикой К.С. Силина и соавт. [24], которая легла в основу расчета свай на совместное действие горизонтальной, вертикальной силы и изгибающего момента в СП 24.13330.2021. Определение усилий базируется на использовании коэффициента постели грунта, вычислении коэффициента деформации сваи в грунте и нахождении приведенной глубины расположения рассматриваемого сечения сваи. С применением указанной методики расчет

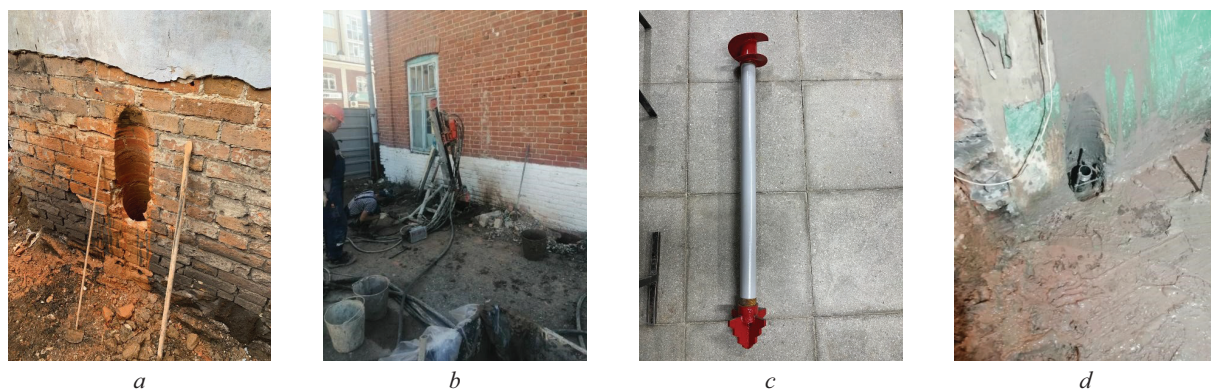


Рис. 2. Технологические и конструктивные особенности устройства БИС: *a* — сверление отверстия в кирпичном теле фундамента; *b* — малогабаритная установка для устройства свай; *c* — конструктивные элементы первой секции сваи (буровое долото, буровая полая штанга); *d* — общий вид выполненной сваи с погруженным арматурным каркасом

Fig. 2. Technological and structural features of the drill-injection pile installation: *a* — drilling a hole in the brickwork of the foundation; *b* — compact rig for pile installation; *c* — structural elements of the first pile section (drill bit, hollow drill rod); *d* — general view of the completed pile with an installed reinforcement cage

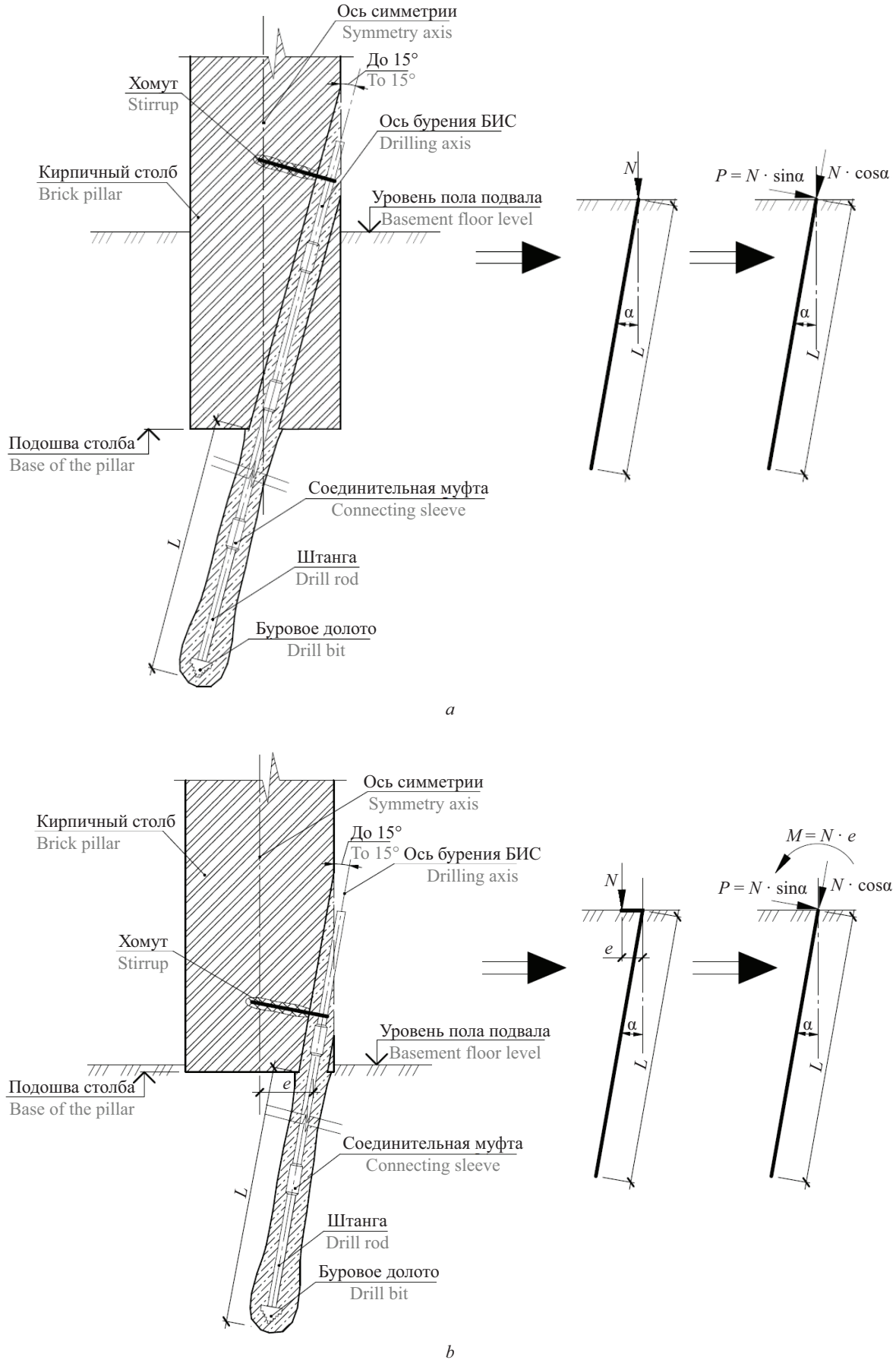


Рис. 3. Расчетные схемы при расположении БИС: *a* — центрально относительно подошвы фундамента; *b* — со смещением
 Fig. 3. Design models for drill-injection pile installation: *a* — centered relative to the foundation base; *b* — with an offset

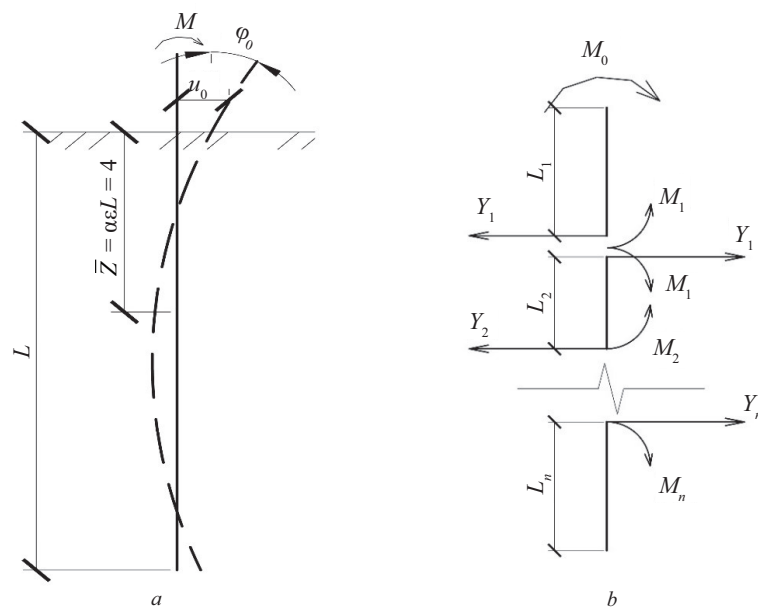


Рис. 4. Расчетная схема к определению усилий в свае: *a* — по методу К.С. Силина; *b* — по методу И.А. Симвулиди

Fig. 4. Design models for determining pile forces: *a* — according to the K.S. Silin method; *b* — according to the I.A. Simvulidi method

выполняется в упругой постановке. Расчетная схема сваи представлена на рис. 4, *a*.

В общем вычисление усилий производится по следующим формулам:

$$M_z = \alpha_e^2 El u_0 A_3 - \alpha_e El \phi_0 B_3 + M_1 C_3 + \frac{H_1}{\alpha_e} D_3; \quad (2)$$

$$Q_z = \alpha_e^3 El u_0 A_4 - \alpha_e^2 El \phi_0 B_4 + \alpha_e M_1 C_4 + H_1 D_4, \quad (3)$$

где α_e — коэффициент деформации сваи в грунте, м^{-1} ; A_i, B_i, C_i, D_i — функции влияния, определяемые в зависимости от приведенной глубины расположения сечения сваи \bar{z} ; u_0 — горизонтальное смещение головы сваи, м; ϕ_0 — угол поворота головы сваи, град.

Формулы для нахождения соответствующих коэффициентов представлены в работе [24]. Изложенный подход позволяет установить распределение изгибающих моментов и поперечных сил по длине сваи до приведенной глубины, которая составляет не более 4, что для слабых грунтов при диаметре свай до 0,3 м эквивалентно глубине 5–7 м. Далее считается, что величины изгибающих моментов и поперечных сил по стволу сваи имеют незначительную величину, а использование представленных формул дает некорректные результаты. Также представленная методика в явном виде не учитывает слоистость грунтового основания.

Для определения усилий, возникающих по всей длине сваи с учетом слоистости грунтового основания, воспользуемся методикой, представленной в исследовании И.А. Симвулиди [25]. Расчетная схема к использованию данного метода приведена на рис. 4, *b*. Расчет выполняется в условиях упругого полупространства.

По длине свая разбивается на участки, как правило, соответствующие толщине каждого инженерно-геологического элемента. По результатам разбивки сваи на участки записывается система канонических уравнений:

$$\begin{cases} (-1)^{n+1} \cdot (\Omega_{n1} Y_{n-1} + \Omega_{n2} Y_n + \Omega_{n3} Y_{n+1}) + \\ + \Omega_{n4} M_{n-1} + \Omega_{n5} M_n + \Omega_{n6} M_{n+1} = 0; \\ (-1)^{n+1} \cdot (D_{n1} Y_{n-1} + D_{n2} Y_n + D_{n3} Y_{n+1}) + \\ + D_{n4} M_{n-1} + D_{n5} M_n + D_{n6} M_{n+1} = 0, \end{cases} \quad (4)$$

где n — количество разбиений сваи на участке по длине; Y и M — неизвестные реактивные усилия и изгибающие моменты в местах расчленения сваи; Ω и D — коэффициенты системы канонических уравнений.

Формулы для нахождения соответствующих коэффициентов представлены в труде [25].

Также распределение внутренних усилий по длине сваи определялось посредством моделирования сваи в программном комплексе Midas FEA NX (Midas GTS NX). Свая задавалась одномерным стержневым элементом, грунт основания — объемными элементами. Для корректного моделирования взаимодействия сваи и грунтового массива задаются свайные интерфейсы. Размеры расчетной области грунта назначались в соответствии с рекомендациями, полученными в публикации [26]. На сваю прикладывалась поперечная сила, изгибающий момент или их совместное действие согласно случаям, показанным на рис. 3. При моделировании грунта использовалась идеально упругопластическая модель с критерием прочности Мора – Кулона и ассоциированным законом пластического течения (Model MC). Общий вид конечно-элементной модели приведен на рис. 5.

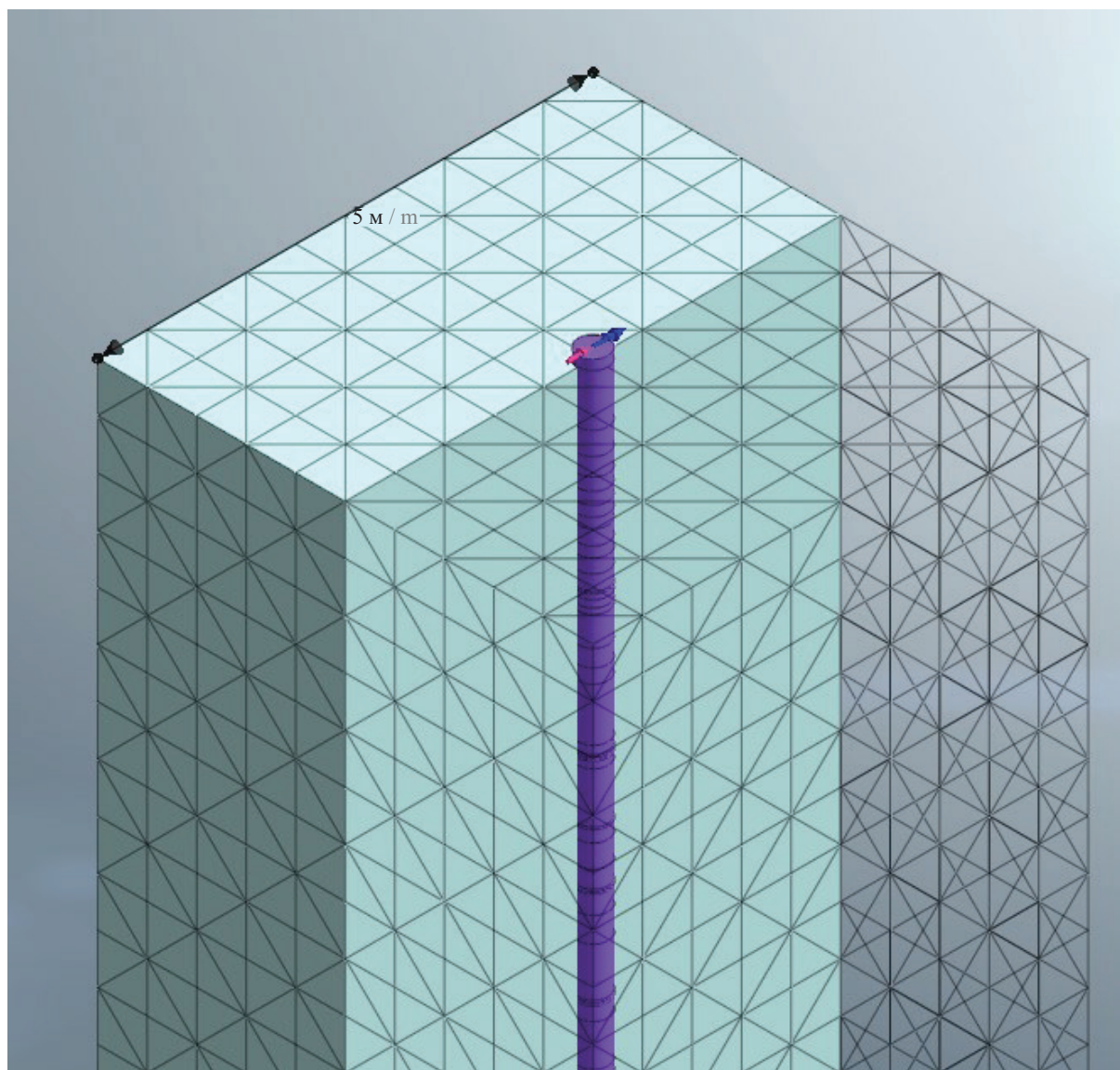


Рис. 5. Конечно-элементная схема сваи и грунтового массива

Fig. 5. Finite element model of the pile and soil mass

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

По вышеизложенным методикам выполнен расчет БИС длиной 10,0 м диаметром 0,20; 0,25 и 0,30 м. К оголовку сваи прикладывалась единичная поперечная сила $P = 1$ кН, единичный изгибающий момент $M = 1$ кН·м и их одновременное действие. Рассматривалось распределение усилий по длине БИС для двух различных типов грунтовых условий:

- 1-й тип: однородный массив грунта, сложенный суглинком текучепластичной консистенции: $\gamma = 17,8$ кН/м³; $E = 9$ МПа; $\varphi = 13^\circ$; $c = 12$ кПа;
- 2-й тип: однородный массив грунта, сложенный суглинком твердой консистенции: $\gamma = 18$ кН/м³; $E = 13$ МПа; $\varphi = 13^\circ$; $c = 12$ кПа.

Класс бетона по прочности на сжатие для материала ствола сваи принимался В25.

Результаты распределения по длине сваи изгибающих моментов от совместного действия еди-

ничных поперечных сил и изгибающих моментов (как от наиболее невыгодного сочетания для схемы на рис. 3, б) приведены на рис. 6.

При работе сваи на изгиб часть сечения испытывает растягивающие напряжения, а бетон, как известно, плохо сопротивляется растяжению, в связи с чем в растянутой зоне сечения сваи могут возникнуть трещины. В соответствии с п. 7.1.12 СП 63.13330.2018 предельный изгибающий момент, который может воспринять растянутое сечение бетонного элемента, определяется по формуле:

$$M_{ult} = R_{bt} W, \quad (5)$$

где R_{bt} — расчетное сопротивление бетона осевому растяжению, МПа; W — момент сопротивления сечения элемента для крайнего растянутого волокна, м³.

В качестве критерия для оценки максимального изгибающего момента и точек теоретического об-

рыва арматуры, который может воспринять сечение сваи без армирования, воспользуемся следующим простым отношением:

$$M_{ult} = \frac{R_{bt}}{R_b} M_{max}, \tag{6}$$

где M_{ult} — предельный изгибающий момент, который может воспринять растянутое сечение бетонного элемента, кН·м; M_{max} — величина действующего на сваю изгибающего момента, кН·м.

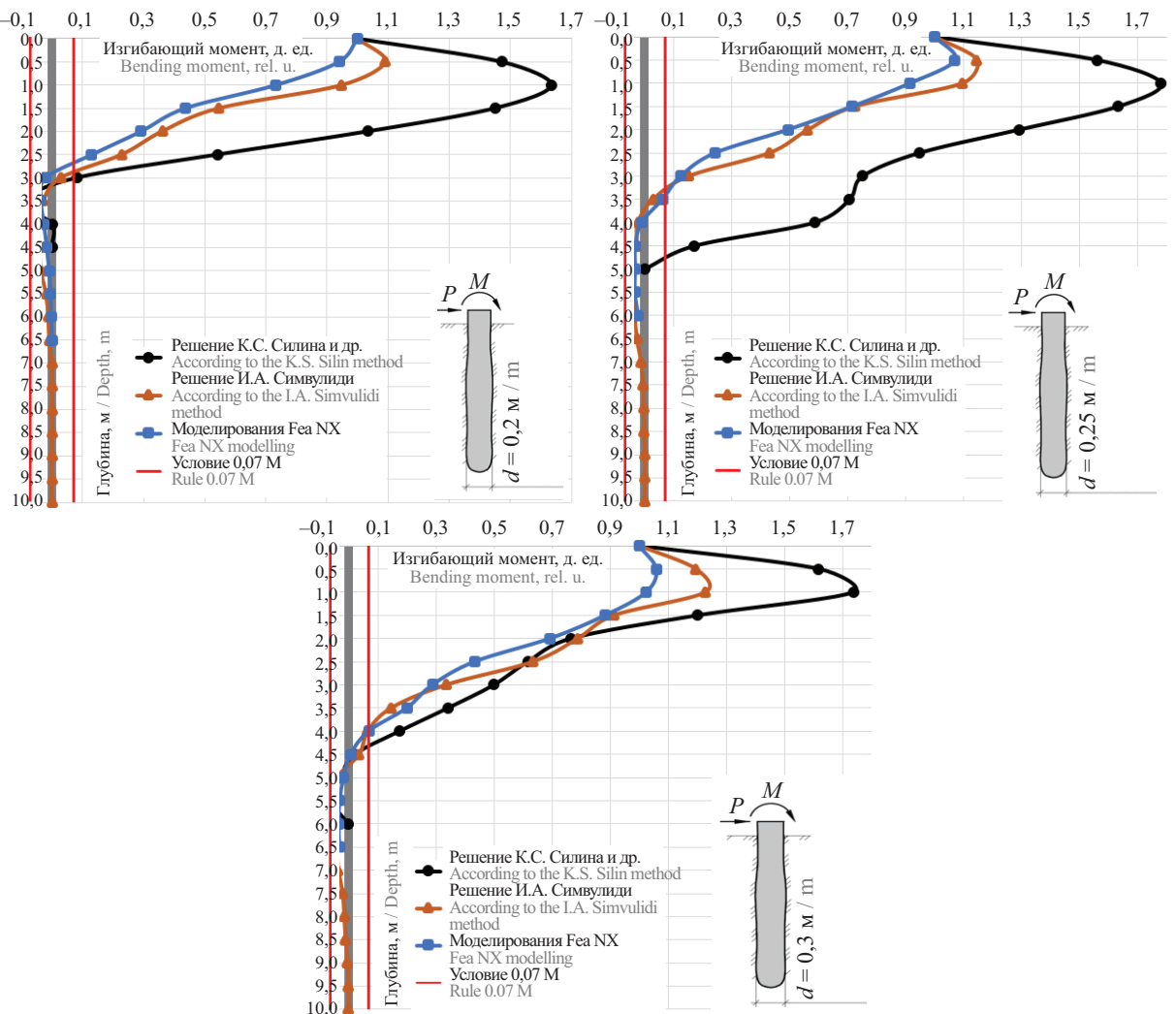
Несмотря на то, что отношение (6) получено исходя лишь из расчетного сопротивления бетона растяжению и сжатию (для бетона классов В15–В35 данное отношение в среднем составляет 7 %), оно дает сопоставимые результаты по определению точек теоретического обрыва арматурных стержней, полученных в результате построения фактической эпюры несущей способности бетонных свай при действии изгибающего момента. К тому же в отношении (6) в запас не учитывается наличие центрального армирующего сердечника свай, который в силу технологических особенностей устройства БИС всегда остается в теле свай. Поэтому

на рис. 6 за критерий глубины расположения точек теоретического обрыва арматурных стержней принимается условие, что предельный изгибающий момент, который может воспринять растянутое сечение бетонного элемента, составляет 7 % от теоретически возможного.

В таблице приведены данные по глубине расположения точек теоретического обрыва арматурных стержней в соответствии с принятым условием (6).

Анализируя графики распределения изгибающих моментов по длине свай, представленные на рис. 6, и данные таблицы можно сделать следующие выводы.

1. До глубины 2,5–3,0 м вычисление изгибающих моментов по длине свай по методике К.С. Силина и соавт. [24] в среднем до 50 % дает значения выше, чем по методике И.А. Симвулиди [25] и по результатам численного моделирования. Данные по вычислению усилий по методике [25] и по результатам численного моделирования практически совпадают (в среднем отклонение составляет до 10 %).
2. Выполнение неравенства $M_{ult} \leq 0,07 M_{max}$ в соответствии с методикой [24] для первого (второго)



a

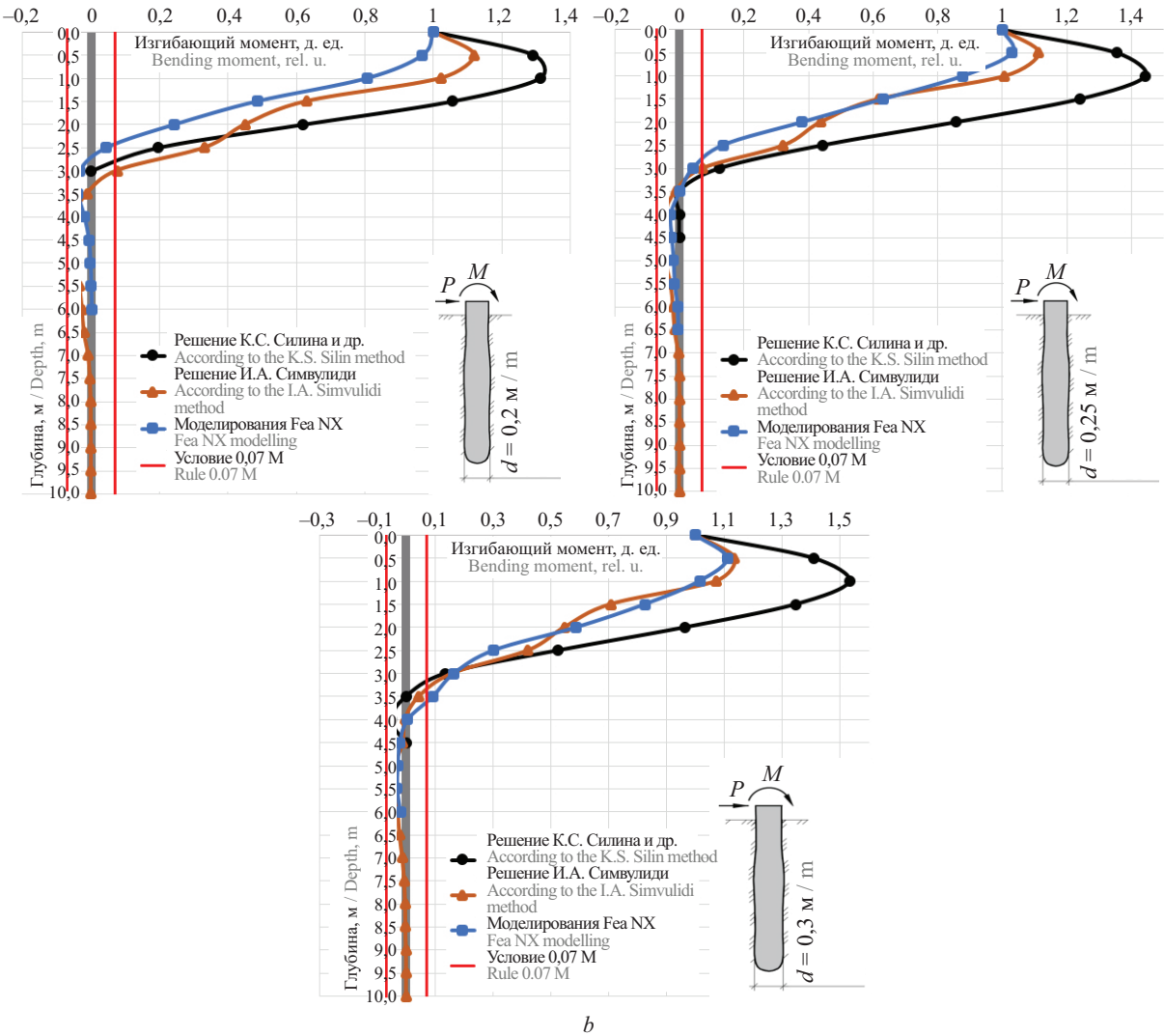


Рис. 6. Распределение изгибающих моментов по длине свай для: а — 1-го типа грунтовых условий; б — 2-го типа грунтовых условий

Fig. 6. Bending moment distribution along the pile length for: а — soil type 1; б — soil type 2

Определение глубины расположения точек теоретического обрыва арматурных стрежней по длине БИС

Determination of the depth of the theoretical break points of reinforcing bars along the pile length

Тип грунтовых условий Soil type	Диаметр свай $d = 0,20 \text{ м}$ Pile diameter $d = 0.20 \text{ m}$			Диаметр свай $d = 0,25 \text{ м}$ Pile diameter $d = 0.25 \text{ m}$			Диаметр свай $d = 0,30 \text{ м}$ Pile diameter $d = 0.30 \text{ m}$		
	К.С. Силин [3] K.S. Silin method [3]	И.А. Симвулиди [4] I.A. Simvulidi method [4]	Численное моделирование Numerical modelling	К.С. Силин [3] K.S. Silin method [3]	И.А. Симвулиди [4] I.A. Simvulidi method [4]	Численное моделирование Numerical modelling	К.С. Силин [3] K.S. Silin method [3]	И.А. Симвулиди [4] I.A. Simvulidi method [4]	Численное моделирование Numerical modelling
1	19d	14d	13d	19d	14d	14d	16d	13,5d	13,5d
2	14d	14d	12d	13d	12d	12d	11d	11,5d	11,5d

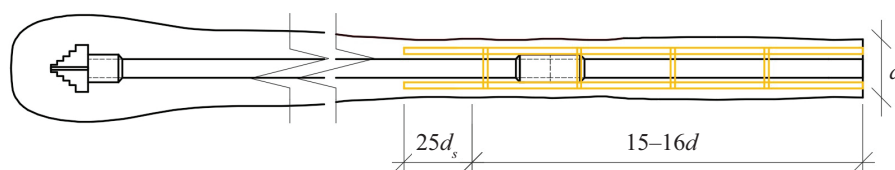


Рис. 7. Принципиальная схема армирования БИС

Fig. 7. Reinforcement schematic of drill-injection pile

варианта грунтовых условий происходит на глубине $19d$ ($14d$) для сваи диаметром $0,20$ м, $19d$ ($13d$) для сваи диаметром $0,25$ м и $16d$ ($11d$) для сваи диаметром $0,30$ м.

3. Выполнение неравенства $M_{ult} \leq 0,07M_{max}$ согласно методике [25] для первого (второго) варианта грунтовых условий происходит на глубине $14d$ ($14d$) для сваи диаметром $0,20$ м, $14d$ ($12d$) для сваи диаметром $0,25$ м и $13,5d$ ($11,5d$) для сваи диаметром $0,30$ м. Для обоих вариантов грунтовых условий теоретическая глубина обрыва арматурных стержней практически совпадает.

4. Выполнение неравенства $M_{ult} \leq 0,07M_{max}$ по результатам моделирования в ПК Midas FEA NX для первого (второго) варианта грунтовых условий происходит на глубине $13d$ ($12d$) для сваи диаметром $0,20$ м, $14d$ ($12d$) для сваи диаметром $0,25$ м и $13,5d$ ($11,5d$) для сваи диаметром $0,30$ м.

5. Для второго варианта грунтовых условий (прочный грунт) теоретическая глубина обрыва арматурных стержней несколько меньше, чем для первого варианта грунтовых условий до $6d$ при расчете усилий по методу [24] и до $2d$ при расчете по методу [25] и при численном моделировании.

С достаточной степенью надежности можно принять в запас в широком спектре грунтовых условий от текучепластичных до твердых пылевато-глинистых грунтов следующую минимально необходимую глубину армирования БИС:

- для свай диаметром $0,20$ м — $16d$;
- для свай диаметром $0,25$ м — $16d$;
- для свай диаметром $0,30$ м — $15d$.

Следует отметить, что в соответствии с требованиями СП 63.13330.2018 необходимо обеспечить восприятие рабочей арматурой действующих на нее усилий путем заведения ее на определенную длину за расчетное сечение. Так, для мелкозернистого бетона длина анкеровки арматурных стержней в растянутой зоне должна быть не менее $25d_s$ (где d_s — диаметр арматурного стержня). Таким образом, длина арматурных стержней каркаса для армирования БИС должна назначаться с учетом глубины расположения точек теоретического обрыва стержней и дополнительной длины анкеровки (рис. 7).

При невозможности погружения в тело сваи арматурного каркаса полной длины (например, при производстве работ из подвальных помещений) возможно погружение каркаса отправочными марка-

ми длиной $1,0$ – $1,5$ м, которые необходимо стыковать между собой посредством сварки по мере погружения в тело БИС. Для строго центрального погружения каркаса в тело БИС с обеспечением требуемого защитного слоя бетона арматурных стержней, а также с целью упрощения технологической операции по опусканию каркаса отправочные марки возможно предварительно приваривать к буровым штангам с последующим стыкованием между собой.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

Рассмотрен вопрос о минимально допустимой глубине армирования БИС при их работе на изгиб при обеспечении требуемой прочности сечения. Данный вопрос исследован в связи со сложностью погружения арматурных каркасов на большую глубину из-за малого диаметра свай и особенностей, обусловленных буроинъекционной технологией устройства свай, особенно при производстве работ в стесненных условиях.

Анализ распределения изгибающих моментов по длине гибких свай для двух вариантов грунтовых условий (условно слабые и прочные пылевато-глинистые грунты) показал, что максимальные усилия возникают в верхней части сваи (до 3 – 4 м), тогда как на большей глубине изгибающий момент резко снижается. Это позволяет сократить длину армирования без потери несущей способности. Сравнение различных методов расчета распределения изгибающего момента по длине БИС продемонстрировало, что достаточная глубина армирования в широком спектре грунтовых условий от текучепластичных до твердых пылевато-глинистых грунтов составляет 15 – $16d$ (где d — диаметр сваи).

Сокращение длины арматурного каркаса значительно упрощает процесс устройства БИС. При этом необходимо учитывать требования анкеровки арматуры, которая составляет не менее $25d_s$ (где d_s — диаметр арматурного стержня).

Полученные результаты дают возможность снизить трудозатраты и материалоемкость устройства БИС без снижения надежности. Таким образом, предложенный подход к сокращению глубины армирования БИС способствует повышению эффективности их применения в сложных инженерно-геологических условиях и в условиях ограниченного пространства, что особенно актуально при реконструкции зданий и сооружений в плотной городской застройке.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Salnyi I.S., Pronozin Y.A., Naumkina J.V., Karaulov A.M. Experience in application of drilled injection piles for building and structure strengthening // Journal of Physics: Conference Series. 2021. Vol. 1928. P. 012010. DOI: 10.1088/1742-6596/1928/1/012010. EDN HBLHVM.
2. Salnyi I., Stepanov M., Karaulov A. Experience in strengthening foundations and foundations on technogenic soils // E3S Web of Conferences. 2022. Vol. 363. P. 02004. DOI: 10.1051/e3sconf/202236302004. EDN ZMUZAF.
3. Lizzi F. The Pali Radice (Root Piles) // Symposium on Soil and Rock Improvement Techniques including Geotextiles Reinforced Earth and Modern Piling Methods. 1982. Pp. 1–21.
4. Малинин А.Г., Малинин Д.А. Технология устройства анкерных свай «АТЛАНТ» // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2010. № 1. С. 17–20. EDN SKAOCF.
5. Полищук А.И., Петухов А.А., Семенов И.В. Усиление фундаментов инъекционными сваями в условиях реконструкции зданий : монография. Краснодар : КубГАУ, 2022. 240 с.
6. Gupta R.K., Chawla S. Performance evaluation of micropiles as a ground improvement technique for existing railway tracks: Finite-element and genetic programming approach // International Journal of Geomechanics. 2022. Vol. 22. Issue 3. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0002270
7. Мангушев Р.А., Готман А.Л., Знаменский В.В., Пономарев А.Б. Сваи и свайные фундаменты. Конструкции, проектирование и технологии. 3-е изд. М. : Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2021. 311 с.
8. Патент RU № 2817842C1. Способ устройства буроналивной сваи / Пронозин Я.А., Сальный И.С., Волосюк Д.В. Опубл. 22.04.2024. Бюл. № 12.
9. Сальный И.С. Взаимодействие буроналивных свай с грунтовым основанием : дис. ... канд. техн. наук. Тюмень, 2023. 161 с. EDN VGZPVY.
10. Чарланова Д.С., Терехова О.П. Усиление оснований реконструируемых зданий буроналивными сваями // Вестник науки. 2022. Т. 3. № 1 (46). С. 161–164. EDN PPTGVZ.
11. Dos Santos Filho J.M.S.M., Da Silva Oliveira Morais T., De Hollanda Cavalcanti Tsuha C. Helical piles with cement injection in medium dense sand // International Journal of Geotechnical Engineering. 2023. Vol. 17. Issue 4. Pp. 352–362. DOI: 10.1080/19386362.2023.2250200
12. Kim J., Kim U., Choi H., Min B., Park S. Development of expanded steel pipe pile to enhance bearing capacity // Sustainability. 2022. Vol. 14. Issue 5. DOI: 10.3390/su14053077. EDN LRZIXW.
13. Guo J., Dai G., Wang Y. Method for Calculating Vertical Compression Bearing Capacity of the Static Drill Rooted Nodular Pile // Applied Sciences. 2022. Vol. 12. Issue 10. P. 5101. DOI: 10.3390/app12105101
14. Elaziz A.Y.A., Naggar M.H.E. Geotechnical capacity of hollow-bar micropiles in cohesive soils // Canadian Geotechnical Journal. 2014. Vol. 51. Issue 10. Pp. 1123–1138. DOI: 10.1139/cgj-2013-0408
15. Nurjanah A. Analysis of Bearing Capacity of Pile Foundations Using Analytical Method and Finite Element Method // Eduvest — Journal of Universal Studies. 2024. Vol. 4. Issue 4. DOI: 10.59188/eduvest.v4i4.1190
16. Telford W., Kokan M., Aschenbroich H. Pile load tests of titan injection bored micropiles at an industrial plant in North Vancouver // Proc. 9th International Workshop on Micropiles. 2009. Pp. 138–145.
17. Zhang X., Ding L., Xiao C., Song Y. Characterizing Structural Bearing Capacity and Deformation Behaviors of Micropiles under Multi-Stage Static Loading // KSCE Journal of Civil Engineering. 2023. Vol. 27. Issue 3. Pp. 992–1009. DOI: 10.1007/s12205-023-0403-7. EDN NVTGBC.
18. Hong S., Kim Q., Kim I., Abbas Q., Lee J. Experimental and numerical studies on load-carrying capacities of encased micropiles with perforated configuration under axial and lateral loadings // International Journal of Geomechanics. 2021. Vol. 21. Issue 6. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0002019. EDN EZBTDJ.
19. Hong S., Kim G., Kim I., Lee J., Lee J. Characterizing optimum casing configuration for laterally loaded micropiles with inclined condition // KSCE Journal of Civil Engineering. 2022. Vol. 26. Issue 9. Pp. 3776–3788. DOI: 10.1007/s12205-022-1516-0. EDN NYTZSM.
20. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Гид по геотехнике. Путеводитель по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям. СПб. : ПИ Геореконструкция, 2012. 288 с. EDN SYLFNN.
21. Конюшков В.В. Несущая способность буроналивных свай на вертикальную и горизонтальную нагрузки с учетом технологии их изготовления : дис. ... канд. техн. наук. СПб., 2007. 217 с. EDN NOYFNF.
22. Мельников Р.В., Пронозин Я.А. Вертикальность скважин // Construction and Geotechnics. 2021. Т. 12. № 3. С. 94–104. DOI: 10.15593/2224-9826/2021.3.10. EDN HHSKZJ.
23. Ухов С.Б., Семенов В.В., Знаменский В.В., Термартыросян З.Г., Чернышев С.Н. Механика грунтов, ос-

нования и фундаменты : учебное пособие. М. : Высшая школа, 2007. 556 с. EDN QNMXGT.

24. Силин К.С., Глотов Н.М., Завриев К.С. Проектирование фундаментов глубокого заложения. М. : Транспорт, 1981. 252 с.

25. Симвулиди И.А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании : учебное пособие

для строительных вузов. 4-е изд. М. : Высшая школа, 1978. 480 с.

26. Чернявский Д.А. Разработка конструкции и метода расчета несущей способности буроналивных конических свай в глинистых грунтах : дис. ... канд. техн. наук. СПб., 2020. 149 с. EDN CVZXEY.

Поступила в редакцию 5 августа 2025 г.

Принята в доработанном виде 20 августа 2025 г.

Одобрена для публикации 10 ноября 2025 г.

ОБ АВТОРАХ: **Иван Сергеевич Сальный** — кандидат технических наук, доцент кафедры строительного производства и геотехники; **Тюменский индустриальный университет (ТИУ)**; 625000, г. Тюмень, ул. Володарского, д. 38; SPIN-код: 9463-3884, Scopus: 57210175037, ResearchID: JWO-3959-2024, ORCID: 0000-0002-7120-8744; salnyjis@tyuiu.ru;

Максим Андреевич Степанов — кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры строительного производства и геотехники; **Тюменский индустриальный университет (ТИУ)**; 625000, г. Тюмень, ул. Володарского, д. 38; SPIN-код: 7628-1566, Scopus: 57190858151, ResearchID: ABI-3269-2020, ORCID: 0000-0002-4356-4717; stepanovma@tyuiu.ru;

Александр Алексеевич Тарасенко — доктор технических наук, профессор, профессор кафедры транспорта углеводородных ресурсов; **Тюменский индустриальный университет (ТИУ)**; 625000, г. Тюмень, ул. Володарского, д. 38; SPIN-код: 3381-1176, Scopus: 56490196600, ResearchID: E-5305-2017, ORCID: 0000-0002-3903-0632; tarasenkoaa@tyuiu.ru.

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

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

REFERENCES

1. Salnyi I.S., Pronozin Y.A., Naumkina J.V., Karaulov A.M. Experience in application of drilled injection piles for building and structure strengthening. *Journal of Physics: Conference Series*. 2021; 1928:012010. DOI: 10.1088/1742-6596/1928/1/012010. EDN HBLHVM.

2. Salnyi I., Stepanov M., Karaulov A. Experience in strengthening foundations and foundations on technogenic soils. *E3S Web of Conferences*. 2022; 363:02004. DOI: 10.1051/e3sconf/202236302004. EDN ZMUZAF.

3. Lizzi F. The Pali Radice (Root Piles). *Symposium on Soil and Rock Improvement Techniques including Geotextiles Reinforced Earth and Modern Piling Methods*. 1982; 1-21.

4. Malinin A.G., Malinin D.A. Procedure for installation of "Atlant" anchor piles. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2010; 1:17-20. EDN SKAOCF. (rus.).

5. Polishchuk A.I., Petukhov A.A., Semenov I.V. *Strengthening of foundations with injection piles during building reconstruction*. Krasnodar, KubGAU, 2022; 240. (rus.).

6. Gupta R.K., Chawla S. Performance evaluation of micropiles as a ground improvement technique for existing railway tracks: Finite-element and genetic programming approach. *International Journal of Geomechanics*. 2022; 22(3). DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0002270

7. Mangushev R.A., Gotman A.L., Znamensky V.V., Ponomarev A.B. *Piles and pile foundations. Structures, design and technologies*. Moscow, Publishing House of the Association of Construction Universities, 2021; 311. (rus.).

8. Patent RU No. 2817842C1. *Method for constructing a bored pile* / Pronozin Ya.A., Salny I.S., Volosyuk D.V. Publ. 04.22.2024. Bulletin No. 12.

9. Salny I.S. *Interaction of bored piles with the soil base : dis. ... cand. of technical sciences*. Tyumen, 2023; 161. EDN VGZPVY. (rus.).

10. Charlanova D.S., Terekhova O.P. *Reinforcement of the foundations of reconstructed buildings with drilling-injection piles*. *Science Bulletin*. 2022; 3(1):(46):161-164. EDN PPTGVZ. (rus.).

11. Dos Santos Filho J.M.S.M., Da Silva Oliveira Morais T., De Hollanda Cavalcanti Tsuha C. Helical piles with cement injection in medium dense sand. *International Journal of Geotechnical Engineering*. 2023; 17(4):352-362. DOI: 10.1080/19386362.2023.2250200

12. Kim J., Kim U., Choi H., Min B., Park S. Development of expanded steel pipe pile to enhance bearing capacity. *Sustainability*. 2022; 14(5). DOI: 10.3390/su14053077. EDN LRZIWZ.

13. Guo J., Dai G., Wang Y. Method for Calculating Vertical Compression Bearing Capacity of the Static Drill Rooted Nodular Pile. *Applied Sciences*. 2022; 12(10):5101. DOI: 10.3390/app12105101
14. Elaziz A.Y.A., Naggar M.H.E. Geotechnical capacity of hollow-bar micropiles in cohesive soils. *Canadian Geotechnical Journal*. 2014; 51(10):1123-1138. DOI: 10.1139/cgj-2013-0408
15. Nurjanah A. Analysis of Bearing Capacity of Pile Foundations Using Analytical Method and Finite Element Method. *Eduvest — Journal of Universal Studies*. 2024; 4(4). DOI: 10.59188/eduvest.v4i4.1190
16. Telford W., Kokan M., Aschenbroich H. Pile load tests of titan injection bored micropiles at an industrial plant in North Vancouver. *Proc. 9th International Workshop on Micropiles*. 2009; 138-145.
17. Zhang X., Ding L., Xiao C., Song Y. Characterizing Structural Bearing Capacity and Deformation Behaviors of Micropiles under Multi-Stage Static Loading. *KSCE Journal of Civil Engineering*. 2023; 27(3):992-1009. DOI: 10.1007/s12205-023-0403-7. EDN NVTGBC.
18. Hong S., Kim Q., Kim I., Abbas Q., Lee J. Experimental and numerical studies on load-carrying capacities of encased micropiles with perforated configuration under axial and lateral loadings. *International Journal of Geomechanics*. 2021; 21(6). DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0002019. EDN EZBTDJ.
19. Hong S., Kim G., Kim I., Lee J., Lee J. Characterizing optimum casing configuration for laterally loaded micropiles with inclined condition. *KSCE Journal of Civil Engineering*. 2022; 26(9):3776-3788. DOI: 10.1007/s12205-022-1516-0. EDN HYTZSM.
20. Ulitsky V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G. Guide to geotechnics. *Guide to foundations and underground structures*. St. Petersburg, PI Georeconstruction, 2012; 288. EDN SYLFNN. (rus.).
21. Konyushkov V.V. *Bearing capacity of bored piles for vertical and horizontal loads taking into account the technology of their manufacture : diss. ... cand. of engineering sciences*. St. Petersburg, 2007; 217. EDN NOYFNF. (rus.).
22. Melnikov R.V., Pronozin Y.A. Verticality of boreholes. *Construction and Geotechnics*. 2021; 12(3):94-104. DOI: 10.15593/2224-9826/2021.3.10. EDN HHSKZJ. (rus.).
23. Ukhov S.B., Semenov V.V., Znamensky V.V., Ter-Martirosyan Z.G., Chernyshev S.N. *Soil mechanics, foundations and foundations : textbook*. Moscow, Vysshaya shkola, 2007; 556. EDN QNMXGT. (rus.).
24. Silin K.S., Glotov N.M., Zavriev K.S. *Design of deep foundations*. Moscow, Transport, 1981; 252. (rus.).
25. Simvulidi I.A. *Calculation of engineering structures on an elastic foundation: a textbook for construction universities. 4th ed.* Moscow, Vysshaya shkola, 1978; 480. (rus.).
26. Chernyavsky D.A. *Development of the design and method for calculating the bearing capacity of bored conical piles in clayey soils : diss. ... cand. tech. sciences*. St. Petersburg, 2020; 149. EDN CVZXEY. (rus.).

Received August 5, 2025.

Adopted in revised form on August 20, 2025.

Approved for publication on November 10, 2025.

B I O N O T E S: **Ivan S. Salnyi** — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Construction Production and Geotechnics; **Industrial University of Tyumen (IUT)**; 38 Volodarsky st., Tyumen, 625000, Russian Federation; SPIN-code: 9463-3884, Scopus: 57210175037, ResearchID: JWO-3959-2024, ORCID: 0000-0002-7120-8744; salnyjis@tyuiu.ru;

Maksim A. Stepanov — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Construction Production and Geotechnics; **Industrial University of Tyumen (IUT)**; 38 Volodarsky st., Tyumen, 625000, Russian Federation; SPIN-code: 7628-1566, Scopus: 57190858151, ResearchID: ABI-3269-2020, ORCID: 0000-0002-4356-4717; stepanovma@tyuiu.ru;

Aleksandr A. Tarasenko — Doctor of Technical Sciences, Professor, Professor of the Department of Transport of Hydrocarbon Resources; **Industrial University of Tyumen (IUT)**; 38 Volodarsky st., Tyumen, 625000, Russian Federation; SPIN-code: 3381-1176, Scopus: 56490196600, ResearchID: E-5305-2017, ORCID: 0000-0002-3903-0632; tarasenkoaa@tyuiu.ru.

Authors have made an equivalent contribution to the preparation of the publication.

The authors declare that there is no conflict of interest.