

АНАЛИТИЧЕСКИЕ И ЧИСЛЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ ANALYTICAL AND NUMERICAL METHODS OF ANALYSIS OF STRUCTURES

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-4-335-356
УДК 69.01

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Исследование напряженно-деформированного состояния набивной монолитной железобетонной конусообразной сваи с щебневыми боковыми и нижними образованиями

Э.Р. Кужахметова 

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация
✉ elja_09@bk.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 22 мая 2021 г.
Доработана: 4 июля 2021 г.
Принята к публикации: 24 июля 2021 г.

Аннотация. *Актуальность.* При строительстве зданий и сооружений наиболее широко применяются забивные сваи с квадратным поперечным сечением. Для их установки в рабочее положение используется ударный метод. Однако в стесненных условиях ударные нагрузки могут приводить к опасным состояниям и разрушениям конструкций близлежащих строительных объектов. В подобной ситуации необходимо применять набивные сваи, поскольку технологические решения по их устройству не связаны с ударными воздействиями на грунт. Одним из таких решений является новая конструкция набивной конусообразной сваи, устанавливаемой без выемки грунта. *Цель исследования* – проанализировать влияние геометрических параметров сваи на ее несущую способность под действием внешних нагрузок, в частности угла ее конусности. *Методы.* Результаты численного анализа напряженно-деформированного состояния сваи, работающей в грунтовом массиве, получены методом конечных элементов. *Результаты.* В расчетном исследовании выполнен сравнительный анализ состояния свай разной длины и геометрической формы, находящихся под действием внешних нагрузок. Рассмотрено влияние угла наклона боковой поверхности сваи на ее несущую способность. Выполнена рационализация конструкции сваи с учетом общих затрат на строительные материалы. Предложены варианты геометрических и конструктивных решений свай длиной L от 1 до 10 м. В дальнейшем предполагается рассмотреть влияние на несущую способность сваи геометрических параметров щебневой оболочки и нижнего щебневого шарообразного расширения, а также провести сравнительный анализ численных результатов с экспериментальными данными, полученными в лабораторных и натуральных условиях.

Для цитирования

Кужахметова Э.Р. Исследование напряженно-деформированного состояния набивной монолитной железобетонной конусообразной сваи с щебневыми боковыми и нижними образованиями // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 4. С. 335–356. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-335-356>

Ключевые слова: свая, набивная свая, буронабивная свая, свая в форме конуса, свая конической формы, свая конусообразной формы, свая с нижней пятой, оболочка сваи, опалубка сваи, щебень, щебневое расширение, щебневое уширение, щебневое образование, свая с нижним шарообразным уширением, свая с нижним расширением в форме шара

Кужахметова Эльвира Рафаэльевна, инженер ПГС, старший преподаватель кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Российская Федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26, член-корреспондент Академии ЖКХ; ORCID: 0000-0002-0907-786X, eLIBRARY SPIN-код: 1949-1140; elja_09@bk.ru

© Кужахметова Э.Р., 2021



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

Research of stress-deformed state of the rammed monolithic reinforced concrete cone-shaped piles with side and bottom forms from crushed stones

Elvira R. Kuzhakhmetova 

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russian Federation

✉ elja_09@bk.ru

Article history

Received: May 22, 2021

Revised: July 4, 2021

Accepted: July 24, 2021

Abstract. Relevance. In the construction of buildings and structures, driven piles with a square cross section are most widely used. To install them in the working position, the percussion method is used. However, in cramped conditions, shock loads can lead to dangerous conditions and destruction of structures of nearby buildings. In such a situation, it is necessary to use rammed piles, since technological solutions for their construction are not associated with shock effects on the soil. One such solution is the new rammed cone-shaped pile design, which is installed without excavation. *The aim of the study* is to analyze the influence of the geometric parameters of the pile on its bearing capacity under the action of external loads, in particular, the angle of its taper. *Methods.* The results of a numerical analysis of the stress-strain state of a pile operating in a soil massif were obtained by the finite element method. *Results.* In the computational study, a comparative analysis of the state of piles of different lengths and geometries under the action of external loads was carried out. The influence of the angle of inclination of the lateral surface of the pile on its bearing capacity is considered. Rationalization of the pile design was carried out taking into account the total costs of building materials. Variants of geometric and design solutions for piles with a length L from 1 to 10 m are proposed. In subsequent articles, it is proposed to consider the effect on the bearing capacity of the pile of the geometric parameters of the crushed stone shell and the lower crushed stone spherical expansion, as well as to carry out a comparative analysis of the numerical results with experimental data obtained in laboratory and field conditions.

Keywords: pile, rammed pile, bored pile, cone-shaped pile, conical pile, cone-shaped pile, pile with lower heel, pile shell, pile formwork, crushed stone, crushed stone expansion, crushed stone broadening, crushed stone formation, pile with lower spherical widening, pile with bottom expansion in the form of a ball

For citation

Kuzhakhmetova E.R. Research of stress-deformed state of the rammed monolithic reinforced concrete cone-shaped piles with side and bottom forms from crushed stones. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(4):335–356. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-335-356>

Введение

На сегодняшний день актуальной проблемой городов России является их точечная застройка зданиями и сооружениями разного назначения, например многоквартирными жилыми домами и зданиями общественного назначения: административными центрами, торговыми, религиозными, зрелищными и спортивными комплексами. Стесненные условия возведения новых зданий не позволяют использовать забивные сваи¹, поскольку любая ударная нагрузка на сваю приводит к вибрации грунта, передаваемой на соседние здания ранней постройки [1]. В указанном случае рациональным решением является применение набивных свай², таких как:

– железобетонные сваи-оболочки, устанавливаемые вибропогружателями с предварительной выемкой грунта и заполнением получаемой полости частично или полностью бетонной смесью³;

Elvira R. Kuzhakhmetova, engineer, senior lecturer of the Department of Reinforced Concrete Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), 26 Yaroslavskoye Shosse, Moscow, 129337, Russian Federation, corresponding member of the Academy of Housing and Public Utilities; ORCID: 0000-0002-0907-786X, eLIBRARY SPIN-code: 1949-1140; elja_09@bk.ru

¹ ГОСТ 19.804.1 Сваи забивные железобетонные цельные сплошного квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой и поперечным армированием ствола и с напрягаемой арматурой. М.: Издательство стандартов, 1980.

² СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2011.

³ Патент РФ № 141512. Монолитная железобетонная свая-оболочка большого диаметра / А.И. Сапожников. 2014. Бюл. № 16. URL: https://www.fips.ru/registers-doc-view/fips_servlet (дата обращения: 12.05.2021); Патент РФ № 154795. Конструкция соединения верхнего строения эстакады с монолитной свай-оболочкой / А.И. Сапожников, Э.Р. Кузхакметова. 2015. Бюл. № 25. URL: https://www.fips.ru/registers-doc-view/fips_servlet (дата обращения: 12.05.2021).

- набивные бетонные и железобетонные сваи, устраиваемые в грунте путем укладки бетонной смеси в скважины, образованные в результате принудительного вытеснения – отжатия грунта;
- буровые железобетонные сваи, устраиваемые в грунте путем заполнения пробуренных скважин бетонной смесью или установки в них железобетонных элементов;
- винтовые сваи, состоящие из металлической винтовой лопасти и трубчатого металлического ствола со значительно меньшей, по сравнению с лопастью, площадью поперечного сечения, погружаемые в грунт путем завинчивания в сочетании с вдавливанием [2].

По характеру работы в грунте сваи разделяют на сваи-стойки и висячие сваи. К сваям-стойкам относятся сваи, прорезающие слабые грунты и передающие нагрузку нижним концом на практически несжимаемые грунты⁴. Висячие сваи передают нагрузку на сжимаемый грунт нижним концом и своей боковой поверхностью. Выбор решения вышеперечисленных свай зависит от способа заглубления⁵, результатов геологических изысканий⁶ и условий существующей застройки⁷, которые в свою очередь оказывают существенное влияние на новое строительство, включая технико-экономические показатели и экологические требования⁸ для каждой местности⁹.

При возведении зданий и сооружений на свайных фундаментах можно применять как отдельно стоящие сваи под каждую колонну и опору, так и свайно-ленточные или свайно-плитные фундаменты, как под колонну, так и под несущие стены или под весь каркас здания (сооружения), причем сваи могут быть разной формы¹⁰ [3–6]. В последние десятилетия наибольший интерес вызывают забивные и набивные конические сваи. Такие сваи представляют собой усеченный конус, в котором поперечное сечение в форме круга изменяется по всей ее длине, то есть верхнее сечение постепенно уменьшается к нижнему сечению. В [7–22] представлен сравнительно-численный анализ несущей способности и устойчивости забивных конических свай разнообразной геометрической формы в массиве грунта с разными физико-механическими свойствами. Экспериментальные исследования, выполненные в лабораториях и на строительных площадках, показали более высокую (по сравнению со сваями других типов) несущую способность забивных конических свай, работающих под действием как статических, так и динамических нагрузок [20; 21]. Аналогичные результаты натурных испытаний получены для буронабивных и буронабивно-эксцентричных конических свай на различные виды нагрузок¹¹ [22–24].

Однако опыт строительства показывает, что одним из недостатков применения набивных свай является перерасход материала (бетона), который влечет за собой существенные финансовые издержки. Как правило, фактический расход бетона превышает объем скважин более чем на 20 %, а в ряде случаев превышение расхода бетона достигает 80–100 %, что объясняется увеличением диаметра скважин в процессе бурения, потерями при транспортировании и растеканием бетона в устье скважины. При проходке скважин в насыпных грунтах также возможна утечка бетона в каверны и пустоты грунта [25]. В таком случае целесообразно использовать новую конструкцию монолитной железобетонной конической сваи со щебневой оболочкой и нижним щебневым шарообразным расширением (свайную конструкцию) (рис. 1), оригинальность и новизна которой подтверждены патентной экспертизой¹². В предложенной конструкции щебневая оболочка сваи с нижним щебневым шарообразным расширением предотвращают утечку бетона, тем самым минимизируя его расход и обеспечивают высокую несущую способность, жесткость сваи при больших вертикальных и горизонтальных нагрузках¹³ [1].

⁴ Метелюк Н.С., Шишко Г.Ф., Соловьева А.Б., Грузинцев В.В. Сваи и свайные фундаменты (справочное пособие). Киев: Будівельник, 1977. 256 с.

⁵ СП 131.13330.2012. Строительная климатология. Актуализированная версия СНиП 23-01-99*. М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2012; СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2011; СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2010.

⁶ СП 11-105-97. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Ч. I. Общие правила производства работ. М.: Госстрой России, ГУП ЦПП, 2004. 43 с.

⁷ СП 11-104-97. Инженерно-геодезические изыскания для строительства. М.: Госстрой России, ГУП ЦПП, 2005. 72 с.

⁸ СП 11-102-97. Инженерно-экологические изыскания для строительства. М.: Госстрой России, ГУП ЦПП, 2001. 38 с.

⁹ СП 47.13330.2012. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 11-02-96. М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2012.

¹⁰ Берлинов М.В., Ягунов Б.А. Примеры расчета оснований и фундаментов: учебник для техникумов. М.: Стройиздат, 1986. 173 с.

¹¹ Штоль Т.М., Теличенко В.И., Феклин В.И. Технология возведения подземной части зданий и сооружений: учебное пособие для вузов. М.: Стройиздат, 1990. 288 с.

¹² Патент РФ № 157318. Конструкция монолитной железобетонной сваи конической формы / Э.Р. Кужахметова, А.И. Сапожников. 2015. Бюл. № 33. URL: https://www.fips.ru/registers-doc-view/fips_servlet (дата обращения: 15.05.2021).

¹³ Там же.

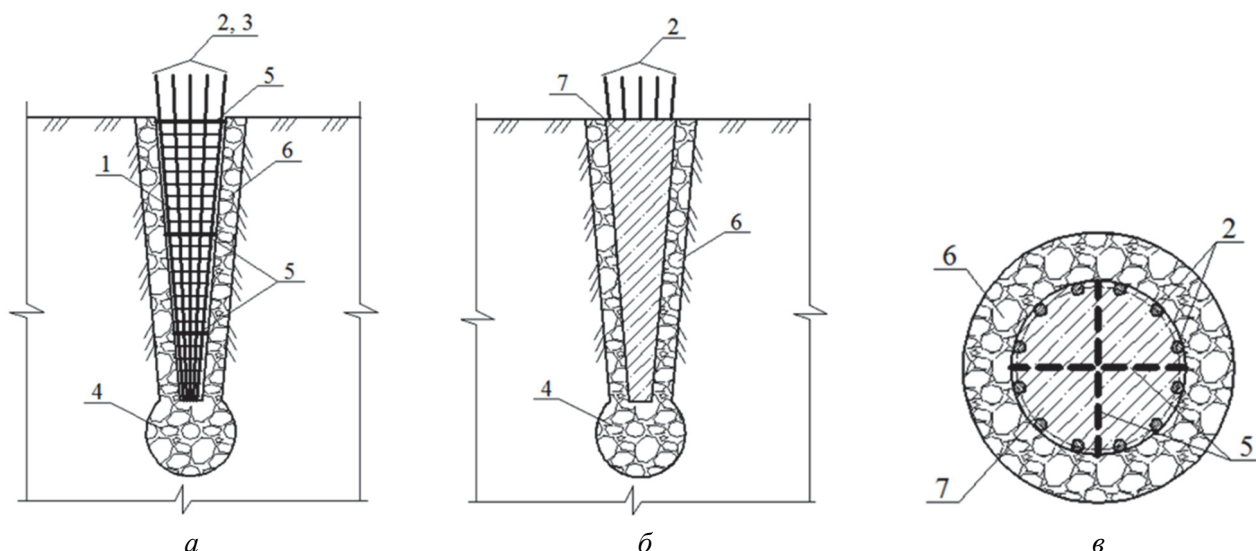


Рис. 1. Монолитная железобетонная свая конической формы:

a – вид сваи в разрезе; *б* – общий вид сваи; *в* – вид сваи в плане; 1 – пространственный арматурный каркас, выполненный в форме конуса; 2 – продольные арматурные стержни периодического профиля; 3 – поперечные стержни (хомуты); 4 – щебневое расширение округлой формы; 5 – дополнительный крепеж в виде стержней; 6 – утрамбованная щебневая оболочка; 7 – бетонная смесь

Figure 1. Monolithic reinforced concrete pile of conical shape:

a – sectional view of the pile; *б* – general view of the pile; *в* – plan view of the pile; 1 – spatial reinforcing frame made in the shape of a cone; 2 – longitudinal reinforcing bars of a periodic profile; 3 – transverse rods (clamps); 4 – crushed stone expansion of a round shape; 5 – additional fasteners in the form of rods; 6 – rammed crushed stone shell; 7 – concrete mix

Преимуществом новой свайной конструкции является относительная простота. При ее изготовлении не требуется специализированная техника, отсюда и снижение ее стоимости. Предлагаемую конструкцию сваи можно применять для всех видов зданий и типов грунта.

В ходе численного исследования проанализированы НДС свайной конструкции с разными геометрическими параметрами, такими как длина L , верхний диаметр поперечного сечения и угол наклона α боковой поверхности. В процессе численного анализа также выполнено сравнение полученных результатов НДС конструкций конусообразной сваи разной длины с имеющимися схожими объемными параметрами бетона и щебня.

Технология изготовления сваи конической формы

Монолитная железобетонная свая конической формы представляет собой набивную висячую сваю (рис. 1). Процесс образования набивной сваи включает следующую последовательность действий: в подготовленную цилиндрическую скважину небольшими порциями периодически подсыпается щебень разной фракции. Путем послойной забивки щебня до отказа в нижнем конце сваи создается шарообразное щебневое расширение. В образовавшуюся цилиндрическую скважину с нижним щебневым расширением вставляется раскатчик. Дальнейшая подсыпка щебня в скважину продолжается небольшими частями. С помощью круговых движений раскатчика щебень вдавливается в грунт и уплотняется. Таким образом, формируется скважина конической формы, стенки которой образованы уплотненным в грунт щебнем. В утрамбованную щебневую оболочку устанавливается пространственный арматурный каркас в форме конуса, состоящий из вертикально-продольных стержней, количество и диаметр которых определяется расчетами. Арматурные стержни соединяются между собой горизонтальными хомутами, шаг и диаметр, которых принимаются по конструктивным решениям. Вертикальное положение арматурного каркаса сваи обеспечивается за счет крепежных элементов, изготовленных в виде двух пересеченных стержней и установленных внутри каркаса с шагом в $(1/3-1/4)L$ по ее высоте. Дополнительные стержни креплений выступают из металлического каркаса на величину 0,05–0,07 м, согласно существующим конструктивным требованиям. После установки арматурного каркаса в скважину подается бетонная смесь с последующим вибрированием¹⁴ [1]. Класс стали арматурных стержней для металлического каркаса сваи и класс бетона принимаются по расчету согласно проектному решению.

¹⁴ Патент РФ № 157318. Конструкция монолитной железобетонной сваи конической формы / Э.Р. Кужахметова, А.И. Сапожников. 2015. Бюл. № 33. URL: https://www.fips.ru/registers-doc-view/fips_servlet (дата обращения: 15.05.2021).

Материалы исследования

Материал монолитной железобетонной сваи конической формы – тяжелый бетон класса В15 с модулем упругости $E_b = 24 \cdot 10^3$ МПа (табл. 6.11)¹⁵. Значение модуля сдвига бетона принято равным $G_b = 0,4E_b = 0,4 \cdot 24 \cdot 10^3 = 9,6 \cdot 10^3$ МПа (п. 6.1.15)¹⁶ и коэффициент Пуассона $\nu = 0,2$ (п. 6.1.17)¹⁷.

Оболочкой (или опалубкой) для набивной конической сваи является щебень разной фракции, согласно ГОСТ 8267¹⁸. Примем щебень группы «А» с размерами 40–70 мм с модулем упругости $E = 350$ МПа (табл. 3.2)¹⁹ и коэффициентом Пуассона $\nu = 0,3$. Толщина щебневой оболочки принята 15 см, а диаметр шарообразного (или шара) нижнего щебневого расширения на конце сваи составит около 1 м. Данные параметры являются постоянными для всех свай разной длины L .

Грунт однородного основания – песок четвертичного отложения, пылеватый (коэффициент пористости $e = 0,65$) с модулем деформации $E = 18$ МПа, углом внутреннего трения $\varphi = 30^\circ$, удельным сцеплением $c = 4$ кПа (табл. Б.1)²⁰ и коэффициентом Пуассона $\nu = 0,3$ (табл. 5.10)²¹.

На верхний диаметр сваи действуют горизонтальная $P = 10$ т (100 кН) и вертикальная (сжимающая) $N = 100$ т (1000 кН) нагрузки.

Методы исследования

Для исследования совместной работы свайной конструкции с грунтовым массивом выбрана пространственная конечно-элементная модель, объединяющая объемные тела (*Solid*) монолитной железобетонной сваи, щебневой оболочки, нижнего расширения в форме шара и прилежащего грунтового массива. Для построения расчетной модели использовались тетраэдральные конечные элементы (КЭ) с шагом разбиения сетки 0,5 м [26]. Геометрические параметры анализируемых свай представлены в табл. 1.

По законам теоретической и строительной механики грунт представляет собой сплошное, изотропное, линейно деформированное тело, подчиняющееся обобщенному закону Гука²².

Расчеты выполнены методом конечных элементов (МКЭ) в программном комплексе FEMAP with NX NASTRAN [27; 28], позволяющем детально анализировать трехмерную картину напряженно-деформированного состояния модели и ее конструктивных фрагментов: сваи, ее щебневой оболочки (опалубки), нижнего расширения в форме шара и грунта.

Результаты

Для исследования выбраны два типоразмера монолитной железобетонной сваи конической формы длиной $L = 1–10$ м с нижним диаметром сваи $d_{св}$, равным 0,3 м (тип I) и 0,4 м (тип II), принятым согласно ГОСТ 19804.5–83²³, ГОСТ 19804.6–83²⁴. Верхние диаметры свай $D_{св}$ варьировались с интервалом 0,2 м от минимального значения 0,6 м до максимального 1,2 м. Геометрические параметры анализируемых свай сведены в табл. 1. На рис. 2 представлен график изменения угла наклона α_i , °, боковой поверхности свай I и II типов. Данный график позволяет проследить, как изменяется указанный угол по длине сваи L , м, с различными верхними D и нижними d диаметрами усеченного конуса.

¹⁵ СП 63.13330.2011. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 с изменениями № 1. М., 2015.

¹⁶ Там же. С. 24.

¹⁷ Там же. С. 24.

¹⁸ ГОСТ 8267–93. Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия. М.: Госстрой России, 1993.

¹⁹ Методические рекомендации по повышению качества дорожных оснований из щебня различных пород. СоюзДОРНИИ. М., 1980.

²⁰ СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2010.

²¹ Там же. С. 34.

²² Цытович Н.А. Механика грунтов (краткий курс): учебник для вузов. 2-е изд., доп. М.: Высшая школа, 1973. 280 с.

²³ ГОСТ 19804.5–83. Сваи полые круглого сечения и сваи-оболочки железобетонные цельные с ненапрягаемой арматурой. М.: Издательство стандартов, 1983.

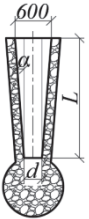
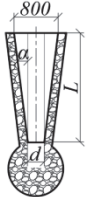
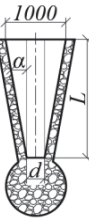
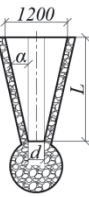
²⁴ ГОСТ 19804.6–83. Сваи полые круглого сечения и сваи-оболочки железобетонные составные с ненапрягаемой арматурой. Конструкция и размеры. М.: Издательство стандартов, 1983.

С увеличением длины монолитной железобетонной сваи угол наклона α_i изменяется в меньшую сторону, тем самым приближая ее геометрические характеристики к характеристикам цилиндрических свай (табл. 1). Проанализируем влияние объемных и геометрических параметров сваи на ее несущую способность от вертикальных сжимающих $N = 1000$ кН и горизонтальных $P = 100$ кН внешних сил, приложенных к верхнему диаметру D свайной конструкции. Сравним полученные результаты расчета для свай по схожим геометрическим параметрам: площади боковой поверхности конусообразной сваи S , m^2 , и объемом материала V , m^3 .

Объемно-геометрические параметры свайной конструкции. Рассмотрим геометрические и объемные параметры свайной конструкции разной длины, включая расход материала: бетонной смеси и щебня. В табл. 2 приведены числовые значения объема монолитной железобетонной сваи V_i , m^3 , и площади ее боковой поверхности S_i , m^2 , найденные аналитическим методом. В табл. 3 представлен расход щебня для устройства оболочки (опалубки) толщиной 0,15 м. Расход материала для шарообразного расширения на конце сваи диаметром около 1 м не учитывался. Разделение по материалам позволяет определить не только расход щебня и бетона, но и выявить железобетонные сваи по схожим числовым значениям объема и площади боковой поверхности. Известно, что уменьшение осадки висячей сваи зависит в большей степени от бокового сопротивления грунта. Научный интерес представляет оценка влияния угла наклона образующей конической сваи с щебневой оболочкой на ее несущую способность.

Таблица 1

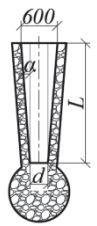
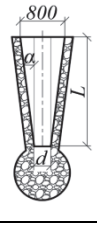
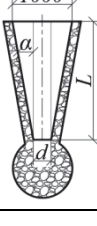
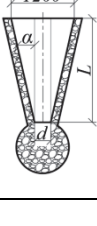
Углы наклона боковой поверхности α_i , °, свай разной формы

№ п/п	Эскиз свай	Типы свай	Монолитные сваи конической формы разной длины L , м									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1		I $d = 0,3$ м	8,54	4,29	2,86	2,15	1,73	1,44	1,23	1,08	0,96	0,86
		II $d = 0,4$ м	5,71	2,86	1,90	1,43	1,15	0,95	0,82	0,72	0,64	0,57
2.		I $d = 0,3$ м	14,04	7,12	4,76	3,58	2,86	2,37	2,05	1,79	1,59	1,43
		II $d = 0,4$ м	11,31	5,71	3,82	2,85	2,28	1,99	1,63	1,43	1,27	1,15
3		I $d = 0,3$ м	19,30	9,93	6,66	5,00	4,00	3,34	2,86	2,50	2,23	2,00
		II $d = 0,4$ м	16,70	8,53	5,71	4,29	3,43	2,86	2,45	2,15	1,91	1,72
4		I $d = 0,3$ м	24,24	12,68	8,53	6,42	5,14	4,29	3,68	3,22	2,86	2,58
		II $d = 0,4$ м	21,81	11,31	7,59	5,70	4,57	3,81	3,27	2,86	2,54	2,29

Примечание: 1) толщина щебневой оболочки принята 0,15 м для всех свай; 2) диаметр нижнего щебневого расширения в форме шара равен 1 м для всех свай.

Table 1

Slope angles of the lateral surface α_i , °, of piles of different shapes

No.	Drawing piles	Types of piles	Monolithic piles of conical shape of different lengths L , m									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1		I $d = 0.3$ m	8.54	4.29	2.86	2.15	1.73	1.44	1.23	1.08	0.96	0.86
		II $d = 0.4$ m	5.71	2.86	1.90	1.43	1.15	0.95	0.82	0.72	0.64	0.57
2.		I $d = 0.3$ m	14.04	7.12	4.76	3.58	2.86	2.37	2.05	1.79	1.59	1.43
		II $d = 0.4$ m	11.31	5.71	3.82	2.85	2.28	1.99	1.63	1.43	1.27	1.15
3		I $d = 0.3$ m	19.30	9.93	6.66	5.00	4.00	3.34	2.86	2.50	2.23	2.00
		II $d = 0.4$ m	16.70	8.53	5.71	4.29	3.43	2.86	2.45	2.15	1.91	1.72
4		I $d = 0.3$ m	24.24	12.68	8.53	6.42	5.14	4.29	3.68	3.22	2.86	2.58
		II $d = 0.4$ m	21.81	11.31	7.59	5.70	4.57	3.81	3.27	2.86	2.54	2.29

Note: 1) the thickness of the crushed stone shell is taken as 0.15 m for all piles; 2) the diameter of the lower ball-shaped crushed stone expansion is equal to 1 m for all piles.

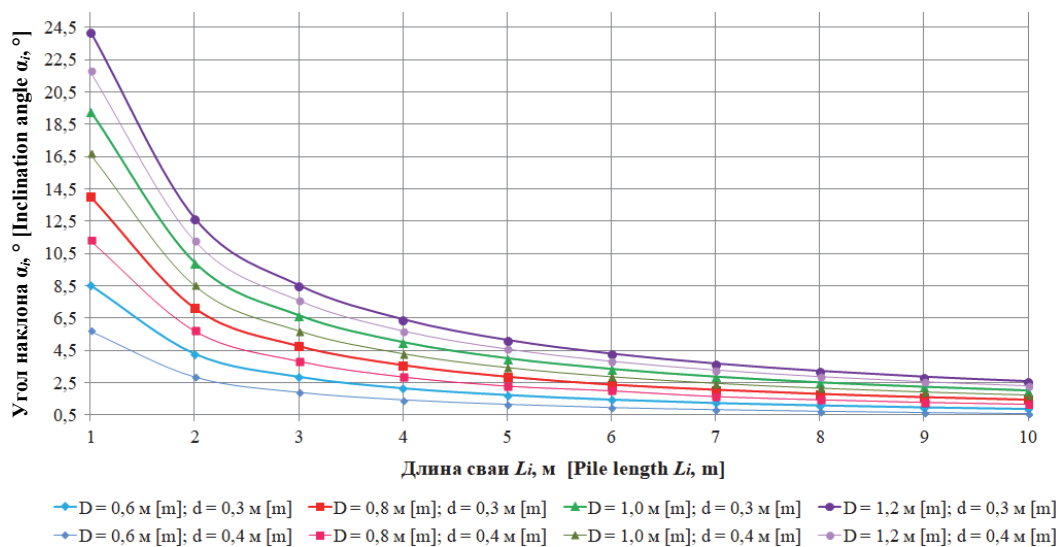


Рис. 2. График изменение угла наклона (α_i , °) по длине (L , м) свай для I и II типов
 Figure 2. A graph of the change in the angle (α_i , °) of inclination along the length (L , m) of the pile for types I and II

Таблица 2

Объемные параметры монолитной железобетонной сваи конической формы

№ п/п	Длина <i>i</i> -свай L_i , м	Объем <i>i</i> -свай $V = 1 / 3\pi L(R^2 + Rr + r^2)$, м ³ , и площадь боковой поверхности <i>i</i> -свай $S = \pi L(R + r)$, м ² , для свай:							
		I тип, нижний диаметр $d = 0,3$, м				II тип, нижней диаметр $d = 0,4$, м			
		Верхний диаметр D , м				Верхний диаметр D , м			
		0,6	0,8	1,0	1,2	0,6	0,8	1,0	1,2
1	1,0	0,165	0,254	0,364	0,494	0,199	0,293	0,408	0,544
		<i>1,413</i>	<i>1,727</i>	<i>2,041</i>	2,355	<i>1,570</i>	<i>1,884</i>	<i>2,198</i>	<i>2,512</i>
2	2,0	0,330	0,507	0,727	0,989	0,398	0,586	0,816	1,088
		<i>2,826</i>	<i>3,454</i>	<i>4,082</i>	<i>4,710</i>	<i>3,140</i>	<i>3,768</i>	<i>4,396</i>	<i>5,024</i>
3	3,0	0,494	0,761	1,091	1,484	0,597	0,879	1,225	1,633
		4,239	<i>5,181</i>	<i>6,123</i>	7,065	<i>4,710</i>	<i>5,652</i>	<i>6,594</i>	7,536
4	4,0	0,659	1,015	1,455	1,978	0,795	1,172	1,633	2,177
		<i>5,652</i>	<i>6,908</i>	<i>8,164</i>	<i>9,420</i>	<i>6,280</i>	7,536	8,792	<i>10,048</i>
5	5,0	0,824	1,270	1,819	2,473	0,994	1,465	2,041	2,721
		7,065	<i>8,635</i>	<i>10,205</i>	<i>11,775</i>	<i>7,850</i>	9,420	<i>10,990</i>	12,560
6	6,0	0,989	1,523	2,182	2,967	1,193	1,758	2,449	3,266
		<i>8,478</i>	<i>10,362</i>	<i>12,246</i>	14,130	9,420	<i>11,304</i>	<i>13,188</i>	15,072
7	7,0	1,154	1,777	2,546	3,462	1,392	2,051	2,857	3,810
		<i>9,891</i>	<i>12,089</i>	<i>14,287</i>	<i>16,485</i>	<i>10,990</i>	<i>13,188</i>	<i>15,386</i>	<i>17,584</i>
8	8,0	1,319	2,030	2,910	3,956	1,591	2,344	3,266	4,3541
		<i>11,304</i>	<i>13,816</i>	<i>16,328</i>	<i>18,840</i>	12,560	15,072	<i>17,640</i>	<i>20,096</i>
9	9,0	1,484	2,284	3,273	4,451	1,790	2,638	3,674	4,898
		12,717	<i>15,543</i>	<i>18,369</i>	<i>21,195</i>	<i>14,130</i>	<i>16,956</i>	<i>19,782</i>	<i>22,608</i>
10	10,0	1,648	2,538	3,637	4,945	1,989	2,931	4,082	5,443
		14,130	<i>17,270</i>	<i>20,410</i>	<i>23,550</i>	<i>15,700</i>	<i>18,840</i>	<i>21,980</i>	<i>25,120</i>

Примечание: над чертой – объем сваи V_i , м³; под чертой – боковая площадь сваи S_i , м².

Table 2

Volumetric parameters of a monolithic reinforced concrete conical pile

No.	Length <i>i</i> -piles, L_i , m	Volume <i>i</i> -piles $V = 1 / 3\pi L(R^2 + Rr + r^2)$, м ³ , and side surface area <i>i</i> -piles $S = \pi L(R + r)$, м ² , for:							
		Type I, the lower diameter $d = 0.3$, m				Type II, lower diameter $d = 0.4$, m			
		The upper diameter D , m				The upper diameter, D , m			
		0.6	0.8	1.0	1.2	0.6	0.8	1.0	1.2
1	1.0	0.165	0.254	0.364	0.494	0.199	0.293	0.408	0.544
		<i>1.413</i>	<i>1.727</i>	<i>2.041</i>	2.355	<i>1.570</i>	<i>1.884</i>	<i>2.198</i>	<i>2.512</i>
2	2.0	0.330	0.507	0.727	0.989	0.398	0.586	0.816	1.088
		<i>2.826</i>	<i>3.454</i>	<i>4.082</i>	<i>4.710</i>	<i>3.140</i>	<i>3.768</i>	<i>4.396</i>	<i>5.024</i>
3	3.0	0.494	0.761	1.091	1.484	0.597	0.879	1.225	1.633
		4.239	<i>5.181</i>	<i>6.123</i>	7.065	<i>4.710</i>	<i>5.652</i>	<i>6.594</i>	7.536
4	4.0	0.659	1.015	1.455	1.978	0.795	1.172	1.633	2.177
		<i>5.652</i>	<i>6.908</i>	<i>8.164</i>	<i>9.420</i>	<i>6.280</i>	7.536	8.792	<i>10.048</i>
5	5.0	0.824	1.270	1.819	2.473	0.994	1.465	2.041	2.721
		7.065	<i>8.635</i>	<i>10.205</i>	<i>11.775</i>	<i>7.850</i>	9.420	<i>10.990</i>	12.560
6	6.0	0.989	1.523	2.182	2.967	1.193	1.758	2.449	3.266
		<i>8.478</i>	<i>10.362</i>	<i>12.246</i>	14.130	9.420	<i>11.304</i>	<i>13.188</i>	15.072
7	7.0	1.154	1.777	2.546	3.462	1.392	2.051	2.857	3.810
		<i>9.891</i>	<i>12.089</i>	<i>14.287</i>	<i>16.485</i>	<i>10.990</i>	<i>13.188</i>	<i>15.386</i>	<i>17.584</i>
8	8.0	1.319	2.030	2.910	3.956	1.591	2.344	3.266	4.3541
		<i>11.304</i>	<i>13.816</i>	<i>16.328</i>	<i>18.840</i>	12.560	15.072	<i>17.640</i>	<i>20.096</i>
9	9.0	1.484	2.284	3.273	4.451	1.790	2.638	3.674	4.898
		12.717	<i>15.543</i>	<i>18.369</i>	<i>21.195</i>	<i>14.130</i>	<i>16.956</i>	<i>19.782</i>	<i>22.608</i>
10	10.0	1.648	2.538	3.637	4.945	1.989	2.931	4.082	5.443
		14.130	<i>17.270</i>	<i>20.410</i>	<i>23.550</i>	<i>15.700</i>	<i>18.840</i>	<i>21.980</i>	<i>25.120</i>

Note: above the line is the volume of the pile V_i , м³; under the line is the lateral area of the pile S_i , м².

Таблица 3

Объемные параметры щебневой оболочки (опалубки) толщиной 0,15 м

№ п/п	Длина i -свай L_i , м	Объем i -щебня $V = 1 / 3\pi L(R^2 + Rr + r^2)$, м ³ , и площадь боковой поверхности i -щебня $S = \pi L(R + r)$, м ² , для:							
		I типа сваи с щебневой оболочкой – нижний диаметр $D = 0,15 + 0,3 + 0,15 = 0,6$, м, при:				II типа сваи с щебневой оболочкой – нижний диаметр $d = 0,15 + 0,4 + 0,15 = 0,7$, м, при:			
		верхних диаметрах $D + D'$, м / радиусах R , м				верхних диаметрах $D + D'$, м / радиусах R , м			
		0,45	0,55	0,65	0,75	0,45	0,55	0,65	0,75
1	1,0	0,283	0,330	0,377	0,424	0,306	0,353	0,400	0,447
		<i>2,355</i>	<i>2,669</i>	<i>2,983</i>	<i>3,297</i>	<i>2,512</i>	<i>2,826</i>	<i>3,140</i>	<i>3,454</i>
2	2,0	0,565	0,659	0,754	0,848	0,612	0,706	0,801	0,895
		<i>4,710</i>	<i>5,338</i>	<i>5,966</i>	<i>6,594</i>	<i>5,024</i>	<i>5,652</i>	<i>6,280</i>	<i>6,908</i>
3	3,0	0,848	0,990	1,130	1,272	0,918	1,060	1,201	1,312
		7,065	<i>8,007</i>	<i>8,949</i>	9,891	<i>7,536</i>	<i>8,478</i>	<i>9,420</i>	10,362
4	4,0	1,130	1,319	1,507	1,696	1,224	1,413	1,601	1,790
		<i>9,420</i>	<i>10,676</i>	<i>11,932</i>	<i>13,188</i>	<i>10,048</i>	11,304	12,560	<i>13,816</i>
5	5,0	1,413	1,648	1,884	2,119	1,531	1,766	2,002	2,237
		11,775	<i>13,345</i>	<i>14,915</i>	<i>16,485</i>	<i>12,560</i>	14,130	<i>15,700</i>	17,270
6	6,0	1,696	1,978	2,261	2,543	1,837	2,119	2,402	2,685
		<i>14,130</i>	<i>16,014</i>	<i>17,898</i>	19,782	15,072	<i>16,956</i>	<i>18,840</i>	20,724
7	7,0	1,978	2,308	2,638	2,967	2,143	2,473	2,802	3,132
		<i>16,485</i>	<i>18,683</i>	<i>20,881</i>	<i>23,079</i>	<i>17,584</i>	<i>19,782</i>	<i>21,980</i>	<i>24,178</i>
8	8,0	2,261	2,638	3,014	3,391	2,449	2,826	3,203	3,580
		<i>18,840</i>	<i>21,352</i>	<i>23,864</i>	<i>26,376</i>	20,096	22,608	<i>25,120</i>	<i>27,632</i>
9	9,0	2,543	2,967	3,391	3,815	2,755	3,179	3,603	4,027
		21,195	<i>24,021</i>	<i>26,847</i>	<i>29,673</i>	<i>22,608</i>	<i>25,434</i>	<i>28,260</i>	<i>31,086</i>
10	10,0	2,826	3,297	3,768	4,239	3,061	3,532	4,003	4,474
		23,550	<i>26,690</i>	<i>29,830</i>	<i>32,970</i>	<i>25,120</i>	<i>28,260</i>	<i>31,400</i>	<i>34,540</i>

Примечание: над чертой – объем щебня V_i , м³; под чертой – боковая площадь щебневой опалубки S_i , м².

Table 3

Volumetric parameters of crushed stone shell (formwork) 0.15 m thick

No.	Length i -piles, L_i , m	Volume i -piles $V = 1 / 3\pi L(R^2 + Rr + r^2)$, м ³ , and side surface area i -piles $S = \pi L(R + r)$, м ² , for:							
		Type I piles with crushed stone – lower diameter $d = 0.15 + 0.3 + 0.15 = 0.6$, m, with:				Type II piles with crushed stone – lower diameter $d = 0.15 + 0.4 + 0.15 = 0.7$, m, with:			
		upper diameters $D + D'$, m / radii R , m				upper diameters $D + D'$, m / radii R , m			
		0.45	0.55	0.65	0.75	0.45	0.55	0.65	0.75
1	1.0	0.283	0.330	0.377	0.424	0.306	0.353	0.400	0.447
		<i>2.355</i>	<i>2.669</i>	<i>2.983</i>	<i>3.297</i>	<i>2.512</i>	<i>2.826</i>	<i>3.140</i>	<i>3.454</i>
2	2.0	0.565	0.659	0.754	0.848	0.612	0.706	0.801	0.895
		<i>4.710</i>	<i>5.338</i>	<i>5.966</i>	<i>6.594</i>	<i>5.024</i>	<i>5.652</i>	<i>6.280</i>	<i>6.908</i>
3	3.0	0.848	0.990	1.130	1.272	0.918	1.060	1.201	1.312
		7.065	<i>8.007</i>	<i>8.949</i>	9.891	<i>7.536</i>	<i>8.478</i>	<i>9.420</i>	10.362
4	4.0	1.130	1.319	1.507	1.696	1.224	1.413	1.601	1.790
		<i>9.420</i>	<i>10.676</i>	<i>11.932</i>	<i>13.188</i>	<i>10.048</i>	11.304	12.560	<i>13.816</i>
5	5.0	1.413	1.648	1.884	2.119	1.531	1.766	2.002	2.237
		11.775	<i>13.345</i>	<i>14.915</i>	<i>16.485</i>	<i>12.560</i>	14.130	<i>15.700</i>	17.270
6	6.0	1.696	1.978	2.261	2.543	1.837	2.119	2.402	2.685
		<i>14.130</i>	<i>16.014</i>	<i>17.898</i>	19.782	15.072	<i>16.956</i>	<i>18.840</i>	20.724
7	7.0	1.978	2.308	2.638	2.967	2.143	2.473	2.802	3.132
		<i>16.485</i>	<i>18.683</i>	<i>20.881</i>	<i>23.079</i>	<i>17.584</i>	<i>19.782</i>	<i>21.980</i>	<i>24.178</i>
8	8.0	2.261	2.638	3.014	3.391	2.449	2.826	3.203	3.580
		<i>18.840</i>	<i>21.352</i>	<i>23.864</i>	<i>26.376</i>	20.096	22.608	<i>25.120</i>	<i>27.632</i>
9	9.0	2.543	2.967	3.391	3.815	2.755	3.179	3.603	4.027
		21.195	<i>24.021</i>	<i>26.847</i>	<i>29.673</i>	<i>22.608</i>	<i>25.434</i>	<i>28.260</i>	<i>31.086</i>
10	10.0	2.826	3.297	3.768	4.239	3.061	3.532	4.003	4.474
		23.550	<i>26.690</i>	<i>29.830</i>	<i>32.970</i>	<i>25.120</i>	<i>28.260</i>	<i>31.400</i>	<i>34.540</i>

Note: above the line is the volume of crushed stone V_i , м³; under the line is the lateral area of the crushed stone formwork S_i , м².

Исследование напряженного состояния модели «свайная конструкция + грунт». Для вычислительного эксперимента выбрана монолитная железобетонная конусообразная свая длиной 2 м с верхним диаметром $D = 0,6$ м. Вокруг сваи расположена щебневая оболочка толщиной 0,15 м с нижним щебневым шаром, имеющим диаметр около 1 м. Выбранная длина сваи широко применяется при проектировании малоэтажных зданий²⁵. Грунтовым массивом является однородное, сплошное, изотропное, линейно деформируемое тело кубической формы с размерами $7 \times 7 \times 7$ м [29]. На рис. 3 представлены нормальные (a , b) и касательные ($в$) напряжения от вертикальной нагрузки N свайной конструкции с грунтовым массивом.

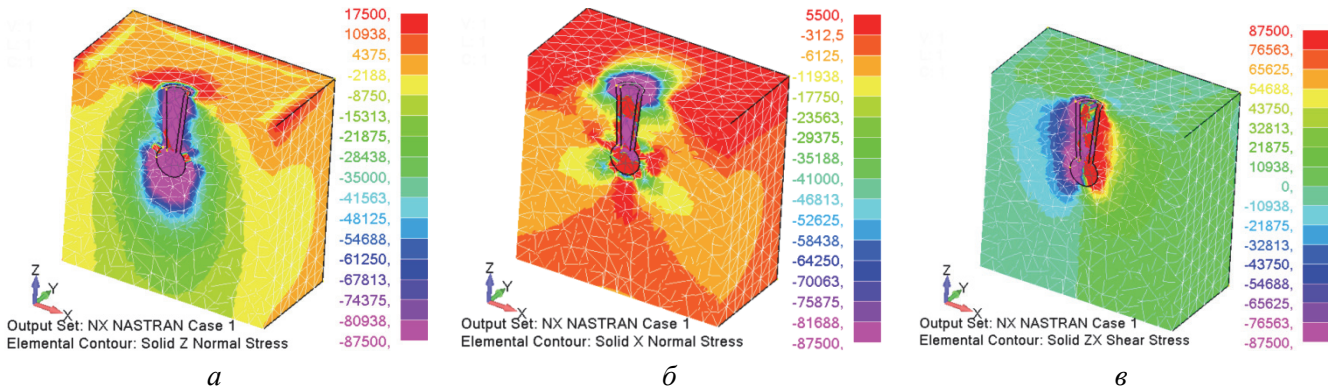


Рис. 3. Напряженное состояние пространственной линейно-деформированной модели «свайная конструкция + грунт» от вертикального нагружения:

a – нормальные напряжения по оси Z объемного элемента σ_z , Н/м²; b – нормальные напряжения по оси X объемного элемента σ_x , Н/м²; $в$ – касательные напряжения в плоскости ZX объемного элемента τ_{zx} , Н/м²

Figure 3. Stress state of the spatial model “pile structure + soil” from vertical loading:

a – solid Z normal stress σ_z , N/m²; b – solid X normal stress σ_x , N/m²; $в$ – solid ZX shear stress τ_{zx} , N/m²

На рис. 3, a видно, что вокруг свайной конструкции на поверхности грунта (в плоскости XU) возникают вертикальные растягивающие напряжения по оси z (от 17,5 до 4,4 МПа), которые образуются за счет вертикального смещения свайной конструкции и прилегающего грунта с образованием воронки. В отличие от материала свайного фундамента грунты способны воспринимать сжимающие и сдвигающие усилия, но практически не воспринимают растягивающие усилия. По этой причине на поверхности земли следует ожидать появления «разрывов» вокруг сваи. В разрезе пространственной модели координатной плоскостью ZX видно,

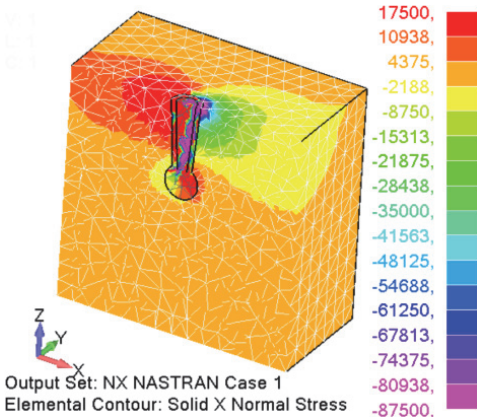


Рис. 4. Нормальные напряжения по оси X свайной конструкций и грунта от горизонтального нагружения $P = 100$ кН

Figure 4. Normal stresses along the X axis of pile structures and soil from horizontal loading $P = 100$ кН

приобретают форму овала. На разрезе модели виден характер распределения максимальных распоров (87,5 МПа) на глубине с отметкой в $1/4$ длины сваи. Виден также характер симметричного пере-

что по глубине возникают изообласти давлений в интервале от 87,5 до 2,2 МПа. Изообласть максимальных давлений (область максимальных сжимающих напряжений $\sigma_z = 87,5$ МПа) в грунте повторяет форму конусообразной сваи с нижним щебневым шаром. Области сжимающих напряжений σ_z в интервале от 87,5 до 41,6 МПа практически повторяют по форме область максимальных напряжений (87,5 МПа). Области остальных сжимающих напряжений σ_z (менее 41,6 МПа) имеют форму овала. С увеличением глубины z интенсивность вертикальных давлений σ_z заметно уменьшается.

Области горизонтальных напряжений σ_x (распоров) свайной конструкции и грунтового основания представлены на рис. 3, b . На поверхности грунта (в плоскости XU) вокруг свайной конструкции образуются области боковых давлений (распоров) в диапазоне от 87,5 до 46,8 МПа. Они повторяют ее округлую форму. С уменьшением величины распора (от 41 МПа) указанные области

²⁵ СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2011.

распределения в противоположные стороны от центральной оси симметрии максимальных боковых давлений, максимальное значение которых достигает 38,8 МПа. С увеличением глубины погружения интенсивность боковых давлений заметно уменьшается, в то время как по ширине область их действия существенно увеличивается.

На рис. 3, в приведена картина распределения касательных напряжений τ_{zx} (сдвигов) свайной модели с учетом грунтового массива. В глубине грунтовой толщи максимальные касательные напряжения ($\tau_{zx} = 87,5$ МПа) распределяются в форме двух симметричных зон, ориентированных вдоль свайной конструкции и отслеживающих ее форму (по ее боковой поверхности), включая нижний щебневый шар.

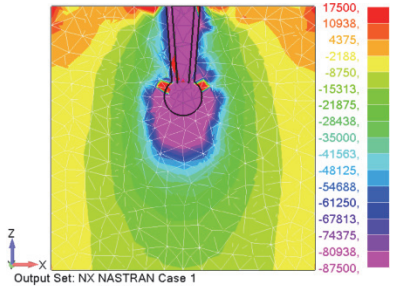
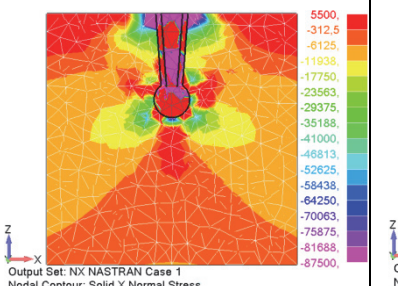
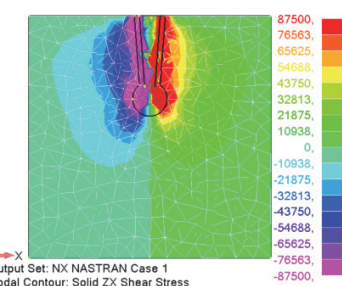
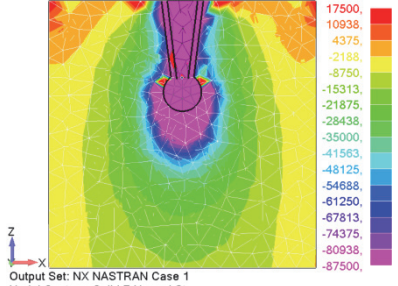
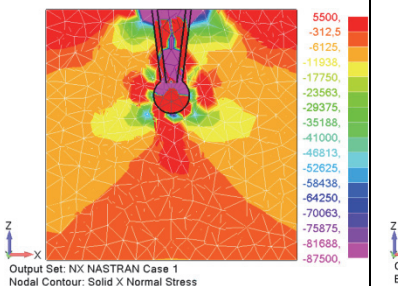
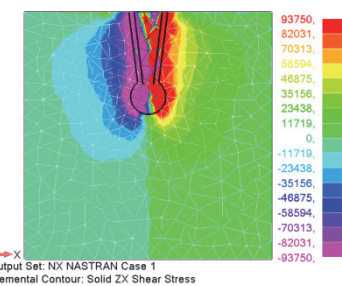
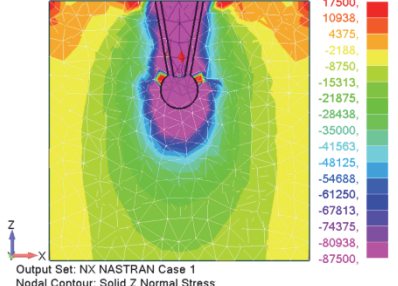
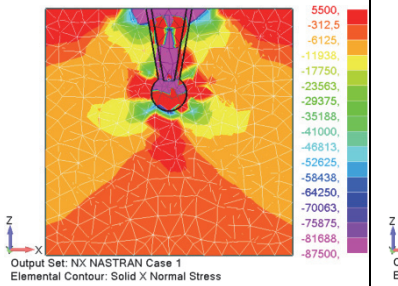
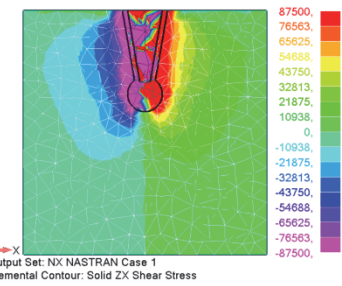
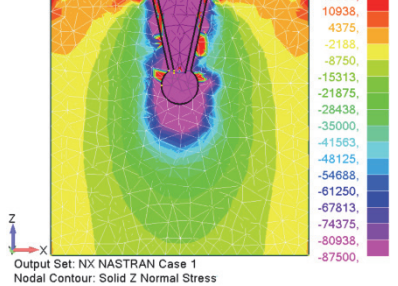
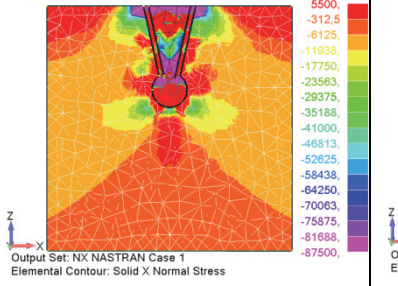
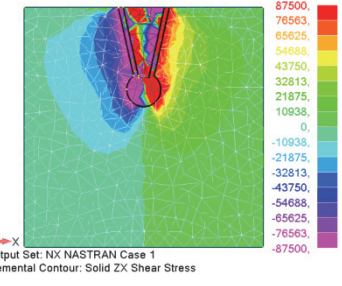
Напряжения σ_x от горизонтальной сосредоточенной нагрузки $P = 100$ кН проиллюстрированы на рис. 4. От горизонтального смещения свайной конструкции в массиве грунта возникают растягивающие напряжения, находящиеся в диапазоне от 17,5 до 4,4 МПа, а также сжимающие горизонтальные напряжения в пределах от 87,5 до 2,2 МПа.

Таблица 4

Нормальные и касательные напряжения расчетной модели «свая – грунт» длиной $L = 2$ м

Верхний и нижний диаметры	Нормальные напряжения $\sigma_z, \text{Н/м}^2$		Касательные напряжения $\tau_{zx}, \text{Н/м}^2$
	Вертикальные сжимающие напряжения $\sigma_z, \text{Н/м}^2$	Горизонтальные напряжения $\sigma_x, \text{Н/м}^2$	
Верхний диаметр $D = 0,6$ м, нижний диаметр $d = 0,3$ м			
Верхний диаметр $D = 0,8$ м, нижний диаметр $d = 0,3$ м			
Верхний диаметр $D = 1,0$ м, нижний диаметр $d = 0,3$ м			
Верхний диаметр $D = 1,2$ м, нижний диаметр $d = 0,3$ м			

Normal and tangential stresses of the design model “pile – soil” with a length $L = 2$ m

Top and bottom diameters	Normal stresses $\sigma_z, \text{N/m}^2$		Shear stresses $\tau_{zx}, \text{N/m}^2$
	Solid Z normal stress $\sigma_z, \text{N/m}^2$	Solid X normal stress $\sigma_{xx}, \text{N/m}^2$	
Top diameter $D = 0.6$ m, bottom diameter $d = 0.3$ m	 Output Set: NX NASTRAN Case 1 Nodal Contour: Solid Z Normal Stress	 Output Set: NX NASTRAN Case 1 Nodal Contour: Solid X Normal Stress	 Output Set: NX NASTRAN Case 1 Nodal Contour: Solid ZX Shear Stress
Top diameter $D = 0.8$ m, bottom diameter $d = 0.3$ m	 Output Set: NX NASTRAN Case 1 Nodal Contour: Solid Z Normal Stress	 Output Set: NX NASTRAN Case 1 Nodal Contour: Solid X Normal Stress	 Output Set: NX NASTRAN Case 1 Elemental Contour: Solid ZX Shear Stress
Top diameter $D = 1.0$ m, bottom diameter $d = 0.3$ m	 Output Set: NX NASTRAN Case 1 Nodal Contour: Solid Z Normal Stress	 Output Set: NX NASTRAN Case 1 Elemental Contour: Solid X Normal Stress	 Output Set: NX NASTRAN Case 1 Elemental Contour: Solid ZX Shear Stress
Top diameter $D = 1.2$ m, bottom diameter $d = 0.3$ m	 Output Set: NX NASTRAN Case 1 Nodal Contour: Solid Z Normal Stress	 Output Set: NX NASTRAN Case 1 Elemental Contour: Solid X Normal Stress	 Output Set: NX NASTRAN Case 1 Elemental Contour: Solid ZX Shear Stress

В табл. 4 приведены цветные области, характеризующие вертикальные сжимающие и горизонтальные напряжения, а также касательные напряжения, возникающие в напряженной области грунтового массива и свайной конструкции длиной 2 м с верхними диаметрами $D = 0,6; 0,8; 1,0$ и 1,2 м.

Исследование деформированного состояния свайной конструкции. На рис. 5 и 6 представлены пространственные картины вертикальных и горизонтальных перемещений сваи от действия вертикальной ($N = 1000$ кН) и горизонтальной ($P = 100$ кН) нагрузок.

В табл. 5 приведены результаты статического расчета свайной конструкции различной геометрии, находящейся под действием горизонтальной и вертикальной нагрузок.

По результатам расчета можно сделать вывод, что для свай *одинаковой длины* $L_i = \text{const}$ числовые значения осадки и горизонтального перемещения уменьшаются с увеличением верхнего диаметра (табл. 5). Если сравнить сваи *разной длины* L_i , но с одинаковыми площадями боковой поверхности $S_i = \text{const}$, то можно обнаружить, что длина сваи оказывает наиболее существенное влияние на осадку (вертикальную составляющую перемещения), в то время как на горизонтальное перемещение сваи наибольшее влияние оказывает верхний диаметр $D_{\text{св}}$ поперечного сечения.

В табл. 6 иллюстрируются перемещения относительно короткой свайной конструкции (длиной $L = 2$ м) с разными верхними диаметрами.

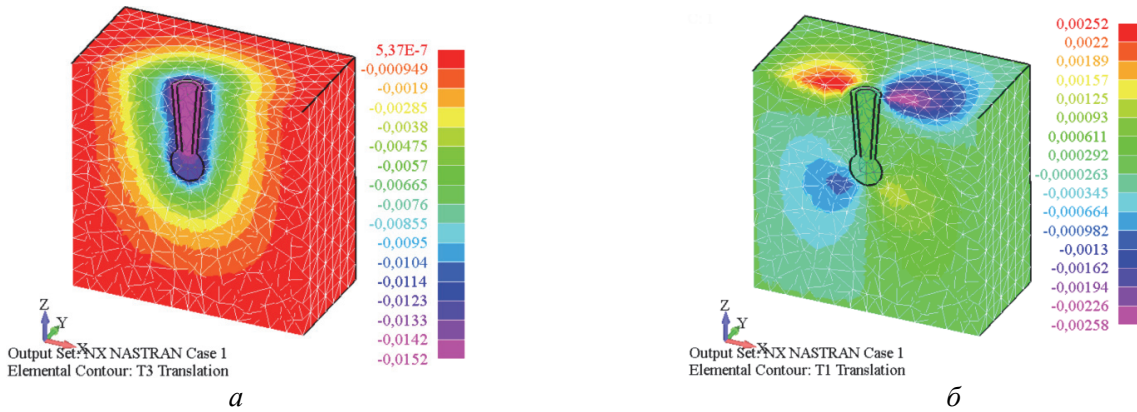


Рис. 5. Вертикальные (а) и горизонтальные (б) перемещения свайной конструкции и грунта от вертикального нагружения силой $N = 1000$ кН

Figure 5. Vertical (a) and horizontal (b) displacements of pile structures and soil from vertical loading by force $N = 1000$ kN

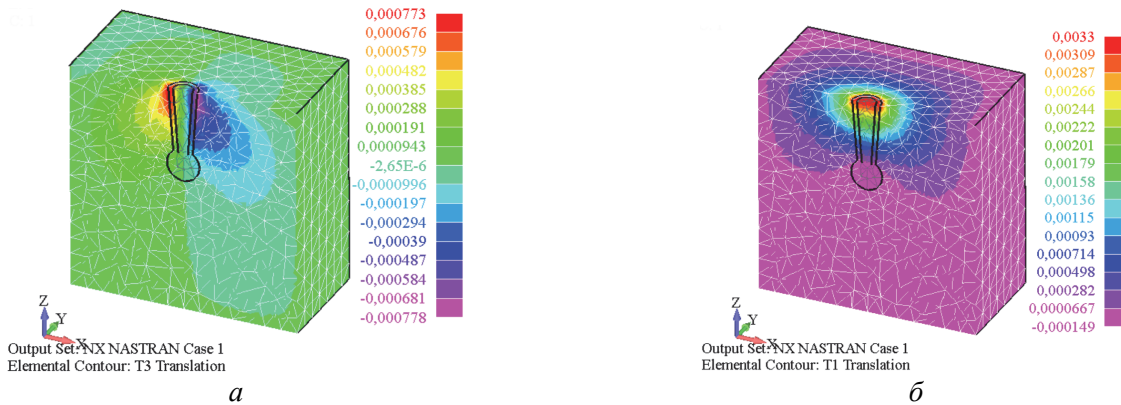


Рис. 6. Вертикальные (а) и горизонтальные (б) перемещения свайной конструкции и грунта от горизонтального нагружения силой $P = 100$ кН

Figure 6. Vertical (a) and horizontal (b) displacements of pile structures and soil from horizontal loading by force $P = 100$ kN

Следует отметить, что на НДС свайной конструкции существенное влияние оказывает технология выполняемых строительных работ. Если боковая поверхность сваи опирается с помощью крепежных элементов и бетонной смеси на щебневую оболочку, которая является опалубкой, утрамбованной в грунт и создающей при этом весьма плотное околосвайное пространство, то можно считать, что свайная конструкция работает под нагрузкой как единое целое. При этом размер сваи увеличивается на толщину t (м) щебневой оболочки (см. табл. 3). В этом случае на осадку сваи существенно влияет радиус уплотненного вокруг нее грунта. Указанный радиус зависит от физико-механических характеристик грунта, фракции применяемого щебня и силы вдавливания его в грунт. Нижнее шарообразное щебневое расширение является жестким материком, своеобразной прослойкой между слабыми и мало сжимаемыми грунтами. С увеличением длины сваи большая доля сжимающей N нагрузки будет передаваться основанию посредством трения боковой поверхности. Однако с течением времени некоторая доля этой нагрузки переходит на острие сваи из-за релаксации грунта. Поэтому устройство шарообразного щебневого расширения на нижнем конце сваи позволяет передавать и равномерно перераспределять сжимающую (вертикальную) N нагрузку на основание, уменьшая при этом осадку сваи²⁶ [30]. В случае если технология по устройству сваи со щебневой оболочкой не предусматривает их совместную работу как единой конструкции, щебневая оболочка будет являться всего лишь опалубкой. В подобной ситуации сравнение схожих параметров следует выполнять как для монолитной железобетонной сваи.

²⁶ Сапожников А.И., Кужахметова Э.Р. Способы погружения, прочностные и деформационные расчеты свай. Б. и., 2015. 71 с. URL: <https://rucont.ru/efd/314524> (дата обращения: 15.05.2021).

Таблица 5

Максимальные перемещения свай I и II типов с разной длиной от вертикальной и горизонтальной нагрузки

№ п/п	Длина <i>i</i> -й свай <i>L</i> , м	Вертикальные s_i и горизонтальные перемещения Δx_i <i>i</i> -свай разного вида:							
		I тип, нижний диаметр $d = 0,3$, м				II тип, нижний диаметр $d = 0,4$, м			
		Верхний диаметр D , м				Верхний диаметр D , м			
		0,6	0,8	1,0	1,2	0,6	0,8	1,0	1,2
1	1,0	0,01760	0,01590	0,01490	0,01380	0,0166	0,0160	0,0147	0,0137
		<i>0,00385</i>	<i>0,00281</i>	<i>0,00236</i>	<i>0,00198</i>	<i>0,0032</i>	<i>0,0028</i>	<i>0,0025</i>	<i>0,0022</i>
2	2,0	0,01520	0,01450	0,01390	0,01290	0,0147	0,0141	0,0131	0,0129
		<i>0,00330</i>	<i>0,00283</i>	<i>0,00247</i>	<i>0,00214</i>	<i>0,0032</i>	<i>0,0028</i>	<i>0,0025</i>	<i>0,0022</i>
3	3,0	0,01200	0,01140	0,01080	0,01030	0,0117	0,0111	0,0106	0,0101
		<i>0,00302</i>	<i>0,00251</i>	<i>0,00218</i>	<i>0,00190</i>	<i>0,0029</i>	<i>0,0025</i>	<i>0,0022</i>	<i>0,0019</i>
4	4,0	0,01000	0,00952	0,00904	0,00857	0,0098	0,0093	0,0088	0,0084
		<i>0,00288</i>	<i>0,00234</i>	<i>0,00200</i>	<i>0,00174</i>	<i>0,0028</i>	<i>0,0023</i>	<i>0,0020</i>	<i>0,0017</i>
5	5,0	0,00875	0,00825	0,00780	0,00740	0,0085	0,0080	0,0076	0,0072
		<i>0,00279</i>	<i>0,00224</i>	<i>0,00190</i>	<i>0,00161</i>	<i>0,0027</i>	<i>0,0022</i>	<i>0,0018</i>	<i>0,0016</i>
6	6,0	0,00777	0,00723	0,00682	0,00648	0,0075	0,0070	0,0066	0,0063
		<i>0,00273</i>	<i>0,00216</i>	<i>0,00180</i>	<i>0,00153</i>	<i>0,0027</i>	<i>0,0021</i>	<i>0,0018</i>	<i>0,0015</i>
7	7,0	0,00710	0,00666	0,00625	0,00575	0,0070	0,0063	0,0059	0,0056
		<i>0,00269</i>	<i>0,00211</i>	<i>0,00174</i>	<i>0,00145</i>	<i>0,0026</i>	<i>0,0021</i>	<i>0,0017</i>	<i>0,0014</i>
8	8,0	0,00644	0,00591	0,00552	0,00519	0,0062	0,0057	0,0054	0,0050
		<i>0,00266</i>	<i>0,00209</i>	<i>0,00169</i>	<i>0,00142</i>	<i>0,0026</i>	<i>0,0020</i>	<i>0,0017</i>	<i>0,0014</i>
9	9,0	0,00599	0,00543	0,00506	0,00474	0,0057	0,0052	0,0049	0,0046
		<i>0,00264</i>	<i>0,00204</i>	<i>0,00165</i>	<i>0,00138</i>	<i>0,0026</i>	<i>0,0020</i>	<i>0,0016</i>	<i>0,0013</i>
10	10,0	0,00561	0,00507	0,00476	0,00440	0,0054	0,0048	0,0045	0,0042
		<i>0,00261</i>	<i>0,00204</i>	<i>0,00163</i>	<i>0,00120</i>	<i>0,0025</i>	<i>0,0020</i>	<i>0,0016</i>	<i>0,0013</i>

Примечание: над чертой – осадка (вертикальные перемещения); под чертой – горизонтальные перемещения.

Table 5

Maximum displacements of piles of types I and II with different lengths from vertical and horizontal load

No.	Length <i>i</i> -piles, <i>L</i> , m	Vertical s_i and horizontal displacements Δx_i <i>i</i> -piles of different types:							
		Type I, the lower diameter $d = 0.3$, m				Type II, lower diameter $d = 0.4$, m			
		The upper diameter D , m				The upper diameter D , m			
		0.6	0.8	1.0	1.2	0.6	0.8	1.0	1.2
1	1.0	0.01760	0.01590	0.01490	0.01380	0.0166	0.0160	0.0147	0.0137
		<i>0.00385</i>	<i>0.00281</i>	<i>0.00236</i>	<i>0.00198</i>	<i>0.0032</i>	<i>0.0028</i>	<i>0.0025</i>	<i>0.0022</i>
2	2.0	0.01520	0.01450	0.01390	0.01290	0.0147	0.0141	0.0131	0.0129
		<i>0.00330</i>	<i>0.00283</i>	<i>0.00247</i>	<i>0.00214</i>	<i>0.0032</i>	<i>0.0028</i>	<i>0.0025</i>	<i>0.0022</i>
3	3.0	0.01200	0.01140	0.01080	0.01030	0.0117	0.0111	0.0106	0.0101
		<i>0.00302</i>	<i>0.00251</i>	<i>0.00218</i>	<i>0.00190</i>	<i>0.0029</i>	<i>0.0025</i>	<i>0.0022</i>	<i>0.0019</i>
4	4.0	0.01000	0.00952	0.00904	0.00857	0.0098	0.0093	0.0088	0.0084
		<i>0.00288</i>	<i>0.00234</i>	<i>0.00200</i>	<i>0.00174</i>	<i>0.0028</i>	<i>0.0023</i>	<i>0.0020</i>	<i>0.0017</i>
5	5.0	0.00875	0.00825	0.00780	0.00740	0.0085	0.0080	0.0076	0.0072
		<i>0.00279</i>	<i>0.00224</i>	<i>0.00190</i>	<i>0.00161</i>	<i>0.0027</i>	<i>0.0022</i>	<i>0.0018</i>	<i>0.0016</i>
6	6.0	0.00777	0.00723	0.00682	0.00648	0.0075	0.0070	0.0066	0.0063
		<i>0.00273</i>	<i>0.00216</i>	<i>0.00180</i>	<i>0.00153</i>	<i>0.0027</i>	<i>0.0021</i>	<i>0.0018</i>	<i>0.0015</i>
7	7.0	0.00710	0.00666	0.00625	0.00575	0.0070	0.0063	0.0059	0.0056
		<i>0.00269</i>	<i>0.00211</i>	<i>0.00174</i>	<i>0.00145</i>	<i>0.0026</i>	<i>0.0021</i>	<i>0.0017</i>	<i>0.0014</i>
8	8.0	0.00644	0.00591	0.00552	0.00519	0.0062	0.0057	0.0054	0.0050
		<i>0.00266</i>	<i>0.00209</i>	<i>0.00169</i>	<i>0.00142</i>	<i>0.0026</i>	<i>0.0020</i>	<i>0.0017</i>	<i>0.0014</i>
9	9.0	0.00599	0.00543	0.00506	0.00474	0.0057	0.0052	0.0049	0.0046
		<i>0.00264</i>	<i>0.00204</i>	<i>0.00165</i>	<i>0.00138</i>	<i>0.0026</i>	<i>0.0020</i>	<i>0.0016</i>	<i>0.0013</i>
10	10.0	0.00561	0.00507	0.00476	0.00440	0.0054	0.0048	0.0045	0.0042
		<i>0.00261</i>	<i>0.00204</i>	<i>0.00163</i>	<i>0.00120</i>	<i>0.0025</i>	<i>0.0020</i>	<i>0.0016</i>	<i>0.0013</i>

Note: above the line – draft (vertical movement); below the line – horizontal movements.

Результаты расчета короткой сваи длиной $L = 2$ м

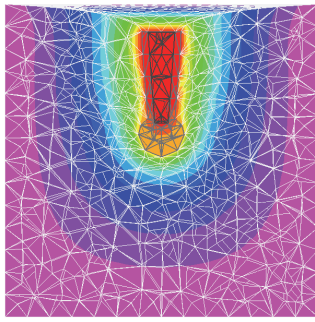
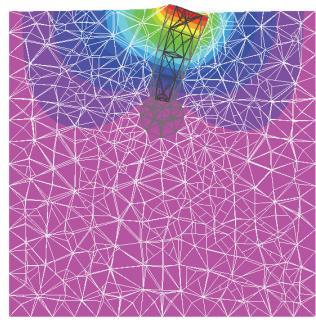
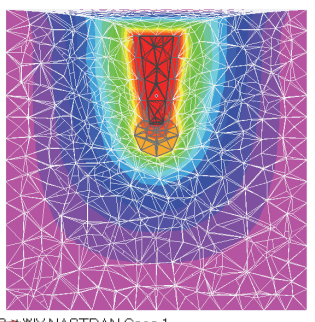
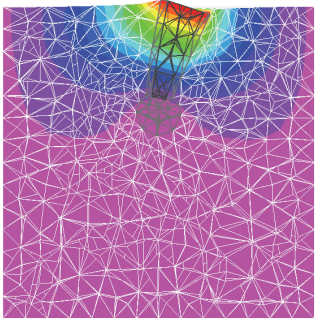
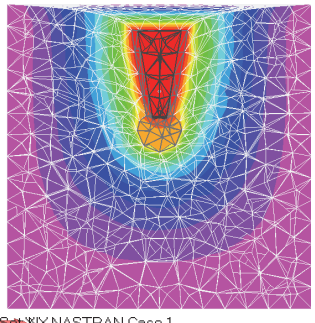
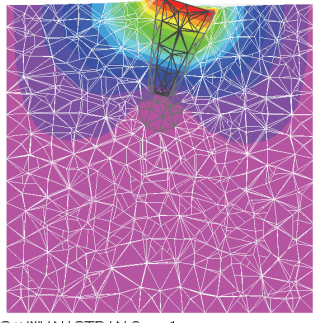
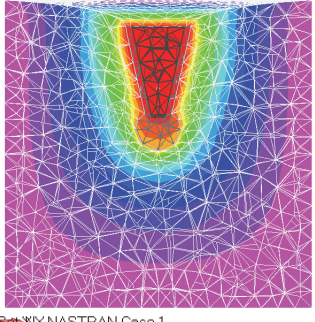
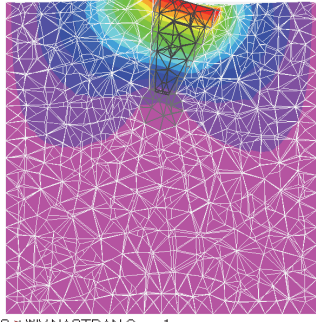
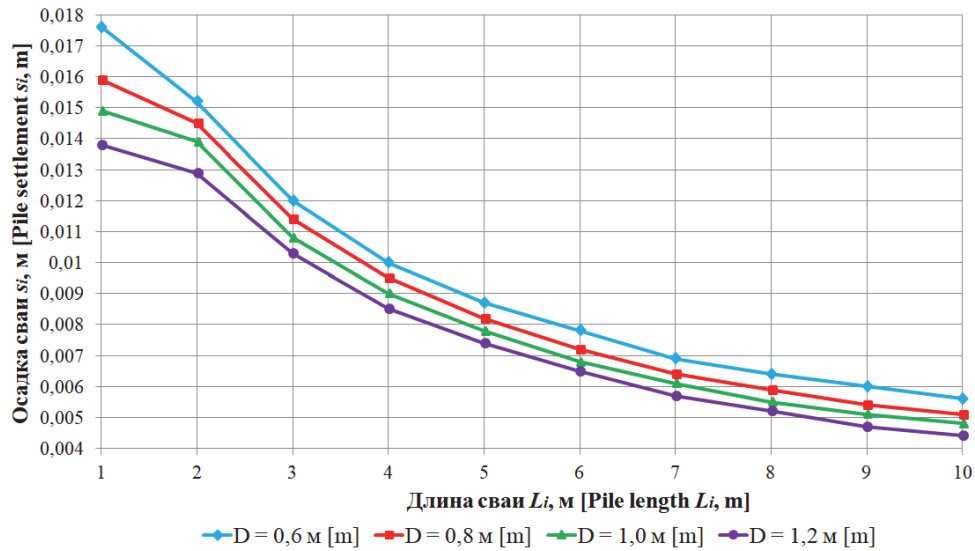
Верхний и нижний диаметры	Вертикальная осадка s_b , м, от $N = 1000$ кН	Горизонтальное перемещение Δx , м, от $P = 100$ кН
Верхний диаметр $D = 0,6$ м, нижний диаметр $d = 0,3$ м	 <p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0152): Total Translation Nodal Contour: Total Translation</p>	 <p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.00336): Total Translation Nodal Contour: T1 Translation</p>
Верхний диаметр $D = 0,8$ м, нижний диаметр $d = 0,3$ м	 <p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0145): Total Translation Elemental Contour: Total Translation</p>	 <p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0029): Total Translation Elemental Contour: T1 Translation</p>
Верхний диаметр $D = 1,0$ м, нижний диаметр $d = 0,3$ м	 <p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0139): Total Translation Elemental Contour: Total Translation</p>	 <p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.00255): Total Translation Elemental Contour: T1 Translation</p>
Верхний диаметр $D = 1,2$ м, нижний диаметр $d = 0,3$ м	 <p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0129): Total Translation Elemental Contour: Total Translation</p>	 <p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.00223): Total Translation Elemental Contour: T1 Translation</p>

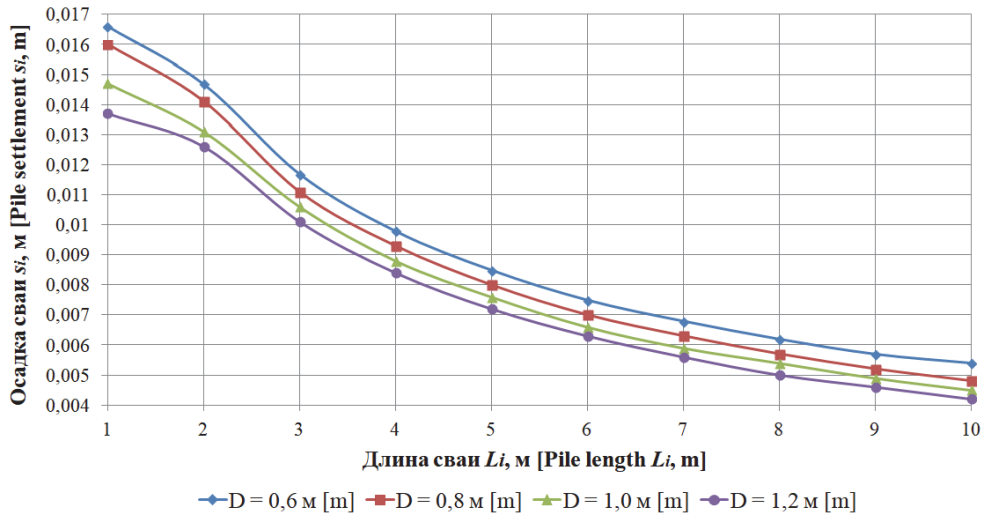
Table 6

The results of the calculation of a short pile with a length $L = 2$ m

Top and bottom diameters	Vertical draft s_v , m, from $N = 1000$ kN	Horizontal displacement Δx_i , m, from $P = 100$ kN
Top diameter $D = 0.6$ m, bottom diameter $d = 0.3$ m	<p>Output: Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0152): Total Translation Nodal Contour: Total Translation</p>	<p>Output: Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.00336): Total Translation Nodal Contour: T1 Translation</p>
Top diameter $D = 0.8$ m, bottom diameter $d = 0.3$ m	<p>Output: Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0145): Total Translation Elemental Contour: Total Translation</p>	<p>Output: Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0029): Total Translation Elemental Contour: T1 Translation</p>
Top diameter $D = 1.0$ m, bottom diameter $d = 0.3$ m	<p>Output: Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0139): Total Translation Elemental Contour: Total Translation</p>	<p>Output: Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.00255): Total Translation Elemental Contour: T1 Translation</p>
Top diameter $D = 1.2$ m, bottom diameter $d = 0.3$ m	<p>Output: Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0129): Total Translation Elemental Contour: Total Translation</p>	<p>Output: Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.00223): Total Translation Elemental Contour: T1 Translation</p>



a



б

Рис. 7. График «осадка s_i , м – длина L , м» свай от вертикальной нагрузки $N = 100$, т, для нижних диаметров: $d = 0,3$ м (а); $d = 0,4$ м (б)
 Figure 7. Graph “draft s_i , m – length L , m” of piles from vertical load $N = 100$, t, for lower diameters: $d = 0.3$ m (a); $d = 0.4$ m (b)

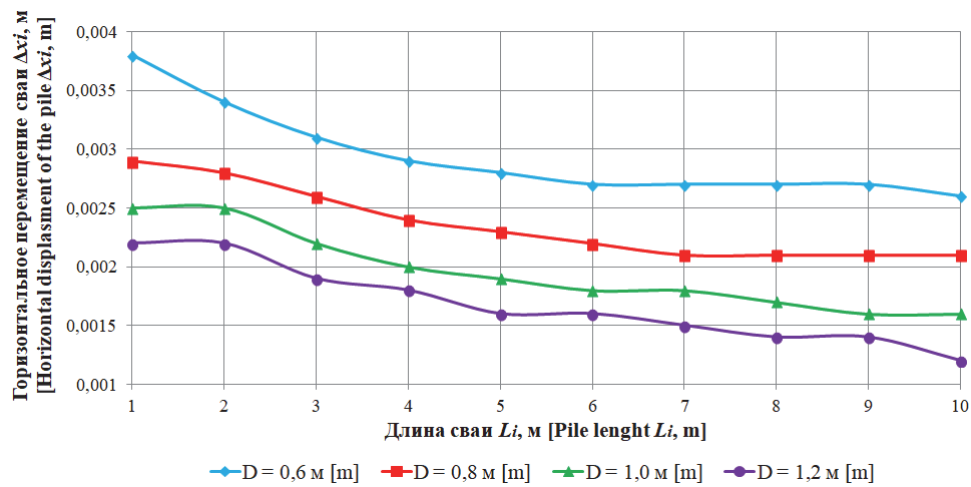
Таблица 7

Сравнение результатов по схожим параметрам монолитной | железобетонной свай

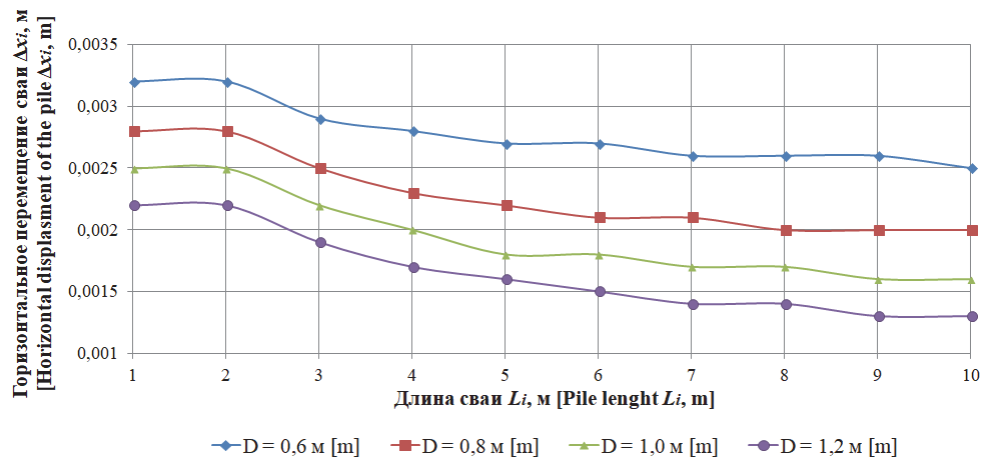
№ п/п	Длина L , м	Диаметры монолитной железобетонной свай		Параметры монолитной железобетонной свай		Максимальные перемещения свай (без учета щебневой оболочки)		Параметры щебневой оболочки (толщина 0,15 м)		Максимальные перемещения свайной конструкции (с учетом щебневой оболочки)	
		D , м	d , м	V , м ³	S , м ²	s_b , мм	Δx_b , мм	V , м ³	S , м ²	s_b , мм	Δx_b , мм
1	1,0	1,2	0,3	0,494	2,355	19,64	2,79	0,424	3,297	13,80	1,98
	3,0	0,6	0,3	0,494	4,239	12,10	2,05	0,848	7,065	12,00	3,02
2	3,0	1,2	0,3	1,484	7,065	11,90	2,38	1,272	9,891	10,30	1,90
	5,0	0,6	0,3	0,824	7,065	9,32	2,79	1,413	11,775	8,75	2,79
3	6,0	1,2	0,3	2,967	14,13	8,73	1,92	2,543	19,782	6,48	1,53
	10,0	0,6	0,3	1,648	14,13	11,30	2,27	2,826	23,550	5,61	2,61
4	3,0	1,2	0,3	1,484	7,065	11,90	2,38	1,272	9,891	10,30	1,90
	9,0	0,6	0,3	1,484	12,717	10,96	2,23	2,543	21,195	5,99	2,64

Comparison of results for similar parameters of monolithic reinforced concrete piles

No.	Length L , m	Diameters of monolithic reinforced concrete piles		Monolithic reinforced concrete pile parameters		Maximum displacement of the pile (excluding the crushed stone shell)		Crushed stone shell parameters (thickness 0.15 m)		Maximum displacement of the pile structure (excluding the crushed stone shell)	
		D , m	d , m	V , m ³	S , m ²	s_i , mm	Δx_i , mm	V , m ³	S , m ²	s_i , mm	Δx_i , mm
1	1.0	1.2	0.3	0.494	2.355	19.64	2.79	0.424	3.297	13.80	1.98
	3.0	0.6	0.3	0.494	4.239	12.10	2.05	0.848	7.065	12.00	3.02
2	3.0	1.2	0.3	1.484	7.065	11.90	2.38	1.272	9.891	10.30	1.90
	5.0	0.6	0.3	0.824	7.065	9.32	2.79	1.413	11.775	8.75	2.79
3	6.0	1.2	0.3	2.967	14.130	8.73	1.92	2.543	19.782	6.48	1.53
	10.0	0.6	0.3	1.648	14.130	11.30	2.27	2.826	23.550	5.61	2.61
4	3.0	1.2	0.3	1.484	7.065	11.90	2.38	1.272	9.891	10.30	1.90
	9.0	0.6	0.3	1.484	12.717	10.96	2.23	2.543	21.195	5.99	2.64



a



б

Рис. 8. График «перемещение s_2 – длина L , м» от горизонтальной нагрузки $P = 10$, т, для нижнего диаметра: $d = 0,3$ м (а); $d = 0,4$ м (б)
 Figure 8. The graph “displacement s_2 – length L , m” from the horizontal load $P = 10$, t, for the lower diameter: $d = 0,3$ m (a); $d = 0,4$ m (b)

В табл. 7 представлены максимальные вертикальные и горизонтальные перемещения монолитной железобетонной сваи типа I по схожим параметрам без учета и с учетом щебневой оболочки. Например, площади боковой поверхности монолитных железобетонных свай длиной 5 м с верхним диаметром

$D = 0,6$ м и сваи длиной 3 м с верхним диаметром $D = 1,2$ м одинаковые, то есть $S_{L=5} = S_{L=3} = 7,065$ м². При этом расход бетона составляет для пятиметровой сваи $V_{L=5} = 0,824$ м³, а для трехметровой сваи – $V_{L=3} = 1,484$ м³. По результатам численного анализа осадка трехметровой свайной конструкции составила $\Delta z_{L=3} = 11,90$ мм, а для пятиметровой – $\Delta z_{L=5} = 9,32$ мм, то есть осадка уменьшилась на 22 % (в то время как горизонтальное перемещение уменьшилось на 34 %). Следовательно, при сравнении двух свай можно сказать, что свая $L = 5$ м – более выгодный вариант, поскольку экономия бетона при ее строительстве достигает около 44 %. Численный анализ показывает, что на уменьшение осадки в большей степени оказывает увеличение площади боковой поверхности монолитной железобетонной сваи, которая дополнительно возрастает за счет ее совместной работы с щебневой оболочкой. Отсюда вертикальное и горизонтальное перемещения свайной конструкции уменьшились на 15 и 34 % соответственно.

На рис. 7 представлено изменение осадки s_i , м, конструкции двух типов свай в зависимости от длины L_i , м. Данные графики наглядно демонстрируют плавное уменьшение осадки начиная с $L = 2$ м до $L = 10$ м для свай с верхними диаметрами $D_{св} = 0,6; 0,8; 1,0; 1,2$ м.

На рис. 8 представлены графики изменения максимальных горизонтальных перемещений свай разной геометрической формы (верхние диаметры: $D_{св} = 0,6; 0,8; 1,0; 1,2$ м) в зависимости от длины L , м. Видно, что зависимость горизонтальных перемещений свай от длины незначительна.

Обсуждение

В настоящее время при строительстве новых зданий и сооружений любой сложности и этажности инженеры широко применяют набивные свайные фундаменты. Их в первую очередь привлекает безопасное использование фундаментов в стесненных условиях городской застройки, а также при реконструкции и планировке зданий (сооружений), расположенных в непосредственной близости от уже эксплуатируемых и жилых зданий.

Конструкции набивных свайных фундаментов, содержащихся в СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты»²⁷, оказываются не всегда приемлемыми вследствие дороговизны, малокупаемости и недостаточной прочности. Особенно это характерно для строительства в слабоструктурированных и водонасыщенных грунтах. В подобных случаях наиболее практичным решением является применение монолитной железобетонной сваи конической формы с нижним (концевым) щебневым шарообразным расширением. Данная свая может оказаться наиболее выгодной, как по технологии производства, так и по расходу материала. Характерная конусообразная форма сваи с нижним щебневым расширением обеспечивает существенное увеличение жесткости в вертикальном и горизонтальном направлениях. Работая как монолитное тело²⁸ [30], свая предложенной конструкции вдавливаются в массив основания, создавая дополнительные уплотнения грунта вокруг шарообразной формы.

Важную роль для обеспечения эффективности свайного фундамента играет технология строительных работ. Особое внимание должно быть уделено порционной засыпке щебня и его утрамбовке, сначала при формировании нижнего шарообразного расширения, а затем в процессе постепенно переходя к стенкам боковой щебневой оболочки (опалубки). Именно равномерное вдавливание щебня разной фракции позволяет создавать равномерное уплотнение грунта. Радиус уплотнения и плотность грунта по боковой поверхности сваи и под ее концевым шарообразным расширением можно определить только экспериментальным путем с применением различных методов, подробно описанных, например, в [31].

Заключение

Известно, что несущая способность свай определяется из условия прочности грунтов основания, то есть суммы сопротивления трению грунта по боковой поверхности ствола и сопротивления грунта по нижнему концу сваи [32]. Отсюда дополнительное увеличение площади боковой поверхности ствола, обеспечиваемое монолитной железобетонной свайей конической формы с устройством щебневой оболочки (опалубки). Шарообразное нижнее расширение является своего рода жестким материком для нижнего конца сваи, существенно уменьшающим осадку сваи под вертикальной нагрузкой. Щебневые образования вокруг сваи обеспечивают значительное повышение ее несущей способности, прочности и

²⁷ СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2011.

²⁸ Сапожников А.И., Кужахметова Э.Р. Способы погружения, прочностные и деформационные расчеты свай. Б. и., 2015. 71 с. URL: <https://rucont.ru/efd/314524> (дата обращения: 15.05.2021).

надежности. Снижаются затраты на устройство свайного фундамента и, соответственно, надземной части здания. Полученные результаты расчета показали, что несущая способность свайных фундаментов с расширениями зависит от геометрических и жесткостных параметров свай, в частности от угла ее конусности и длины. Однако в настоящее время сохраняется недостаток знаний об особенностях работы фундаментов подобного типа. Поэтому теоретические и экспериментальные исследования пространственной работы зданий и сооружений, установленных на набивных свайных фундаментах с расширениями, представляются весьма актуальными, особенно при изучении совместного действия статических (весовых) и динамических (ветровых, сейсмических) нагрузок.

Список литературы

1. Кужахметова Э.Р. Погружение, расчет и конструирование монолитной железобетонной сваи конической формы // Научное обозрение. Технические науки. 2017. № 2. С. 57–64.
2. Сапожников А.И., Кужахметова Э.Р. Глубокое погружение и деформационный расчет монолитной свай-оболочки большого диаметра // Международная научная конференция научно-педагогических работников Астраханского государственного технического университета, посвященная 85-летию со дня основания вуза (59 НПП): материалы. Астрахань: Астраханский государственный технический университет, 2015. С. 191–192.
3. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов (основы теории и примеры расчета). М.: Стройиздат, 1990. 304 с.
4. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. М.: Стройиздат, 1991. 728 с.
5. Ободовский А.А. Проектирование свайных фундаментов. М.: Стройиздат, 1977. 112 с.
6. Кальницкий А.А., Пешковский Л.Н. Расчет и конструирование железобетонных фундаментов гражданских и промышленных зданий и сооружений. М.: Высшая школа, 1974. 260 с.
7. Zhukov N.V. Construction of pile foundations for instrudial farm buildings // *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1968. Vol. 5. Issue 4. Pp. 251–254.
8. Zilberberg S.D., Sherstnev A.D. Construction of compaction tapered pile foundations (from the experience of the “Vladspetsstroi” trust) // *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1990. Vol. 27. Pp. 96–101.
9. Jain M.P., Rastogi P.C. Parameters effecting the capacity of tapered piles // *Journal of the Institution of Engineers (India): Civil Engineering Division*. 1980. Vol. 60. No. 4. Pp. 190–201.
10. Manandhar S., Yasufuku N. Vertical bearing capacity of tapered piles in sands using cavity expansion theory // *Soils and Foundations*. 2013. Vol. 53. No. 6. Pp. 853–867.
11. Paik K., Lee J., Kim D. Axial response and bearing capacity of tapered piles in sandy soil // *Geotechnical Testing Journal*. 2011. Vol. 34. No. 2. Pp. 122–130.
12. Kodikara J.K., Moore I.D. Axial response of tapered piles in cohesive-frictional ground // *Journal of Geotechnical Engineering*. 1993. Vol. 119. No. 4. Pp. 675–693.
13. Kodikara J.K., Kong K.H., Haque A. Numerical evaluation of side resistance of tapered piles in mudstone // *Geotechnique*. 2006. Vol. 56. Issue 7. Pp. 505–510.
14. Hataf N., Shafaghat A. Optimizing the bearing capacity of tapered piles in realistic scale using 3D finite element method // *Geotechnical and Geological Engineering*. 2015. Vol. 33. Issue 6. Pp. 1465–1473.
15. Kurian N.P., Srinivas M.S. Studies on the behaviour of axially loaded tapered piles by the finite element method // *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 1995. Vol. 19. No. 12. Pp. 869–888.
16. Nagggar M.H.E., Wei J.Q. Response of tapered piles subjected to lateral loading // *Canadian Geotechnical Journal*. 1999. Vol. 36. Issue 1. Pp. 52–71.
17. Kong G.-Q., Yang Q., Liu H.L., Liang R.Y. Numerical study of a new belled wedge pile type under different loading modes // *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. 2013. No. 17. Pp. 37–41.
18. Khan M.K., Nagggar M.H.E., Elkasabgy M. Compression testing and analysis of drilled concrete tapered piles in cohesive-frictional soil // *Canadian Geotechnical Journal*. 2008. Vol. 45. Issue 3. Pp. 377–392.
19. Rybnikov A.M. Experimental investigations of bearing capacity of bored-cast-in-place tapered piles // *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1990. Vol. 27. No. 2. Pp. 48–52.
20. Nagggar M.H.E., Wei J.Q. Axial capacity of tapered piles established from model tests // *Canadian Geotechnical Journal*. 1999. Vol. 36. Issue 6. Pp. 1185–1194.
21. Nagggar M.H.E., Sakr M. Evaluation of axial performance of tapered piles from centrifuge tests // *Canadian Geotechnical Journal*. 2000. Vol. 37. No. 6. Pp. 1295–1308.
22. Рыбникова И.А., Рыбников А.М. Анализ результатов натурных испытаний буронабивных конических свай на действие различных видов нагрузок // Вестник БГТУ имени В.Г. Шухова. 2018. Т. 3. № 3. С. 24–29. http://dx.doi.org/12737/article_5abfc9b8b80fd1.89721982
23. Рыбникова И.А., Рыбников А.М. Анализ результатов тензометрических исследований работы натурных буронабивных конических свай // Вестник БГТУ имени В.Г. Шухова. 2020. № 2. С. 44–55. <http://dx.doi.org/10.34031/2071-7318-2020-5-2-44-55>

24. Чернявский Д.А. Оценка влияния прочностных характеристик глинистых грунтов на несущую способность одиночных конических буроинъекционных свай // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. 2018. Т. 9. № 4. С. 69–79. <http://dx.doi.org/10.15593/2224-9826/2018.4.07>
25. Трофименко Ю.Г., Ободовский А.А. Свайные фундаменты для жилых и промышленных зданий. 2-е изд., доп. и перераб. М.: Издательство литературы по строительству, 1970. 241 с.
26. Зенкевич О.К. Метод конечных элементов в технике. М.: Мир, 1975. 540 с.
27. Рычков С.П. Моделирование конструкций в среде Femap with NX Nastran. М.: ДМК Пресс, 2013. 784 с.
28. Шимкович Д.Г. Расчет конструкций в MSC/NASTRAN for Windows. М.: ДМК Пресс, 2003. 448 с. (Серия «Проектирование»).
29. Кужахметова Э.Р. Моделирование свайного фундамента в среде Femap with NX Nastran // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2020. Т. 16. № 4. С. 250–260. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-4-250-260>
30. Кужахметова Э.Р., Сапожников А.И. Сравнительный анализ работы длинных и коротких свай при горизонтальном нагружении // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2015. № 5–6. С. 30–34.
31. Zotsenko N.L., Vagidov M.M., Khazin V.I., Landar A.M. Investigation of soil compaction zone around short tapered piles from sounding data // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1976. Vol. 13. No. 5. Pp. 315–318.
32. Линович Л.Е. Расчет и конструирование частей гражданских зданий. Киев: Будівельник, 1972. 644 с.

References

1. Kuzhakhmetova E.R. Dipping, calculation and construction of the monolithic reinforced concrete pile of the conical form. *Scientific Review. Technical Sciences*. 2017;(2):57–64. (In Russ.)
2. Sapozhnikov A.I., Kuzhakhmetova E.R. Deep immersion and deformation calculation of a monolithic pile-shell of large diameter. *International Scientific Conference of Scientific and Pedagogical Workers of Astrakhan State Technical University, Dedicated to the 85th Anniversary from the Basis of the University (Astrakhan, 20–25 April 2015)*. Astrakhan; 2015. p. 191–192. (In Russ.)
3. Veselov V.A. *Design of foundations and foundations (basic theory and calculation examples)*. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1990. (In Russ.)
4. Baykov V.N., Sigalov E.E. *Reinforced concrete structures. General course*. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1991. (In Russ.)
5. Obodovsky A.A. *Design of pile foundations*. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1977. (In Russ.)
6. Kalnitskiy A.A., Peshkovskiy L.N. *Calculation and design of reinforced concrete foundations of civil and industrial buildings and structures*. Moscow: Vysshaya shkola Publ.; 1974. (In Russ.)
7. Zhukov N.V. Construction of pile foundations for instrudial farm buildings. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1968;5(4):251–254.
8. Zilberberg S.D., Sherstnev A.D. Construction of compaction tapered pile foundations (from the experience of the “Vladspetsstroi” trust). *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1990;27:96–101.
9. Jain M.P., Rastogi P.C. Parameters affecting the capacity of tapered piles. *Journal of the Institution of Engineers (India): Civil Engineering Division*. 1980;60(4):190–201.
10. Manandhar S., Yasufuku N. Vertical bearing capacity of tapered piles in sands using cavity expansion theory. *Soils and Foundations*. 2013;53(6):853–867.
11. Paik K., Lee J., Kim D. Axial response and bearing capacity of tapered piles in sandy soil. *Geotechnical Testing Journal*. 2011;4(2):122–130.
12. Kodikara J.K., Moore I.D. Axial response of tapered piles in cohesive-frictional ground. *Journal of Geotechnical Engineering*. 1993;119(4):675–693.
13. Kodikara J.K., Kong K.H., Haque A. Numerical evaluation of side resistance of tapered piles in mudstone. *Geotechnique*. 2006;56(7):505–510.
14. Hataf N., Shafaghat A. Optimizing the bearing capacity of tapered piles in realistic scale using 3D finite element method. *Geotechnical and Geological Engineering*. 2015;33(6):1465–1473.
15. Kurian N.P., Srinivas M.S. Studies on the behaviour of axially loaded tapered piles by the finite element method. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 1995;19(12):869–888.
16. Naggar M.H.E., Wei J.Q. Response of tapered piles subjected to lateral loading. *Canadian Geotechnical Journal*. 1999;6(1):52–71.
17. Kong G.-Q., Yang Q., Liu H.L., Liang R.Y. Numerical study of a new belled wedge pile type under different loading modes. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. 2013;17:37–41.
18. Khan M.K., Naggar M.H.E., Elkasabgy M. Compression testing and analysis of drilled concrete tapered piles in cohesive-frictional soil. *Canadian Geotechnical Journal*. 2008;45(3):377–392.
19. Rybnikov A.M. Experimental investigations of bearing capacity of bored-cast-in-place tapered piles. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1990;27(2):48–52.
20. Naggar M.H.E., Wei J.Q. Axial capacity of tapered piles established from model tests. *Canadian Geotechnical Journal*. 1999;36(6):1185–1194.

21. Naggar M.H.E., Sakr M. Evaluation of axial performance of tapered piles from centrifuge tests. *Canadian Geotechnical Journal*. 2000;37(6):1295–1308.
22. Rybnikova I.A., Rybnikov A.M. Analysis of the field tests results of bored conical piles under the action of various types of loads. *Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov*. 2018;3(3):24–29. (In Russ.) http://dx.doi.org/10.12737/article_5abfc9b8b80fd1.89721982
23. Rybnikova I.A., Rybnikov A.M. Analysis of the results of tensometric studies of natural bored conical piles. *Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov*. 2020;(2):44–55 (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.34031/2071-7318-2020-5-2-44-55>
24. Cherniavsky D.A. Assessment of the influence of the strength characteristics of clay soils on the bearing capacity of single conical CFA piles. *Bulletin of PNRPU. Construction and Architecture*. 2018;9(4):69–79. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.15593/2224-9826/2018.4.07>
25. Trofimenkov Yu.G., Obodovskiy A.A. *Pile foundations for residential and industrial buildings*. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1970. (In Russ.)
26. Zienkiewicz O.C. *The finite element method in engineering science*. Moscow: Mir Publ.; 1975. (In Russ.)
27. Rychkov S.P. *Structural modeling in Femap with NX Nastran*. Moscow: DMK Press; 2013. (In Russ.)
28. Shimkovich D.G. *Structural analysis in MSC/NASTRAN for Windows*. Moscow: DMK Press; 2003. (In Russ.)
29. Kuzhakhmetova E.R. Modeling of a piled foundation in a Femap with NX Nastran. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2020;16(4):250–260. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-4-250-260>
30. Kuzhakhmetova E.R., Sapozhnikov A.I. Comparative analysis of long and short piles with horizontal uploading. *Building Materials, Equipment, Technologies of the XXI Century*. 2015;(5–6):30–34. (In Russ.)
31. Zotsenko N.L., Vagidov M.M., Khazin V.I., Landar A.M. Investigation of soil compaction zone around short tapered piles from sounding data. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1976;13(5):315–318.
32. Linovich L.E. *Calculation and design of parts of civil buildings*. Kiev: Budivelnik Publ.; 1972. (In Russ.)