УДК 624.154+624.131.524.4

DOI 10.23968/1999-5571-2017-14-3-59-69

© А. В. Евстратова, магистрант

© A. V. Evstratova, undergraduate

© С. В. Ланько, канд. техн. наук, доцент

© S. V. Lan'ko, PhD in Sci. Tech., Associate Professor

© А. В. Дерендяев, старший преподаватель

© A. V. Derendyaev, senior teacher

© Л. Н. Кондратьева, д-р техн. наук, профессор

© L. N. Kondratieva, Dr. Sci. Tech., Professor

(Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет)

(Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering)

E-mail: evstratova.a.v@yandex.ru, sergeylanko@gmail.com,

E-mail: evstratova.a.v@yandex.ru, sergeylanko@gmail.com,

tpmail@mail.ru, kondratjevaln@yandex.ru

tpmail@mail.ru, kondratjevaln@yandex.ru

УЧЕТ ВЛИЯНИЯ ИСКУССТВЕННОГО ОСНОВАНИЯ ОКОЛОСВАЙНОЙ ЗОНЫ НА РАБОТУ ОДНОСВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА ПРИ ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ НАГРУЗКЕ

INFLUENCE OF THE ARTIFICIAL FOOTING AROUND THE PILE ZONE ON THE WORK OF SINGLE PILE FOUNDATION UNDER HORIZONTAL LOAD

Рассмотрены методы расчета свай на горизонтальную нагрузку по отечественным и зарубежным методикам. Выполнено сравнение результатов аналитических и численных моделей с данными полевых испытаний грунтов сваями при действии горизонтальной нагрузки. Аналитические расчеты выполнены по Приложению 1 к СНиП 2.02.03–85. Численное моделирование выполнено в программном комплексе Plaxis 3D с использованием модели Hardening Soil (упругопластическая модель с упрочнением). С помощью конечно-элементной модели исследована работа системы «свая – песчаная подушка – грунт» и влияние размеров песчаной подушки на несущую способность свай.

Ключевые слова: свая, горизонтальная нагрузка, аналитическое и численное моделирование, песчаная подушка.

The article considers the methods of pile calculation for horizontal loading by domestic and foreign methods. The results of analytical and numerical models are compared with the data obtained during the field testing of soils with piles under the action of horizontal load. Analytical calculations are performed according to Appendix 1 to SNiP 2.02.03–85. Numerical simulation is performed in the PC Plaxis 3D using the Hardening Soil (HS) model (elastic-plastic model with hardening). The operation of the «pile – sand cushion – soil» system and the influence of dimensions of the sand cushion on the pile bearing capacity is investigated by means of finite element model.

Keywords: pile, horizontal load, analytical and computational modeling, sand cushion.

Введение

Односвайный фундамент является наиболее выгодной конструкцией с точки зрения экономики землепользования: устройство фундамента на небольшом участке земли позволяет выполнить строительство вблизи других сооружений, сетей и т. п. К его преимуществам можно отнести отсутствие ростверка и опалубки, небольшой объем земляных работ, а также минимальное время монтажа подземной и надземной конструкций с помощью фланцевого соединения.

Односвайный фундамент широко применяют при возведении опор линии трубопроводов,

мачт освещения, стоек рекламных стендов, опор линии электропередачи, в виде анкерных свай шпунтового ограждения причалов и др. Такие сооружения передают на сваю значительную горизонтальную нагрузку и момент по сравнению с вертикальной нагрузкой.

Во многих районах строительства в верхней части геологического разреза залегает слабый слой грунта. При работе свай на горизонтальную нагрузку и момент грунт околосвайной зоны включается в работу до определенной глубины, поэтому в большинстве случаев не обеспечивается проверка грунта по устойчивости или дефор-

мациям согласно [1]. Применение искусственно улучшенного основания околосвайной зоны в виде песчаной подушки обеспечит выполнение всех условий расчета без корректировки конструкции фундамента или изменения его типа.

Целью исследования является изучение влияния песчаной подушки на несущую способность односвайного фундамента.

Объект исследования — песчаная подушка односвайного фундамента, предмет исследования — напряженно-деформированное состояние (НДС) системы «односвайный фундамент – песчаная подушка – грунт».

Для реализации поставленной цели были проанализированы методики расчета свай на горизонтальную нагрузку, применяемые в России и за рубежом; проведено сравнение результатов аналитических и численных расчетов с данными полевых испытаний грунтов; выполнено конечно-элементное моделирование системы «свая – песчаная подушка – грунт» и определены оптимальные размеры песчаной подушки, влияющие на несущую способность односвайного фундамента.

Методики расчета свай на горизонтальную нагрузку

В отечественной нормативной документации рассматривается проектирование односвайного фундамента под опоры линии электропередачи по двум методикам:

- расчет стоек по п. 11 Пособия к СНиП 2.02.01–83 [2];
- расчет свай по Приложению 1 к СНиП 2.02.03–85 [1].

Данные подходы рассматривают различные системы — «стойка – грунт» и «свая – грунт». Применение той или иной методики расчета зависит от жесткости свай, что не отражено в нормативной документации.

Согласно исследованию В. В. Знаменского [3], одиночные сваи можно разделить на три группы по характеру деформации:

- 1) короткая жесткая (поворачивается без изгиба) при $l/d \leq 7,5$;
- 2) короткая гибкая (поворачивается с изгибом) при $7,5 < l/d < 15$;
- 3) длинная гибкая (изгибается без поворота) при $l/d \geq 15$, где l — длина свай, d — ее диаметр.

Таким образом, можно предположить, что короткая жесткая свая, поворачиваясь в грунте без изгиба, работает как стойка ($l/d \leq 7,5$), поэтому расчет следует выполнять по [2], а в остальных случаях ($l/d > 7,5$) — по [1].

Согласно [2] выполняется расчет основания стойки по устойчивости на опрокидывание и свай (опрокидываемых стоек) по деформациям. Данный метод рассматривает свая как абсолютно жесткий стержень, который вращается вокруг точки О (рис. 1). Разрушение системы «стойка – грунт» происходит, когда пассивный отпор грунта достигает предельного значения.

Расчет основания стойки по устойчивости на опрокидывание

$$Q \leq \frac{\gamma_{c2} Q_u}{\gamma_n}, \quad (1)$$

где Q — расчетная горизонтальная сила на отметке поверхности грунта, полученная в результате расчета опоры, кН (тс); γ_{c2} — коэффициент условий работы закрепления; Q_u — предельная горизонтальная сила, приложенная на высоте H , кН (тс); γ_n — коэффициент надежности.

Расчет стойки по деформациям

$$\beta \leq \beta_u, \quad (2)$$

где β — угол поворота стойки под действием горизонтальных нагрузок; β_u — предельно допустимая величина угла поворота.

Согласно [1] проверяется устойчивость основания, окружающего свая, и выполняется расчет свай по деформациям. Различают две стадии напряженно-деформируемого состояния грунта: упругая линейно-деформируемая и пластическая. По данной методике грунт околосвайной зоны включается в работу до определенной глубины, поэтому наличие слабого слоя грунта в верхней части геологического разреза в большинстве случаев не обеспечивает проверку устойчивости грунта основания.

Расчет свай (рис. 2) на совместное действие вертикальной и горизонтальной сил и момента включает операции:

- расчет несущей способности свай в случае возможности развития второй стадии напряженно-деформированного состояния грунта:

$$F_d = \eta_1 \eta_2 \frac{ab_p}{2} z_z^2, \quad (3)$$

где F_d — несущая способность свай, кН (тс); η_1 — коэффициент, равный единице, кроме случаев

Рис. 1. Схема к расчету стоек на опрокидывание: а — схема нагрузок на опору; б — схема приведения опрокидывающих нагрузок к равнодействующей; в — расчетная схема заделки стойки в грунт; Q_c, Q_{gw}, Q_H — поперечная сила, кН, приложенная соответственно в уровне траверс, в уровне вершины стойки, на высоте H от поверхности земли; W — ветровая равномерно распределенная нагрузка, кПа; M — изгибающий момент, кН·м; F — продольная сила, кН; H — расстояние от поверхности грунта до места приложения поперечной силы, м; σ_c — давление на грунт за счет сцепления, кПа; σ_ϕ — давление на грунт за счет трения по боковой поверхности, кПа; $m \cdot Z_0$ — боковое давление грунта, кПа; Z_{b1} — расстояние от поверхности грунта до середины верхнего ригеля, м; F_{b1} — сила давления грунта на верхний ригель, кН; Z_{b2} — расстояние от поверхности грунта до середины нижнего ригеля, м; F_{b2} — сила давления грунта на нижний ригель, кН; f — коэффициент трения грунта по бетону; d — глубина заделки стойки в грунт, м

расчета фундаментов распорных сооружений; η_2 — коэффициент, учитывающий долю постоянной нагрузки в суммарной нагрузке; a — прочностной коэффициент пропорциональности, кН/м³ (тс/м³); b_p — условная ширина сваи, м; z_z — расстояние от поверхности грунта до местоположения пластического шарнира, м;

- расчет на горизонтальную нагрузку H :

$$H \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (4)$$

где γ_k — коэффициент надежности, принимается равным 1,4;

- расчет свай по деформациям:

$$u_p \leq u_u; \quad (5)$$

$$\psi_p \leq \psi_u, \quad (6)$$

где расчетное значение перемещения сваи при одностадийном расчете

$$u_p = u_0 = H_0 \varepsilon_{HH} + M_0 \varepsilon_{HM}; \quad (7)$$

u_u — предельное значение горизонтального перемещения головы сваи, м; ψ_u — предельное значение угла поворота головы сваи, рад; u_0 — горизонтальное перемещение поперечного сечения сваи в уровне поверхности грунта, м; H_0 — расчетное значение поперечной силы в рассматриваемом сечении, кН (тс); ε_{HH} — горизонтальное перемещение сечения, м/кН (м/тс), от действующей

силы $H = 1$, приложенной в уровне поверхности грунта; M_0 — расчетное значение изгибающего момента, в рассматриваемом сечении сваи, кН·м (тс·м); ε_{HM} — горизонтальное перемещение сечения, 1/кН (1/тс), от момента $M = 1$, действующего в уровне поверхности грунта;

- расчет устойчивости грунта основания, окружающего сваю:

$$\sigma_z \leq \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_I} (\gamma_I z \operatorname{tg} \varphi_I + \zeta c_I), \quad (8)$$

где σ_z — расчетное давление на грунт, кПа (тс/м²), боковой поверхности сваи, определяемое на глубине z , м, отсчитываемой от поверхности грунта; φ_I — расчетное значение угла внутреннего трения грунта, град; γ_I — расчетный удельный вес грунта ненарушенной структуры, кН/м³ (тс/м³), определяемый в водонасыщенных грунтах с учетом взвешивания в воде; ζ — коэффициент, принимаемый для забивных свай и свай-оболочек равным 0,6, для остальных видов свай равным 0,3; c_I — расчетное значение удельного сцепления грунта, кПа (тс/м²);

- проверка сечений свай по сопротивлению материала по предельным состояниям первой и второй групп на совместное действие расчетных усилий.

Рис. 2. Схема нагрузок на сваю: l — глубина погружения сваи в грунт, м; l_0 — длина участка сваи, м, от места приложения поперечной силы до поверхности грунта; M — расчетное значение изгибающего момента, кН·м (тс·м), действующего на сваю; N — расчетное значение вертикальной силы, кН (тс), действующей на сваю; H — расчетное значение поперечной силы, кН (тс), действующей на сваю; u_p — расчетное значение горизонтального перемещения головы сваи, м; u_0 — горизонтальное перемещение сваи в уровне поверхности грунта, м; ψ_0 — угол поворота поперечного сечения сваи в уровне поверхности грунта, рад; ψ_p — расчетное значение угла поворота головы сваи, рад; z — глубина расположения сечения сваи в грунте, м

За рубежом активно развиваются исследования, рассматривающие работу сваи при действии горизонтальной нагрузки в линейно-деформируемой среде. Широко применяется подход (p-y method), основанный на эмпирически выведенных кривых, который описывает грунт как однородную систему. В статьях F. Han [4] и Mehdi Heidari [5] предложены модифицированные модели расчета (p-y method), которые учитывают упрочнение грунта и хо-

рошо согласуются с экспериментальными данными. Также этой теме посвящены работы G. Russo [6], A. F. Elhakim [7], A.-S. A. Mokhtar [8], Taiye W. Adejumo [9], Kyun Kwon [10], Youhu Zhang [11], E. Conte [12] и др. В данных исследованиях особое внимание уделяется характеру деформации сваи (в зависимости от длины и диаметра) и взаимодействию конструкции с грунтом.

Аналитические методы расчета, основанные на модели Винклера, представляют взаимодействие сваи с грунтом пружинами, описывающими коэффициент постели (рис. 3). Введено предположение, что коэффициент постели — постоянная величина по глубине, при этом отпор грунта обеспечивается серией пружин, что в большинстве случаев не приводит к существенной ошибке.

Перемещение сваи при совместном действии горизонтальной силы и момента согласно [13, п. 17.1]

$$u = 2^{\frac{1}{2}} \frac{H}{k} \left(\frac{l_c}{4} \right)^{-1} + \frac{M}{k} \left(\frac{l_c}{4} \right)^{-2}, \quad (9)$$

где критическая длина сваи

$$l_c = 4 \left(\frac{EI}{k} \right)^{\frac{1}{4}}. \quad (10)$$

Рис. 3. Схема к расчету сваи: M — изгибающий момент; H — поперечная сила; k — коэффициент постели (пружины)

Следует отметить, что исследования работы свай на горизонтальную нагрузку, разработка методов расчета с использованием большего числа параметров свай, являются актуальным направлением.

Данные полевых испытаний

Исходными данными для аналитических и численных расчетов являются результаты полевых испытаний грунтов забивными металлическими и буронабивными железобетонными сваями статической горизонтальной нагрузкой (табл. 1), выполненных различными компаниями, имеющими соответствующее оборудование и допуски.

Согласно [3] испытываемые сваи по характеру деформации длинные гибкие ($l/d \geq 15$) и изгибаются без поворота, поэтому основную часть горизонтальной нагрузки воспринимает верхняя зона грунта. Результаты испытаний разделены в зависимости от диаметра свай на две категории: $d < 0,7$ м и $d > 1$ м.

Для исследования отобраны полевые испытания на площадках, геологический разрез которых характеризуется наличием слабого слоя грунта в верхней части (табл. 2).

Результаты аналитических расчетов

Аналитические расчеты свай при действии горизонтальной нагрузки выполнены в соответствии с [1].

Согласно данным полевых испытаний несущая способность свай принималась равной максимальной горизонтальной нагрузке. По результатам аналитических расчетов (формула (8)) несущая способность свай по грунту при действии максимальной горизонтальной нагрузки для свай малого диаметра ($d < 0,7$ м) не превышает данные полевых испытаний, но для свай большего диаметра ($d > 1$ м) по сравнению с результатами полевых испытаний значительно ниже, в 2–3 раза, реального значения, чем для свай малого диаметра.

По результатам полевых испытаний и аналитических расчетов построены графики горизонтального перемещения свай (рис. 4). Этапы приложения нагрузки указаны в соответствии с отчетом о натурных испытаниях грунтов сваями, где за конечную ступень F принята максимальная нагрузка.

Как видно из графика, расхождение результатов аналитического расчета горизонтальных

Таблица 1

Характеристики испытываемых свай

№ п/п	Сечение свай, мм	Длина свай l , м	Гибкость свай l/d	Тип свай	Максимальная горизонтальная нагрузка при испытании, кН	Перемещение свай при максимальной нагрузке, мм	Площадка испытаний
1	ø 219×10	11,0	50,2	Забивная, метал.	12	1,56	г. Чудово
2	ø 219×10	11,0	50,2		14	2,40	
3	ø 325×10	17,0	52,3	Забивная, метал.	55	5,69	г. Кемь
4	ø 325×10	17,0	52,3		55	4,75	
5	ø 325×10	8,0	24,6		55	0,70	
6	ø 325×10	15,5	47,7		55	7,87	
7	ø 325×10	11,5	35,4		55	2,48	
8	ø 325×10	12,5	38,5		55	0,90	
9	ø 630	24,0	38,1	Буронабивная, ж/б	260	14,88	г. Сочи, с. Весёлое
10	ø 630	24,0	38,1		260	4,94	
11	ø 630	24,0	38,1		310	10,47	
12	ø 630	24,0	38,1		310	11,42	
13	ø 1020×11	23,0	22,5	Забивная, метал.	640	40,67	г. Усть-Луга
14	ø 1020×11	21,6	21,2		930	37,14	
15	ø 1020×11	22,4	21,7		830	41,91	
16	ø 1020×11	25,0	24,5		980	40,64	
17	ø 1020×11	33,3	32,6		735	40,60	
18	ø 1020×11	34,3	33,6		1025	41,75	

Таблица 2

Характеристики материала

Наименование материала	Средняя мощность слоя, м	Удельный вес грунта γ_{sat} , кН/м ³	Модуль деформации грунта при девиаторном нагружении E_{50} , МН/м ²	Модуль разгрузки и повторного нагружения грунта E_{ur}^{ref} , МН/м ²	Коэффициент сцепления c , кН/м ²	Угол внутреннего трения ϕ , °	Площадка испытаний
Суглинок мягкопластичный	7,0	18,0	10,0	30,0	15	19	г. Чудово
Глина тугопластичная	5,0	18,0	10,0	30,0	20	10	
Насыпной грунт	4,5	18,0	30,0	90,0	1	33	г. Кемь
Глина мягкопластичная	1,0	18,0	12,0	36,0	16	16	
Ил	13,0	16,0	11,0	33,0	19	18	
Суглинок тугопластичный	2,7	19,5	6,7	20,1	17	18	г. Сочи, с. Весёлое
Глина тугопластичная	8,0	20,0	4,6	13,8	50	17	
Супесь пластичная	1,5	18,0	10,1	30,3	11	21	
Песок ср. крупности	0,9	18,0	32,0	96,0	1	35	
Галечниковый грунт	2,9	18,5	35,6	106,8	1	27	
Супесь пластичная	13,0	18,0	10,1	30,3	11	21	
Песок пылеватый	5,7	18,0	25,0	75,0	1	28	г. Усть-Луга
Ил текучий	8,2	16,0	14,0	42,0	20	18	
Глина текучая	2,7	18,0	15,0	45,0	29	12	
Супесь пластичная	7,5	18,0	13,5	40,5	11	21	
Глина полутвердая	10,9	18,0	20,0	60,0	36	20	
Песчаная подушка	–	18,0	32,0	96,0	3	35	–
Свая ж/б буронабивная	–	25,0	80 000	–	–	–	–
Свая забивная метал.	–	25,0	210 000	–	–	–	–

перемещений с полевыми данными составило 1–138 %. К тому же график натурных испытаний имеет нелинейную зависимость, а теоретических расчетов — линейную.

Согласно аналитической модели перемещение сваи при действии горизонтальной нагрузки (формула (6)) превышает данные полевых испытаний в 2–3 раза, но с увеличением диаметра сваи ($d > 1$ м) теоретическое значение приближается к результатам полевых испытаний, не занижая прогноз деформации.

Результаты численного моделирования

Моделирование выполнялось в программном комплексе (ПК) Plaxis 3D на основе моделей Hardening Soil (для грунтов) и Linear Elastic (для материала сваи).

Модуль деформации грунта при девиаторном нагружении (E_{50}^{ref}), модуль деформации при сжатии (E_{oed}^{ref}) и модуль разгрузки и повторного нагружения грунта (E_{ur}^{ref}) задавались согласно рекомендациям [14–15].

Размеры пространственной модели приняты $5d$ от грани моделируемой сваи. Крупность разбивки всех тестовых задач на конечные элементы одинакова (*medium*) и определена исходя из достаточной точности получаемых результатов расчета.

Исходными данными являются результаты полевых испытаний, в соответствии с которыми нагрузка на сваю прикладывалась ступенями. Для корректировки численной модели расчет выполнялся по деформированной схеме с со-

Рис. 4. Перемещение сваи по данным полевых испытаний и результатам аналитических расчетов (на примере г. Сочи, с. Весёлое)

блюдением шагов приложения нагрузки. Каждая фаза моделировалась на основе обратной задачи — к свае прикладывалось перемещение, соответствующее данной ступени нагрузки. В ходе анализа модели (с уменьшением количества промежуточных ступеней) выбрано три шага приложения нагрузки ($0,2F$; $0,6F$; F). После выполнения корректировки модели выполнено моделирование прямой задачи, рассматривающей две ветви расчета — без замены грунта, описывающей характер полевых испытаний, и с конструктивным улучшением грунта околосвайной зоны (см. этапы расчета, соответствующие по номеру фазам состояния).

Этапы расчета:

1) учет гравитационной нагрузки с последующим обнулением деформаций, вызванных этой нагрузкой;

2) моделирование сваи с последующим обнулением деформаций;

Первая ветвь расчета (предыдущая фаза — 2):

3) приложение внешней горизонтальной сосредоточенной нагрузки к оголовку сваи (расчет по деформированной схеме; три ступени приложения нагрузки: $0,2F$; $0,6F$; F — рис. 5, 6).

Вторая ветвь расчета (предыдущая фаза — 2):
4) замена грунта околосвайной зоны (рассмотрены варианты изменения размеров песчаной подушки по диаметру и глубине — рис. 7);

5) приложение внешней горизонтальной сосредоточенной нагрузки к оголовку сваи (расчет по деформированной схеме; три ступени приложения нагрузки: $0,2F$; $0,6F$; F — рис. 8).

Сходимость результатов численного расчета с полевыми данными составила 87–95 % (см. рис. 6).

На основе сравнения результатов расчета этапов 3 и 5 было определено влияние искусственно улучшенного основания на несущую способность односвайного фундамента, установлены оптимальные размеры и форма песчаной подушки (рис. 9, 10).

Несущая способность сваи при действии горизонтальной нагрузки по результатам численного моделирования возрастает с увеличением глубины и диаметра песчаной подушки. При достижении определенных размеров области заменяемого грунта (глубина $8-10d$ и диаметр $5-6d$) несущая способность сваи перестает увеличиваться. Наиболее оптимальной зоной заме-

Рис. 5. Моделирование фаз по первой ветви расчета (на примере сваи № 10, г. Сочи, с. Весёлое)

Рис. 6. Перемещение сваи по данным полевых испытаний и результатам численного моделирования по первой ветви расчета (на примере г. Сочи, с. Весёлое)

ны грунта, при которой достигается уменьшение перемещений сваи до 25–30 %, является песчаная подушка глубиной $5-7d$ и диаметром $3-4d$ круглой формы (где d — диаметр сваи).

Заключение

В ходе исследования выявлено, что аналитическая модель расчета для свай большого диа-

метра ($d > 1$ м) существенно занижает реальное значение несущей способности и для свай малого диаметра ($d < 0,6$ м) завышает значение перемещения в 2–3 раза по сравнению с результатами полевых испытаний.

Следовательно, прогнозирование несущей способности и перемещений при горизонталь-

Рис. 7. Схема численного моделирования песчаной подушки — этап 4: d и l — диаметр и длина сваи; d_n и h — диаметр и глубина песчаной подушки; k и m — положительные числа

ных нагрузках для данных условий с помощью аналитических моделей [1] идет в запас надежности, но является экономически невыгодным. Поэтому возникает необходимость совершенствования аналитических моделей или введения дополнительных условий их применимости, обеспечивающих точность расчета.

Сходимость результатов численного моделирования в ПК Plaxis 3D с данными полевых испытаний выполняется в пределах погрешности 5–13 %. Замена грунта около сваи на песчаную подушку круглой формы глубиной $5-7d$ и диаметром $3-4d$ обеспечивает повышение несущей способности и уменьшение перемещений до 30 %.

Таким образом, численное моделирование является наиболее перспективным методом прогнозирования процессов в любой отрасли строительства. Но необходимо помнить, что каждая модель несовершенна и нуждается в практическом подтверждении описываемых явлений.

Библиографический список

1. СНиП 2.02.03–85. Свайные фундаменты.
2. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01–83) / НИИОСП им. Герсеева Госстроя СССР. М.: Стройиздат, 1986.
3. Знаменский В. В. Инженерный метод расчета горизонтально нагруженных групп свай: учеб. пособие для вузов. М.: АСВ, 2000. 128 с.
4. Han F. et al. Nonlinear analyses of laterally loaded piles — A semi-analytical approach // Computers and Geotechnics. 2015. 70. Pp. 116–129.
5. Mehdi Heidari et al., Generalized cyclic p-y curve modeling for analysis of laterally loaded piles // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2014. 63. Pp. 138–149.

Рис. 8. Горизонтальное перемещение сваи при расчете по деформированной схеме по результатам численного моделирования — фаза 5 (на примере сваи № 10, г. Сочи, с. Весёлое), замена грунта около сваи глубиной $4,5d$ и диаметром $2,5d$

Рис. 9. Перемещение сваи при расчете по деформированной схеме по результатам численного моделирования (на примере сваи № 10, г. Сочи, с. Весёлое): h и d_n — глубина и диаметр песчаной подушки; d — диаметр сваи

Рис. 10. Перемещение сваи в процентах от размеров песчаной подушки по результатам численного моделирования (на примере сваи № 10, г. Сочи, с. Весёлое): h и d_n — глубина и диаметр песчаной подушки; d — диаметр сваи; 100 % — перемещение сваи без замены грунта околосвайной зоны

6. Russo G. A method to compute the non-linear behaviour of piles under horizontal loading // Soils and Foundations. February 2016. Vol. 56, Issue 1. Pp. 33–43.

7. Elhakim A. F. et al. Three dimensional modeling of laterally loaded pile groups resting in sand // HBRC Journal. April 2016. Vol. 12, Issue 1. Pp. 78–87.

8. Mokhtar A.-S. A. et al. Lateral displacement and pile instability due to soil liquefaction using numerical model // Ain Shams Engineering Journal. December 2014. Vol. 5, Issue 4. Pp. 1019–1032.

9. Taiye W. Adejumo et al. Laboratory Investigation of Load Incremental Effect on the Deformation of Clay

Under Axially Loaded Modeled Circular Piles // *Procedia Engineering*. 2013. 57. Pp. 83–88.

10. Kyun Kwon et al. An experimental study of movement short pile under horizontal load // *Int. J. Nav. Archit. Ocean Eng.* 2014. 6. Pp. 87–97.

11. Youhu Zhang et al. Ultimate bearing capacity of laterally loaded piles in clay — Some practical considerations // *Marine Structures*. 2016. 50. Pp. 260–275.

12. Conte E. et al. Nonlinear three-dimensional analysis of reinforced concrete piles subjected to horizontal loading // *Computers and Geotechnics*. 2013. 49. Pp. 123–133.

13. Ruwan Rajapakse. *Pile Design and Construction Rules of Thumb*. 2nd ed. Butterworth-Heinemann, 2016. P. 355.

14. Фадеев А. Б. Параметры модели упрочняющегося грунта программы «PLAXIS». СПб.: СПбГАСУ, 2012. С. 13–20.

15. Голубев А. И., Селецкий А. В. Выбор модели грунта и ее параметров в расчетах геотехнических объектов // Труды междунар. конф. по геотехнике «Геотехнические проблемы мегаполисов» (GEOMOS) 2010. Т. 4. С. 1727–1732.

References

1. SNiP 2.02.03–85. *Svaynye fundamenty* [Construction Norms and Regulations (SNiP) 2.02.03–85. Pile bases].

2. *Posobie po proektirovaniyu osnovaniy zdaniy i sooruzheniy (k SNiP 2.02.01–83)* [Manual on design of foundations of buildings and constructions (to SNiP 2.02.01–83)]. NIIOSP named after N. M. Gersevanov. Moscow, Stroyizdat Publ., 1986.

3. Znamenskiy V. V. *Inzhenernyy metod rascheta gorizonta'no nagruzhennykh grupp svay. Ucheb. posobie dlya vuzov* [Engineering method of calculating horizontally loaded groups of piles. Teaching manual for higher education institutions]. Moscow, ASV Publ., 2000, 128 p.

4. Han F. et al. Nonlinear analyses of laterally loaded piles. A semi-analytical approach. *Computers and Geotechnics*, 2015, no. 70, pp. 116–129.

5. Mehdi Heidari et al. Generalized cyclic p–y curve modeling for analysis of laterally loaded piles. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2014, no. 63, pp. 138–149.

6. Russo G. A method to compute the non-linear behaviour of piles under horizontal loading. *Soils and Foundations*, February 2016, vol. 56, iss. 1, pp. 33–43.

7. Elhakim A. F. et al. Three dimensional modeling of laterally loaded pile groups resting in sand. *HBRC Journal*, April 2016, vol. 12, iss. 1, pp. 78–87.

8. Mokhtar A.-S. A. et al. Lateral displacement and pile instability due to soil liquefaction using numerical model. *Ain Shams Engineering Journal*, December 2014, vol. 5, iss. 4, pp. 1019–1032.

9. Taiye W. Adejumo et al. Laboratory Investigation of Load Incremental Effect on the Deformation of Clay Under Axially Loaded Modeled Circular Piles. *Procedia Engineering*, 2013, no. 57, pp. 83–88.

10. Kyun Kwon et al. An experimental study of movement short pile under horizontal load. *Int. J. Nav. Archit. Ocean Eng.*, 2014, no. 6, pp. 87–97.

11. Youhu Zhang et al. Ultimate bearing capacity of laterally loaded piles in clay. Some practical considerations. *Marine Structures*, 2016, no. 50, pp. 260–275.

12. Conte E. et al. Nonlinear three-dimensional analysis of reinforced concrete piles subjected to horizontal loading. *Computers and Geotechnics*, 2013, no. 49, pp. 123–133.

13. Ruwan Rajapakse. *Pile Design and Construction Rules of Thumb*. The 2nd ed. Butterworth-Heinemann Publ., 2016, p. 355.

14. Fadeev A. B. *Parametry modeli uprochnyayushchegosya grunta programmy «PLAXIS»* [Parameters of model of the strengthened soil of the "PLAXIS" program]. St. Petersburg, SPSUACE Publ., 2012, pp. 13–20.

15. Golubev A. I., Seletskiy A. V. *Vybor modeli grunta i ee parametrov v raschetakh geotekhnicheskikh ob'ektov* [Selecting the model of soil and its parameters at calculation of geotechnical objects]. *Trudy mezhdunar. konf. po geotekhnike «Geotekhnicheskie problemy megapolisov» (GEOMOS)* [Proc. of the Int.conf. on geotechnics "Geotechnical problems of megalopolises" (GEOMOS)], 2010, vol. 4, pp. 1727–1732.