

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 624.138:669.841

DOI: 10.22227/2305-5502.2024.1.6

Изучение влияния расположения армирующих железобетонных элементов на восприятие основанием сейсмических нагрузок

Ле Дык Ань, Виталий Валентинович Сидоров

Национальный исследовательский Московский государственный строительный
университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Армирование грунтов широко применяется при строительстве зданий и сооружений в сложных геологических условиях, особенно с помощью вертикальных элементов. Расчеты армированных оснований на практике проводятся по различным методам, в том числе численному. Выполнено много исследований поведения грунта при армировании сваями и его влияния на осадку, однако взаимодействие грунтов и армирующих элементов не до конца изучено. Выбор расположения элементов и оценка влияния разжижения грунтов на эффективность армирования при сейсмических воздействиях остаются актуальными задачами.

Материалы и методы. Исследуется влияние различных схем расположения армирующих свай на поведение грунтового массива и осадку фундамента при сейсмических нагрузках. С помощью программы PLAXIS 2D рассматриваются три варианта расположения свай, включая традиционные и альтернативные схемы. При расчете также применяются различные модели грунтов — UBC3D-PLM и HS Small для моделирования нижнего и верхнего слоя грунта в зависимости от его характеристик.

Результаты. Полученные результаты показывают, что все три выбранные расчетные схемы получают существенный прирост осадок в процессе прохождения землетрясения. Различные способы расположения свай значительно влияют на деформации и осадки фундаментной плиты, а также на расположение точек разжижения грунтов при сейсмических нагрузках.

Выводы. Изменяя параметры свайного армирования, есть возможность управлять размерами и местоположением зон разжижения, а при необходимости защитить некоторые зоны от реализации этого процесса. Представленные результаты могут способствовать разработке и развитию эффективных методов строительства в сейсмоопасных районах.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: армирование грунтов, PLAXIS 2D, свайные элементы, расположение свай, моделирование свай, модель UBC3D-PLM, разжижение грунтов

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Ле Дык Ань, Сидоров В.В. Изучение влияния расположения армирующих железобетонных элементов на восприятие основанием сейсмических нагрузок // Строительство: наука и образование. 2024. Т. 14. Вып. 1. Ст. 6. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2024.1.6

Автор, ответственный за переписку: Ле Дык Ань, ducanh.st22@gmail.com.

The effect of arrangement of reinforced concrete elements on perception of seismic loads by the foundation

Le Duc Anh, Vitaliy V. Sidorov

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

ABSTRACT

Introduction. Soil reinforcement is widely used in the construction of buildings and structures in complex geological conditions, especially with the help of vertical elements. Calculations of reinforced foundations in practice are carried out by various methods, including numerical methods. Many studies were carried out on soil behaviour during pile reinforcement and its effect on settlement, but the interaction between soils and reinforcing elements is not fully understood. The choice of element location and assessment of the influence of soil liquefaction on the reinforcement efficiency under seismic effects remain topical tasks.

Materials and methods. The effects of different reinforcing pile arrangements on the behaviour of the soil mass and foundation settlement under seismic loads are studied. Three pile arrangements, including conventional and alternative arrangements are considered using the PLAXIS 2D programme. Different soil models are also used in the calculation — UBC3D-PLM and HS Small for modelling the bottom and top layer of the soil depending on its characteristics.

Results. The results show that all three selected design schemes obtain a significant increase in settlement during earthquake passage. The different pile arrangements significantly affect the deformation and settlement of the foundation slab, as

well as the location of soil liquefaction points under seismic loads.

Conclusions. By changing the parameters of pile reinforcement, it is possible to control the size and location of liquefaction zones and, if necessary, to protect some zones from the realization of this process. The presented results can contribute to the design and development of effective methods of construction in earthquake-prone areas.

KEYWORDS: soil reinforcement, PLAXIS 2D, pile elements, pile location, pile modelling, UBC3D-PLM model, soil liquefaction

FOR CITATION: Le Duc Anh, Sidorov V.V. The effect of arrangement of reinforced concrete elements on perception of seismic loads by the foundation. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2024; 14(1):6. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2024.1.6

Corresponding author: Le Duc Anh, ducanh.st22@gmail.com.

ВВЕДЕНИЕ

Обеспечение устойчивости и надежности зданий и сооружений является важной задачей в современной строительной практике, особенно в районах с высокой сейсмической активностью. Одновременно необходимо решить задачу по оптимизации расходов на возведение фундаментов зданий и сооружений, которая может привести к значительному повышению экономической эффективности. Эти проблемы актуальны, поскольку во многих регионах России преобладают сложные геологические условия и существует вероятность землетрясений с интенсивностью более 7 баллов. Применение армирования грунта, как известно, служит одним из эффективных методов укрепления грунтов и повышения стабильности сооружений¹ [1–10]. В работах [1, 2] рассмотрено влияние армирования на прочность грунта, обсуждаются различные методы армирования. Расчеты армированных оснований проводятся с помощью инженерных методов. Так, в публикациях [11–13] приведены расчеты по методу приведенного модуля, а в [14–17] — по методу условного фундамента. В настоящее время применяются и численные методы [11, 18–22].

Исследования эффективности и поведения грунтов после армирования с использованием свай представлены во многих научных трудах [19, 20, 23–27]. Освещается применение вертикального армирования грунтовых оснований высотных зданий для улучшения их деформационных свойств, особенно в сейсмически активных районах [24]. Рассматриваются результаты численного моделирования различных типов фундаментов, включая ком-

бинированные свайно-плитные и плитные фундаменты на армированном грунте. Изучается влияние армирования сваями на осадки плитных фундаментов [20] с помощью модели линейно-деформируемого твердого тела и Мора – Кулона.

В данной работе поставлена задача сравнить поведение грунтового массива и фундамента при различном расположении армирующих свай в грунте с применением современной модели UBC3D-PLM для моделирования грунта, с помощью которой можно эффективно отражать сейсмические воздействия на грунт.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Для исследования влияния расположения армирующих свай на восприятие основанием сейсмических нагрузок расчетная система моделируется с помощью программы PLAXIS 2D. С целью моделирования грунта при действии сейсмических воздействий применяются такие модели грунта, как Hardening Soil Small (HSS), PM4Sand, UBC3D-PLM. Благодаря ряду преимуществ, одно из которых — возможность моделировать разжижения песчаных и глинистых грунтов под воздействием сейсмических нагрузок, в качестве расчетной модели используется UBC3D-PLM. Для других грунтов применяется модель HS Small.

В расчете рассматривается поведение системы в области грунта размерами в плане 400 × 400 м и глубиной 50 м. Грунтовое основание в расчете — двухслойное, в него входит два слоя грунта: верхний — илестая глина с мощностью 14 м и песчаный грунт с мощностью 36 м. Илестая глина моделируется с помощью модели UBC3D-PLM, нижний песчаный грунт — HS Small. Характеристики этих слоев представлены в табл. 1, 2. Уровень грунтовых вод находится на планировочной отметке.

¹ Мирсалянов И.Т. Эффективные армированные грунтовые основания. 38 с. URL: [https://minstroy.tatarstan.ru/file/old/structure/1д\(1\).pdf](https://minstroy.tatarstan.ru/file/old/structure/1д(1).pdf)

Табл. 1. Характеристики верхнего слоя грунта для его моделирования

Параметр	Верхний слой
Модель материала	UBC3D-PLM
Тип поведения материала	Undrained A
Удельный вес выше уровня грунтовых вод γ_{sat} , кН/м ³	15
Удельный вес ниже уровня грунтовых вод γ_{unsat} , кН/м ³	15,2
Коэффициент модуля упругого объемного сжатия k_B^{*e}	519,5

Окончание табл. 1

Параметр	Верхний слой
Коэффициент модуля упругого сдвига k_G^{*e}	742,1
Коэффициент модуля пластического сдвига k_G^{*p}	155,7
Коэффициент зависимости модуля упругого объемного сжатия от напряжений m_e	0,5
Коэффициент зависимости модуля упругого сдвига от напряжений n_e	0,5
Коэффициент зависимости модуля пластического сдвига от напряжений n_p	0,4
Угол трения при постоянном объеме φ_{cv} , град.	23
Максимальный угол трения φ_p , град.	23,5
Сцепление c , кН/м ²	4
Откорректированное значение SPT $(N_1)_{60}$	5
Коэффициент разрушения R_f	0,86
Коэффициент уплотнения f_{dens}	1,0
Коэффициент последствия разжижения f_{Epost}	0,5

Табл. 2. Характеристики нижнего слоя грунта для его моделирования

Параметр	Нижний песчаный слой
Модель материала	HS small
Тип поведения материала	Undrained A
Удельный вес выше уровня грунтовых вод γ_{sat} , кН/м ³	20
Удельный вес ниже уровня грунтовых вод γ_{unsat} , кН/м ³	20
Секущий модуль деформации при стандартном трехосном испытании грунта E_{50}^{ref} , кН/м ²	$3 \cdot 10^4$
Касательный одометрический модуль при первичном нагружении E_{oed}^{ref} , кН/м ²	$3,6 \cdot 10^4$
Жесткость при разгрузке E_{ur}^{ref} , кН/м ²	$1,1 \cdot 10^5$
Показатель степени для зависимости жесткости от уровня напряжений m	0,5
Сцепление c'_{ref} , кН/м ²	5
Угол внутреннего трения φ' , град.	28
Угол дилатансии ψ , град.	0
Деформация сдвига, при которой $G_s = 0,722G_0, \gamma_{0,7}$	$0,1 \cdot 10^{-3}$
Модуль сдвига при сверхмалых деформациях G_0^{ref} , кН/м ²	$100 \cdot 10^3$
Коэффициент Пуассона ν'_{ur}	0,2

Фундаментная плита расположена в центральной части, ее размеры — 18 м по длине и 1 м по толщине. В качестве свай применены круглые буровые сваи с диаметром 0,6 м, длиной 17 м, расположены

с шагом 2 м. При моделировании плиты и свай применяется модель Elastic с характеристиками, которые приведены в табл. 3, 4.

Для решения поставленной задачи рассматри-

Табл. 3. Основные характеристики для моделирования фундаментной плиты

Параметр	Плита
Модель материала	Linear Elastic
Тип поведения материала	Undrained A
Удельный вес выше уровня грунтовых вод γ_{sat} , кН/м ³	24
Удельный вес ниже уровня грунтовых вод γ_{unsat} , кН/м ³	24
Модуль Юнга E' , кН/м ²	$3 \cdot 10^7$
Коэффициент Пуассона ν'	0,2
Модуль сдвига G , кН/м ²	$1,25 \cdot 10^7$

Табл. 4. Основные характеристики для моделирования свай

Параметр	Сваи
Модель материала	Embedded beam row
Тип поведения материала	Elastic
Модуль Юнга E , кН/м ²	$3 \cdot 10^7$
Удельный вес материала γ , кН/м ³	15
Диаметр, м	0,6
Расстояние между сваями L_{spac} , м	2

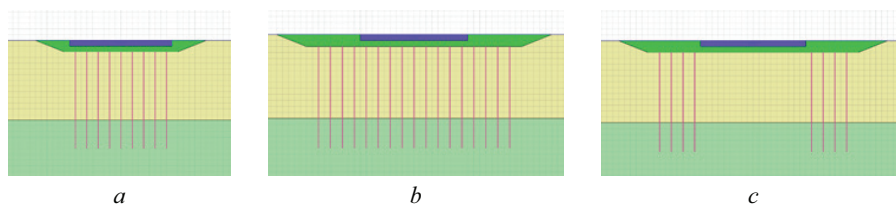


Рис. 1. Рассматриваемые варианты расположения армирующих свай: *a* — вариант 1; *b* — вариант 2; *c* — вариант 3

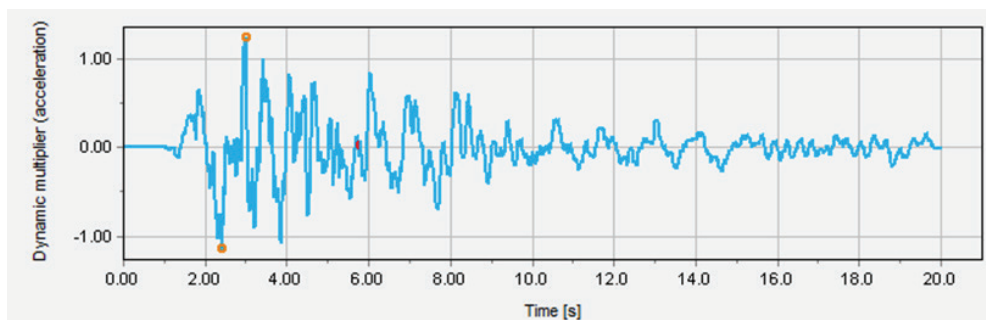


Рис. 2. Акселерограмма землетрясения для моделирования сейсмических воздействий

ваются следующие варианты расположения армирующих вертикальных свай (рис. 1):

1-й — сваи расположены классическим образом, т.е. непосредственно под фундаментной плитой;

2-й — сваи расположены не только под плитой, но и за ее пределами;

3-й — расположение свай нетрадиционное. Сваи есть только за пределами фундаментной плиты.

Моделирование сейсмических воздействий землетрясения осуществляется приложением заданного перемещения по нижней границе грунтового массива с подгрузкой акселерограммы. Запись во времени однокомпонентного процесса изменения

ускорения длится 20 секунд. На рис. 2 показана акселерограмма землетрясения.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

В результате расчета рассматриваются деформированные сетки в трех вариантах расположения свай до и после прохождения землетрясения при использовании модели UBC3D-PLM. Примерные изополя деформированной сетки представлены на рис. 3.

В табл. 5 приведен сравнительный анализ максимального значения деформированной сетки.

На рис. 4 представлены изополя полных вертикальных перемещений системы во всех рассматри-

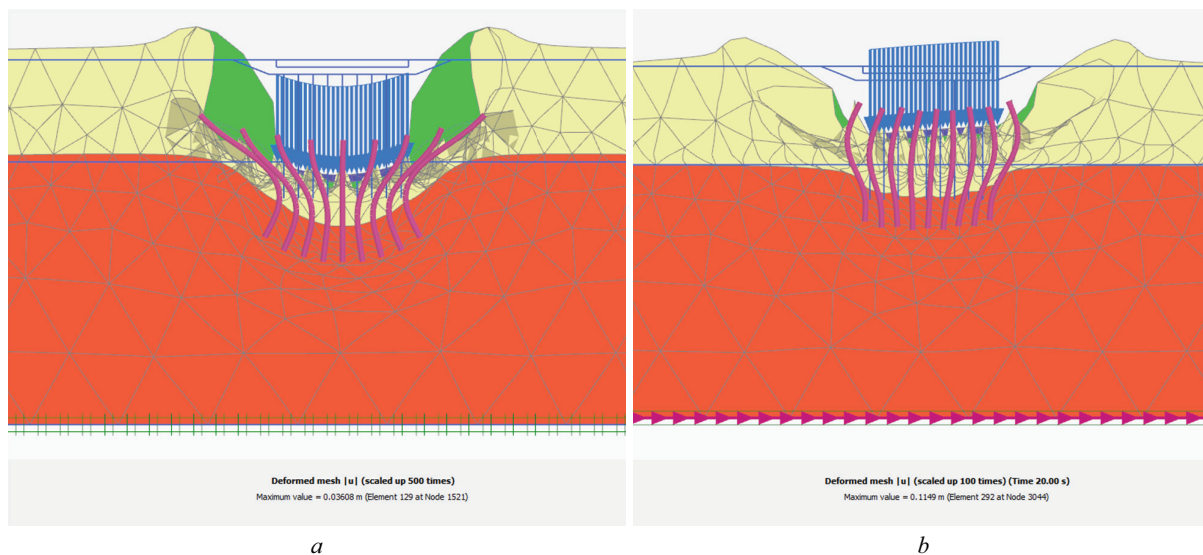


Рис. 3. Деформированная сетка системы при первом варианте расположения свай: *a* — до землетрясения; *b* — после землетрясения

Табл. 5. Сравнительный анализ максимального значения деформированной сетки

Вариант расположения свай	Максимальное значение деформированной сетки, мм		Разница, %
	до землетрясения	после землетрясения	
1	36,08	114,9	+218
2	28,07 (–22 %)	95,41 (–17 %)	+240
3	94,65 (+162 %)	273,2 (+138 %)	+188

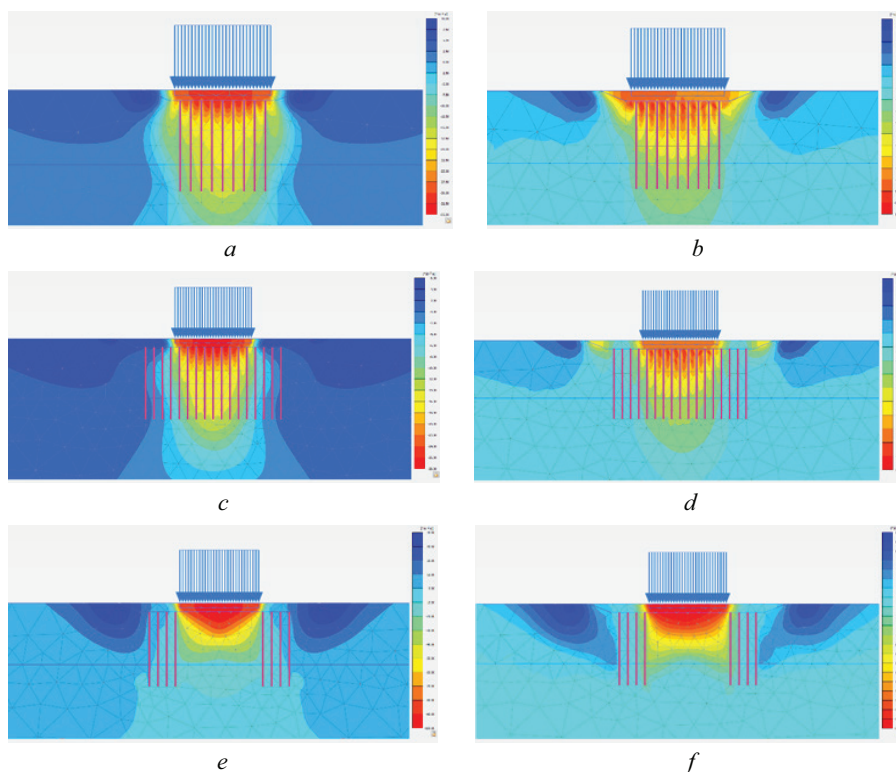


Рис. 4. Полные вертикальные перемещения системы при: первом варианте расположения свай: *a* — до землетрясения; *b* — после землетрясения; втором варианте расположения свай: *c* — до землетрясения; *d* — после землетрясения; третьем варианте расположения свай: *e* — до землетрясения; *f* — после землетрясения

Табл. 6. Сравнительный анализ осадок фундаментной плиты

Вариант расположения свай	Максимальное значение деформированной сетки, мм		Разница, %
	до землетрясения	после землетрясения	
1	31,53	89,90	+185
2	27,09 (–14 %)	76,35 (–15 %)	+182
3	94,63 (+200 %)	271,89 (+202 %)	+187

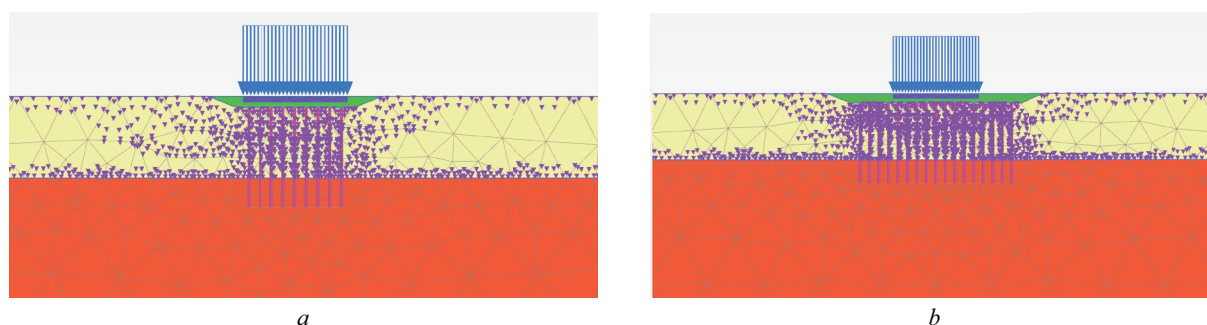
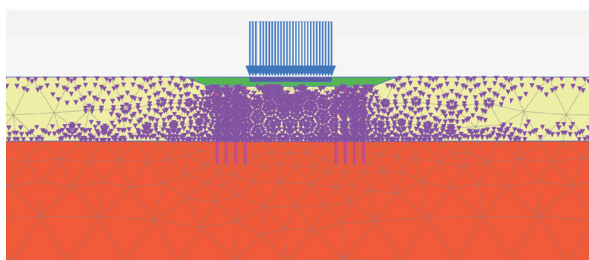


Рис. 5. Точки разжижения грунтов: *a* — в первом варианте; *b* — во втором варианте; *c* — в третьем варианте



c

Рис. 5. Точки разжижения грунтов: *a* — в первом варианте; *b* — во втором варианте; *c* — в третьем варианте (окончание)

ваемых вариантах расположения армирующих свай до и после прохождения землетрясения.

В табл. 6 приведен сравнительный анализ осадок фундаментной плиты (в точке середины нижней границы плиты) по вариантам расположения свай до и после землетрясения.

В PLAXIS 2D при использовании модели UBC3D-PLM возможно показать точки зон разжижаемых грунтов, в которых коэффициент порового давления $R_u > 0,95$. Верхний слой — илестая глина, относится к типу грунта, который имеет тенденцию разжижаться из-за сейсмических воздействий. Отображение точек зон разжижаемых грунтов при применении различных моделей в данном расчете представлено на рис. 5.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

Полученные результаты показывают, что все три выбранные расчетные схемы получают существенный прирост осадок в процессе прохождения землетрясения. Процент приращения осадки по схемам практически идентичный и составляет от 182 до 187 %.

Схема 3 предполагает устройство наименьшего количества свайных элементов армирования, т.е. наиболее экономична, однако при этом имеет место увеличенное значение осадки основания за счет статического нагружения. Это неудивительно, так как ниже промежуточной песчаной подушки залегают естественные грунты без армирования сваями.

Анализ прогноза появления точки разжижения в основании по трем схемам устройства фундаментов показывает, что наибольшая их плотность имеет место при отсутствии армирования (случай 3). В случаях 1 и 2 отмечается локализация точек разжижения в некоторых объемах вблизи боковой поверхности свай. Вместе с этим в межсвайном пространстве разжижение не происходит. Это обстоятельство позволяет предположить, что, изменяя параметры свайного армирования, можно управлять размерами и местоположением зон разжижения, а при необходимости защитить некоторые зоны от реализации этого процесса. Возможность и границы применения такого метода управления должны быть исследованы отдельно в последующих работах.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. *Khazaleh M.A.* The effect of soil reinforcement on strength of the soil // *Sustainable Energy and Environment Review*. 2023. Vol. 1. Issue 1. Pp. 68–79. DOI: 10.59762/seer924712041120231103144956
2. *Tulebekova A., Tanyrbergenova G., Zhankina A., Baizakova G.* Effectiveness of reinforcement on soil subsidence // *Bulletin of L.N. Gumilyov Eurasian National University. Technical Science and Technology Series*. 2023. Vol. 142. Issue 1. Pp. 107–115. DOI: 10.32523/2616-7263-2023-142-1-107-115
3. *Damians I.P., Rimoldi P., Miyata Y., Detert O., Uelzmann S., Hoelzel M. et al.* Summary of the Soil Reinforcement Technical Committee Special Session (IGS TC-R) // *E3S Web of Conferences*. 2023. Vol. 368. P. 03010. DOI: 10.1051/e3sconf/202336803010
4. *Iman M., Harwadi F.* The sand column utilizing for clay soil reinforcement // *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. 2022. Vol. 1083. Issue 1. P. 012033. DOI: 10.1088/1755-1315/1083/1/012033
5. *Zhang D.-W., Liu S.-C., Lin W.-F., Shi H.-B., Mao Z.-L.* Field test on soft ground with liquefiable silt interlayer reinforced by jet-grouted mixing piles // *Journal of Traffic and Transportation Engineering*. 2022. Vol. 22. Pp. 103–111. DOI: 10.19818/j.cnki.1671-1637.2022.01.008
6. *Budianto E., Pamuttu D., Hairulla H., Pasalli D.* Geotextile reinforcement model laboratory test on silt soil // *Technium: Romanian Journal of Applied Sciences and Technology*. 2023. Vol. 17. Pp. 46–51. DOI: 10.47577/technium.v17i.10045
7. *Basar E.E.* Effects of microgrid reinforcement on soil strength // *Engineering and Technology Journal*. 2023. Vol. 08. Issue 10. DOI: 10.47191/etj/v8i10.02
8. *Ouria A., Heidarli E., Karamzadegan S.* A laboratory study of the influence of reinforcement stiffness and the size of soil particles on soil pull-out strength. 2023. DOI: 10.22060/CEEJ.2023.21922.7853
9. *Liu W., Zhan Y., Zheng S., Li J., Qiu Y., Wei D. et al.* Deformation characteristics and control methods of deep

foundation pit excavation in watery sandy soil area // Advances in Frontier Research on Engineering Structures. 2023. DOI: 10.3233/ATDE230196

10. *Shalchian M.M., Arabani M.* A review of soil reinforcement with planetary fibers // Journal of Soil Science and Plant Nutrition. 2022. Vol. 22. Issue 4. Pp. 4496–4532. DOI: 10.1007/s42729-022-01052-y

11. *Тер-Мартыросян З.Г., Струнин П.В.* Усиление слабых грунтов в основании фундаментных плит с использованием технологии струйной цементации грунтов // Вестник МГСУ. 2010. № 4–2. С. 310–315. EDN RTSQUJ.

12. *Desai C.S.* Effects of driving and subsequent consolidation on behaviour of driven piles // International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. 1978. Vol. 2. Issue 3. Pp. 283–301. DOI: 10.1002/nag.1610020307

13. *Hegg U., Jammilkowski M.B., Parvis E.* Behavior of oil tanks on soft cohesive ground improved by vertical drains // Proceedings of 8-th ECSMFE. 1983. Issue 2. Pp. 627–632.

14. *Kawasaki T.* Deep mixing method using cement hardening agent // Proc. 8-th ECSMFE. Stockholm, 1981. Pp. 721–724.

15. *Нуждин Л.В., Кузнецов А.А.* Армирование грунтов основания вертикальными стержнями // Труды международного семинара по механике грунтов, фундаментостроению и транспортным сооружениям. 2000. С. 204–206. EDN UPNJAM.

16. *Нуждин Л.В., Скворцов Е.П.* Исследование динамического напряженно-деформированного состояния жестких вертикальных армоэлементов // Вестник ТГАСУ. 2003. № 1. С. 225–230.

17. *Jones D.R.V., Dixon N.* A comparison of geomebranes/geotextiles interface shear strength by direct shear and ring shear // Proceeding of the Second European Geosynthetics Conference. Bologna, Italy, 2000. Vol. 2. Pp. 929–932.

18. *Караулов А.М.* Методика расчета вертикально армированного основания плитного фундамента // Материалы Междунар. науч.-практ. конф. ПГАСА. Пенза : Изд-во ПГАСА, 2002. С. 66–69.

19. *Караулов А.М.* Практический метод расчета вертикально армированного основания ленточных и отдельно стоящих фундаментов транспортных сооружений // Вестник ТГАСУ. 2012. № 2 (35). С. 183–190.

20. *Еситов А.В., Демин В.А., Ефимов А.А.* Численные исследования осадок плитных фундаментов на грунтовом и армированном сваями основаниях // Современные проблемы науки и образования. 2014. № 6.

21. *Chen Y., Cao W., Chen R.P.* An experimental investigation of soil arching within basal reinforced and unreinforced piled embankments // Geotextiles and Geomembranes. 2008. Vol. 26. Issue 2. Pp. 164–174. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2007.05.004

22. *Han J., Gabr M.A.* Numerical analysis of geosynthetic-reinforced and pile-supported earth platforms over soft soil // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2002. Vol. 128. Issue 1. Pp. 44–53. DOI: 10.1061/(asce)1090-0241(2002)128:1(44)

23. *Сафин Д.Р.* Исследование деформативности водонасыщенных глинистых грунтов, армированных вертикальными армирующими элементами // Известия КазГАСУ. 2008. № 2. С. 81–84.

24. *Мариничев М.Б., Ткачев И.Г., Шлее Ю.* Практическая реализация метода вертикального армирования неоднородного основания для компенсации неравномерной деформируемости грунтового массива и снижения сейсмических воздействий на надземное сооружение // Научный журнал КубГАУ. 2013. № 94 (10).

25. *Еситов А.В., Демин В.А., Ефимов А.А.* Численные исследования осадок плитных фундаментов на грунтовом и армированном сваями основаниях // Современные проблемы науки и образования. 2014. № 6.

26. *Попов А.О.* Расчет конечной осадки глинистых оснований, армированных вертикальными элементами // Magazine of Civil Engineering. 2015. № 4. С. 19–27. DOI: 10.5862/MCE.56.3

27. *Мирсаяпов И.Т., Попов А.О.* Экспериментально-теоретические исследования работы армированных грунтовых массивов // Известия КазГАСУ. 2008. № 2 (10).

Поступила в редакцию 9 января 2024 г.

Принята в доработанном виде 16 января 2024 г.

Одобрена для публикации 2 февраля 2024 г.

ОБ АВТОРАХ: **Ле Дык Ань** — аспирант кафедры механики грунтов и геотехники; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; ducanh.st22@gmail.com;

Виталий Валентинович Сидоров — кандидат технических наук, доцент кафедры механики грунтов и геотехники; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; vitsid@mail.ru.

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

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

INTRODUCTION

Ensuring stability and reliability of buildings and structures is an important task in modern construction practice, especially in areas with high seismic activity. At the same time, it is necessary to solve the problem of optimizing the costs of erecting foundations of buildings and structures, which can lead to a significant increase in economic efficiency. These problems are relevant, because in many Russian regions, complex geological conditions prevail and there is a probability of earthquakes with an intensity of more than seven points. The application of soil reinforcement is known to serve as one of the effective methods of strengthening soils and increasing the stability of structures¹ [1–10]. In [1, 2], the effect of reinforcement on the strength of soil is considered and various methods of reinforcement are discussed. Calculations of reinforced foundations are carried out using engineering methods. Thus, publications [11–13] present calculations using the reduced modulus method, and [14–17] — using the conditional foundation method. At present, numerical methods are also used [11, 18–22].

Studies of the efficiency and behaviour of soils after reinforcement using piles are presented in many scientific works [19, 20, 23–27]. The application of vertical reinforcement of soil foundations of high-rise buildings to improve their deformation properties, especially in seismically active areas, is highlighted [24]. The results of numerical modelling of various types of foundations,

¹ Mirsayapov I.T. *Effective reinforced soil bases*. 38. URL: [https://minstroy.tatarstan.ru/file/old/structure/1д\(1\).pdf](https://minstroy.tatarstan.ru/file/old/structure/1д(1).pdf)

including combined pile-slab and slab foundations on reinforced soil, are considered. The influence of pile reinforcement on the settlement of slab foundations is studied [20] using the linearly deformed solid model and the Mohr-Coulomb model.

In this paper, the objective is to compare the behaviour of the soil mass and foundation at different locations of reinforcing piles in the soil using the advanced UBC3D-PLM soil simulation model, which can be used to represent seismic ground motions effectively.

MATERIALS AND METHODS

To investigate the influence of the reinforcing pile location on the seismic load absorption by the foundation, the design system is modelled using PLAXIS 2D software. For the purpose of modelling the soil under seismic action, soil models such as Hardening Soil Small (HSS), PM4Sand, UBC3D-PLM are used. Due to a number of advantages, one of which is the ability to model liquefaction of sandy and clayey soils under seismic loads, UBC3D-PLM is used as a computational model. For other soils, the HS Small model is used.

The calculation considers the behaviour of the system in an area of soil with plan dimensions of 400 × 400 m and a depth of 50 m. The soil basement in the calculation is a two-layer one, comprising two soil layers: the upper one is silty clay with a thickness of 14 m and sandy soil with a thickness of 36 m. The silty clay is modelled using the UBC3D-PLM model and the lower sandy soil is modelled using HS Small. The characteristics of these layers are presented in Table 1, 2. The groundwater level is at the planning level.

Table 1. Characteristics of the topsoil layer for its modelling

Parameter	Top layer
Material model	UBC3D-PLM
Type of material behaviour	Undrained A
Specific gravity above groundwater level γ_{sat} , kN/m ³	15
Specific gravity below groundwater level γ_{unsat} , kN/m ³	15.2
Elastic bulk compression modulus coefficient k_B^{*e}	519.5
Elastic shear modulus coefficient k_G^{*e}	742.1
Plastic shear modulus coefficient k_G^{*p}	155.7
Coefficient of stress dependence of elastic bulk compression modulus m_e	0.5
Coefficient of dependence of elastic shear modulus on stress n_e	0.5
Coefficient of dependence of plastic shear modulus on stress n_p	0.4
Angle of friction at constant volume ϕ_{cv} , deg.	23
Maximum friction angle ϕ_p , deg.	23.5
Cohesion <i>with</i> , kN/m ²	4
Adjusted SPT value $(N_1)_{60}$	5
Fracture factor R_f	0.86
Compaction factor f_{dens}	1.0
Liquefaction Impact Factor f_{Epost}	0.5

Table 2. Characteristics of the bottom soil layer for its modelling

Parameter	Lower sandy layer
Material model	HS small
Type of material behaviour	Undrained A
Specific gravity above groundwater level γ_{sat} , kN/m ³	20
Specific gravity below groundwater level γ_{unsat} , kN/m ³	20
Secant modulus of deformation at standard triaxial soil test E_{50}^{ref} , kN/m ²	$3 \cdot 10^4$
Tangential oedometric modulus under primary loading E_{oed}^{ref} , kN/m ²	$3.6 \cdot 10^4$
Unloading stiffness E_{ur}^{ref} , kN/m ²	$1.1 \cdot 10^5$
Degree index for the stress level dependence of stiffness m	0.5
Clutch c'_{ref} , kN/m ²	5
Internal friction angle ϕ' , deg.	28
Dilatancy angle ψ , deg.	0
Shear strain at which $G_s = 0.722G_0$, $\gamma_{0.7}$	$0.1 \cdot 10^{-3}$
Shear modulus at ultra-low strain G_0^{ref} , kN/m ²	$100 \cdot 10^3$
Poisson's ratio ν'_{ur}	0.2

The foundation slab is located in the central part, its dimensions are 18 m in length and 1 m in thickness. The piles used are round bored piles with a diameter of 0.6 m, 17 m long, spaced 2 m apart. When modelling the slab and piles, the Elastic model with the characteristics given in Table 3, 4 is used.

To solve the task, the following options for the arrangement of reinforcing vertical piles are considered (Fig. 1):

- 1st — the piles are located in the classical way, i.e. directly under the foundation slab;
- 2nd — piles are located not only under the slab, but also outside the slab;

- 3rd — the location of piles is unconventional. There are piles only outside the foundation slab.

Modelling of seismic effects of an earthquake is carried out by applying a given displacement along the lower boundary of the soil massif with accelerogram loading. Recording in time of one-component process of acceleration change lasts for 20 seconds. Fig. 2 shows the accelerogram of the earthquake.

RESEARCH RESULTS

As a result of the calculation, deformed meshes are considered in three variants of pile locations before

Table 3. Main characteristics for modelling the foundation slab

Parameter	Slab
Material model	Linear Elastic
Type of material behaviour	Undrained A
Specific gravity above groundwater level γ_{sat} , kN/m ³	24
Specific gravity below groundwater level γ_{unsat} , kN/m ³	24
Young's modulus E' , kN/m ²	$3 \cdot 10^7$
Poisson's ratio ν'	0.2
Shear modulus G , kN/m ²	$1.25 \cdot 10^7$

Table 4. Main characteristics for pile modelling

Parameter	Piles
Material model	Embedded beam row
Type of material behaviour	Elastic
Young's modulus E , kN/m ²	$3 \cdot 10^7$
Specific material weight γ , kN/m ³	15
Diameter, m	0.6
Distance between piles L_{spac} , m	2

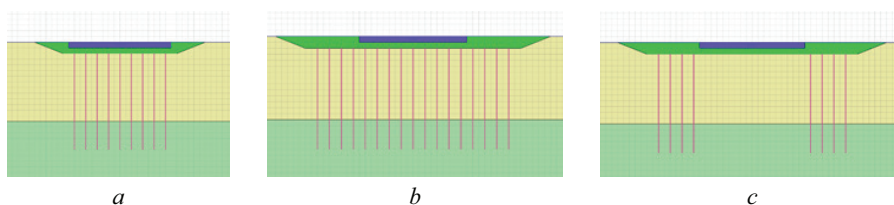


Fig. 1. Considered variants of reinforcement pile arrangement: a — variant 1; b — variant 2; c — variant 3

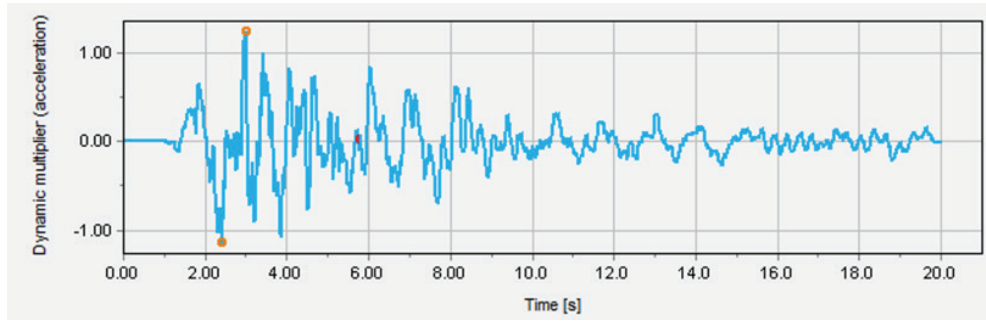


Fig. 2. Earthquake accelerogram for seismic impact modelling

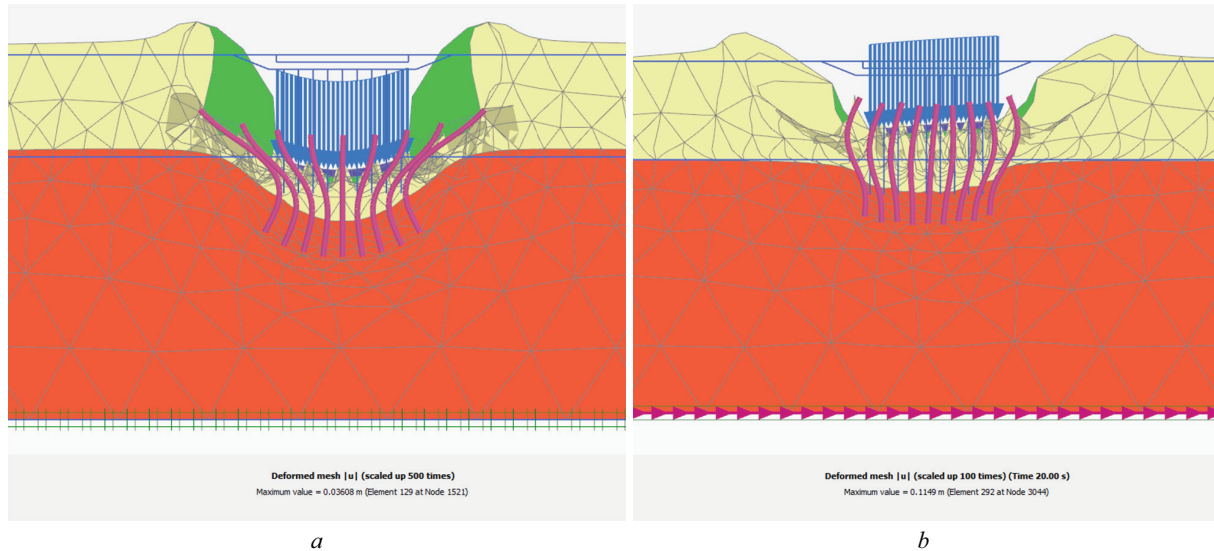


Fig. 3. Deformed grid of the system at the first variant of pile arrangement: *a* — before the earthquake; *b* — after the earthquake

and after earthquake passage using the UBC3D-PLM model. The approximate isopolines of the deformed mesh are shown in Fig. 3.

Table 5 shows a comparative analysis of the maximum value of the deformed mesh.

Fig. 4 shows isopolines of total vertical displacements of the system in all considered variants of reinforcing piles location before and after the earthquake passage.

Table 6 shows a comparative analysis of the foundation slab settlement (at the midpoint of the bottom

Table 5. Comparative analysis of the maximum value of the deformed mesh

Pile arrangement option	Maximum value of deformed mesh, mm		Difference, %
	before the earthquake	after the earthquake	
1	36.08	114.9	+218
2	28.07 (-22 %)	95.41 (-17 %)	+240
3	94.65 (+162 %)	273.2 (+138 %)	+188

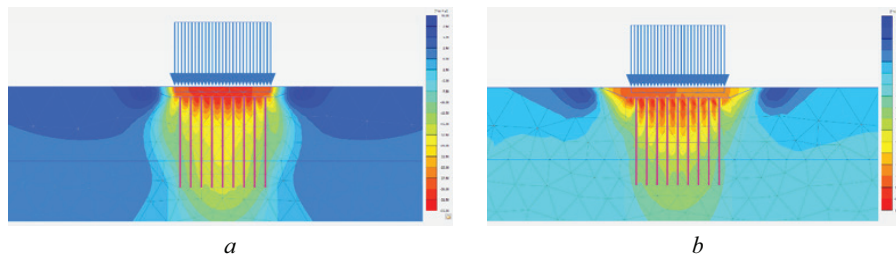


Fig. 4. Total vertical displacements of the system at: first pile arrangement: *a* — before the earthquake; *b* — after the earthquake; second pile arrangement: *c* — before the earthquake; *d* — after the earthquake; third pile arrangement: *e* — before the earthquake; *f* — after the earthquake

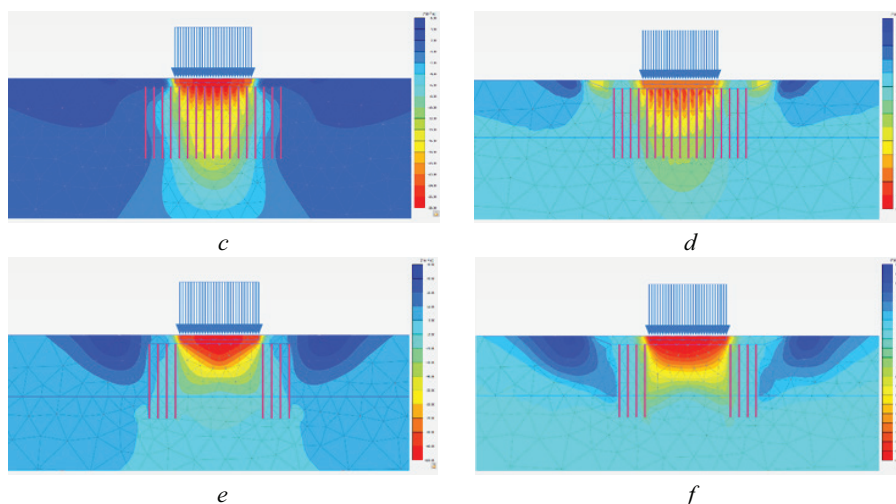


Fig. 4. Total vertical displacements of the system at: first pile arrangement: *a* — before the earthquake; *b* — after the earthquake; second pile arrangement: *c* — before the earthquake; *d* — after the earthquake; third pile arrangement: *e* — before the earthquake; *f* — after the earthquake (ending)

Table 6. Comparative analysis of foundation slab settlements

Pile arrangement option	Maximum value of deformed mesh, mm		Difference, %
	before the earthquake	after the earthquake	
1	31.53	89.90	+185
2	27.09 (–14 %)	76.35 (–15 %)	+182
3	94.63 (+200 %)	271.89 (+202 %)	+187

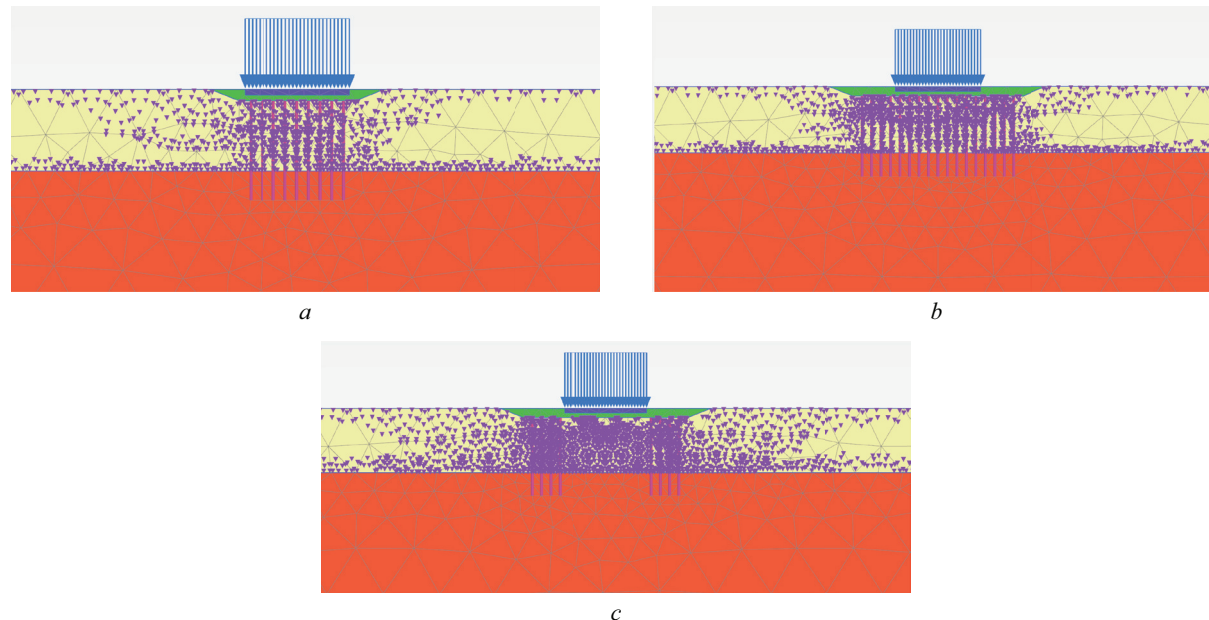


Fig. 5. Soil liquefaction points: *a* — in the first variant; *b* — in the second variant; *c* — in the third variant

edge of the slab) for the pile locations before and after the earthquake.

In PLAXIS 2D, using the UBC3D-PLM model, it is possible to show the points of liquefiable soil zones where the pore pressure coefficient is $R_u > 0.95$. The upper layer, silty clay, is a type of soil that tends to liquefy due to seismic effects. The mapping of liquefiable

soil zone points when different models are applied in this calculation is shown in Fig. 5.

CONCLUSION AND DISCUSSION

The results show that all three selected design schemes obtain a significant increase in settlement during the earthquake passage. The percentage of settlement

increment for the schemes is almost identical and ranges from 182 to 187 %.

Scheme 3 involves the smallest number of pile reinforcement elements, i.e. it is the most economical, but there is an increased value of foundation settlement due to static loading. This is not surprising, as below the intermediate sand cushion there are natural soils without pile reinforcement.

An analysis of the prediction of liquefaction point occurrence in the foundation for the three foundation schemes shows that the highest liquefaction point

density occurs in the absence of reinforcement (case 3). Cases 1 and 2 show localization of liquefaction points in some volumes near the lateral surface of the piles. At the same time, no liquefaction occurs in the inter-pile space. This circumstance suggests that by changing the parameters of pile reinforcement it is possible to control the size and location of liquefaction zones and, if necessary, to protect some zones from the realization of this process. The possibility and limits of application of such a control method should be investigated separately in subsequent works.

REFERENCES

1. Khazaleh M.A. The effect of soil reinforcement on strength of the soil. *Sustainable Energy and Environment Review*. 2023; 1(1):68-79. DOI: 10.59762/seer924712041120231103144956
2. Tulebekova A., Tanyrbergenova G., Zhankina A., Baizakova G. Effectiveness of reinforcement on soil subsidence. *BULLETIN of L.N. Gumilyov Eurasian National University. Technical Science and Technology Series*. 2023; 142(1):107-115. DOI: 10.32523/2616-7263-2023-142-1-107-115
3. Damians I.P., Rimoldi P., Miyata Y., Detert O., Uelzmann S., Hoelzel M. et al. Summary of the Soil Reinforcement Technical Committee Special Session (IGS TC-R). *E3S Web of Conferences*. 2023; 368:03010. DOI: 10.1051/e3sconf/202336803010
4. Iman M., Harwadi F. The sand column utilizing for clay soil reinforcement. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. 2022; 1083(1):012033. DOI: 10.1088/1755-1315/1083/1/012033
5. Zhang D.-W., Liu S.-C., Lin W.-F., Shi H.-B., Mao Z.-L. Field test on soft ground with liquefiable silt interlayer reinforced by jet-grouted mixing piles. *Journal of Traffic and Transportation Engineering*. 2022; 22:103-111. DOI: 10.19818/j.cnki.1671-1637.2022.01.008
6. Budianto E., Pamuttu D., Hairulla H., Pasalli D. Geotextile reinforcement model laboratory test on silt soil. *Technium: Romanian Journal of Applied Sciences and Technology*. 2023; 17:46-51. DOI: 10.47577/technium.v17i.10045
7. Basar E.E. Effects of microgrid reinforcement on soil strength. *Engineering and Technology Journal*. 2023; 08(10). DOI: 10.47191/etj/v8i10.02
8. Ouria A., Heidarli E., Karamzadegan S. *A laboratory study of the influence of reinforcement stiffness and the size of soil particles on soil pull-out strength*. 2023. DOI: 10.22060/CEEJ.2023.21922.7853
9. Liu W., Zhan Y., Zheng S., Li J., Qiu Y., Wei D. et al. Deformation characteristics and control methods of deep foundation pit excavation in watery sandy soil area. *Advances in Frontier Research on Engineering Structures*. 2023. DOI: 10.3233/ATDE230196
10. Shalchian M.M., Arabani M. A review of soil reinforcement with planetary fibers. *Journal of Soil Science and Plant Nutrition*. 2022; 22(4):4496-4532. DOI: 10.1007/s42729-022-01052-y
11. Ter-Martirosyan Z.G., Strunin P.V. Strengthening weak soils in the basis of foundation slabs with use of technology of jet grouting. *Vestnik MGSU [Proceedings of the Moscow State University of Civil Engineering]*. 2010; 4-2:310-315. EDN RTSQUJ. (rus.).
12. Desai C.S. Effects of driving and subsequent consolidation on behaviour of driven piles. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 1978; 2(3):283-301. DOI: 10.1002/nag.1610020307
13. Hegg U., Jammilkowski M.B., Parvis E. Behavior of oil tanks on soft cohesive ground improved by vertical drains. *Proceedings of 8th ECSMFE*. 1983; 2:627-632.
14. Kawasaki T. Deep mixing method using cement hardening agent. *Proc. 8th ECSMFE*. Stockholm, 1981; 721-724.
15. Nuzhdin L.V., Kuznetsov A.A. Reinforcement of foundation soils with vertical rods. *Proceedings of the international seminar on soil mechanics, foundation engineering and transport structures*. 2000; 204-206. EDN UPNJAM. (rus.).
16. Nuzhdin L.V., Skvortsov E.P. Study of the dynamic stress-strain state of rigid vertical reinforced elements. *Proceeding of the Tomsk State University of Architecture and Building*. 2003; 1:225-230. (rus.).
17. Jones D.R.V., Dixon N. A comparison of geomembranes/geotextiles interface shear strength by direct shear and ring shear. *Proceeding of the Second European Geosynthetics Conference*. Bologna, Italy, 2000; 2:929-932.
18. Karaulov A.M. Calculation method for a vertically reinforced slab foundation. *Proceedings of the international scientific and practical conference PGASA*. 2002; 66-69. (rus.).
19. Karaulov A.M. A practical method for calculating the vertically reinforced base of strip and free-standing foundations of transport structures. *Proceeding*

of the Tomsk State University of Architecture and Building. 2012; 2(35):183-190. (rus.).

20. Esipov A.V., Demin V.A., Efimov A.A. Calculation research displacement plate foundation on ground and reinforced piles basis. *Modern Problems of Science and Education*. 2014; 6. (rus.).

21. Chen Y., Cao W., Chen R.P. An experimental Investigation of Soil Arching within Basal Reinforced and Unreinforced Piled Embankments. *Geotextiles and Geomembranes*. 2008; 26(2):164-174. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2007.05.004

22. Han J., Gabr M.A. Numerical analysis of geosynthetic-reinforced and pile-supported earth platforms over soft soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2002; 128(1):44-53. DOI: 10.1061/(asce)1090-0241(2002)128:1(44)

23. Safin D.R. Study of the deformability of water-saturated clay soils reinforced with vertical reinforcing elements. *News of the Kazan State University of*

Architecture and Engineering. 2008; 2:81-84. (rus.).

24. Marinichev M.B., Tkachev I.G., Shlee Y. Practical implementation of vertical reinforcement for non-homogeneous bases as a method to reduce non-uniform deformability of subsoil and compensate seismic loads to upper structure. *Science Magazine of Kuban State Agrarian University*. 2013; 94(10). (rus.).

25. Esipov A.V., Demin V.A., Efimov A.A. Calculation research displacement plate foundation on ground and reinforced piles basis. *Modern Problems of Science and Education*. 2014; 6. (rus.).

26. Popov A.O. Settlement calculation of clay bed reinforced with vertical elements. *Magazine of Civil Engineering*. 2015; 4:19-27. DOI: 10.5862/MCE.56.3 (rus.).

27. Mirsayapov I.T., Popov A.O. Experimental basic research the work of the reinforcement maccife. *News of the Kazan State University of Architecture and Engineering*. 2008; 2(10). (rus.).

Received January 9, 2024.

Adopted in revised form on January 16, 2024.

Approved for publication on February 2, 2024.

B I O N O T E S: **Le Duc Anh** — postgraduate student of the Department of Soil Mechanics and Geotechnics; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ducanh.st22@gmail.com;

Vitaliy V. Sidorov — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Soil Mechanics and Geotechnics; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; vitsid@mail.ru.

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

The authors declare that there is no conflict of interest.