



ISSN 0044-4472

9'2021

ЖИЛИЩНОЕ

СТРОИТЕЛЬСТВО

научно-технический и производственный журнал

www.rifsm.ru

www.journal-hc.ru

издается с 1958 г.



ИНЖ
ПРОЕКТ
СТРОЙ

MALININ GROUP



(499) 372 51 64

(342) 204 01 15

www.jet-grouting.info

Реклама



ДИАЛОГ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ

21 октября 2021

Москва



www.construction-dialog.ru

Учредитель журнала: АО «ЦНИИЭП жилища»
Адрес: Россия, 127434, Москва,
Дмитровское ш., д. 9, стр. 3

Издатель: ООО РИФ «СТРОЙМАТЕРИАЛЫ»
Адрес: 125319, г. Москва, ул. Черняховского,
д. 9, корп. 1, кв. 1

Входит в Перечень ВАК,
государственный проект РИНЦ
и RSCI на платформе Web of Science
Журнал зарегистрирован Министерством РФ
по делам печати, телерадиовещания
и средств массовой информации
№ ФС77-64906

Главный редактор

ЮМАШЕВА Е.И.,
инженер-химик-технолог,
почетный строитель России

Редакционный совет:

НИКОЛАЕВ С.В.,
председатель, д-р техн. наук,
АО «ЦНИИЭП жилища» (Москва)

АЗАРОВ В.Н.,
д-р техн. наук (Волгоград)

АКИМОВ П.А.,
д-р техн. наук, академик РААСН
(Москва)

АЛЕКСЕЕВ Ю.В.,
д-р архитектуры, профессор (Москва)

ВАВРЕНЮК С.В.,
д-р техн. наук, член-корреспондент
РААСН (Владивосток)

ВОЛКОВ А.А.,
д-р техн. наук, член-корреспондент
РААСН (Москва)

ГАГАРИН В.Г.,
д-р техн. наук, член-корреспондент
РААСН (Москва)

ЖУСУПБЕКОВ А.Ж.,
д-р техн. наук (Астана, Казахстан)

ЗВЕЗДОВ А.И.,
д-р техн. наук, президент Ассоциации
«Железобетон» (Москва)

ИЛЬИЧЕВ В.А.,
д-р техн. наук, академик РААСН
(Москва)

КОЛЧУНОВ В.И.,
д-р техн. наук, академик РААСН
(Курск)

МАНГУШЕВ Р.А.,
д-р техн. наук, член-корреспондент
РААСН (Санкт-Петербург)

ОРЕЛЬСКАЯ О.В.,
д-р архитектуры, член-корреспондент
РААСН, профессор (Нижний Новгород)

СУББОТИН О.С.,
д-р архитектуры (Краснодар)

ТЕР-МАРТИРОСЯН А.З.,
д-р техн. наук (Москва)

ТИХОНОВ И.Н.,
д-р техн. наук (Москва)

Авторы

опубликованных материалов несут
ответственность за достоверность
приведенных сведений, точность данных
по цитируемой литературе
и за использование в статьях данных,
не подлежащих открытой публикации.

Редакция

может опубликовать статьи
в порядке обсуждения,
не разделяя точку зрения автора.

Перепечатка

и воспроизведение статей, рекламных
и иллюстративных материалов возможны
лишь с письменного разрешения главного
редактора.

Редакция не несет ответственности
за содержание рекламы и объявлений.

ЖИЛИЩНОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

Издается с 1958 г.

9'2021

Подземное строительство

А.З. ТЕР-МАРТИРОСЯН, В.П. КИВЛЮК, И.О. ИСАЕВ, В.В. ШИШКИНА

Определение фактического коэффициента перебора в скальных грунтах. 3

А.Г. МАЛИНИН, И.А. САЛМИН

К вопросу об отклонении скважин от вертикали при струйной цементации грунтов. 10

С.С. ЗУЕВ, Е.В. ЗАЙЦЕВА, О.А. МАКОВЕЦКИЙ

Устройство модифицированного слоя грунта с задаваемыми
физико-механическими характеристиками при строительстве многоэтажных зданий . . . 17

Р.А. МАНГУШЕВ, А.В. БОЯРИНЦЕВ, И.И. ЗУЕВ, И.С. КАМАЕВ

Эффект воздействия изготовления свай «Фундекс»
на ранее выполненные конструкции 28

Н.С. СОКОЛОВ

Электроразрядная технология усиления оснований. 36

О.Н. ИСАЕВ, Р.Ф. ШАРАФУТДИНОВ, Д.С. ЗАКАТОВ

Определение параметров природного напряженного состояния
глинистых грунтов зондом с модулем бокового давления. 43

Подписка на электронную версию



<https://journal-hc.ru/index.php/ru/podpiska-2021>

Founder of the journal: AO «TSNIEP zhilishcha»
Address: 9/3 Dmitrovskoye Highway, 127434,
Moscow, Russian Federation

Publisher: «STROYMATERIALY»
Advertising-Publishing Firm, OOO
Address: 1, 9 Bldg. 1, Chernyakhovskogo Street,
Moscow, 125319, Russian Federation

The journal is registered by the RF Ministry
of Press, Broadcasting and Mass
Communications, № FS77-64906

Editor-in-chief

YUMASHEVA E.,
*chemical process engineer,
Honorary Builder of Russia*

Editorial Board:

NIKOLAEV S.,
*Chairman,
Doctor of Sciences (Engineering),
AO «TSNIEP zhilishcha» (Moscow)*

ALEKSEEV Yu.,
*Doctor of Architecture, Professor
(Moscow)*

AZAROV V.,
*Doctor of Sciences (Engineering),
(Volgograd)*

AKIMOV P.,
*Doctor of Sciences (Engineering),
Academician of RAACS (Moscow)*

VAVRENJUK S.,
*Doctor of sciences (Engineering),
Corresponding member of RAACS
(Vladivostok)*

VOLKOV A.,
*Doctor of Sciences (Engineering),
Corresponding member of RAACS
(Moscow)*

GAGARIN V.,
*Doctor of Sciences (Engineering),
Corresponding member of RAACS
(Moscow)*

ZHUSUPBEKOV A.,
*Doctor of Sciences (Engineering)
(Astana, Kazakhstan)*

ZVEZDOV A.,
*Doctor of Sciences (Engineering),
President, Association «Zhelezobeton»
(Moscow)*

IL'ICHEV V.,
*Doctor of Sciences (Engineering),
Academician of RAACS, Research
Supervisor of the Academic Scientific
and Creative Center of RAACS (Moscow)*

KOLCHUNOV V.,
*Doctor of Sciences (Engineering),
Academician of RAACS (Kursk)*

MANGUSHEV R.,
*Doctor of Sciences (Engineering),
Corresponding member of RAACS
(Saint-Petersburg)*

ORELSKAYA O.,
*Doctor of Architecture, Corresponding
Member of RAACS, Professor (Nizhny
Novgorod)*

SUBBOTIN O.,
Doctor of Architecture (Krasnodar)

TER-MARTIROSIAN A.,
*Doctor of sciences (Engineering)
(Moscow)*

TIKHONOV I.,
*Doctor of Sciences (Engineering)
(Moscow)*

The authors

of published materials are responsible for the
accuracy of the submitted information, the
accuracy of the data from the cited literature
and for using in articles data which are not
open to the public.

The Editorial Staff

can publish the articles as a matter for discus-
sion, not sharing the point of view of the author.

Reprinting

and reproduction of articles, promotional and
illustrative materials are possible only with the
written permission of the editor-in-chief.

**The Editorial Staff is not responsible for
the content of advertisements and
announcements.**

ZHILISHCHNOE STROITEL'STVO

Published since 1958

9'2021

Underground construction

A.Z. TER-MARTIROSIAN, V.P. KIVLYUK, I.O. ISAEV, V.V. SHISHKINA

Determination of the Actual Outbreak Ratio in Rocky Soils 3

A.G. MALININ, I.A. SALMIN

On the Issue of the Deviation of Wells from the Vertical During Jet Cementation of Soils 10

S.S. ZUEV, E.V. ZAYTSEVA, O.A. MAKOVETSKIY

The Arrangement of a Modified Soil Layer with Specified Physical
and Mechanical Characteristics at the Construction of Multi-Storey Buildings 17

R.A. MANGUSHEV, A.V. BOYARINTSEV, I.I. ZUEV, I.S. KAMAEV

Effect of the Impact of Making "Fundex" Piles on Previously Completed Structures 28

N.S. SOKOLOV

Electric-Discharge Technology for Strengthening Bases 36

O.I. ISAEV, R.F. SHARAFUTDINOV, D.S. ZAKATOV

Determination of the Parameters of the Natural Stress State
of Clay Soils by a Probe with a Lateral Stress Module 43

Subscription to the electronic version



<https://journal-hc.ru/index.php/ru/podpiska-2021>

Editorial address: 9/3 Dmitrovskoye Hwy, 127434, Moscow, Russian Federation

Tel.: (499) 976-22-08, 976-20-36

Email: mail@rifsm.ru

http://www.journal-hc.ru

http://www.rifsm.ru

УДК 625.42

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-9-3-9>

А.З. ТЕР-МАРТИРОСЯН¹, д-р техн. наук,
директор Института строительства и архитектуры (gic-mgsu@mail.ru);
В.П. КИВЛЮК², зам. ген. директора по строительству объектов метрополитена;
И.О. ИСАЕВ², нач. отдела оценки влияния и противоаварийных мероприятий,
В.В. ШИШКИНА², инженер 1-й категории

¹ Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет
(129337, г. Москва, Ярославское ш., 26)

² АО «Мосинжпроект» (125252, г. Москва, Ходынский б-р, 10)

Определение фактического коэффициента перебора в скальных грунтах

В настоящее время при строительстве тоннелей Московского метрополитена используется тоннелепроходческий механизированный комплекс с активным пригрузом забоя из-за своей возможности минимизировать влияние на окружающую застройку. Тем не менее незначительное оседание земной поверхности при тоннелировании развивается даже на большой глубине в скальных грунтах. Дополнительные перемещения грунта по направлению к забою тоннелепроходческой машины можно спрогнозировать несколькими способами: эмпирический, аналитический, численный. Цель данной работы произвести корректировку коэффициента перебора, влияющего на оседание земной поверхности, численным способом в программном комплексе PLAXIS для скальных грунтов с помощью данных геотехнического мониторинга. В статье рассматривается участок строительства перегонных тоннелей диаметром 6 м Большой кольцевой линии. Проектируемая трасса расположена преимущественно в известняке и мергеле (каменноугольные отложения). Пересчет коэффициента перебора по данным мониторинга зданий, сооружений и объектов инфраструктуры Российских железных дорог осуществлялся в плоской и пространственной постановках. По результатам корректировки установлен расчетный диапазон рассматриваемого технологического параметра, который преимущественно варьируется от 0,25 до 0,56 % в плоской постановке и от 0,44 до 0,81% в трехмерной модели. В дополнение авторы рассмотрели участок проходки, где в верхней части забоя тоннелепроходческого механизированного комплекса разрабатываются дисперсные грунты, а в нижней части – скальные. В данном случае величина технологического параметра достигает 0,67% в двумерной задаче. В свою очередь, установлено, что на рассматриваемой территории есть участки с коэффициентом перебора, не превышающим 0,1%.

Ключевые слова: метод конечных элементов, коэффициент перебора грунта, скальный грунт, тоннелепроходческая машина, геодезический мониторинг, фактическая осадка, расчетная осадка.

Для цитирования: Тер-Мартirosян А.З., Кивлюк В.П., Исаев И.О., Шишкина В.В. Определение фактического коэффициента перебора в скальных грунтах // *Жилищное строительство*. 2021. № 9. С. 3–9.
DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-9-3-9>

A.Z. TER-MARTIROSYAN¹, Doctor of Sciences (Engineering), Director of the Institute of Construction and Architecture (gic-mgsu@mail.ru);
V.P. KIVLYUK², Deputy General Director for the construction of metro facilities,
I.O. ISAEV², Head of the Department of Impact Assessment and Emergency Response Measures,
V.V. SHISHKINA², Engineer of the 1st category

¹ National Research Moscow State University of Civil Engineering (26, Yaroslavskoe Highway, Moscow, 129337, Russian Federation)

² AO "Mosinzhproekt" (10, Khodynky Boulevard, Moscow, 125252, Russian Federation)

Determination of the Actual Outbreak Ratio in Rocky Soils

Currently, during the construction of tunnels of the Moscow Metro, a tunnel-boring mechanized complex with active face loading is used because of its ability to minimize the impact on the surrounding development. Nevertheless, a slight subsidence of the earth's surface during tunneling develops even at a great depth in rocky soils. Additional movements of the soil in the direction of the face of the tunnel-boring machine can be predicted in several ways: empirical, analytical, numerical. The purpose of this work is to correct the outbreak ratio affecting the subsidence of the earth's surface numerically in the PLAXIS software package for rocky soils using geotechnical monitoring data. The article considers the construction section of interstation tunnels with a diameter of 6 m of the Big Ring Line. The projected route is located mainly in limestone and marl (carboniferous deposits). The recalculation of the outbreak ratio according to the

monitoring data of buildings, structures and infrastructure facilities of Russian railways was carried out in flat and spatial settings. On the basis of the results of the adjustment, the calculated range of the technological parameter under consideration, which mainly varies from 0.25 to 0.56% in a flat setting, and from 0.44 to 0.81% in a three-dimensional model, is established. In addition, the authors examined the tunneling section, where dispersed soils are developed in the upper part of the face of the tunnel-boring mechanized complex, and rock soils are developed in the lower part. In this case, the value of the technological parameter reaches 0.67% in a two-dimensional problem. In turn, it was established that there are sections in the territory under consideration with a outbreak ratio not exceeding 0.1%.

Keywords: finite element method, soil outbreak ratio, rock soil, tunnel-boring machine, geodetic monitoring, actual sediment, calculated sediment.

For citation: Ter-Martirosyan A.Z., Kivlyuk V.P., Isaev I.O., Shishkina V.V. Determination of the actual outbreak ratio in rocky soils. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2021. No. 9, pp. 3–9. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-9-3-9>

Тоннелепроходческий механизированный комплекс (ТПМК) широко применяется при проходке тоннелей в условиях застройки повышенной плотности для минимизации воздействия на окружающие существующие объекты. Главное преимущество ТПМК – это применение технологии пригруза, позволяющей обеспечивать устойчивость забоя в различных инженерно-геологических и гидрогеологических условиях [1]. После завершения выемки грунта из забоя стальной корпус машины поддерживает внутреннюю часть выработки, после чего постоянная несущая конструкция, обделка тоннеля, незамедлительно устанавливается в проектное положение [2] и в заобделочное пространство осуществляется нагнетание тампонажного раствора [3] через специальные патрубки, расположенные в хвостовой части щита. Данная последовательность производства работ значительно сокращает оседание земной поверхности при основательной изученности трассы и пристальном контроле давления забоя в процессе строительства. Система опережающего звукового зондирования [4] позволяет коррелировать рабочие параметры ТПМК в режиме реального времени и предвидеть пласты крепких пород или различные неоднородности, обрушающиеся в забой, которые не были обнаружены в фазе выполнения изысканий на начальном этапе.

Несмотря на современные технологии, применяемые при строительстве, оседание дневной поверхности происходит при любой глубине залегания сооружаемого тоннеля [5]. По данным натурных наблюдений, осадка грунта в процессе проходки развивается в несколько этапов [6]. Первая фаза развития осадки происходит во время выемки грунта из забоя; на втором этапе осадки формируются из-за разницы в диаметре между конусным корпусом щита и устанавливаемой обделкой; завершающая фаза увеличения осадок обусловлена несвоевременным и неполным заполнением пустот в заобделочное пространство тампонажным раствором.

Существует несколько методов прогнозирования сдвижения грунта вследствие тоннелепроходческих работ, которые можно разделить условно на три группы: эмпирические, аналитические и численные. Эмпирический метод впервые представлен в

работе Пека в 1969 г. [7], которая описывает линию оседания земной поверхности в поперечном сечении тоннеля как перевернутую кривую Гаусса, зависящую от расстояния до точки перегиба (i) и максимального вертикального перемещения грунта, который находится над осью тоннеля (S_{max}), а также от расстояния по поверхности от тоннеля до здания в плане. Аналитический способ позволяет рассчитать перемещения земной поверхности с помощью краевых задач механики грунтов. Значительный вклад в изучении прогнозирования земной поверхности при строительстве тоннелей внес профессор Ю.А. Лиманов, метод которого [8] позволяет определить радиус расчетной зоны влияния и величину максимального перемещения земной поверхности. В расчетной модели определения вертикальных перемещений грунтового массива предлагается разделять всю толщу пород на две части и определять деформации между границами двух слоев, что позволяет установить параметры мульды на поверхности земли. О.Н. Исаев и Р.Ф. Шарифутдинов рассмотрели прогнозирование деформаций грунтового массива при строительстве тоннелей в геотехнических программах с применением численных методов расчета [9]. Было установлено, что уменьшение масштаба сетки модели и увеличение глубины расчетного поля приводят к возрастанию вертикальных перемещений грунта, а увеличение ширины расчетного поля почти не сказывается на результатах. Дополнительно зарубежные авторы в [10] рассмотрели поэтапное моделирование участка строительства под существующим тоннелем с учетом рабочих параметров щита и цементацией пространства вокруг блоков обделки. По результатам исследования обнаружено, что влияние исследуемых параметров происходит на длине, равной от трех до четырех диаметров нового тоннеля от точки пересечения действующего и проектируемого тоннелей.

Считается, что оседание земной поверхности связано с технологическими параметрами, одним из которых является коэффициент перебора грунта. Коэффициент перебора — это отношение удаляемого грунта, расположенного в очертании выработки, к режущему органу ТПМК (Диссертации в Техносфере: <http://tekhnosfera.com/>

sovershenstvovanie-metodov-prognoza-deformatsiy-zemnoy-poverhnosti-pri-schitovoy-prohodke-tonneley-dlya-podzemnyh-kommuni#ixzz6xwI5Xqsi). Выемка грунта из забоя приводит к снятию напряжений в грунте, окружающем тоннель, поэтому массив движется в направлении вниз [11]. Этот эффект развивается из-за несвоевременной корректировки давления пригруза во время проходки, зазора между обделкой и корпусом щита, а также от скорости нагнетания тампонажного раствора за обделку [12].

Авторами уже не раз проводился перерасчет коэффициента перебора, задаваемый в PLAXIS, по данным мониторинга в дисперсных грунтах. Рекомендуемые значения варьируются от 0,2 до 1,3% в плоской постановке и от 0,6 до 1,2% в пространственной задаче [13, 14]. Однако есть данные других авторов, когда перебор грунта достигает 5,5%, если оптимальное давление забоя не скорректировано под фактический участок трассы [15].

Цель данной работы – пересчет коэффициента перебора с помощью данных мониторинга для скальных грунтов, так как тоннелирование на любой глубине вызывает перемещение грунта на дневной поверхности (Vu M. N., Bruere W., Bosch J. Effects of cover depth on ground movements induced by Shallow Tunneling // *Tunnelling and Underground Space Technology*).

Материалы и методы

Корректировка технологического параметра осуществлялась на участке строительства перегонных тоннелей Большой кольцевой линии (БКЛ) Московского метрополитена от ст. «Савеловская» до ст. «Стромынка» от ПК 231 до ПК 286. Проходка перегонных тоннелей предусмотрена щитом диаметром

резания 6,28 м с грунтопригрузом, обеспечивающим высокие темпы строительства и минимальную осадку поверхности. Внешний диаметр тоннелей составляет 6 м. В местах примыканий станционных комплексов и притоннельных сооружений используется чугунная обделка толщиной 0,2 м, на остальных участках предусмотрен монтаж сборной высокоточной обделки из железобетонных блоков толщиной 0,3 м.

В предварительную зону влияния сооружаемых тоннелей попадают здания и сооружения, а также железнодорожные пути Ярославского направления и Митьковской соединительной ветви, которые фрагментарно представлены в таблице.

В геоморфологическом отношении проектируемая трасса линии расположена преимущественно в пределах пологоволнистой гляциально-флювиогляциальной равнины. Небольшой участок трассы от ПК 213 до ПК 214 расположен в пределах аллювиальной долины реки Яузы. Для трассы характерно понижение рельефа в юго-восточном направлении с абсолютных отметок 166,1 м в районе Савеловского проезда до абсолютных отметок 128,5 в районе проезда Попова. Естественный рельеф территории повсеместно изменен планировкой.

В геологическом строении участков предполагаемого строительства принимают участие отложения четвертичной, меловой, юрской и каменноугольной систем.

По данным сейсморазведки на данном участке работ в интервале глубин 37–41 м от поверхности земли выделена граница – кровля каменноугольных отложений, представленных известняком и мергелем (С3изм). Дополнительно по результатам инженерно-геологических изысканий установлено

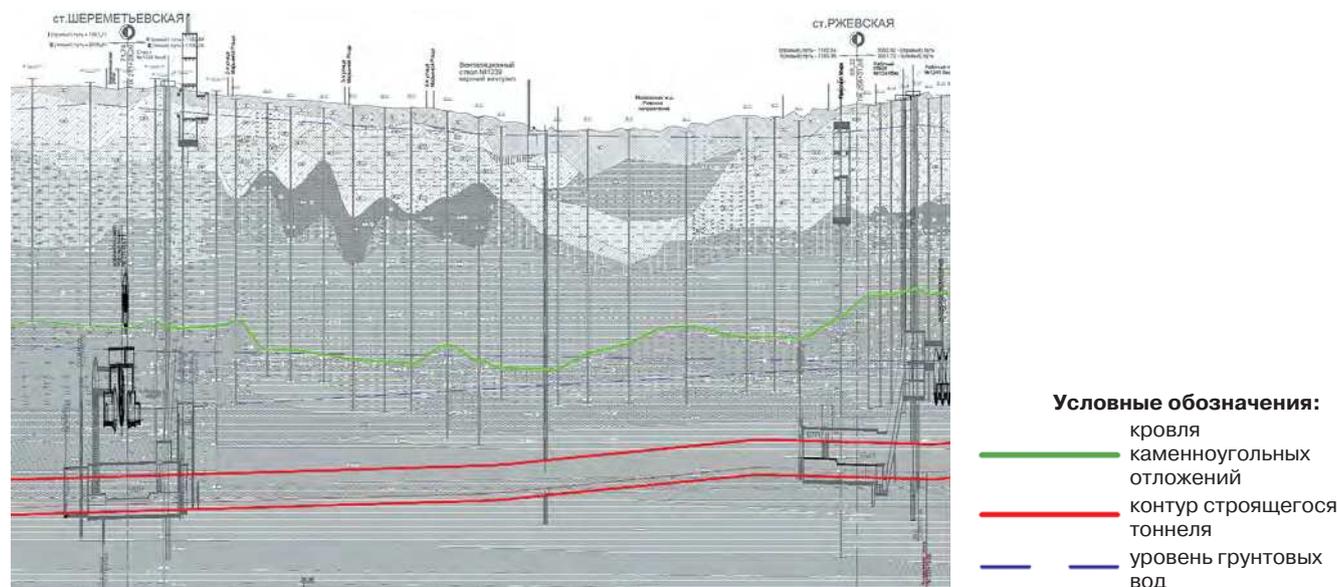


Рис. 1. Фрагмент инженерно-геологического профиля участка проходки ТПМК в скальном грунте
 Fig. 1. Fragment of the engineering-geological profile of the TBM mining site in the rock soil

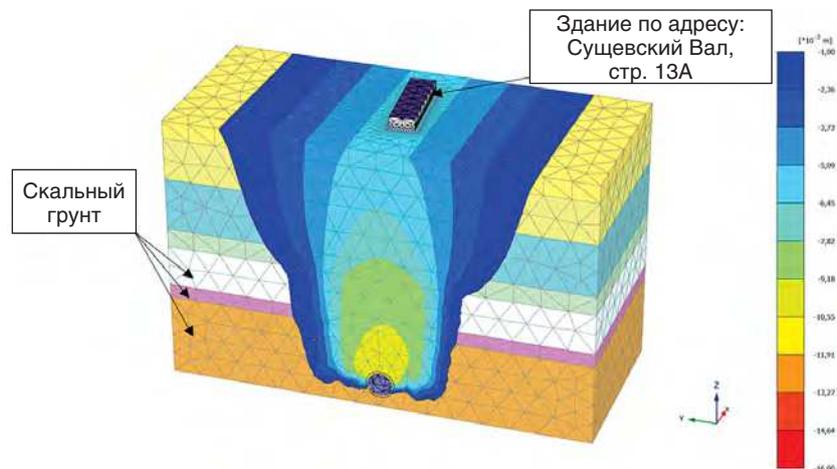


Рис. 2. Расчетная схема с изополями вертикальных перемещений с ограничением 1 мм
Fig. 2. Design scheme with vertical displacement fields with a limit of 1 mm

Расчетные значения коэффициента перебора в PLAXIS 2D и PLAXIS 3D
Calculated values of volume loss of soil in PLAXIS 2D and PLAXIS 3D

Наименование здания / пути	ПК	Расстояние до оси ближайшего тоннеля, м	Глубина залегания тоннеля до свода, м	Фактическая осадка, мм	Коэффициент перебора, %	
					PLAXIS 2D	PLAXIS 3D
Здание по адресу: г. Москва, Сущевский Вал, д. 9, стр. 14	286	0	60,4	-1,8	0,36	0,7
Здание по адресу: г. Москва, Сущевский Вал, стр. 13А	285+10	0	57,9	-5,4	0,56	0,75
Здание по адресу: г. Москва, ул. Двинцев, д. 4	282+28	1	52,7	-1,7	0,27	0,5
Здание по адресу: 4-й Стрелецкий пр., д. 4, к. 1	279+80	0	50,5	-4,8	0,52	0,78
Здание по адресу: 4-й Стрелецкий пр., д. 4, с. 1	279+33	0	51,1	-3,8	0,45	0,72
Здание по адресу: ул. 2-я Ямская, д. 9	277+41	0	53,7	-1,3	0,35	0,65
Здание по адресу: г. Москва, ул. Стрелецкая, д. 16	276+95	0	54,3	-4,7	0,51	0,79
Здание по ул. Шереметьевской, д. 6, к. 2	270	4	62,7	-1,3	0,29	0,53
Земляное полотно 18-го пути на ст. Николаевская Митковской соединительной ветви	253+11	0	43,8	-1,1	0,31	0,52
Земляное полотно 6-го пути на ст. Николаевская Митковской соединительной ветви	252+26,6	0	42,5	-0,5	0,25	0,45
Земляное полотно 2-го пути на ст. Николаевская Митковской соединительной ветви	252+3,5	0	41,9	-0,5	0,26	0,44
Земляное полотно 3-го пути главного хода Ярославского направления	249+41	0	36,2	-2,3	0,48	0,76
Опора контактной сети главного хода Ярославского направления	249+22	4,5	35,8	-0,1	0,09	0,17
Здание по адресу: г. Москва, ул. Поперечный просек, д. 1А	243+95	0	32,3	-3,7	0,51	0,81
Здание по адресу: г. Москва, ул. Поперечный просек, д. 1Г, стр. 1	243+40	10	33,5	-2,9	0,47	0,78
Здание по адресу: г. Москва, Песочная аллея, д. 3, стр. 1*	239+18	80	29,7	-4,8	0,65	1,07
Здание по адресу: г. Москва, Песочная аллея, вл. 9, стр. 1*	239	0	29,6	-6,6	0,67	1,14

Примечание. * В забое ТПКМ разрабатываются грунты разных классов (скальные и дисперсные).

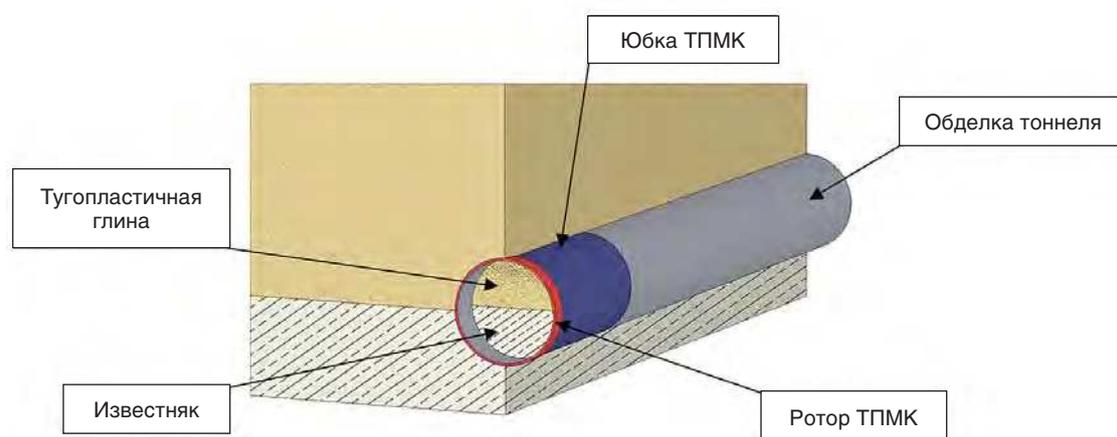


Рис. 3. Схема разработки грунтов разных классов (скальный и дисперсный)
Fig. 3. Scheme of development of soils of different classes (rock and dispersed)

наличие локальных зон разуплотнения и повышенной трещиноватости массива. Фрагмент инженерно-геологического профиля от ст. Шереметьевская (ПК 271+28,26) до ст. Ржевская (ПК 258+31,58) представлен на рис. 1.

Прогнозирование движения грунта от строительства тоннеля проводилось с помощью численного анализа в программном комплексе PLAXIS, который является простым средством, обеспечивающим моделирование последовательности строительства, взаимодействие обделки с окружающим массивом и нелинейное поведение грунта [16].

В расчетных схемах использовалась модель поведения грунта Хоека-Брауна, параметры для которой были получены эмпирическим способом при анализе множества образцов скальных грунтов [17], учитывающие прочность породы на одноосное сжатие, трещиноватость, литологический тип породы и дополнительное разрушение образца при его отборе [18].

Подбор коэффициента перебора грунта осуществлялся в плоской и пространственной постановках до тех пор, пока расчетные значения перемещений фундаментов зданий и линейных сооружений не стали равны осадкам, полученным по данным геотехнического мониторинга.

Результаты

Методом повторных подстановок коэффициента перебора в расчетные объемные и плоские схемы были получены расчетные значения технологического параметра, которые представлены в таблице.

На рис. 2 в качестве примера представлена расчетная схема со зданием по адресу г. Москва, Сушевский Вал, ст. 13а и изолиниями вертикальных перемещений с ограничением 1 мм, характерным для всего участка строительства тоннелей в скальных грунтах.

Произведенные расчеты показали, что коэффициент перебора грунта в скальных грунтах (в мергелях средней прочности, известняке прослоями прочный, прослоями малопрочный) в плоской задаче варьируется в пределах от 0,09 до 0,56%; в объемных моделях разнообразие рассматриваемого технологического параметра колеблется от 0,44 до 0,81%.

Дополнительно авторами рассматривается участок строящегося тоннеля, где в забое ТПМК одновременно разрабатываются тугопластичная глина и известняк (рис. 3). В этом случае коэффициент перебора возрос до 0,67 % в плоской постановке и до 1,14% в объемной модели.

Кроме того, важно отметить, что дополнительные перемещения зданий, сооружений, а также земляных полотен железнодорожных путей и опор контактной сети не превышают предельно допустимых значений.

Таким образом, авторы рассмотрели участок строительства тоннелей БКЛ и провели обратный пересчет технологического параметра по данным геотехнического мониторинга. По результатам исследования можно сделать следующие выводы.

1. Согласно результатам математического моделирования, расчетный коэффициент перебора для рассматриваемого участка проходки в скальных грунтах по большей части варьируется в диапазоне от 0,25 до 0,56 % в плоской постановке, а также от 0,44 до 0,81% в объемных схемах. Процентный прирост между параметрами для двумерной и трехмерной задачи составил от 33,9 до 94,4%.

2. В ходе работы установлено, что коэффициент перебора в скальных грунтах в некоторых случаях не превышает 0,1%.

3. При проходке ТПМК в грунтах разного класса наблюдается увеличение расчетного технологического параметра до 0,67% в плоской постановке в том

случае, когда верхняя часть забоя представлена тугопластичной глиной, а нижняя – известняком.

4. По результатам геотехнического мониторинга можно сделать вывод, что осадка земельного полотна железнодорожных путей на порядок меньше, чем фундаментов зданий и сооружений. В случае обработки больших данных геотехнического мониторинга рекомендуется ввести поправочный коэффициент для данного вида сооружения.

На основании анализа фактических осадок зданий и сооружений согласно таблице можно сделать вывод, что при достижении деформаций земной поверхности или сооружений окружающей застройки более 10 мм или предельных дополнительных деформаций при проходке ТПМК в скальных грунтах необходимо провести обратный перерасчет фактического коэффициента перебора, а также определить причины возрастания его значений.

Список литературы

1. Федунец Б.И., Бойко Ф.А. Строительство перегонных тоннелей современными ТПМК при проходке в сложных гидрогеологических условиях участков Митинско-Строгинской линии Московского метрополитена // *Горный информационно-аналитический бюллетень*. 2008. № 7. С. 21–27.
2. Безродный К.П., Лебедев М.О. О нагрузках от горного давления на обделки тоннелей закрытого способа работ // *Записки Горного института*. 2017. Т. 228. С. 649–653. DOI: 10.25515/PMI.2017.6.649.
3. Ильичев В.А., Никифорова Н.С., Готман Ю.А., Тупиков М.М., Трофимов Е.Ю. Анализ применения активных и пассивных методов защиты существующей застройки при подземном строительстве // *Жилищное строительство*. 2013. № 6. С. 25–27.
4. Мазеин С. В., Вознесенский А. С. Акустическая разведка валунных включений на тоннелепроходческом механизированном комплексе. Необходимость и возможности прогноза // *Горный информационно-аналитический бюллетень*. 2006. № 5. С. 78–87.
5. Карасев М.А. Анализ причин деформации земной поверхности и характер формирования мульды оседания, вызванной строительством транспортных тоннелей // *Записки Горного института*. 2011. Т. 90. С. 163–171.
6. Мазеин С.В. Разработка математической модели для прогнозных осадок дневной поверхности по данным контроля грунта и технологических показателей ТПМК // *Горный информационно-аналитический бюллетень*. 2009. № 2. С. 98–109.
7. Peck R.B. Deep excavations and tunneling in soft ground. In: *7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico City State-of-the-Art. 1969, pp. 225–290.
8. Лиманов Ю.А. Осадки земной поверхности при сооружении тоннелей в кембрийских глинах. Л.: ЛИИЖТ, 1957. 238 с.

References

1. Fedunets B.I., Boyko F.A. Construction of distillation tunnels by modern TPKM during sinking in difficult hydrogeological conditions by the Mitinsko-Stroginskaya line of the Moscow metro. *Gornyi informatsionno-analiticheskii byulleten'*. 2008. No. 7, pp. 21–27. (In Russian).
2. Bezrodny K.P., Lebedev M.O. On the loads from mountain pressure on the lining of tunnels of the closed method of work. *Zapiski gornogo instituta*. 2017. Vol. 228, pp. 649–653. DOI: 10.25515/PMI.2017.6.649. (In Russian).
3. Ilychev V.A., Nikiforova N.S., Gotman Yu.A., Tupikov M.M., Trofimov E.Yu. Analysis of the use of active and passive methods of protecting existing buildings in underground construction. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2013. No. 6, pp. 25–27. (In Russian).
4. Mazein S.V., Voznesensky A.S. Acoustic exploration of boulder inclusions at a tunnel-tunneling mechanized complex. The necessity and possibilities of forecasting. *Gornyi informatsionno-analiticheskii byulleten'*. 2006. No. 5, pp. 78–87. (In Russian).
5. Karasev M.A. Analysis of the causes of deformation of the Earth's surface and the nature of the formation of subsidence mulda caused by the construction of transport vehicles. *Zapiski gornogo instituta*. 2011. Vol. 190, pp. 163–171. (In Russian).
6. Mazein S.V. Development of mathematical models for predictive precipitation of the daytime surface according to the data of soil control and technological indicators of TPKM. *Gornyi informatsionno-analiticheskii byulleten'*. 2009. No. 2, pp. 98–109. (In Russian).
7. Peck R.B. Deep excavations and tunneling in soft ground. In: *7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico City, State-of-the-Art. 1969, pp. 225–290.
8. Estuaries Y.A. Osadki zemnoi poverkhnosti pri sooruzhenii tonnelei v kembriiskikh glinakh [Precipitation of the earth's surface in the construction of tunnels in the Cambrian clays]. Lningrad: LIIZHT, 1957. 238 p.

9. Исаев О.Н., Боков И.А., Шарафутдинов Р.Ф. К вопросу влияния расчетных параметров на моделирование перемещений грунта при проходке тоннелей. *Труды международной конференции по геотехнике «Геотехнические проблемы мегаполисов»*. М., 2010. С. 1547–1554.
10. Nasser Z. Ahmed, Mohamed El-Shourbagy, Adel Akl, Kamal Metwally. Field monitoring and numerical analysis of ground deformation induced by tunnelling beneath an existing tunnel. *Cogent Engineering*. 2021. DOI:10.1080/23311916.2020.1861731
11. Исаев О.Н., Шарафутдинов Р.Ф. Перебор грунта при строительстве коммуникационных тоннелей щитовым способом // *Механизация строительства*. 2012. № 6. С. 2–7.
12. Chakeri H., Ünver B. A new equation for estimating the maximum surface settlement above tunnels excavated in soft ground // *Environ Earth Sci* 71. 2014, pp. 3195–3210.
13. Park H., Oh J.-Y., Kim D., Chang S. Monitoring and analysis of ground settlement induced by tunnelling with slurry pressure-balanced tunnel boring machine // *Advances in Civil Engineering*. 2018. Vol. 2018, pp. 1–10. DOI:10.1155/2018/5879402.
14. Тер-Мартirosян А.З., Бабушкин Н.Ф., Исаев И.О., Шишкина В.В. Определение фактического коэффициента перебора грунта путем анализа данных мониторинга // *Геотехника*. 2020. Т. 7. № 1. С. 34–42. DOI: 10.25296/2221-5514-2020-12-1-6-14.
15. Тер-Мартirosян А.З., Исаев И.О., Алмакаева А.С. Определение фактического коэффициента перебора (участок «Стахановская улица» – «Нижегородская улица» // *Вестник МГСУ*. 2020. Т. 15. Вып. 12. С. 1644–1653. DOI: 10.22227/1997-0935.2020.12.1644-1653.
16. Карасев М.А., 2011. Анализ причин деформации земной поверхности и характер формирования мульды оседания, вызванной строительством транспортных тоннелей // *Записки Горного института*. 2011. Т. 190. С. 163–170.
17. Taylor R. N. Modeling of tunnel behavior // *Geotechnical Engineering*. 1998. Vol. 13. No. 3, pp. 127–132.
18. Сас И.Е., Бершов А.В. Об особенностях модели поведения скального грунта Хоека-Брауна и задании ее исходных параметров // *Инженерные изыскания*. 2015. № 13. С. 42–47.
19. Харисов Т.Ф., Харисова О.Д. Исследование устойчивости массива в процессе разработки месторождения в сложных горно-геологических условиях // *Проблемы недропользования*. 2019. № 12. С. 79–87.
9. Isayev O.N., Bokov I.A., Sharafutdinov R.F. the influence of design parameters on the simulation of the movement of soil during the sinking of the tunnels. *Proceedings of the International Conference on geotechnics “Geotechnical problems of megacities”*. Moscow. 2010, pp. 1547–1554.
10. Nasser Z. Ahmed, Mohamed El-Shourbagy, Adel Akl, Kamal Metwally. Field monitoring and numerical analysis of ground deformation induced by tunnelling beneath an existing tunnel. *Cogent Engineering*. 2021. DOI:10.1080/23311916.2020.1861731
11. Isayev O.N., Sharafutdinov R.F. Soil sorting during the construction of communication tunnels by the shield method. *Mekhanizatsiya stroitel'stva*. 2012. No. 6, pp. 2–7. (In Russian).
12. Chakeri H., Ünver B. A new equation for estimating the maximum surface settlement above tunnels excavated in soft ground. *Environ Earth. Sci* 71. 2014, pp. 3195–3210.
13. Park H., Oh J.-Y., Kim D., Chang S. Monitoring and analysis of ground settlement induced by tunnelling with slurry pressure-balanced tunnel boring machine. *Advances in Civil Engineering*. 2018. Vol. 2018, pp. 1–10. (In Russian). DOI:10.1155/2018/5879402
14. Ter-Martirosyan A.Z., Babushkin N.F., Isayev I.O., Shishkina V.V. Determination of the actual coefficient of soil sampling by analyzing monitoring data. *Geotechnika*. 2020. Vol. 7. No. 1, pp. 34–42. (In Russian). DOI: 10.25296/2221-5514-2020-12-1-6-14.
15. Ter-Martirosyan A.Z., Isayev I.O., Almakaeva A.S. Determination of the actual search coefficient (section “Stakhanovskaya Street” – “Nizhegorodskaya Street”). *Vestnik MGSU*. 2020. Vol. 15. Iss. 12, pp. 1644–1653. (In Russian). DOI: 10.22227/1997-0935.2020.12.1644-1653.
16. Karasev M.A., 2011. Analysis of the causes of deformation of the Earth's surface and the nature of the formation of subsidence mulda caused by the construction of transport tunnels. *Zapiski Gornogo instituta*. 2011. Vol. 190, pp. 163–170. (In Russian).
17. Taylor R.N. Modeling of tunnel behavior. *Geotechnical Engineering*. 1998. Vol. 13. No. 3, pp. 127–132.
18. Sas I.E., Bershov A.V. Features of the Hoek-Brown rock soil behavior model and setting its initial parameters. *Inzhenernye izyskaniya*. 2015. No. 13, pp. 42–47. (In Russian).
19. Kharisov T.F., Kharisova O.D. Study of the stability of the massif in the process of field development in difficult mining and geological conditions. *Problemy nedropol'zovaniya*. 2019. No. 12, pp. 79–87. (In Russian).

УДК 624.15

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-9-10-16>А.Г. МАЛИНИН, канд. техн. наук, директор (perm@maliningroup.com),
И.А. САЛМИН, руководитель проектного отдела

ООО «Строительная компания «ИнжПроектСтрой» (614000, г. Пермь, Комсомольский пр., 34, оф. 105)

К вопросу об отклонении скважин от вертикали при струйной цементации грунтов

Рассматривается вопрос об отклонении бурового снаряда при бурении вертикальных скважин, определении реальных значений отклонений от вертикали скважин, сравнении результатов с допустимыми значениями, указанными в российских и европейских документах, а также при исследовании влияния отклонений на качество выполняемых работ при решении различных задач подземного строительства с применением технологии струйной цементации грунтов. Показано, что отклонение скважин от вертикали имеет важное значение исключительно при устройстве вертикальных или горизонтальных противофильтрационных завес. При решении задач, связанных с укреплением грунтового массива вертикальными грунтоцементными элементами, а также при устройстве свайных фундаментов угол отклонения скважин не имеет принципиального значения.

Ключевые слова: струйная цементация грунтов, статистическая обработка, инклинометр, отклонение от вертикали, нормальный закон, логнормальный закон.

Для цитирования: Малинин А.Г., Салмин И.А. К вопросу об отклонении скважин от вертикали при струйной цементации грунтов // *Жилищное строительство*. 2021. № 9. С. 10–16.

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-9-10-16>A.G. MALININ, Candidate of Sciences (Engineering), Director, (perm@maliningroup.com),
I.A. SALMIN, Head of the Project Department

LLC "Construction Company "InzhProektStroy" (34, Off.105, Komsomolsky Avenue, Perm, 614000, Russian Federation)

On the Issue of the Deviation of Wells from the Vertical During Jet Cementation of Soils

The article considers the issue of the deviation of the boring head when drilling vertical wells, determining the real values of deviations from the vertical of wells, comparing the results with the permissible values specified in Russian and European documents, as well as studying the influence of deviations on the quality of work performed when solving various tasks of underground construction using the technology of jet cementation of soils. It is shown that the deviation of wells from the vertical is important only when installing vertical or horizontal anti-filtration curtains. When solving problems related to the strengthening of the soil mass with vertical soil-cement elements, as well as when installing pile foundations, the angle of deflection of wells is not of fundamental importance.

Keywords: jet cementation of soils, statistical processing, inclinometer, deviation from the vertical, normal law, lognormal law.

For citation: Malinin A.G., Salmin I.A. On the issue of the deviation of wells from the vertical during jet cementation of soils. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2021. No. 9, pp. 10–16. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-9-10-16>

При решении ряда задач подземного строительства с применением технологии струйной цементации наиболее часто встречаются задачи с формированием вертикальных грунтоцементных элементов (ГЦЭ) [1]. К таким задачам относятся задача армирования слабого грунтового основания вертикальными ГЦЭ, устройства вертикальных свай, вертикальных или горизонтальных противофильтрационных завес.

Любому специалисту, работающему в области бурения, известно, что в природе не бывает абсолютно вертикальных скважин. Каждая скважина имеет отклонение от вертикали. Существует множество при-

чин, из-за которых скважина в процессе бурения отклоняется от вертикали. К ним относятся:

- недостаточно точная установка мачты буровой машины с небольшим начальным отклонением;
- отклонение бурового снаряда при встрече некоторых твердых включений, например кусков бетона при бурении в городских техногенных грунтах или валунов в гравийно-галечниковых отложениях;
- недостаточная жесткость бурового снаряда. Известно, что чем больше диаметр буровых штанг, тем более прямолинейной является скважина;
- недостаточная скорость вращения бурового снаряда в процессе бурения. Известно, что чем выше

скорость, тем также более прямолинейной является скважина;

– неэффективная форма породоразрушающего инструмента. Известно, что двухлопастные долота дают худший результат по сравнению с трех-, четырехлопастными долотами или долотами типа PDC.

Таким образом, тип снаряда, тип буровой машины, а также опыт машиниста буровой установки имеют огромное значение для минимизации отклонений скважины от вертикали.

При струйной цементации грунтов буровой снаряд чаще имеет диаметр 73–89 мм, поэтому он обладает высокой гибкостью. При увеличении диаметра бурового снаряда до 114 мм жесткость снаряда повышается, но применение этого снаряда в нашей стране встречается крайне редко. Это объясняется известным решением задачи Ляме о напряженном состоянии толстостенного цилиндра при высоком уровне внутреннего давления [2]. Увеличение диаметра на 10–20% приводит к увеличению толщины стенки бурового снаряда, а соответственно и веса приблизительно в 1,5–2 раза. Но такое увеличение веса снаряда требует увеличения мощности тянущих моторов привода цепи вращателя, мощности гидронасосов, мощности двигателя, а следовательно, приводит к увеличению веса и, главное, габаритов буровой установки.

Основным преимуществом струйной цементации является возможность работы в стесненных условиях, там, где нельзя применить установки для производства буронабивных свай или свай CFA. В этом случае применяют относительно легкие буровые установки массой не более 15–18 т, позволяющие работать со снарядами диаметром не более 73–89 мм, которые обладают недостаточной жесткостью и по этой причине не обеспечивают вертикальность скважин. Именно это объясняет высокую актуальность проблемы значительных отклонений скважин от вертикали в технологии струйной цементации грунтов.

Настоящая статья посвящена исследованию реальных отклонений от вертикальности скважин, сравнению результатов с допустимыми значениями, указанными в российских и европейских нормативных документах, а также исследованию влияния отклонений на качество выполняемых работ при решении различных задач подземного строительства с помощью струйной цементации грунтов.

Натурный эксперимент

по определению отклонения от вертикали

В 2019 г. специалистами ООО «Строительная компания «ИнжПроектСтрой» был проведен уникальный эксперимент по определению отклонений скважин от вертикали в условиях реального строительного объекта, расположенного в юго-западной части Москвы.



Рис. 1. Инклинометр Sisgeo

Fig. 1. Sisgeo Inclinometer

Строительная площадка представлена песками средней крупности, сложенными на всю глубину бурения скважин на опытном участке. Было пробурено 25 скважин глубиной 10,5 м. Для бурения применяли буровые штанги внешним диаметром 89 мм.

После этого в буровой снаряд опускали специальную инклинометрическую трубу диаметром 71 мм. Измерения отклонений выполняли двухосевым инклинометром Sisgeo (рис. 1).

Результаты измерений отклонений забоя скважин приведены на рис. 2. Нулевому значению отклонения скважины от вертикали соответствует центр «мишени».

Анализ рис. 2 показывает, что в результате бурения 25 скважин не было получено ни одной абсолютно вертикальной скважины. Все скважины имели отклонения.

В качестве меры отклонения (рис. 3) обычно принимают отношение величины горизонтального отклонения забоя скважины s к глубине скважины H , выраженное в процентах:

$$\delta = \frac{s}{H} 100\%. \quad (1)$$

В проведенном эксперименте минимальное значение отклонения составило 7 мм, что соответствует $\delta=0,07\%$, а максимальное – 253 мм, что соответствует $\delta=2,41\%$.

Следует отметить, что опытные работы выполнялись с особой тщательностью и под личным надзором автора с целью получения достоверных результатов. Кроме того, песчаные грунты площадки и методика бурения оказались наиболее благоприятными для минимизации отклонений свай от вертикали. Отметим, что при выполнении массового бурения скважин на реальных строительных объектах можно ожидать еще больших величин отклонений.

Интересно сравнить значения, полученные в натурном эксперименте, с допустимыми значениями, приведенными в европейских и российских нормативных документах.

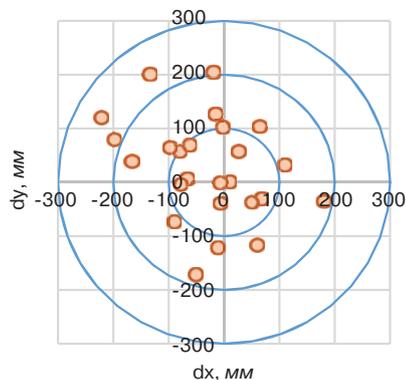


Рис. 2. Отклонения забоя скважин на глубине $H=10,5$ м

Fig. 2. Deviations of the bottom boreholes at a depth of $H=10.5$ m

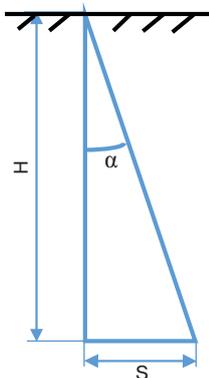


Рис. 3. Схема для определения величины отклонения от вертикали при бурении скважины

Fig. 3. Scheme for determining the value of deviation from the vertical when drilling a well

В европейском стандарте, посвященном струйной цементации грунтов, EN 12716:2018 «Execution of special geotechnical work – jet grouting» («Производство специальных геотехнических работ – струйная цементация грунтов») в п. 7.2.2 приводятся требования к величине допустимых отклонений при устройстве грунтоцементных элементов (ГЦЭ):

- для вертикальных ГЦЭ $\delta \leq 2\%$ от длины бурения;
- для наклонных ГЦЭ $\delta \leq 4\%$ от длины бурения;
- для ГЦЭ с наклоном, близким к горизонту, $\delta \leq 6\%$ от длины бурения.

В российском нормативном документе СП 291.1325800.2017 «Конструкции грунтоцементные армированные. Правила проектирования» в п. 7.2.4, п. 7.5.4 возможное отклонение скважин от вертикали находится в более широком диапазоне: $\delta=1-5\%$. Интересно отметить, что в отличие от европейского документа в СП 291.1325800.2017 эта величина не является требованием, а носит только информационный характер.

Рассмотрим распределение случайной величины отклонений δ , измеренных для каждой скважины, в виде гистограммы, которая приведена на рис. 4.

Наиболее простой подход в обработке результатов эксперимента заключается в описании распределения случайной величины нормальным законом Гаусса [3–5]. Популярность этого закона объясняется достаточной простотой и проверенными методами обработки экспериментальных результатов. Например, среднее значение случайной величины определяется как среднеарифметическая величина всех значений выборки. Однако такой подход справедлив только в том случае, когда закон имеет симметричную форму функции плотности вероятности относительно мате-

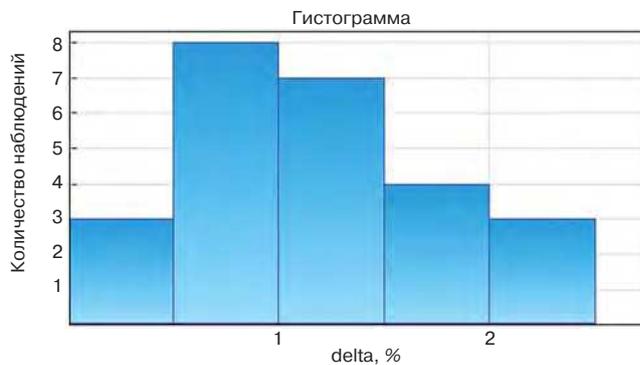


Рис. 4. Гистограмма распределения δ

Fig. 4. Histogram of the distribution δ

матического ожидания, а границы доверительного интервала будут одинаковы в левую и в правую стороны. На этом преимущества закона Гаусса заканчиваются, так как он справедлив исключительно только для величин, имеющих как положительные, так и отрицательные значения.

Между тем большинство физико-механических величин, таких как плотность, прочность, модуль деформации, а также интересующее нас отклонение от вертикали, имеют исключительно положительные значения, поэтому применение закона Гаусса в этих случаях не является обоснованным.

Для обработки случайных величин, которые имеют исключительно положительные значения, в теории математической статистики было предложено множество других законов распределения случайной величины. Наибольшее распространение получил логнормальный закон распределения случайной величины, в котором принимается, что нормальному закону Гаусса подчиняется распределение логарифмов случайной величины.

Интересно, что российская методика ГОСТ 20522.2012 «Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний», Приложение Б применяет десятичные логарифмы, а европейские нормативные документы применяют натуральные логарифмы.

По мнению некоторых исследователей, это связано с тем, что в 1970-е гг., в период разработки ГОСТ 11.009–79 «Правила определения оценок и доверительных границ для параметров логарифмически нормального распределения», в расчетной практике применяли логарифмические линейки, позволяющие производить вычисления только десятичных логарифмов.

В настоящее время в РФ выполняются исследования по разработке новых методик с применением натуральных логарифмов. Так, например, в [6] приводится новый способ определения нижней доверительной границы для математического ожидания распределен-

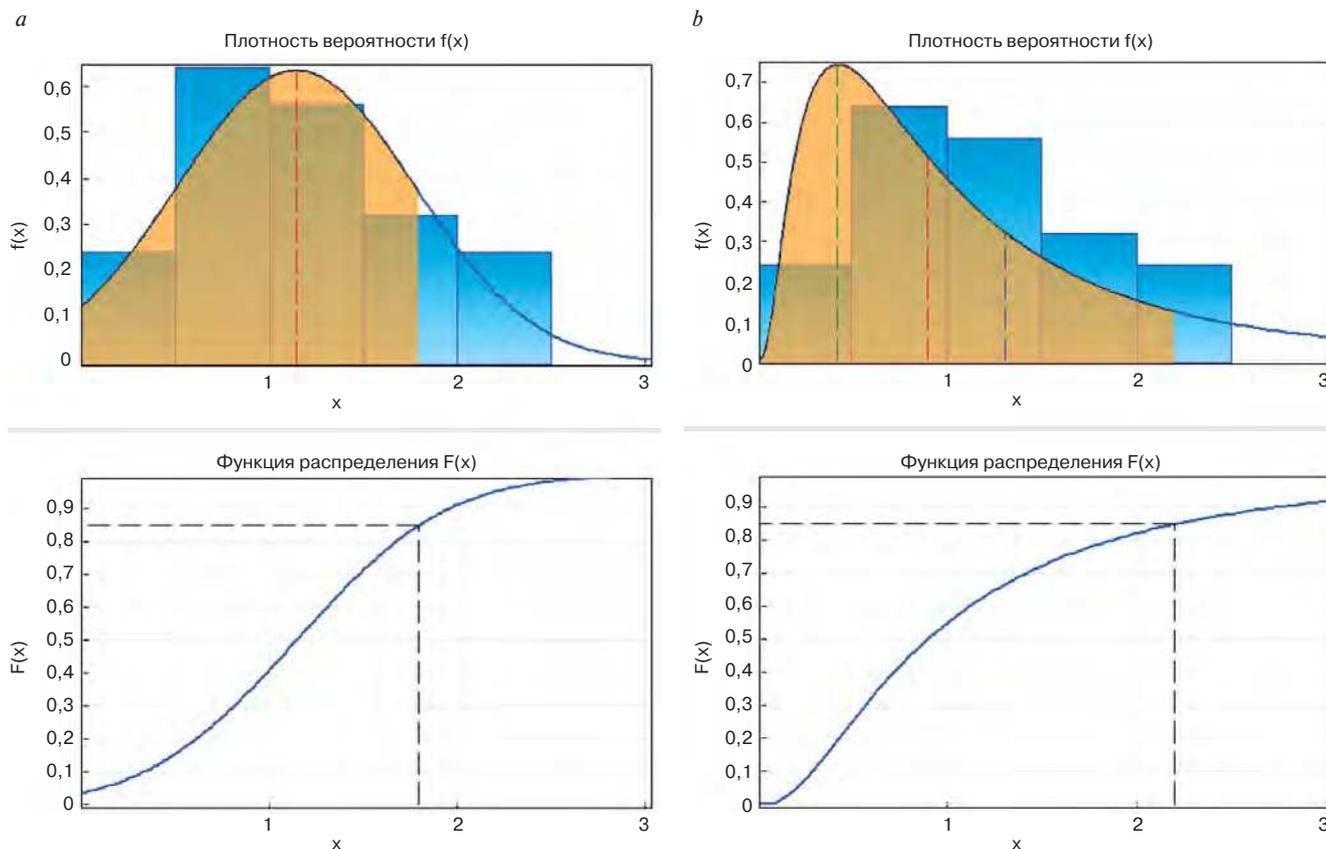


Рис. 5. Плотность вероятности и функция распределения для нормального закона распределения (а) и логнормального закона распределения (б)

Fig. 5. Probability density and distribution function for the normal distribution law (a) and the lognormal distribution law (b)

ных по логнормальному закону экспериментальных данных с применением натурального логарифма.

Статистическая обработка результатов измерений

В рассматриваемой задаче наиболее важно определить некоторое граничное значение случайной величины – отклонение от вертикали, которое не будет превышено при заданном уровне надежности.

Определим верхнюю границу интервала случайной величины в зависимости от уровня надежности для нормального закона и логнормального закона распределения (рис. 5).

На рис. 5 для нормального закона распределения красным пунктиром показано значение математического ожидания по выборке – 1,14%; для логнормального закона синим пунктиром изображено математическое ожидание по выборке – 1,31%; красным

цветом показана медиана – 0,9%; зеленым пунктиром показана мода – 0,43%.

Из рис. 5, а следует, что для нормального закона с надежностью $\alpha=0,85$ отклонения не превысят $\delta \leq 1,79\%$. Из рис. 5, б следует, что для логнормального закона с надежностью $\alpha=0,85$ отклонения не превысят $\delta \leq 2,2\%$.

Значения верхней границы отклонения от вертикали δ для других величин доверительной вероятности (надежности) представлены в таблице.

Таблица иллюстрирует, что верхняя граница значений отклонений от вертикали зависит от уровня надежности. Интересно отметить, что в отечественных и зарубежных нормативных документах указанные предельные значения не связаны с уровнем доверительной вероятности (надежности), что не соответствует теории математической статистики.

Требования европейского стандарта $\delta < 2\%$ соответствуют экспериментальным данным с надежностью $\alpha=0,8$. Для отечественного стандарта интервал предельных значений $\delta < (1-5)\%$ объединяет все полученные значения с надежностью $\alpha=0,8-0,95$.

Таким образом, в зависимости от класса решаемой задачи, а соответственно от уровня надежности

Значения верхней границы δ , %
Values of the upper bound δ , %

α	0,8	0,85	0,9	0,95	0,99
Нормальный закон	1,67	1,79	1,95	2,18	2,6
Логнормальный закон	1,86	2,2	2,72	3,72	6,7

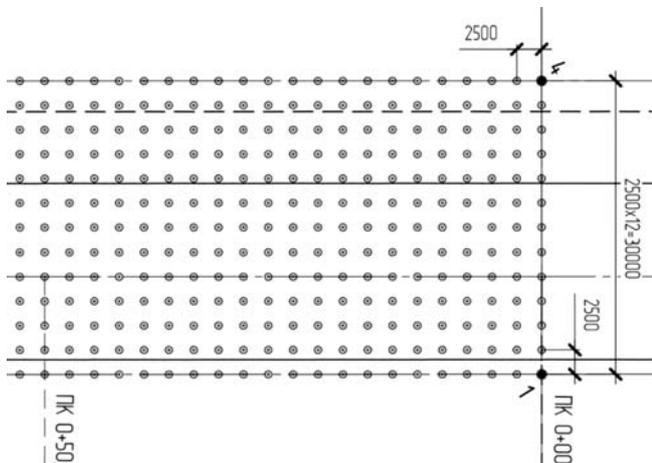


Рис. 6. План расположения ГЦЭ

Fig. 6. The location plan of the ground-cement elements

результатов проектировщик самостоятельно должен определить правую границу интервала.

Проиллюстрируем примеры выбора максимальных величин отклонений на следующих примерах.

Максимальная величина отклонения скважин от вертикали для различных задач подземного строительства

Вертикальное армирование грунтового массива грунтоцементными элементами. Задача армирования грунтового массива вертикальными ГЦЭ наиболее часто встречается при необходимости повысить прочностные и деформационные свойства слабых грунтов в основании фундаментных плит жилых и производственных зданий, а также в основании автомобильных и железных дорог.

Примером такого технического решения являются работы по укреплению слабых грунтов в основании автодороги при строительстве трассы «Формула-1» в г. Сочи [8–9], выполненные ООО «Строительная компания «ИнжПроектСтрой» в 2012–2013 гг. (рис. 6–7).

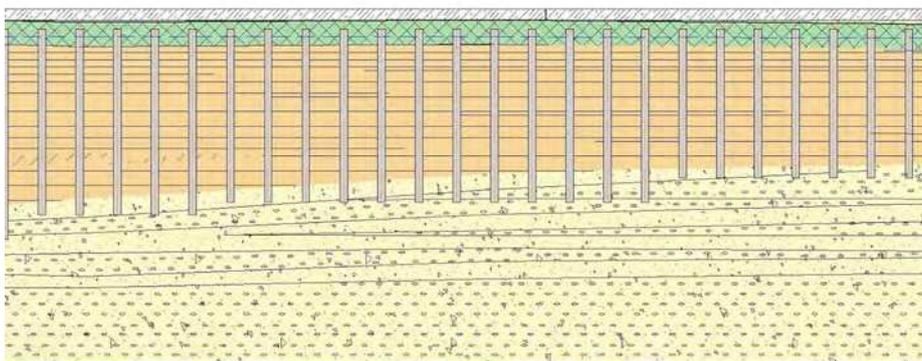


Рис. 7. Продольный разрез трассы

Fig. 7. Longitudinal section of the route

Целью применения струйной цементации являлось повышение модуля деформации слабых глинистых грунтов. Данная задача относится к расчету по второй группе предельных состояний. В этом случае для значений отклонений от вертикали по аналогии с другими задачами второй группы предельных состояний принимаем $\alpha=0,85$. Верхняя граница отклонений для нормального закона $\delta=1,79\%$, а для логнормального закона $\delta=2,2\%$ (см. таблицу).

Но если рассмотреть сущность задачи более внимательно, то отклонение скважин от вертикали не оказывает никакого влияния на результат расчета эффективного модуля деформации.

Действительно, модуль деформации определяется известной формулой [1], многократно продублированной в других изданиях EN1990:2002 «Eurocode 0: Basis of structural design», СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений», являющейся аналогом известного в теории композиционных материалов «правила смеси»:

$$E_{эфф} = \frac{E_{ГЦЭ}A_{ГЦЭ} + E_{ГР}A_{ГР}}{A_{ГЦЭ} + A_{ГР}}, \quad (2)$$

где $E_{ГЦЭ}$ – модуль деформации ГЦЭ; $A_{ГЦЭ}$ – суммарная площадь грунтоцементных элементов; $E_{ГР}$ – модуль деформации грунта; $A_{ГР}$ – площадь грунта в рассматриваемой области.

Формула (2) не содержит угол наклона скважины. Действительно, даже если устья скважин расположены по некоторой регулярной сетке, а забой скважин с учетом их отклонения расположен иначе, то количество ГЦЭ на площадке не изменяется, а соответственно эффективный модуль, определенный по формуле (2), не меняет своего значения.

В качестве вывода отметим, что при решении данного класса задач контролировать отклонение скважин от вертикали абсолютно не требуется.

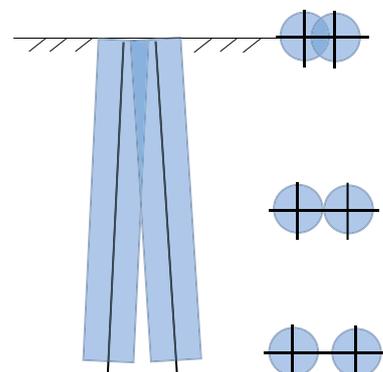


Рис. 8. Геометрическая схема для расчета шага ГЦЭ при вертикальном ПФЭ

Fig. 8. Geometric scheme for calculating the pitch of soil-cement elements at a vertical anti-filtration curtain

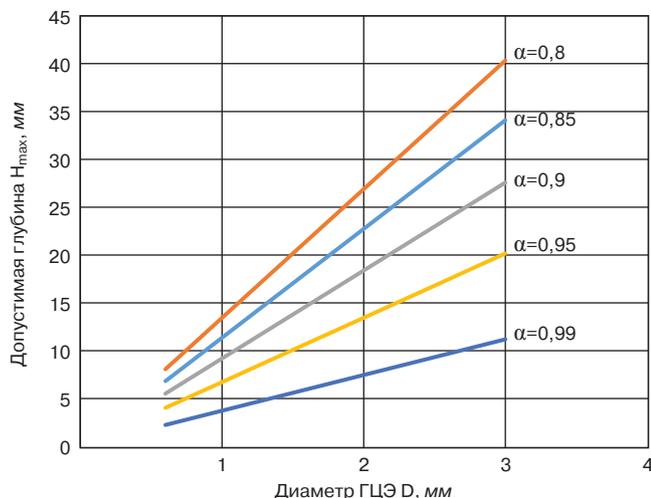


Рис. 9. Графики для определения допустимой глубины устройства вертикальной ПФЗ в зависимости от диаметра ГЦЭ для различных значений доверительной вероятности

Fig. 9. Graphs for determining the permissible depth of installing vertical anti-filtration curtains depending on the diameter of the soil-cement elements for different values of confidence probability

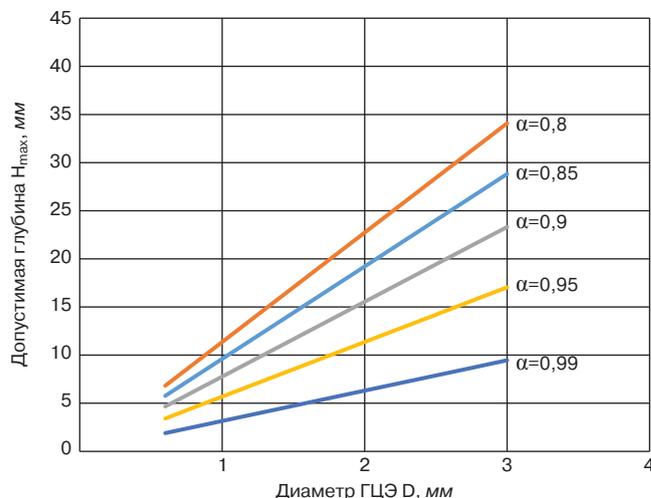


Рис. 10. Графики для определения допустимой глубины устройства горизонтальной ПФЗ в зависимости от диаметра ГЦЭ для различных значений доверительной вероятности

Fig. 10. Graphs for determining the permissible depth of installing horizontal anti-filtration curtains depending on the diameter of the soil-cement elements for different values of confidence probability

Устройство ГЦЭ, выполняющих функцию свай. При устройстве свай с помощью технологии струйной цементации грунтов ГЦЭ армируют высокопрочным элементом, например трубой, двутавром или железобетонным сердечником [1]. В этом случае ситуация еще более усложняется. Не зная точного отклонения скважины от вертикали, следует иметь в виду, что армирующий элемент не будет расположен строго по оси скважины и получит еще большее дополнительное отклонение, которое после его установки практически невозможно определить. Но можно провести какую-то общую оценку максимального отклонения.

Как правило, ГЦЭ, выполняющие функции свай, устраивают по однокомпонентной технологии, которая позволяет формировать колонны $\varnothing 0,6-0,8$ м; тогда для свай длиной, например, 10 м дополнительные отклонения армирующего элемента не превысят 0,3–0,4 м, а суммарные не превысят 6–7%. В этом случае косинус угла отклонения составит 0,998.

При расчете несущей способности свай по материалу такое влияние отклонения сопоставимо с погрешностью инженерных расчетов.

Устройство вертикальных и горизонтальных противофильтрационных завес (ПФЗ). Устройство вертикальных и горизонтальных ПФЗ является тем классом задач, в которых отклонения ГЦЭ от вертикали принимают особо важное значение. Так, при устройстве вертикальной ПФЗ необходимо полное соприкосновение свай даже в случае их максимальных отклонений (рис. 8).

Шаг ГЦЭ при выполнении вертикальной ПФЗ вычисляется по формуле 7.2 СП 291.1325800.2017:

$$I = D - 2\delta H, \quad (3)$$

где I – шаг ГЦЭ, м; D – диаметр ГЦЭ, м; H – максимальная глубина бурения, м; δ – возможное отклонение от вертикали, которое определено существующим документом [4] в интервале $\delta=1-5\%$ без указания методики определения конкретного значения.

Между тем на основе результатов вышеприведенных исследований показано, что значения δ зависят от уровня надежности (доверительной вероятности) случайной величины, которое для однородных грунтов может быть определено по таблице. Так, например, для надежности $\alpha=0,85$ отклонение составит $\delta=2,2\%$, а для надежности $\alpha=0,95$ отклонение составит $\delta=3,72\%$.

Интересно, что при преобразовании формулы (3) при $\alpha=0,85$ можно получить выражение $H=11,4D$, а при $\alpha=0,95$ можно получить выражение $H=6,7D$. То есть максимально допустимая глубина устройства ГЦК в вертикальном ПФЗ составляет приблизительно 6–11 диаметров ГЦЭ (рис. 9).

Так, например, для диаметра 0,7 м при надежности 0,85 максимальная глубина свай не превысит 8 м, а при надежности 0,95 не превысит 4,7 м.

Если целью задачи является устройство более глубоких завес, следует увеличивать диаметр ГЦЭ, переходя к двухкомпонентной технологии Jet2, либо применять двухрядные, а иногда и трехрядные конструкции.

Шаг элементов для горизонтальной противофильтрационной завесы по треугольной сетке рассчитывается по формуле (7.1) СП 291.1325800.2017 (с учетом исправления опечатки):

$$I = \frac{\sqrt{3}}{2}(D - 2\delta H). \quad (4)$$

После аналогичных преобразований формулы (4) при $\alpha=0,85$ можно получить выражение $H=9,6D$, а при $\alpha=0,95$ можно получить выражение $H=5,7D$. То есть максимально допустимая глубина устройства ГЦК в горизонтальном ПФЗ составляет приблизительно в 6–10 диаметров ГЦЭ (рис. 10).

Так, например, для диаметра 0,7 м при надежности 0,85 максимальная глубина свай не превысит 6,7 м, а при надежности 0,95 не превысит 4 м. Для более глубокого котлована, например глубиной 15 м, при надежности 0,95 диаметр ГЦЭ должен составлять почти 3 м.

Выводы

Отклонение скважин от вертикали имеет важное значение исключительно при устройстве вертикальных или горизонтальных противодиффузионных завес.

При решении задач, связанных с укреплением грунтового массива вертикальными грунтоцементными элементами, а также при устройстве свайных фундаментов угол отклонения скважин не имеет принципиального значения.

Список литературы

1. Малинин А.Г. Струйная цементация грунтов. М.: Стройиздат, 2010. 226 с.
2. Тимошенко С.П., Гудьер Дж. Теория упругости. М.: Наука, 1975. 576 с.
3. Гмурман В.Е. Руководство к решению задач по теории вероятностей и математической статистике. М.: Высшая школа, 1979. 400 с.
4. Адамов А.А. Теория вероятностей и математическая статистика. Прикладная статистика с использованием MS Excel. Пермь: Изд-во Перм. гос. техн. ун-та, 2008. 174 с.
5. Кобзарь А.И. Прикладная математическая статистика. М.: Физматлит, 2006. 816 с.
6. Шейнин В.И. Использование логарифмически нормального распределения для обработки результатов механических испытаний грунтов // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2020. № 5. С. 2–6.
7. Мангушев Р.А., Конюшков В.В., Усманов Р.А., Ланько С.В. Методы подготовки и устройства искусственных оснований. М.: АСВ, 281 с.

8. Малинин А.Г., Gladkov I.L., Zhemchugov A.A., Salmin I.A. Экспериментальные исследования деформативности грунтового основания, укрепленного грунтоцементными колоннами // *Жилищное строительство*. 2012. № 9. С. 29–32.
9. Малинин А.Г., Винникова Е.А., Gladkov I.L., Zhemchugov A.A., Salmin I.A. Укрепление слабых грунтов в основании гоночной трассы «Формула-1» в Сочи // *Транспортное строительство*. 2014. № 10. С. 5–9.

References

1. Malinin A.G. Struinaya tsementatsiya grunтов [Jet cementation of soil]. Moscow: Stroyizdat. 2010. 226 p.
2. Timoshenko S.P., Goodyear J. Teoriya uprugosti [Theory of elasticity]. Moscow: Nauka. 1975. 576 p.
3. Gmurman V.E. Rukovodstvo k resheniyu zadach po teorii veroyatnostei i matematicheskoi statistike [Guide to solving problems in probability theory and mathematical statistics]. Moscow: Vysshaya shkola. 1979. 400 p.
4. Adamov A.A. Teoriya veroyatnostei i matematicheskaya statistika. Prikladnaya statistika s ispol'zovaniem MS Excel [Probability theory and mathematical statistics. Applied statistics using MS Excel]. Perm: Perm State Technical University. 2008. 174 p.
5. Kobzar A.I. Prikladnaya matematicheskaya statistika [Applied mathematical statistics]. Moscow: Fizmatlit. 2006. 816 p.
6. Sheinin V.I. The use of logarithmically normal distribution for processing the results of mechanical tests of soils. *Osnovaniya, fundamenty i mekhanika grunтов*. 2020. No. 5, pp. 2–6. (In Russian).
7. Mangushev R.A., Konyushkov V.V., Usmanov R.A., Lanko S.V. Metody podgotovki i ustroystva iskusstvennykh osnovanii [Methods of preparation and device of artificial bases]. Moscow: ASV. 281 p.
8. Malinin A.G., Gladkov I.L., Zhemchugov A.A., Salmin I.A. Experimental studies of the deformability of a soil base reinforced with soil-cement columns. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2012. No. 9, pp. 29–32. (In Russian).
9. Malinin A.G., Vinnikova E.A., Gladkov I.L., Zhemchugov A.A., Salmin I.A. Strengthening of weak soils at the base of the Formula 1 race track in Sochi. *Transportnoe stroitel'stvo*. 2014. No. 10, pp. 5–9. (In Russian).

УДК 624.15

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-9-17-26>

С.С. ЗУЕВ¹, зам. ген. директора (s.zuev@inbox.ru);
Е.В. ЗАЙЦЕВА², канд. техн. наук, руководитель конструкторского отдела;
О.А. МАКОВЕЦКИЙ³, канд. техн. наук

¹ АО «Нью Граунд» (614081, г. Пермь, ул. Кронштадтская, 35)

² ЗАО «ГОРПРОЕКТ» (105064, г. Москва, Нижний Сусальный пер., 5, стр. 5А)

³ Пермский национальный исследовательский политехнический университет (614000, г. Пермь, Комсомольский пр., 29)

Устройство модифицированного слоя грунта с задаваемыми физико-механическими характеристиками при строительстве многоэтажных зданий

Время и сложившиеся обстоятельства диктуют необходимость перехода от горизонтального к вертикальному зонированию городского пространства, которое способно обеспечить формирование комфортной жилой и производственной среды, на основе глубинно-пространственной организации всей системы объектов. Практика современного строительства показала, что применение традиционных конструкций фундаментов при возведении зданий на слабых водонасыщенных грунтах зачастую является технически сложным и экономически неэффективным решением. В этом случае требуется устройство искусственно улучшенных оснований. В статье рассматриваются вопросы устройства искусственного основания с задаваемыми физико-механическими характеристиками: определение и экспериментальное подтверждение технологии формирования в грунте жесткого армирующего элемента с проектируемыми геометрическими и физико-механическими характеристиками; определение эффективных характеристик массива грунта, армированного жесткими вертикальными элементами; количественное определение НДС взаимодействия армированного геомассива с окружающим грунтом при новом строительстве и при его устройстве в основании существующего здания.

Ключевые слова: искусственное основание, грунтоцементный элемент, приведенный модуль деформации.

Для цитирования: Зуев С.С., Зайцева Е.В., Маковецкий О.А. Устройство модифицированного слоя грунта с задаваемыми физико-механическими характеристиками при строительстве многоэтажных зданий // *Жилищное строительство*. 2021. № 9. С. 17–26. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-9-17-26>

S.S. ZUEV¹, Deputy General Director;

E.V. ZAYTSEVA², Candidate of Sciences (Engineering), Head of the Design Department;

O.A. MAKOVETSKIY³, Candidate of Sciences (Engineering)

¹ AO "New Ground" (35, Kronshtadskaya Strrt, Perm, 614081, Russian Federation)

² ZAO "GORPROJECT" (5, bldg. 5A, Nizhny Susalny Lane, Moscow, 105064, Russian Federation)

³ Perm National Research Polytechnic University (29, Komsomolsky Prospect, Perm, 614000, Russian Federation)

The Arrangement of a Modified Soil Layer with Specified Physical and Mechanical Characteristics at the Construction of Multi-Storey Buildings

Time and current circumstances dictate the need to move from horizontal to vertical zoning of urban space, which is able to ensure the formation of a comfortable residential and industrial environment, based on the deep-spatial organization of the entire system of objects. The practice of modern construction has shown that the use of traditional foundation structures when constructing buildings on weak water-saturated soils is often a technically complex and economically inefficient solution. In this case, the construction of artificially improved bases is required. The article deals with the issues of the construction of an artificial base with the specified physical and mechanical characteristics: determination and experimental confirmation of the technology of forming a rigid reinforcing element in the ground with the projected geometric and physico-mechanical characteristics; determination of the effective characteristics of the soil mass reinforced with rigid vertical elements; quantitative determination of the VAT of the interaction of reinforced geomass with the surrounding soil during new construction and at its installation in the base of an existing building.

Keywords: artificial base, ground-cement element, reduced deformation modulus.

For citation: Zuev S.S., Zaytseva E.V., Makovetskiy O.A. The arrangement of a modified soil layer with specified physical and mechanical characteristics at the construction of multi-storey buildings. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2021. No. 9, pp. 17–26. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-9-17-26>

Время и сложившиеся обстоятельства диктуют необходимость перехода от горизонтального к вертикальному зонированию городского пространства, которое способно обеспечить формирование комфортной жилой и производственной среды, на основе глубинно-пространственной организации всей системы объектов [1–4]. К факторам, удорожающим использование подземного пространства, относятся: геологические и гидрогеологические условия, усложнение инженерно-конструктивных решений подземных сооружений, стесненность при производстве работ в сложившейся городской застройке (СП 473.1325800.2019 «Здания, сооружения и комплексы подземные. Правила градостроительного проектирования»).

В практике современного строительства применение традиционных конструкций фундаментов при возведении зданий на слабых водонасыщенных грунтах зачастую является технически сложным и экономически неэффективным решением. В этом случае требуется устройство искусственно улучшенных оснований [5, 6].

Исследование состояния вопроса показало, что выбор методов проектирования и устройства искусственно улучшенных оснований в большинстве случаев осуществлялся экспериментальным путем на площадке строительства и не всегда полученное решение было оптимальным.

Основными параметрами проектирования, по которым определяется уровень надежности системы «основание–здание», являются абсолютная величина развивающейся осадки и относительная разность осадок фундаментов здания. Рассмотрение уровня надежности грунтового основания по критерию предельно допустимых осадок позволяет заключить, что снижение деформативности (осадок) при заданных геометрических размерах фундамента (глубина заложения d , ширина подошвы b) возможно при увеличении модуля общих деформаций E , при одновременном уменьшении изменчивости этого показателя. Практически это ведет к искусственному улучшению оснований различными методами. При этом логично использовать как конструктивные методы улучшения работы грунтов основания, такие как устройство модифицированного слоя грунта [7–11].

Наиболее перспективным методом является устройство армированных оснований. Метод вертикального армирования оснований жесткими элементами появился сравнительно недавно и пока не получил широкого распространения [12]. Многие вопросы его применения требуют детального рассмотрения [13–18]:

– определение и экспериментальное подтверждение технологии формирования в грунте жесткого ар-

мирующего элемента с проектируемыми геометрическими и физико-механическими характеристиками;

– расчетное определение эффективных характеристик массива грунта, армированного жесткими вертикальными элементами, и полевые методы контроля;

– количественное определение НДС взаимодействия армированного геомассива с нагружающей конструкцией.

Авторы предлагают рассмотреть подход к решению данных вопросов на примере реального объекта.

Характеристика объекта строительства. Проектируемый многофункциональный жилой комплекс относится к повышенному уровню ответственности, класс сооружения КС-3. Коэффициент надежности по ответственности принят равным 1,1. Здание состоит из 11 секций: секции № 1–6 высотные; секции № 7–11 – малозэтажный стилобат. Схема разделения здания на секции приведена на рис. 1.

Под зданием располагается двухуровневая подземная стоянка. Габариты в плане подземной части: $249,2 \times 105,95$ м. Заглубление от уровня земли: под жилым домом – 13 м; под подземным паркингом – 10,7 м. Конструкция здания – монолитный железобетонный каркас. Ограждающая конструкция котлована – монолитная железобетонная конструкция, выполненная по технологии «стена в грунте». Фундамент – монолитная железобетонная фундаментная плита, в пределах секций № 1–6 на искусственно улучшенном основании – структурный геотехнический массив. Фундаментные плиты разделены деформационными (осадочными) швами в связи с различным уровнем давления на грунтовое основание.

Инженерно-геологические условия площадки строительства (рис. 2). Геологический разрез до исследованной глубины 51 м представлен: насыпными грунтами; водно-ледниковыми ($f, lg QIIms$) тугопластичными глинами и мелкими водонасыщенными песками средней плотности; моренными ($g QIIms$) тугопластичными и полутвердыми суглинками; флювиогляциальными ($f QII dn-ms$) песками пылеватыми, мелкими и средней крупности, водонасыщенными, средней плотности и плотными, с прослоями мягкопластичных суглинков и пластичный супесей; верхнеюрскими тугопластичными суглинками и полутвердыми глинами волжского яруса; твердыми глинами оксфордского яруса; отложениями верхнего карбона – глинистыми полутвердыми мергелями и известняками средней прочности и малопрочными.

Гидрогеологические условия площадки характеризуются наличием «верховодки» и одного водоносного горизонта «надыюрского». Воды типа «верховодки» встречены в насыпных грунтах на



Рис. 1. Схема здания
Fig. 1. Building layout

глубине 0,6–3,8 м (на отметке 155,8–160,2 м). Водоупором служат моренные суглинки. Верховодка малообильна, как правило, на следующий день после бурения уровень не устанавливается. Основной водоносный горизонт имеет повсеместное распространение, вскрыт под моренными суглинками на глубине 4,7–11,3 м (на отметке 148,28–156,47 м) во флювиогляциальных песках. Нижний водоупор – верхнеюрские глинистые отложения.

Плановые и глубинные условия залегания слабых слоев грунта с низкими и, главное, неоднородными по величине деформационными характеристиками не позволяли обеспечить нормативные допуски по величине абсолютных и относительных вертикальных перемещений конструкций здания.

Для обеспечения нормативных показателей вертикальных перемещений было принято решение по устройству в основании фундаментной плиты модифицированного слоя грунта требуемой мощности с задаваемыми физико-механическими характеристиками, определяемыми в ходе компьютерного моделирования взаимодействия проектируемого здания и грунтового основания.

Компьютерное моделирование взаимодействия проектируемого здания с грунтовым основанием выполнялось на этапе подбора характеристик модифицированного слоя в плоской постановке задачи в про-

граммном комплексе Plaxis 2D и на этапе окончательных расчетов в пространственной постановке в программном комплексе Midas GTS NX.

Положение поперечных расчетных сечений определялось с учетом размещения разведочных скважин. План скважин приведен на рис. 1.

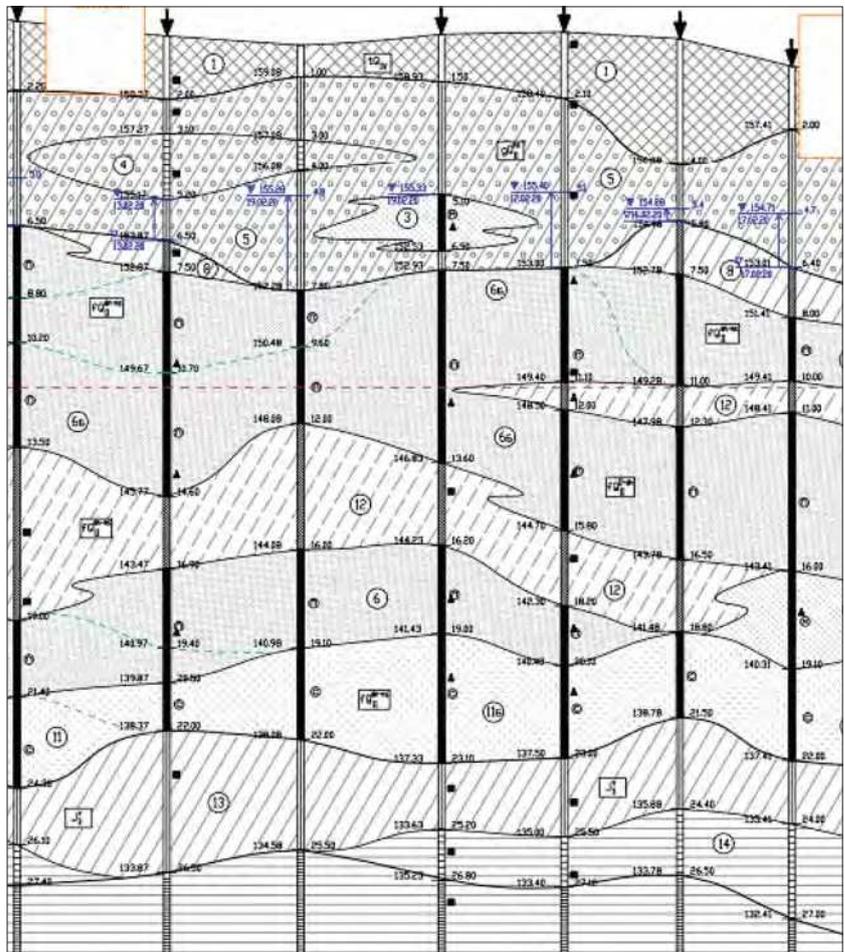


Рис. 2. Инженерно-геологические условия площадки строительства
Fig. 2. Engineering and geological conditions of the construction site

Расчеты велись с учетом инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки, схемы устройства структурного геотехнического массива, с приложением полной эксплуатационной нагрузки и заключались в определении мощности структурного геомассива из условия неперевышения полученных расчетных значений вертикальных перемещений фундаментных плит (абсолютных и относительных) предельно допустимых значений.

Расчет выполнен с учетом приведенной жесткости конструкций подземной части здания с приложением нагрузок по подошве фундаментных плит. Класс прочности бетона: фундаментных плит В40; ограждения котлована В30.

В качестве исходных данных для выполнения расчетов принято:

1. Среднее нормативное давление по подошве фундаментов: $p_n=550$ КПа (секция 1–2); $p_n=500$ КПа (блок-секция 3–4); $p_n=600$ КПа (блок-секция 5–6);

2. Предельно допустимые перемещения системы «основание–фундамент»: средняя осадка (su) – не более 15 см; разница осадок здания $(\Delta s/L)u = 0,003$.

Для построения упругопластической грунтовой модели с упрочнением Hardening Soil и модели Hardening Soil Small (HSS) для сверхмалых деформаций в программном комплексе Plaxis для каждого ИГЭ выполнен комплекс определения входных параметров: (эффективное) сцепление c , кПа; (эффективный) угол внутреннего трения φ , град; угол дилатансии Ψ (для песчаных грунтов), град; коэффициент бокового давления грунта K_0^{nc} для нормального уплотнения; давление предварительного уплотнения

p_c или коэффициент переуплотнения OCR для связанных грунтов; степенной показатель для зависимости жесткости от уровня напряжений m [–] (устанавливается расчетным способом); коэффициент Пуассона при разгрузке/повторном нагружении ν_{ur} ; опорные модули жесткости, соответствующие опорному давлению p^{ref} ; секущий модуль деформации при стандартном дренированном испытании на трехосное сжатие E_{50}^{ref} , МПа; касательный модуль деформации при первичном нагружении в одометре E_{oed}^{ref} , МПа; модуль деформации при разгрузке/повторном нагружении из испытаний на трехосное сжатие E_{ur}^{ref} , МПа.

Физико-механические характеристики структурного геотехнического массива откалиброваны по данным штамповых испытаний статическими нагрузками. Калибровка параметров обеспечивает совпадение расчетных данных и данных, полученных в ходе полевых испытаний грунта. Для расчетов приняты: секущий модуль деформации при стандартном дренированном испытании на трехосное сжатие $E_{50}^{ref}=75$ МПа; касательный модуль деформации при первичном нагружении в одометре $E_{oed}^{ref}=80$ МПа; модуль деформации при разгрузке/повторном нагружении из испытаний на трехосное сжатие $E_{ur}^{ref}=150$ МПа.

Расчеты выполнялись по следующим стадиям.

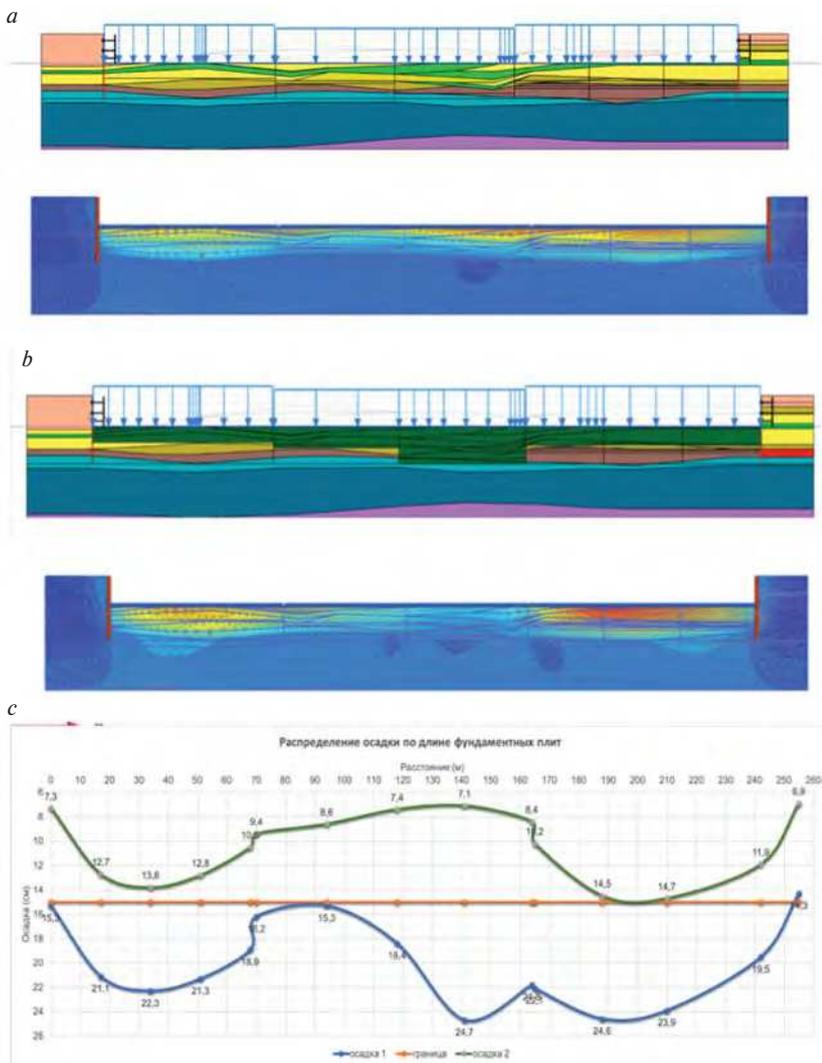


Рис. 3. Расчетная схема здания на незакрепленном массиве – изолинии распределения вертикальных перемещений (а); расчетная схема здания на модифицированном слое грунта – изолинии вертикальных перемещений (б). Схема распределения осадок по длине здания (с)

Fig. 3. The design scheme of a building on an unfixed array – an isoline of the distribution of vertical displacements (a); the design scheme of a building on a modified soil layer – an isoline of vertical displacements (b). Scheme of sediment distribution along the length of the building (c)

Стадия 1. Создание исходного напряженно-деформируемого состояния грунтового массива.

Стадия 2. Устройство структурного геотехнического массива с поверхности грунта. Устройство вертикальной железобетонной конструкции ограждения котлована по технологии «стена в грунте» до слоя водоупора (ИГЭ-14).

Стадия 3. Эскавация котлована на всю глубину с устройством распорной системы (котлован «сухой»).

Стадия 4. Устройство фундаментных плит с приложением к ним полной эксплуатационной нагрузки (вертикальные перемещения грунта предыдущих стадий приняты равными нулю).

Расчетная схема продольного разреза по скважинам №1-№3-№5-№8-№10-№12-№14-№16-№18-№20-№22-№26 приведена на рис. 3. Среднее действующее давление на фундаментную плиту: $p=550$ кПа (секции № 1, 2); $p=505$ кПа (секции № 3, 4); $p=600$ кПа (секции № 5, 6).

Вертикальные перемещения (осадки) фундаментной плиты на естественном основании превышают предельные значения ($S_{max}=24,7$ см $>$ $[S_{max}]=15$ см) (рис. 3).

Расчетная схема с устройством структурного геотехнического массива показана на рис. 3. Назначена мощность геотехнического массива: 6 м (секции № 1, 2); 6 м (секция № 3); 14 м (секция № 4); 7 м (секции № 5, 6). В этом случае вертикальные перемещения не превышают предельно допустимых значений ($S_{max}=15$ см= $[S_{max}]=15$ см; $\Delta S/L=0,0023$ $<$ $[\Delta S/L]=0,003$) (рис. 3).

Принятая мощность структурного геотехнического массива обеспечивает проектные требования по ограничению вертикальных перемещений (осадок) фундаментной плиты.

Конструктивный расчет и контроль качества устройства модифицированного слоя грунта.

Принцип устройства модифицированного слоя грунта заключается в выполнении вертикального армирования грунтового основания жесткими элементами, выполняемыми по технологии струйной цементации грунта и создании поверхностного гибкого распределяющего слоя (рис. 4.) Гибкий распределяющий слой высотой 600 мм выполняется из щебня магматических пород фракции 20–50 мм, уложенного слоя толщиной 150 мм с послойным уплотнением укаткой. Верхний слой расклинивается щебнем фракции 5–20 мм. Уплотнение распределительного слоя выполняется до достижения модуля 30 МПа.

Предварительно назначаем диаметр армирующего элемента 1,3 м, шаг армирующих элементов – 2,6×2,6 м. Определим $\alpha=V_{ap}/V_{zp}$ – коэффициент, характеризующий объемную долю армирующих элементов в массиве природного грунта:

$$\alpha = V_{ap}/V_{zp} = 1,33/6,76 = 0,2,$$

где V_{ap} – объем армирующих элементов в массиве природного грунта:

$$V_{ap} = A_{ap} \cdot L = 1,33 \text{ м}^2 \cdot 1 \text{ м} = 1,33 \text{ м}^3,$$

где $A_{ap}=\pi \cdot r_3^2=1,33$ м² – площадь армирующего элемента, $r_3=0,65$ м – радиус грунтоцементного элемента ГЦЭ; L – длина элементов армирования (длина ГЦЭ), принята 1 м; V_{zp} – объем закрепляемого армированием природного грунта:

$$V_{zp} = A_{zp} \cdot L = 2,6 \text{ м} \times 2,6 \text{ м} \times 1 \text{ м} = 6,76 \text{ м}^3,$$

где A_{zp} – площадь природного грунта, в пределах которой расположен один армирующий элемент (сетка расположения грунтоцементных элементов).

Определим давление на оголовки армирующего элемента:

$$q_p^+ = \frac{N_q}{1 + \alpha(N_q - 1)} q_0 = \frac{64,25}{1 + 0,2(64,25 - 1)} \cdot 600 = 3100 \text{ КПа} = 3,1 \text{ МПа};$$

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \tan \varphi} = \frac{1 + 0,643}{1 - 0,643} e^{2,64} = 64,25,$$

где $q_0=600$ КПа – максимальное давление на поверхность геомассива; q_p^+ – предельное давление по оголовку жесткого армирующего элемента; $\varphi=40^\circ$ – угол внутреннего трения материала распределяющего слоя.

Определим минимальное расчетное значение прочности (R_d) материала армирующего элемента:

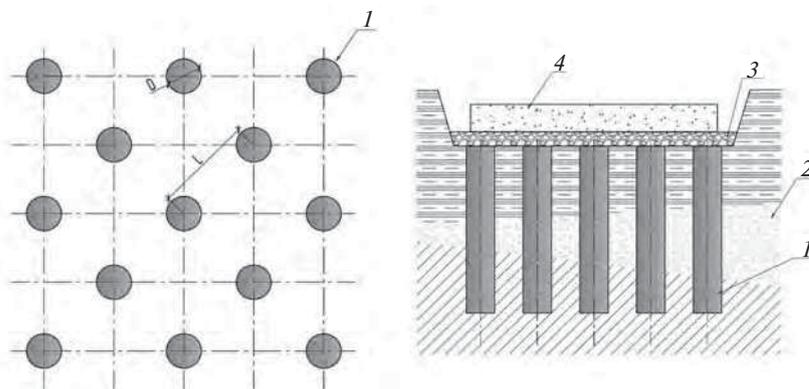


Рис. 4. Конструктивное решение модифицированного слоя грунта. План и вертикальный разрез: 1 – вертикальные армирующие элементы; 2 – грунтовое основание; 3 – распределительный слой; 4 – фундаментная конструкция

Fig. 4. The constructive solution of the modified soil layer. Plan and vertical section: 1 – vertical reinforcing elements; 2 – ground base; 3 – distribution layer; 4 – foundation structure

Таблица 1
Table 1

Нормативные физико-механические характеристики грунтобетона (в возрасте 56 сут)
Normative physical and mechanical characteristics of soil concrete (at the age of 56 days)

Прочность на одноосное сжатие $R_{stb,II}$, МПа	Удельное сцепление $C_{stb,II}$, МПа	Угол внутреннего трения $\varphi_{stb,II}$, град	Модуль деформации E_{stb} , МПа
7	0,8	26	350

Таблица 2
Table 2

Эффективные механические характеристики армированного грунта
Effective mechanical characteristics of reinforced soil

Номер ИГЭ	Удельное сцепление c , кПа	Угол внутреннего трения φ , град	Модуль деформации E , МПа
ИГЭ-5*	200	25	82
ИГЭ-6*	164	29	82
ИГЭ-66*	165	32	93
ИГЭ-11*	160	34	91

Примечание. Для отличия от природного грунта номера инженерно-геологических элементов указаны со знаком *.

Таблица 3
Table 3

Опытные значения механических характеристик грунтобетона
Experimental values of mechanical characteristics of soil concrete

Контролируемый параметр	Диапазон /среднее	Проект
Прочность на одноосное сжатие, МПа	(8,8–12,8)/10,8	7
Модуль деформации, МПа	(914–1665)/1285	350

$$R_d \geq \frac{\gamma_n \cdot q_p^+}{\gamma_c} = \frac{1,2 \cdot 3,1}{1} = 3,72 \text{ МПа,}$$

где $\gamma_n=1,2$ – коэффициент надежности по ответственности сооружения; $\gamma_c=1$ – коэффициент работы по материалу элемента.

Назначим расчетное сопротивление грунтобетона сжатию $R_{sb,II}=4$ МПа.

Грунтоцементные элементы выполняются по двухкомпонентной технологии струйной цементации грунтов jet-grouting, основанной на использовании энергии струи цементного раствора для разрушения и одновременного перемешивания природного грунта с частичным его замещением цементным раствором. После твердения образуется новый материал – грунтоцемент, обладающий по сравнению с природным грунтом повышенными прочностными и деформационными характеристиками [19].

Физико-механические характеристики грунтоцемента в проектном возрасте 28 сут приняты согласно рекомендациям п. 4.4.5 и п. 5.1 СП 291.1325800.2017 «Конструкции грунтоцементные армированные. Правила проектирования» и результатам отбора и испытаний образцов кернов грунтоцемента на площадках, выпол-



Рис. 5. Образцы выбуренных кернов – грунтоцемент
Fig. 5. Samples of drilled cores – soil cement

ненных организацией АО «НЬЮ ГРАУНД», с аналогичными грунтовыми условиями.

Выполним расчет приведенных физико-механических характеристик закрепленного грунта. Приведенный модуль деформации массива армированного (закрепленного) грунта (E_{mac}) рассчитывается



Рис. 6. График испытаний образца грунтоцемента при определении модуля деформации
Fig. 6. Schedule of tests of a sample of soil cement when determining the modulus of deformation

как средневзвешенный с учетом деформационных свойств вмещающего природного грунта и свойств армирующих элементов:

$$E_{mac} = \alpha \cdot E_{ap} + (1 - \alpha) \cdot E_{gp},$$

где E_{ap} – расчетное значение модуля деформации армирующих элементов – грунтобетона (табл. 1); E_{gp} – расчетное значение модуля деформации вмещающего природного грунта. Проектируемые приведенные физико-механические характеристики вертикально армированного грунта (вычисляются как средневзвешенные с учетом физико-механических свойств, размеров грунтоцементных элементов и размеров природного вмещающего грунта) приведены в табл. 2.

Контроль выполнения задаваемых характеристик модифицированного слоя грунта выполнялся при проведении опытных работ и в ходе работ по устройству искусственно улучшенного основания и включал в себя: устройство опытных участков (элементы ГЦЭ и щебеночная подушка); контроль параметров материала ствола элементов ГЦЭ; замеры диаметра элементов ГЦЭ; штамповые испытания улучшенного основания.

Для проверки качества материала ствола элементов ГЦЭ произведено бурение контрольных скважин. Способ бурения колонковый диаметром 93 мм с промывкой водой со сплошным отбором керна в интервале устройства элементов ГЦЭ. Из скважины с каждых 2–3 м отобраны образцы грунтоцемента (по 10 образцов с каждой скважины). Отбор образцов и транспортировка выполнены в соответствии с требованиями ГОСТ 12071–2014. При бурении скважин визуально оценивалась сплошность и однородность закрепления. Результаты визуального осмотра образцов (керна): текстура керна массивная плотная однородная; выбуренный керн по всему стволу элементов ГЦЭ прочный; участки незакрепленного грунта отсутствуют (рис. 5).

Образцы испытаны в независимой испытательной лаборатории ООО «Сити-Тест» (г. Москва). Для образцов в возрасте не ранее 28 сут определены прочность при одноосном сжатии по ГОСТ 28570–2019 и модуль деформации по ГОСТ 28985–91 (рис. 6). Выполнено испытание тридцати образцов грунта. Результаты испытаний приведены в табл. 3.

Для определения фактического диаметра грунтоцементных элементов на опытных участках

выполнена откопка шурфов на глубину 0,5 м от верха. По результатам визуального осмотра элементов диаметр оголовков составил в пределах 1250–1450 мм (рис. 7).

Для определения модуля деформации в пределах искусственного основания (геомассива) на опытных участках выполнены штамповые испытания. Испытания проводились штампом I типа с плоской подошвой площадью 5000 см².

Нагружение штампов производилось гидравлическим домкратом ДГ100П150 мощностью 1000 кН и площадью плунжера 153,86 см². Контроль давления выполнялся по манометру ТМ-510Р.00. Измерение перемещений осуществлялось индикаторами часового типа ИЧ50 с ценой деления 0,01 мм. Осадка штампа определялась как среднеарифметическое значение показаний индикаторов.

Порядок проведения испытаний.

Этап 1. Обжатие основания: нагрузка на штамп увеличивалась ступенями давлений $\Delta p = 0,1$ МПа; предельное давление на основание 0,6 МПа. Каждая ступень давления выдерживалась до условной стабилизации деформации грунта (осадки штампа). За



Рис. 7. Контроль диаметра грунтоцементного элемента
Fig. 7. Control of the diameter of the soil-cement element



Научно-исследовательский институт
«СНИИГ»



НЬЮ ГРАУНД

г. Пермь, ул. Кронштадтская, 35
Многоквартирный тел. (342) 236-90-70
e-mail: nyu-ground@yandex.ru
www.nyu-ground.ru

Утверждаю
Нач. проектного отдела АО «НЬЮ ГРАУНД»
С. Ф. Салетков

Протокол испытания грунтов штампом № 1

Наименование объекта: Многофункциональный жилой комплекс с подземной автостоянкой по адресу: г. Москва, ул. Академика Королева, дом 21
Номер опыта: 1
Методика испытания: ГОСТ 20276.1-2020. Грунты методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости
Глубина установки штампа, м: 0,00
Место проведения испытания: Абс. отм. подошвы штампа 148,60
Тип штампа: Между ГЦЗ № 691, 692, 698, 699
Приборы для нагружения штампа: Штатп с плоской подошвой площадью 5000см²
Приборы для измерения перемещений: Гидравлический домкрат ДГ100П150 с ручным насосом. Манометр для измерения давления ТМ-510Р.00
Индикатор часового типа ИЧ-50 № 140496 (свид-во о поверке №14/12212 до 30.09.2021), № 0844 (свид-во о поверке №14/12213 до 30.09.2021), № 140467 (свид-во о поверке №14/12210 до 30.09.2021)
Наименование грунта под подошвой штампа: Щебень 0,4м ниже искусственное основание: природный грунт, армированный грунтоцементными элементами
Требуемое значение модуля деформации, МПа: 93,0

Многофункциональный жилой комплекс с подземной автостоянкой по адресу: г. Москва, ул. Академика Королева, дом 21
1
Дата испытаний: 21-22 января 2021г.
ГОСТ 20276.1-2020. Грунты методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости
0,00 Абс. отм. подошвы штампа 148,60
Между ГЦЗ № 691, 692, 698, 699
Штатп с плоской подошвой площадью 5000см²
Гидравлический домкрат ДГ100П150 с ручным насосом. Манометр для измерения давления ТМ-510Р.00
Индикатор часового типа ИЧ-50 № 140496 (свид-во о поверке №14/12212 до 30.09.2021), № 0844 (свид-во о поверке №14/12213 до 30.09.2021), № 140467 (свид-во о поверке №14/12210 до 30.09.2021)
Щебень 0,4м ниже искусственное основание: природный грунт, армированный грунтоцементными элементами
93,0

Таблица зависимости осадки от нагрузки (стадия обжатия)

Удельная нагрузка, МПа	Осадка за ступень нагрузки, см	Полная осадка, см	Время выдержки нагрузки, час
0,10	0,361	0,361	3
0,20	0,196	0,557	3
0,30	0,199	0,756	3
0,40	0,293	1,049	3
0,50	0,214	1,263	3
0,60	0,251	1,514	3

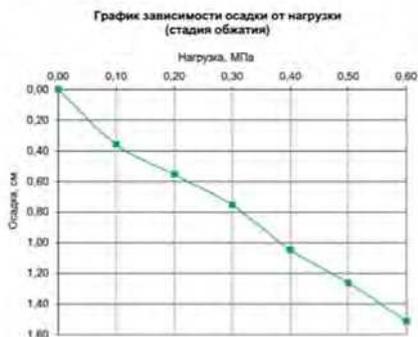
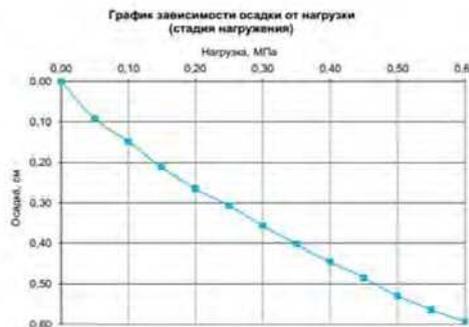


Таблица зависимости осадки от нагрузки (стадия нагружения)

Удельная нагрузка, МПа	Осадка за ступень нагрузки, см	Полная осадка, см	Время выдержки нагрузки, час
0,05	0,091	0,091	3
0,10	0,058	0,149	3
0,15	0,062	0,211	3
0,20	0,054	0,265	3
0,25	0,042	0,307	3
0,30	0,049	0,356	3
0,35	0,046	0,402	3
0,40	0,044	0,446	3
0,45	0,039	0,485	3
0,50	0,045	0,530	3
0,55	0,034	0,564	3
0,60	0,029	0,593	3



Расчет модуля деформации в интервале давлений 0,55-0,60 МПа (на стадии нагружения)
 $E = \frac{(1-\nu) \cdot K_p \cdot K_1 \cdot D}{\Delta s} = \frac{(1-0,0625) \cdot 1,0 \cdot 0,79 \cdot 79,81}{(0,60-0,55) \cdot (0,593-0,564)} = 95,4 \text{ МПа}$
 ν - коэффициент Пуассона, принимаемый равным 0,25 для грунтоцемента.
 K_p - коэффициент, принимаемый равным 1,0
 K₁ - коэффициент, принимаемый равным 0,79 для жесткого круглого штампа
 D - диаметр штампа, равный 79,81 см
 Δp - приращение давления на штамп, МПа, равное p₂ - p₁
 Δs - приращение осадки штампа, соответствующее ΔS, см

Нач. отд. испытаний И. Б. Михалицин

Рис. 8. Результаты штамповых испытаний модифицированного слоя грунта
 Fig. 8. Results of plate tests of the modified soil layer

критерий условной стабилизации деформации принималась скорость осадки штампа, не превышающая 0,1 мм за время t, равное 2 ч.

Этап 2. Нагружение основания: снятие нагрузки обжатия основания до нулевого значения. Нагрузка на штамп увеличивалась ступенями давлений Δp=0,05 МПа; предельное давление на основание 0,6 МПа. Каждая ступень давления выдерживалась до условной стабилизации деформации грунта (осадки штампа). Ступени и критерий условной стабилизации такие же, как на этапе 1.

В ходе испытаний установлено, что приведенный модуль деформации искусственного основания E=95,4–98,8 МПа (рис. 8).

Характеристики грунтоцемента, полученные в результате опытных работ, удовлетворяют заданным требованиям, а именно прочность грунтоцемента на одноосное сжатие превышает требования проекта в 1,53–1,86 раза, модуль деформации превышает требования проекта в 3,5–5 раз.

В связи с тем, что модуль деформации искусственного основания по результатам штамповых

испытаний практически равен проектному, перерасчеты конструкций здания с учетом фактических характеристик грунтоцемента не требуются.

Заключение. Возможность использования модифицированного слоя грунта с задаваемыми механическими характеристиками в основании многоэтажных зданий подтверждается следующими данными.

1. Экспериментально доказана возможность формирования гарантированного диаметра и требуемых механических характеристик жесткого цилиндрического грунтобетонного элемента в различных видах грунтов (с показателями консистенции в диапазоне 0,1–0,9). Величина диаметра регулируется технологическими параметрами струйной цементации грунта, в первую очередь расходом цемента на 1 м³ закрепленного грунта. Определены прямые и косвенные методы контроля сплошности и геометрических размеров грунтобетонного элемента.

2. Работа армирующего элемента в составе искусственного массива существенно отличается от работы сваи в составе фундамента. В первую очередь в этом случае требуется оценка формы передачи на

него воздействия: не осевая сила на верхнюю плоскость стержня от ростверка, а касательные напряжения в паре приповерхностный грунт – боковая поверхность стержня [20].

Одиночный цилиндрический грунтобетонный элемент (ГБЭ) перемещается относительно окружающего массива грунта, мобилизуя на боковой поверхности рабочей части касательные напряжения. Неравномерность распределения касательных напряжений по длине ГБЭ называется волной заделки, в этом случае положение пика касательных напряжений определяется величиной действующей продольной нагрузки.

Данная форма нагружения армирующего элемента реализуется при двустадийных штамповых испытаниях: на первом этапе – «обжатие» – создается проектное напряженно-деформируемое состояние, формируемое в геотехническом массиве в ходе строительства здания; на втором этапе – «нагружение» – моделируется работа геотехнического массива под полным комплексом нагрузок.

Одностадийное штамповое испытание статическими нагрузками не реализует фактическую работу армированного геотехнического массива.

Данная методика штамповых испытаний подтверждена сопоставлением полученных по ней результатов по определению эффективного модуля

деформации геотехнического массива с величинами модуля деформации, полученными на основании наблюдений за осадками зданий, построенных на модифицированных слоях грунта.

3. При выполнении геотехнических расчетов модифицированный слой грунта может рассматриваться как трансверсально-изотропная среда, в которой грунтоцементные элементы работают в едином массиве с окружающим природным грунтом. Он представляется как слой грунта с задаваемыми эффективными физико-механическими характеристиками: распределяющий и рассеивающий напряжения. При расчете вертикальных деформаций (осадок) он учитывается как активная составляющая сжимаемой толщи, а не как условный фундамент, передающий напряжения на нижележащие слои.

Дальнейшие исследования в области расчета и конструирования оснований с задаваемыми механическими характеристиками должны быть направлены на решение следующих задач: совершенствование как аналитических, так и численных методов расчета вертикальных перемещений искусственного основания, в том числе с учетом ползучести грунтобетонных армирующих элементов; определение требуемой глубины развития искусственного основания с учетом мощности и глубины залегания слоев грунта с низкими деформационными характеристиками.

Список литературы

1. Travush V.I., Shulyatev S.O. Adjusted pile foundation construction for skyscrapers. *VII international symposium «Actual problems of computational simulation in civil engineering»*. 2018, pp. 012008.
2. Зерцалов М.Г., Конюхов Д.С., Меркин В.Е. Использование подземного пространства. М.: АСВ, 2015. 416 с.
3. Конюхов Д.С. Основные принципы комплексного освоения подземного пространства при реновации жилой застройки Москвы // *Метро и тоннели*. 2019. № 2. С. 38–40.
4. Merkin V., Konyukhov D. Development of Moscow underground space plans, results, perspectives // *Procedia Engineering*. 2016. Vol. 165, pp. 663–672.
5. Абелев М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. М.: Стройиздат, 1983. 248 с.
6. Абелев М.Ю., Абелев К.М. Геотехнические исследования площадок строительства, сложенных слабыми водонасыщенными глинистыми грунтами // *Геотехника*. 2010. № 6. С. 30–33.
7. Бройд И.И. Струйная геотехнология. М.: АСВ, 2004. 448 с.

References

1. Travush V.I., Shulyatev S.O. Adjusted pile foundation construction for skyscrapers. *VII international symposium «Actual problems of computational simulation in civil engineering»*. 2018, pp. 012008.
2. Zertsalov M.G., Konyukhov D.S., Merkin V.E. Ispol'zovanie podzemnogo prostranstva [Use of underground space]. Moscow: ASV, 2015. 416 p.
3. Konyukhov D.S. Basic principles of complex development of underground space during renovation of residential buildings in Moscow. *Metro i tonneli*. 2019. No. 2, pp. 38–40. (In Russian).
4. Merkin V., Konyukhov D. Development of Moscow underground space plans, results, perspectives. *Proceedings Engineering*. 2016. Vol. 165, pp. 663–672.
5. Abelev M.Yu. Stroitel'stvo promyshlennykh i grazhdanskikh sooruzhenii na slabых водонасыщенных gruntakh [Construction of industrial and civil structures on weak water-saturated soils]. Moscow: Stroyizdat, 1983. 248 p.
6. Abelev M.Yu., Abelev K.M. Geotechnical studies of construction sites composed of weak water-saturated clay soils. *Geotekhnika*. 2010. No. 6, pp. 30–33. (In Russian).
7. Broyd I. I. Struinaya geotekhnologiya [Jet geotechnology]. Moscow: DIA, 2004. 448 p.

8. Зеге С.О., Бройд И.И. Концепции физических основ струйного закрепления грунтов // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2004. № 2. С. 17–20.
9. Makovetskiy O., Zuev S. Practice device artificial improvement basis of soil technologies jet grouting // *Procedia Engineering*. 2016. Vol. 165, pp. 504–509.
10. IREX Recommendations pour la conception, le dimensionnement, l'exécution et le contrôle de l'amélioration des sols de fondation par inclusions rigides. ASIRI 384, Presses des Ponts, 2012.
11. Джантемиров Х.А., Долев А.А. Опыт усиления основания сооружения с помощью струйной геотехнологии // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2006. № 1. С. 16–19.
12. Коновалов П.А., Зехниев Ф.Ф., Безволев С.Г. Расчет эффективности укрепления слабых оснований нагружением, дренированием и армированием // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2003. № 1. С. 2–8.
13. Бондаренко В.М., Федоров В.С. Модели при решении технических задач // *Перспективы развития строительного комплекса. Материалы VIII Международной научно-практической конференции*. Астрахань, 2014. С. 262–267.
14. Karech T. Analysis by homogenization method of structures in reinforced soil and behavior interfaces of soil reinforcement // *Journal of Civil Engineering and Construction Technology*. 2012. Vol. 3 (1), pp. 17–24.
15. Ильичев В.А., Готман В.Н., Назаров В.П. Расчетное обоснование использования JET-grouting для снижения дополнительных осадок существующего здания от строительства подземного многофункционального комплекса // *Вестник гражданских инженеров*. 2009. № 2 (19). С. 95–97.
16. Bull John W. Linear and nonlinear numerical analysis of foundations. New York, 2009. 465 p.
17. Кольбин, И.В., Фурсов А.А. Расчет подземных сооружений с учетом технологии их возведения. *Подземное строительство России на рубеже XXI века. Труды конференции*, Москва, 2000. С. 114–153.
18. Бобырь Г.А. Оптимизация параметров упрочненных массивов в основаниях, сложенных структурно-неустойчивыми грунтами. Дис. ... канд. техн. наук. М., 2002. 145 с.
19. Максимова И.Н., Макридин Н.И., Ерофеев В.Т., Сачков Ю.П. Структура и конструкционная прочность цементных композитов: Монография. М.: АСВ, 2017. 400 с.
20. Готман А.Л., Хурматуллин М.Н. Исследование работы свай, изготовленных методом струйной цементации в глинистых грунтах // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2012. № 4. С. 16–19.
8. Zege S.O., Broyd I.I. Concepts of physical bases of jet fixing of soils. *Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov*. 2004. No. 2, pp. 17–20. (In Russian).
9. Makovetskiy O., Zuev S. Practice device artificial improvement basis of soil technologies jet grouting. *Procedia Engineering*. 2016. Vol. 165, pp. 504–509. (In Russian).
10. IREX Recommendations pour la conception, le dimensionnement, l'exécution et le contrôle de l'amélioration des sols de fondation par inclusions rigides. ASIRI 384, Presses des Ponts, 2012.
11. Dzhantemirov Kh.A., Dolev A.A. Experience of strengthening the foundation of a structure using jet geotechnology. *Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov*. 2006. No. 1, pp. 16–19. (In Russian).
12. Konovalov P.A., Zekhniev F.F., Bezvolev S.G. Calculation of the effectiveness of strengthening weak foundations by loading, drainage and reinforcement. *Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov*. 2003. No. 1, pp. 2–8. (In Russian).
13. Bondarenko V.M., Fedorov V.S. Models for solving technical problems. *Prospects for the development of the construction complex. Materials of the VIII International Scientific and Practical Conference*. Astrakhan. 2014, pp. 262–267. (In Russian).
14. Karech T. Analysis by homogenization method of structures in reinforced soil and behavior interfaces of soil reinforcement. *Journal of Civil Engineering and Construction Technology*. 2012. Vol. 3 (1), pp. 17–24.
15. Ilyichev V.A., Gotman V.N., Nazarov V.P. Calculation justification of the use of JET-grouting to reduce additional precipitation of an existing building from the construction of an underground multifunctional complex. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*. 2009, pp. 95–97.
16. Bull John W. Linear and nonlinear numerical analysis of foundations. New York, 2009. 465 p.
17. Kolybin I.V., Fursov A.A. Calculation of underground structures taking into account the technology of their construction. *Underground construction in Russia at the turn of the XXI century. Proceedings of the conference*. Moscow. 2000, pp. 114–153.
18. Bobyr G.A. Optimization of the parameters of reinforced massifs in the bases composed of structurally unstable soils. Cand. Diss. (Engineering). Moscow. 2002. 145 p.
19. Maksimova I.N., Makridin N.I., Erofeeva V.T., Skachkov Yu.P. *Struktura i konstruktsionnaya prochnost' tsementnykh kompozitov* [Structure and structural strength of cement composites]. Moscow: ASV, 2017. 400 p.
20. Gotman A. L., Khurmatullin M.N. Investigation of the work of piles made by the method of jet cementation in clay soils. *Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov*. 2012. No. 4, pp. 16–19.

В издательстве «Стройматериалы» вы можете приобрести специальную литературу

Монография «Защита деревянных конструкций»

Автор – Ломакин А.Д.

Рассмотрены вопросы конструкционной и химической защиты деревянных конструкций, используемых в малоэтажном домостроении, при строительстве зданий и сооружений гражданского и промышленного назначения, в том числе, с химически агрессивной средой, а также открытых сооружений (автодорожных и пешеходных мостов, опор ЛЭП и др.). Освещены вопросы защиты от эксплуатационных воздействий и возгорания несущих конструкций из клееной древесины и ЛВЛ и приведено краткое описание наиболее эффективных средств и способов их защиты. Описаны методы оценки защитных свойств покрытий для древесины, методика и результаты натурных климатических испытаний покрытий на образцах и фрагментах конструкций. Приведены методика и результаты мониторинга влажностного состояния несущих клееных деревянных конструкций в процессе эксплуатации.



Монография «Производство деревянных клееных конструкций»

Автор – заслуженный деятель науки России, д-р техн. наук Ковальчук Л.М.

В книге рассмотрены основные вопросы технологии изготовления ДКК, показаны области их применения, описаны материалы для их изготовления. Особое внимание уделено вопросам оценки качества, методам испытаний, приемке и сертификации клееных конструкций. В книге приведен полный перечень отечественных и зарубежных нормативных документов, регламентирующих производство и применение ДКК.



Учебное пособие «Химическая технология керамики»

Авторы – Андрианов Н.Т., Балкевич В.Л., Беляков А.В., Власов А.С., Гузман И.Я., Лукин Е.С., Мосин Ю.М., Скидан Б.С.

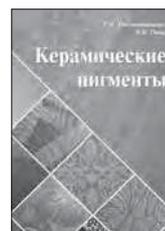
Освещены вопросы современного состояния технологии основных видов керамических изделий строительного, хозяйственно-бытового и технического назначения, а также различных видов огнеупоров. Главное внимание уделено основным процессам технологии керамики и ее свойствам. Подробно изложены характеристика различных видов сырья, проблемы подготовки керамических масс различного вида и их формование различными методами, особенности механизмов спекания, а также дополнительные виды обработки керамики: металлизация, глазурование, декорирование, механическая обработка. Детально описаны свойства керамических изделий – механические, деформационные, теплофизические, электрофизические, в том числе при высоких температурах.



Книга «Керамические пигменты»

Авторы – Масленникова Г.Н., Пищ И.В.

В монографии рассмотрены физико-химические основы синтеза пигментов, в том числе термодинамическое обоснование реакций, теория цветности, современные методы синтеза пигментов и их классификация, методы оценки качества. Приведены сведения по технологии пигментов и красок различных цветов и кристаллических структур. Описаны современные методы декорирования керамическими красками изделий из сортового стекла, фарфора, фаянса и майолики. Книга предназначена для научных сотрудников, студентов, специализирующихся в области технологии керамики и стекла, а также для инженерно-технических работников, занятых в производстве керамических изделий и красок.



Книга «Технология производства стеновых цементно-песчаных изделий»

Авторы – Балакшин Ю.З., Терехов В.А.

Описано производство и применение стеновых материалов методом вибропрессования из цементно-песчаных бетонов. Рассмотрена существующая и перспективная номенклатура изделий и их свойства. Даны характеристики сырьевым материалам – песку, щебню, вяжущим и химическим добавкам, и рекомендации по подбору состава бетонной смеси. Подробно представлена технология производства цементно-песчаных вибропрессованных стеновых изделий. Особое внимание уделено технологическому контролю на производстве и техническому контролю и обслуживанию оборудования. Книга предназначена для организации производственно-технического обучения на предприятии, будет полезна инженерно-техническому персоналу и широкому кругу специалистов.



Книга «Технология гипсовых отделочных материалов и изделий»

Автор – Федулов А.А.

В книге описано производство гипсовых отделочных материалов и изделий от добычи сырья до упаковки готовой продукции. Особое внимание автор уделяет подробному описанию технологических линий и отдельных единиц оборудования, установленных на передовых предприятиях гипсовой промышленности. В книге представлено большое количество иллюстраций всех технологических переделов, которые помогут глубже представить и понять технологические процессы производства того или иного изделия. Описание технологии каждого вида гипсовых изделий основывается на существующих производственных регламентах предприятий России, Германии и Дании, включая шахты, карьеры, которые автор посещал лично.

Книга предназначена студентам, изучающим производство строительных материалов и конструкций в качестве дополнительного материала по технологии современных гипсовых изделий, а также для инженеров-технологов заводов, производящих гипсовую продукцию в качестве справочного материала.



Заказать литературу можно через редакцию, направив заявку по e-mail: mail@rifsm.ru, по тел.: (499) 976-22-08, 976-20-36; или оформить заказ на сайте www.rifsm.ru

УДК 624.154.5

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-9-28-35>

Р.А. МАНГУШЕВ¹, д-р техн. наук (ramangushev@yandex.ru),
А.В. БОЯРИНЦЕВ¹, магистр, аспирант (Andrey_boyarintsev@mail.ru);
И.И. ЗУЕВ², зам. ген. директора, И.С. КАМАЕВ², директор департамента девелопмента

¹ Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет
(190005, г. Санкт-Петербург, ул. 2-я Красноармейская, 4)

² ПАО «ГАЛС» (125284, г. Москва, Ленинградский пр., 35, стр. 1)

Эффект воздействия изготовления свай «Фундекс» на ранее выполненные конструкции

Современное строительство должно быть качественным и экономичным. Возведение зданий и сооружений необходимо выполнять в сжатые сроки. Часто в погоне за скоростью и оптимизацией девелоперы принимают современные технологии, не всегда оценивая риски, с ними связанные. Как результат это может привести к снижению качества возводимого объекта. Технология изготовления свай «Фундекс» является одной из наиболее распространенных в Санкт-Петербурге. Простота данной технологии позволяет изготавливать до десяти свай в смену. Однако данная технология обладает рядом недостатков, среди которых возможные проблемы при бетонировании, значительная зона влияния на напряженно-деформированное состояние (НДС) основания. В настоящей работе рассматривается один из важнейших аспектов изготовления данных свай – воздействие на окружающую застройку и ранее изготовленные конструкции. В процессе изготовления двух свайных полей, насчитывавших в общей сложности 1711 свай диаметром 520 мм и длиной 28,2 м, выполнялось наблюдение за изменением планового и высотного положения пяти зданий окружающей застройки, ранее выполненной подземной части возводимого здания, а также за деформациями конструкций, ограждающих будущий котлован. Опробованы различные мероприятия, нацеленные на снижение негативного воздействия от изготовления свай «Фундекс», и дана оценка их эффективности. На основе выполненного наблюдения приведены практические рекомендации для использования данной технологии.

Ключевые слова: буронабивные сваи, сваи «Фундекс», строительные риски, дополнительное воздействие, окружающая застройка, «стена в грунте», шпунт.

Для цитирования: Мангушев Р.А., Бояринцев А.В., Зуев И.И., Камаев И.С. Эффект воздействия изготовления свай «Фундекс» на ранее выполненные конструкции // *Жилищное строительство*. 2021. № 9. С. 28–35. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-9-28-35>

R.A. MANGUSHEV¹, Doctor of Sciences (Engineering) (ramangushev@yandex.ru),

A.V. BOYARINTSEV¹, Master, Postgraduate (Andrey_boyarintsev@mail.ru);

I.I. ZUEV², Deputy General Director, I.S. KAMAEV², Director of Development Department

¹ Saint-Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering (4, Vtoraya Красноармейская Street, Saint-Petersburg, 190005, Russian Federation)

² PJSC “GALS” (35, bldg. 1, Leningradsky Avenue, Moscow, 125284, Russian Federation)

Effect of the Impact of Making “Fundex” Piles on Previously Completed Structures

Modern construction should be of high quality and economical. The construction of buildings and structures must be carried out in a short time. Often, in pursuit of speed and optimization, developers adopt modern technologies, not always assessing the risks associated with them. As a result, this can lead to a decrease in the quality of the object being built. The technology of producing piles “Fundex” is one of the most common in St. Petersburg. The simplicity of this technology makes it possible to produce up to 10 piles per shift. However, this technology has a number of disadvantages, including: possible problems when concreting, a significant zone of influence on the stress-strain state (VAT) of the base. This paper considers one of the most important aspects of the production of these piles: the impact on the surrounding development and previously manufactured structures. In the course of constructing two pile fields, totaling 1,711 piles with a diameter of 520 mm and a length of 28.2 m, the changes in the planned and high-rise position of five buildings of the surrounding development, the previously completed underground part of the building under construction, as well as deformations of structures enclosing the future pit were monitored. Various measures aimed at reducing the negative impact of the construction of “Fundex” piles were tested and their effectiveness was evaluated. Based on the observation made, practical recommendations for the use of this technology are given.

Keywords: bored piles, “Fundex” piles, construction risks, additional impact, surrounding development, wall in ground, sheet pile.

For citation: Mangushev R.A., Boyarintsev A.V., Zuev I.I., Kamaev I.S. Effect of the impact of making “Fundex” piles on previously completed structures. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2021. No. 9, pp. 28–35. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-9-28-35>

Сложные инженерно-геологические условия, стесненность строительных площадок, наличие окружающей исторической застройки часто осложняют качественное, экономичное и быстрое освоение подземного пространства. Разработка проекта и выбор технологий являются крайне ответственными этапами строительства.

Как правило, значительной частью работ при устройстве нулевого цикла являются работы по выполнению свайного поля. В последние годы в стране появилось множество сравнительно новых технологий изготовления свай на строительной площадке – свай, изготавливаемых в грунте [1, 2]. Каждая из этих технологий обладает своими преимуществами и недостатками [3]. Наиболее противоречивой из них является технология устройства свай «Фундекс» [4]. Суть ее заключается в том, что скважина под сваю выполняется под защитой обсадной трубы раскаткой грунта вдоль скважины при помощи инвентарного чугунного теряемого башмака. Применение металлической обсадной трубы препятствует обрушению стенок скважины, а теряемый башмак препятствует проникновению грунта с нижнего торца трубы в процессе ее погружения. Бетонирование сваи происходит путем сбрасывания бетонной смеси с устья скважины.

Изучению данной технологии посвящен ряд исследований [5–10]. Среди них следует выделить работы по изучению качества материала изготавливаемой сваи [11, 12]. Авторами в ряде случаев при устройстве свай в слабых водонасыщенных грунтах, отмечаются расслоения бетонной смеси в процессе бетонирования, нарушение сплошности сваи из-за процессов миграции грунтовых вод по телу изготовленной сваи, образование «шеек» на границе грунтов разной литификации и др., что, в свою очередь, ведет к снижению класса бетона изготавливаемой сваи и понижению ее несущей способности. Неоднократно отмечены случаи, когда фактическая прочность бетона не достигает проектных значений. На основе этих исследований даны рекомендации по применению такого типа свай.

При изучении напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтового массива, сложенного слабыми глинистыми водонасыщенными грунтами, было отмечено значительное изменение характеристик грунта в радиусе 5-8d вокруг изготовленной сваи [13]. На основе данного исследования были введены ограничения по шагу изготовления свай по технологии «Фундекс».

Воздействию на здания окружающей застройки от изготовления свай по данной технологии посвящена работа [14]. В ходе наблюдения за высотным положением зданий, расположенных на расстояниях от 40 до 70 м от места выполнения свай, был сделан

вывод о значительной зоне влияния данного типа работ. Выдвинуто предположение, что данная зона составляет две длины изготавливаемой сваи, а реакция зданий наступает мгновенно после начала ведения работ.

На основе данных исследований в строительной практике нашли применение ряд защитных мероприятий, призванных снизить воздействие от изготовления свай «Фундекс» на здания окружающей застройки. К данным мероприятиям относятся: предварительное выполнение ограждения вокруг котлована перед началом выполнения свайных работ, лидерное бурение, устройство геотехнических барьеров, ограничение темпов изготовления свай [15].

Отметим, что все наблюдения, сделанные до сих пор, ограничиваются зданиями окружающей застройки с фундаментами мелкого заложения. Здания со свайным фундаментом, считаются наиболее защищенными от воздействия при изготовлении свай «Фундекс».

Вопрос оценки воздействия свай «Фундекс» на здания и сооружения, возведенных на свайных фундаментах, рассматривался и исследовался специально на конкретном строящемся объекте.

Методология исследования

Исследование выполнялось при изготовлении свайных полей в рамках строительства первого и второго этапов бизнес-квартала «Невская Ратуша» (Девелопер проекта Группа компаний «ГАЛС»).

Свайное поле первого этапа, состоящее из 939 свай, выполнялось под три наземных корпуса

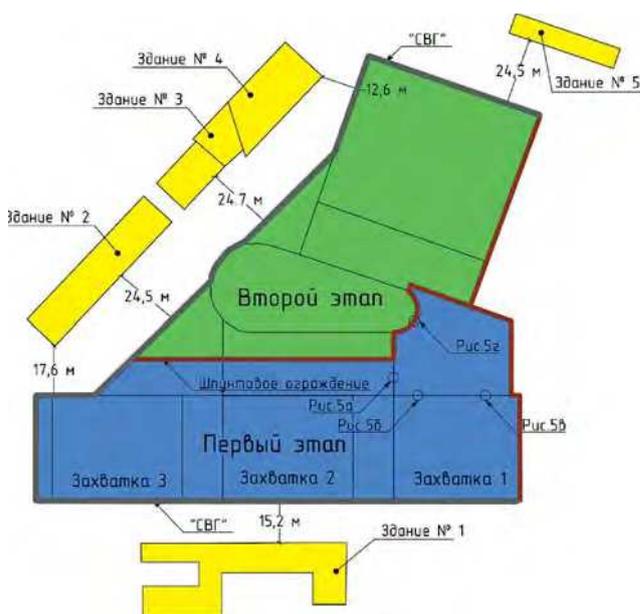


Рис. 1. Схема расположения этапов строительства и зданий окружающей застройки

Fig. 1. Scheme of location of construction stages and buildings of surrounding development

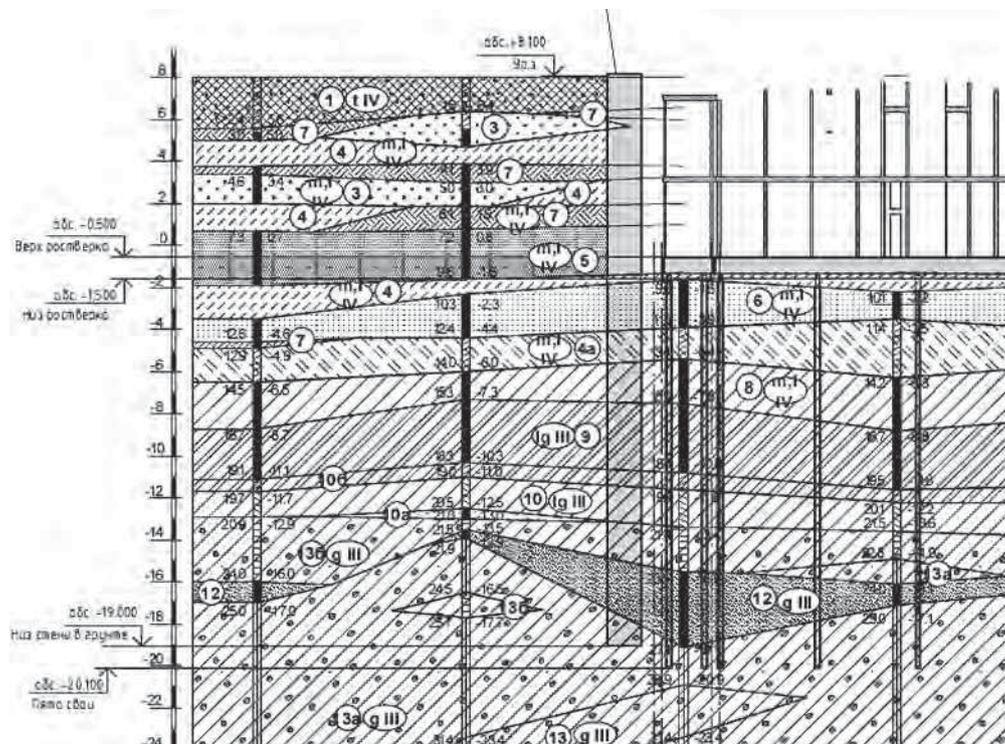


Рис. 2. Инженерно-геологический разрез, совмещенный со схемой расположения конструкций подземной части возводимого здания

Fig. 2. Engineering-geological section combined with the layout scheme of the structures of the underground part of the building under construction

Физико-механические характеристики грунтов
Physical and mechanical characteristics of soils

№ ИГЭ	Наименование	Удельный вес грунта γ_{II} , кН/м ³	Природная влажность грунта W, %	Показатель текучести I_L , д. е.	Число пластичности I_p , %	Коэффициент пористости e, д. е.	Модуль деформаций E, МПа
3	Пески крупные рыхлые насыщенные водой с растительными остатками, m, I IV	19,4	–	–	–	0,709	25
4	Супеси пылеватые текучие с прослоями песка с примесью органических веществ, m, I IV	19,3	29,3	0,63	5,6	0,798	5,5
5	Пески пылеватые плотные насыщенные водой с растительными остатками, m, I IV	20,7	–	–	–	0,537	27,5
6	Пески средней крупности средней плотности насыщенные водой с растительными остатками, m, I IV	20,3	–	–	–	0,56	31,5
7	Слабозаторфованные грунты насыщенные водой, m, I IV	16,3	60,6	0,85	13,3	1,533	2,5
8	Суглинки легкие пылеватые текучие неяснослоистые с примесью органических веществ, m, I IV	19,2	31,8	9,6	1,19	0,864	5
9	Суглинки тяжелые пылеватые текучие ленточные, lg III	18,2	40,6	1,04	14,8	1,114	6
10	Суглинки легкие пылеватые текучепластичные слоистые, lg III	19,7	27,9	0,91	9,2	0,759	6,5
12	Пески пылеватые плотные серые насыщенные водой, g III	21,4	–	–	–	0,431	42,5
13	Суглинки пылеватые тугопластичные, g III	20,4	23,6	0,46	9	0,643	10,5

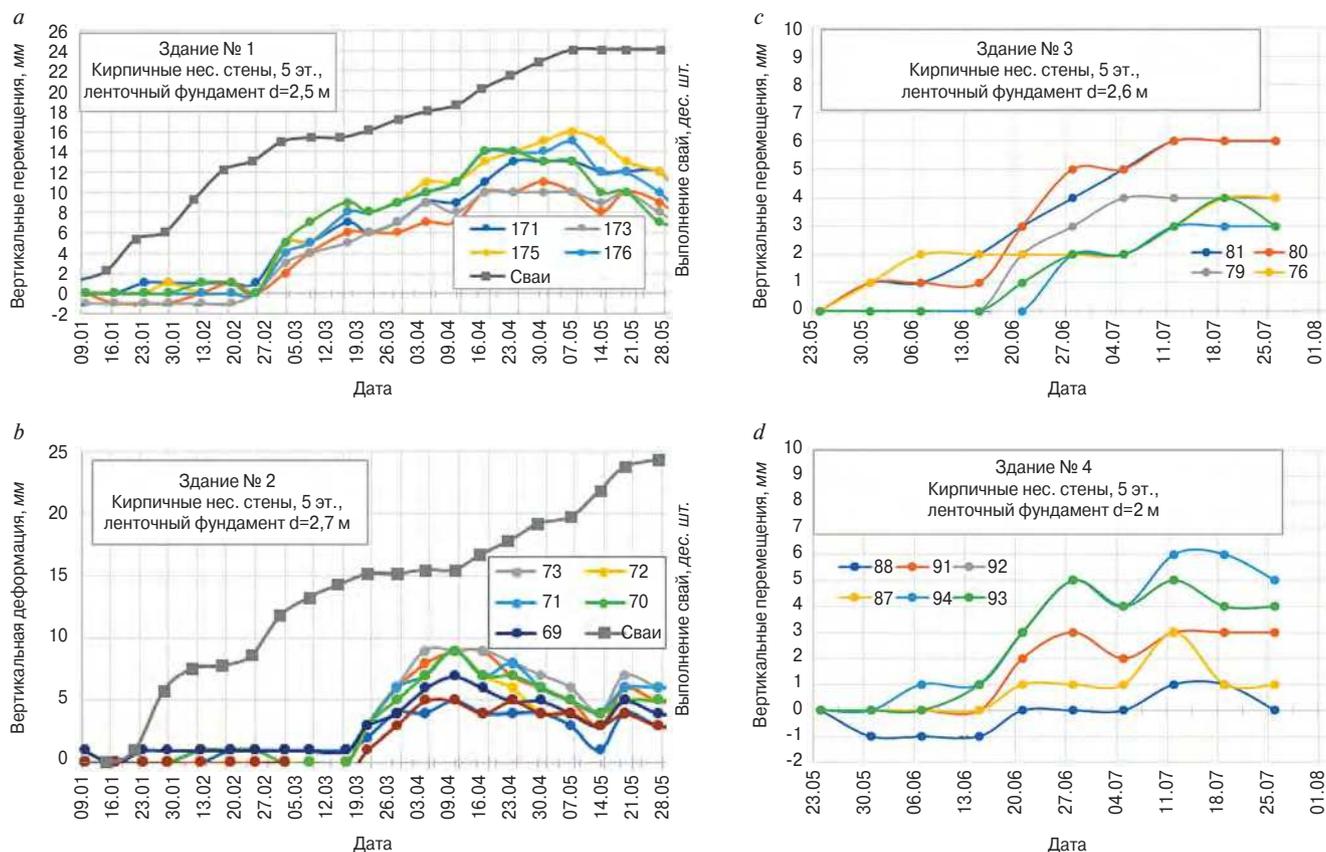


Рис. 3. Результаты геодезического контроля высотного положения зданий окружающей застройки: а – здание 1, контроль, совмещенный с графиком выполнения свай на ближайшей захватке № 2, этап 1; б – здание 2, контроль, совмещенный с графиком выполнения свай на ближайшей захватке № 3, этап 1; с – здание 3, этап 2; д – здание 4, этап 2

Fig. 3. The results of geodetic control of the high-rise position of buildings of the surrounding development: а – building 1, combined with the schedule for the execution of piles at the nearest division No. 2, stage 1; б – building 2, combined with the schedule for the execution of piles at the nearest division No. 3, stage 1; с – building 3, stage 2; д – building 4, stage 2

и шесть подземных автостоянок. Под два корпуса и четыре автостоянки второго этапа устраивались 772 сваи. Все сваи диаметром 520 мм и длиной 28,2 м выполнялись по технологии «Фундекс».

Работы в рамках первого этапа выполнялись без применения каких-либо мероприятий по предотвращению воздействия на здания окружающей застройки.

На втором этапе, до изготовления каждой сваи, было применено лидерное бурение шнеком диаметром 520 мм на глубину до 10 м. Кроме того, была выполнена «стена в грунте» толщиной 0,8 м, разграничивающая место ведения работ и здания исторической окружающей застройки. Кроме того, методом вибропогружения возведена шпунтовая стенка из шпунта Ларсена 5УМ длиной 27,2 м, отделяющая границы выполнения работ на втором этапе от изготовленной подземной части, выполненной в рамках первого этапа. Острие свай располагалось на 1 м ниже конца ограждающих конструкций. Расстояние от «стены в грунте» до исторических зданий колебалось от 12 до 25 м (рис. 1), а расстояние от места ведения работ до зданий окружающей застройки – от 30 до 70 м. Конструкции подземных автостоянок,

выполненных в рамках первого этапа, примыкали вплотную к шпунтовому ограждению.

В зоне влияния работ первого этапа располагались два пятиэтажных кирпичных здания (№ 1 и 2). При выполнении работ второго этапа в зону влияния попало четыре кирпичных здания с фундаментами мелкозаложенного высотой от двух до пяти этажей (№ 2–5), а также подземная часть, возведенная в рамках первого этапа строительства. Подземная часть сооружения, выполненная в рамках первого этапа, представляла собой двухуровневое железобетонное сооружение глубиной заложения до 10 м, опирающееся на ростверковую плиту толщиной 1 м и объединяющую ранее устроенные 939 свай (рис. 2).

Площадка строительства характерна для центральной части Санкт-Петербурга и представлена морскими, озерными и ледниковыми четвертичными отложениями: на глубину до 20 м представлено напластование насыщенных водой пылеватых песков, слоистых супесей и суглинков в текучей консистенции, а также слабозаторфованных грунтов, которые подстилаются тугопластичными суглинками.

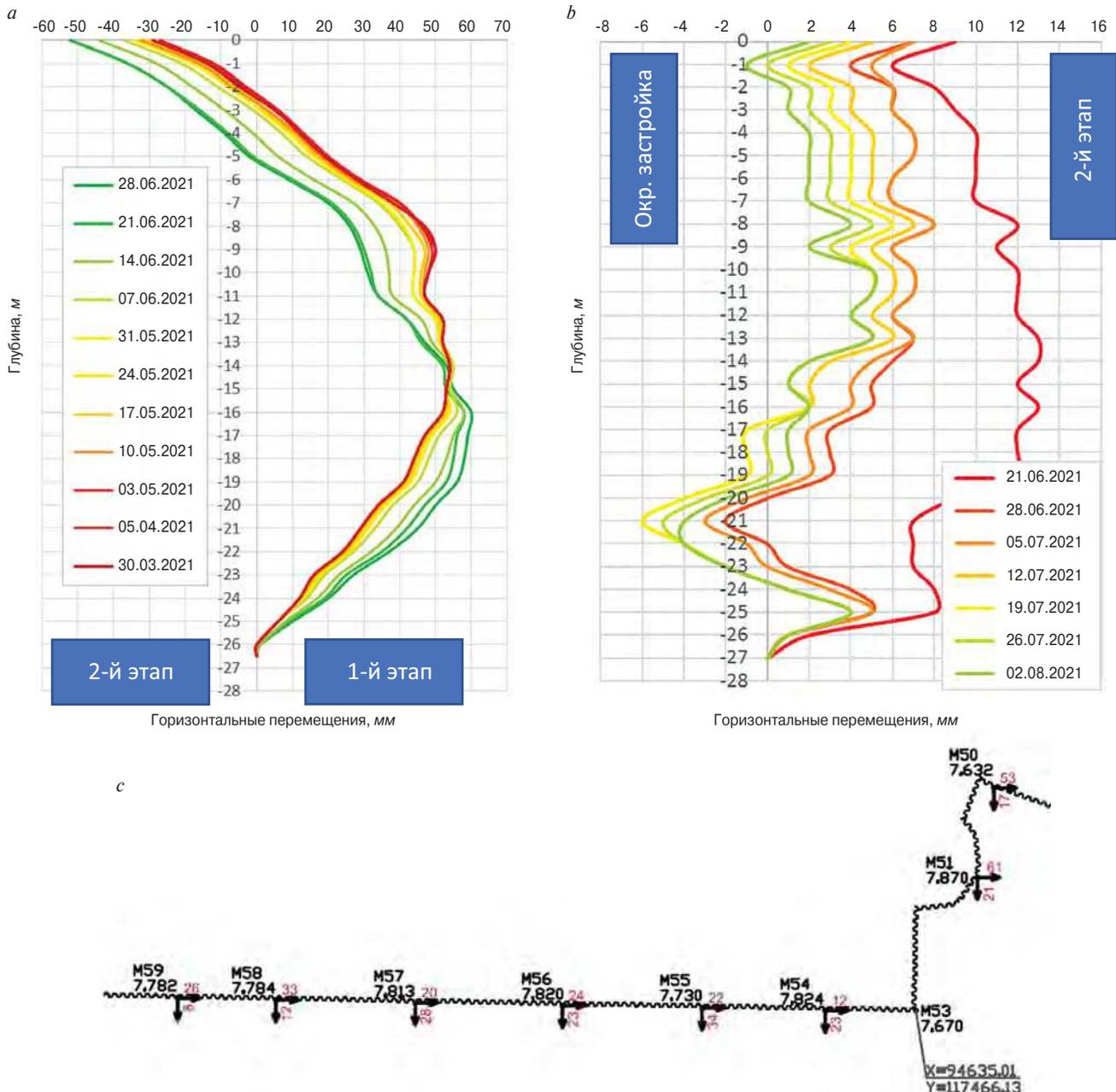


Рис. 4. Горизонтальные перемещения: а – шпунтового ограждения по его глубине; б – конструкции «стена в грунте» по ее глубине; с – верха шпунтового ограждения

Fig. 4. Horizontal movements: a – sheet pile fencing according to its depth; b – the "Slurry Wall" structure according to its depth; c – the top of the sheet pile fence

Основные физико-механические характеристики грунтов приведены в таблице.

В процессе производства работ по изготовлению свай выполнялся геотехнический мониторинг, который включал наблюдение за плановым положением ограждающих конструкций, а также за высотным положением зданий окружающей застройки.

Наблюдения за деформациями ограждения выполнялись еженедельно при помощи геодезического и инклинометрического измерений. Оценка изменения высотного положения зданий окружающей застройки выполнялась геодезическими методами.

Результаты мониторинга и их обсуждение

Результаты наблюдения за высотным положением зданий окружающей застройки после устройства свай «Фундекс» приведены на рис. 3.

Как следует из приведенных графиков, по мере устройства свай вытеснения «Фундекс» отмечено поднятие зданий на величину до 14 мм.

Следует отметить, что реакция здания № 1 на работы по изготовлению свай в рамках первого этапа приходится на третью неделю после начала ведения работ интенсивностью до восьми свай в сутки. Полное прекращение работ способствовало прекра-

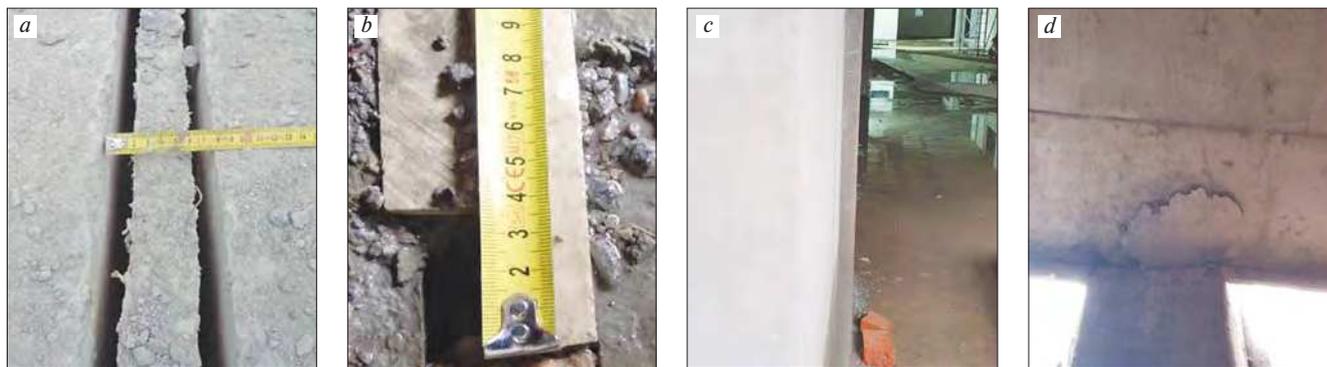


Рис. 5. Последствия силового воздействия на автостоянку первого этапа ведения работ по изготовлению свай «Фундекс»: *a* – раскрытие деформационного шва; *b* – смещение второпластовых пластин внутри деформационного шва; *c* – смещение колонн, расположенных по разные стороны от части в месте соединения со шпунтом; *d* – скол железобетонной плиты системы раскрепления подземной части в месте соединения со шпунтом

Fig. 5. Consequences of the force impact on the parking lot of the first stage due to the work on the construction of “Fundex” piles: *a* – opening of the deformation joint; *b* – displacement of the second-layer plates inside the deformation joint; *c* – displacement of columns located on different sides of the part at the junction with the sheet pile; *d* – chipping of the reinforced concrete slab of the underground part release system at the junction with the sheet pile

щению начавшегося подъема. Однако реакция на прекращение работ наблюдалась также спустя три недели после приостановки работ. Подобное явление отмечается и при наблюдении за зданием № 2 в рамках первого этапа. Данные факты свидетельствуют об определенной инерции наблюдаемых процессов и противоречат наблюдениям, сделанным другими исследователями [14].

Сопоставление графиков подъема здания № 2, 3 и 4 свидетельствует о том, что применение защитных мероприятий в виде ограждения зоны работ от зданий конструкцией «стена в грунте» и предварительное лидерное бурение способствовали снижению величины максимального дополнительного подъема зданий до 3 мм. При этом интенсивность выполнения свай на втором этапе работ также достигала восьми свай в сутки. Тем не менее достичь полного исключения подъема зданий не удалось даже с применением защитных мероприятий.

Наблюдения за деформированием трубок инклинометров, расположенных вдоль ограждения котлована, показывают, что выполненные подземные ограждающие конструкции также деформируются под воздействием изготовления свай «Фундекс». Наибольшие деформации получила шпунтовая стенка (до 20 мм), «стена в грунте» деформировалась до 11 мм. Таким образом, ограждение, воспринимая дополнительное давление, возникающее при изготовлении свай, перемещается в сторону окружающей застройки (рис. 4, *b*), вызывая тем самым подъем грунтового массива и фундаментов зданий, расположенных на нем.

Анализируя характер деформирования шпунтового ограждения во времени (рис. 4, *a*), отметим значительное развитие горизонтальных деформаций в сторону от места ведения работ на отметках

минус 10 м и ниже. При этом следует отметить, что графики строились из предположения, что нижняя часть «стены в грунте» жестко заделана в несущем слое и не имеет возможности для перемещения, что, очевидно, не совсем соответствует реальной работе этой конструкции. В связи с этим абсолютные значения могут не в полной мере отражать действительную картину деформаций ограждения. Однако принципиальный характер формы их деформирования, в том числе во времени, не подвергается сомнению.

Отметим, что применение лидерного бурения на части длины будущей сваи снижает воздействие образующегося горизонтального давления на грунт при устройстве свай вытеснения типа «Фундекс», но оно не исключается полностью.

Очевидно, что лидерное бурение на всю длину будущей сваи могло бы дать больший эффект в условиях этой площадки строительства. Однако данное решение кардинально изменяет технологию изготовления сваи и может оказать влияние на снижение ее несущей способности.

Наблюдения за плановым положением верха шпунтового ограждения, разграничивающего первый и второй этапы, показали его смещение в сторону места выполнения первого этапа строительства на величину от 10 до 60 мм.

Данные перемещения оказали значительное воздействие на подземные конструкции здания, возведенного в рамках первого этапа.

Вследствие этого конструкции подземной парковки, расположенные в северо-восточной части первого этапа и выступающие в сторону зоны второго этапа, восприняли значительное горизонтальное силовое воздействие и переместились до 35 мм в сторону от зоны второго этапа.

Данные деформации сопровождались локальным смятием распорных плит, раскрытием деформационных швов с одной стороны, а с другой – смещением фторопластовых пластин внутри шва, а также колонн относительно друг друга, расположенных по разные стороны от деформационного шва.

Отмечено, что, несмотря на пространственную жесткость, наличие свайного поля и наземных конструкций, конструкции здания, выполненные в рамках первого этапа, получили горизонтальное смещение при изготовлении свай по технологии «Фундекс». Наибольшую деформацию получили конструкции подземного паркинга, имеющие наибольший фронт соприкосновения со вторым этапом. На это повлияли следующие факторы: отсутствие надземных конструкций, увеличивающих вес сооружения; разреженное свайное поле, а также положение конструкций парковки.

Таким образом, применение технологии изготовления свай вытеснения «Фундекс» при реализации нового строительства на рассматриваемом объекте повлекло за собой ряд рисков, которые следует принимать во внимание при подготовке аналогичных проектов.

В основе отмеченных воздействий на грунт водонасыщенного грунтового основания на ранее выполненные подземные конструкции, очевидно, находятся процессы уплотнения грунтов при изготовлении свай вытеснения, а также возникновение дополнительного порового давления грунтовой воды, отжимаемой уплотняющимся грунтом. Именно образованием дополнительного порового давления можно объяснить инертность наблюдаемых процессов. Отметим, что указанные процессы требуют дополнительного научного обоснования.

Заключение

В рамках выполненного исследования осуществлялось наблюдение за изменением планового и высотного положения различных конструкций при выполнении свайного поля из 1711 свай по технологии «Фундекс». Полученные данные свидетельствуют о том, что воздействие, возникающее от изготовления свай «Фундекс», способно перемещать конструкции, расположенные в грунте, подземные сооружения на

Список литературы

1. Мангушев Р.А., Ершов А.В., Осокин А.И. Современные свайные технологии. М., СПб.: АСВ, 2010. 260 с.
2. Мангушев Р.А., Осокин А.И., Сотников С.Н. Геотехника Санкт-Петербурга. Опыт строительства на слабых грунтах. М.: АСВ, 2018. 386 с.

свайных фундаментах, а также способствовать подъему зданий.

Применение защитных мероприятий в виде «стены в грунте» и лидерного бурения не всегда способно полностью исключить данное воздействие. Так, отмечено, что «стена в грунте» под действием дополнительного давления от изготовления свай перемещается в сторону окружающей застройки, вызывая ее подъем.

Лидерное бурение является эффективным методом, снижая возникающее давление при изготовлении свай вытеснения. Для достижения наибольшего эффекта рекомендуется применять бурение на всю длину сваи.

Воздействие на здания окружающей застройки наблюдается при ведении работ на расстоянии, равном двум длинам сваи. Данное значение может использоваться как зона влияния от работ по изготовлению свай данного типа.

При поэтапном ведении работ по строительству зданий с применением технологии изготовления свай, подразумевающей вытеснение грунта, для исключения воздействия при выполнении последующего этапа на подземную часть, устроенную в рамках предыдущего, необходимо планировать границы этапов строительства таким образом, чтобы линия их разделения была прямолинейной.

При выборе технологии изготовления свай на стадии разработки проекта нового строительства следует принимать во внимание дополнительное воздействие на грунтовой массив от устройства свай вытеснения типа «Фундекс», ограниченную эффективность методов защиты в виде разделительных барьеров и связанные с ними риски воздействия на здания окружающей застройки и ранее выполненные конструкции.

References

1. Mangushev R.A., Ershov A.V., Osokin A.I. *Sovremennye svainye tekhnologii* [Modern pile technologies]. Moscow, Saint Petersburg: ASV. 2010. 260 p.
2. Mangushev R.A., Osokin A.I., Sotnikov S.N. *Geotekhnika Sankt-Peterburga. Opyt stroitel'stva na slabyykh gruntakh* [Geotechnics of St. Petersburg. Experience of construction on weak soils]. Moscow: ASV. 2018. 386 p.
3. Mangushev R.A. Fundex piles and CFA-new technologies for the device of bored piles. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*. 2008. No. 1, pp. 29–32. (In Russian).
4. Mangushev R.A. Bored piles “Fundex”: advantages and disadvantages. *Vestnik Volgogradskogo gosu-*

3. Мангушев Р.А. Сваи «Фундекс» и CFA – новые технологии устройства буронабивных свай // *Вестник гражданских инженеров*. 2008. № 1. С. 29–32.
4. Мангушев Р.А. Буронабивные сваи «Фундекс»: достоинства и недостатки // *Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета*. 2013. № 31–2 (50). С. 264–271.
5. Овсюков Н.В., Жигить А.А. Анализ применения различных типов свай на примере многоквартирного жилого дома в Петроградском районе Санкт-Петербурга. *Материалы Всероссийской конференции ИСИ СПбГПУ Петра Великого*. 2021. С. 376–378.
6. Савинов А.В., Фролов В.Э., Бровиков Ю.Н., Кожинский М.П. Экспериментальное исследование основания свай Fundex после длительного «отдыха» в глинистых грунтах // *Construction and geotechnics*. 2020. № 1. С. 5–19.
7. Дьяконов И.П., Конюшков В.В. Особенности работы набивной завинчиваемой сваи «Фундекс» в разнородных грунтах // *Вестник гражданских инженеров*. 2014. № 6. С. 116–120.
8. Дьяконов И.П., Веселов А.А., Кондратьева Л.Н. Теоретические предпосылки оценки величины трения по боковой поверхности сваи «Фундекс» // *Жилищное строительство*. 2017. № 11. С. 30–33.
9. Мангушев Р.А., Дьяконов И.П., Кондратьева Л.Н. Границы практического применения свай «Фундекс» в условиях слабых грунтов // *Жилищное строительство*. 2017. № 9. С. 3–8.
10. Van Baars S. Dutch field test validating the bearing capacity of Fundex piles // *Conference: CPT18. Delft, the Netherlands*. 2018. P. 101–107.
11. Дьяконов И.П. Анализ работы сваи «Фундекс» в слабых глинистых грунтах // *Вестник гражданских инженеров*. 2014. № 6. С. 116–120.
12. Дьяконов И.П. Влияние технологии изготовления на несущую способность материала набивной сваи // *Вестник гражданских инженеров*. 2017. № 2. С. 133–136.
13. Мангушев Р.А., Ершов А.В., Ершов С.В. Оценка влияния технологии изготовления набивной сваи на состояние грунтового массива // *Вестник гражданских инженеров*. 2009. № 2. С. 116–120.
14. Шашкин А.Г., Шацкий А.А. Влияние буронабивных свай замещения на деформации водонасыщенных глинистых грунтов // *Промышленное и гражданское строительство*. 2017. № 12. С. 15–22.
15. Мангушев Р.А., Никифорова Н.С. Технологические осадки зданий и сооружений в зоне влияния подземного строительства. М.: АСВ, 2017. 168 с.
16. *darstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta*. 2013. No. 31–2 (50), pp. 264–271. (In Russian).
17. Ovsyukov N.V., Zhigit A.A. Analysis of the use of various types of piles on the example of a multi-apartment building in the Petrogradsky district of St. Petersburg. *Materials of the All-Russian conference of the ISI SPbGPU of Peter the Great*. 2021, pp. 376–378. (In Russian).
18. Savinov A.V., Frolov V.E., Brovnikov Yu.N., Kozhinsky M.P. Experimental study of the foundation of Fundex piles after a long “rest” in clay soils. *Construction and geotechnics*. 2020. No. 1, pp. 5–19.
19. Diakonov I.P., Konyushkov V.V. The peculiarities of the work of the stuffed screw pile “Fundex” in heterogeneous soils. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*. 2014. No. 6, pp. 116–120. (In Russian).
20. Diakonov I.P., Veselov A.A., Kondratieva L.N. Theoretical prerequisites for estimating the amount of friction along the side surface of the Fundex pile. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2017. No. 11, pp. 30–33. (In Russian).
21. Mangushev R.A., Diakonov I.P., Kondratieva L.N. The boundaries of practical application of Fundex piles in conditions of weak soils. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2017. No. 9, pp. 3–8. (In Russian).
22. Van Baars S. Dutch field test validating the bearing capacity of Fundex saws. *Conference: CPT18. Delft, the Netherlands*. 2018, pp. 101–107.
23. Diakonov I.P. Analysis of the work of the Fundex pile in weak clay soils. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*. 2014. No. 6. pp. 116–120. (In Russian).
24. Diakonov I.P. The influence of manufacturing technology on the bearing capacity of the material of the packed pile. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*. 2017. No. 2, pp. 133–136. (In Russian).
25. Mangushev R.A., Yershov A.V., Yershov S.V. Assessment of the influence of the technology of manufacturing a packed pile on the state of the soil massif. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*. 2009. No. 2, pp. 116–120. (In Russian).
26. Shashkin A.G., Shatsky A.A. The influence of bored replacement piles on deformations of water-saturated clay soils. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2017. No. 12, pp. 15–22. (In Russian).
27. Mangushev R.A., Nikiforova N.S. Tekhnologicheskiye osadki zdaniy i sooruzheniy v zone vliyaniya podzemnogo stroitel'stva. Pod red. R.A. Mangusheva [Technological settlements of buildings and structures in the zone of influence of underground construction. Edited by R.A. Mangushev]. Moscow: ASV. 2017. 168 p.

УДК 624.15

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-9-36-42>Н.С. СОКОЛОВ^{1,2}, канд. техн. наук, директор (forstnpr@mail.ru, ns_sokolov@mail.ru)¹ Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова (428015, Чувашская Республика, г. Чебоксары, Московский пр., 15)² ООО НПФ «ФОРСТ» (428000, Чувашская Республика, г. Чебоксары, ул. Калинина, 109а)

Электроразрядная технология усиления оснований

Проблема повышения несущей способности основания является актуальной проблемой в современном геотехническом строительстве. При существенных внешних нагрузках, передаваемых на основание, использование традиционных технологий не всегда оправданно. Часто возникает необходимость применения нестандартных способов усиления оснований. Во многих случаях геотехническая ситуация усугубляется наличием в инженерно-геологических разрезах слабых подстилающих слоев с неустойчивыми физико-механическими характеристиками. При усилении таких оснований с помощью традиционных свай последние могут получить негативное трение, существенно уменьшающее их несущую способность по грунту и достигающее иногда нулевых значений. Это может привести к дополнительным осадкам возводимого и возведенных в зоне геотехнического влияния объектов. Использование электроразрядной технологии (ЭРТ) усиления оснований с помощью свай в большинстве случаев успешно решает многие сложные геотехнические проблемы.

Ключевые слова: геотехническое строительство, грунтобетонная свая, электроразрядная технология ЭРТ, буроньекционная свая ЭРТ, грунтовые анкера ЭРТ, промежуточные уширения (подпятники).

Для цитирования: Соколов Н.С. Электроразрядная технология усиления оснований // *Жилищное строительство*. 2021. № 9. С. 36–42. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-9-36-42>

N.S. SOKOLOV^{1,2}, Candidate of Sciences (Engineering), Director (forstnpr@mail.ru, ns_sokolov@mail.ru)¹ I.N. Ulianov Chuvash State University (15, Moskovsky Prospect, Cheboksary, 428015, Chuvash Republic, Russian Federation)² ООО НПФ «FORST» (109a, Kalinina Street, Cheboksary, 428000, Chuvash Republic, Russian Federation)

Electric-Discharge Technology for Strengthening Bases

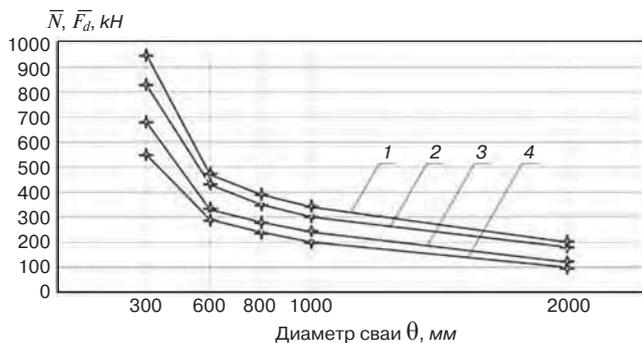
The problem of increasing the bearing capacity of the base is an urgent problem in modern geotechnical construction. At significant external loads transferred to the base, the use of traditional technologies is not always justified. Often there is a need to use non-standard methods of strengthening the bases. In many cases, the geotechnical situation is aggravated by the presence of weak underlying layers with unstable physical and mechanical characteristics in engineering-geological sections. When strengthening such bases with the help of traditional piles, the latter can get negative friction, which significantly reduces their bearing capacity on the ground, sometimes reaching zero values. This can lead to additional precipitation of the objects being built and erected in the zone of geotechnical influence. The use of electric discharge technology to strengthen the bases with piles in most cases successfully solves many complex geotechnical problems.

Keywords: geotechnical construction, soil-concrete pile, electric discharge technology of EDT, drilling-injection pile of EDT, ground anchors of EDT, intermediate widenings (thrusts).

For citation: Sokolov N.S. Electric-discharge technology for strengthening bases. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2021. No. 9, pp. 36–42. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-9-36-42>

Электроразрядная технология, обладая рядом технических и технологических преимуществ [1–2], широко используется в геотехнической практике устройства буроньекционных свай ЭРТ в свайных полях, свай усиления оснований и фундаментов, закрепления оснований фундаментов, склонов, при устройстве нагелей и т. д. Технологическим преимуществом ее является взрывообразное преобразование электрической энергии в механическую при достижении ударной волны с шириной переднего фронта порядка 10^{-9} м со скоростью подъема давления до 10^{18} Па/с [3–4]. Электрогидравлический удар на грунт стенок буровой скважины, заполненной мелкозернистым бетоном, намного превышает статическую нагрузку на него [5–10].

В результате воздействия такого высокого давления и температуры в грунте зарождается полость и за счет сил гравитации мгновенно заполняется мелкозернистым бетоном. Тем самым возникает уширение на конкретном участке по высоте сваи ЭРТ. Это уширение далее назовем подпятником [10–11]. Таким образом возникшая дополнительная опора начинает статически работать совместно со сваем по нижней поверхности уширения, увеличивая ее несущую способность по грунту. Геометрические параметры формы уширения в первом приближении можно принять за сферу. Параметры сферы, такие, например, как диаметр d и ее высота h , зависят от энергии электрогидравлического удара, пористости, влажности и вида обрабатываемо-

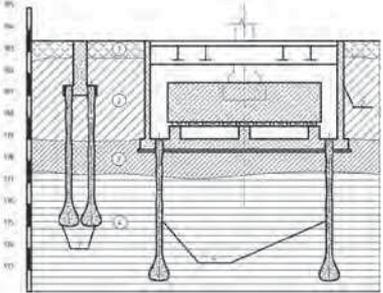


Зависимость $f(\varnothing \bar{N})$ и $f(\varnothing \bar{F}_d)$ от диаметра свай: \bar{F}_d – удельная несущая способность; \bar{N} – удельная расчетная нагрузка; 1 и 2 – графики $f(\varnothing \bar{F}_d)$; 3 и 4 – графики $f(\varnothing \bar{N})$. На шкале абсцисс: 300 – диаметр ЭРТ; 600, 800, 1000, 2000 – диаметры буронабивных свай

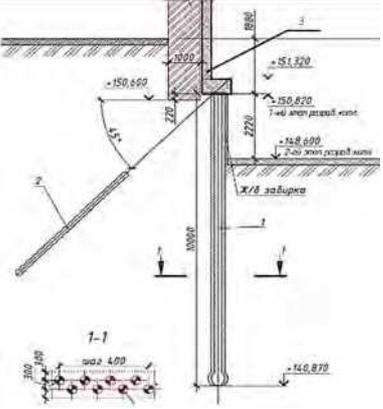
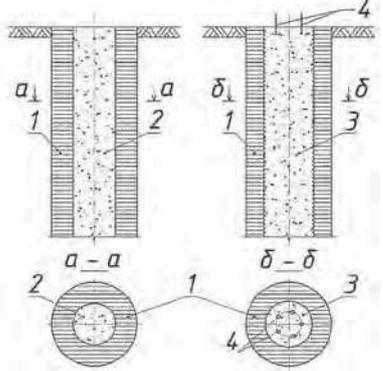
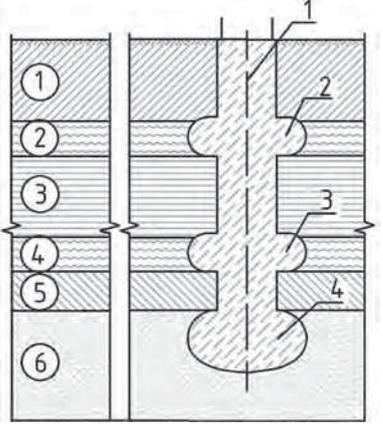
The dependence of $f(\varnothing \bar{N})$ and $f(\varnothing \bar{F}_d)$ on the diameter of the piles: \bar{F}_d – specific bearing capacity; \bar{N} – specific design load; 1 and 2 – graphs $f(\varnothing \bar{F}_d)$; 3 and 4 – graphs $f(\varnothing \bar{N})$. On the abscissa scale: 300 – the diameter of the EDT pile; 600, 800, 1000, 2000 – the diameters of the bored piles

го грунта. Диаметр уширения d возможно определить по величине максимального понижения уровня мелкозернистого бетона в скважине, как говорят геотехники, по «уходам». Следует, конечно, отметить, что величины «уходов» во время электрогидравлической обработки (именно поэтому при устройстве свай ЭРТ уровень мелкозернистого бетона всегда следует держать на отметке поверхности Земли) и с течением времени существенно разнятся. «Уходы» во времени от начала бетонирования до начала твердения бетона могут составить от нескольких сантиметров до нескольких метров. Прежде всего такие большие понижения связаны со спецификой грунта как пористого материала. Эти вертикальные перемещения мелкозернистого бетона дополнительно увеличиваются за счет электроосмотического всасывания цементного молока в структуру грунта.

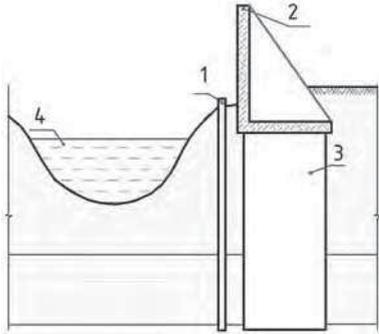
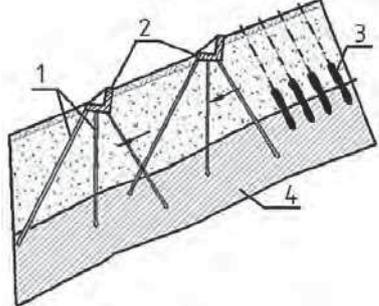
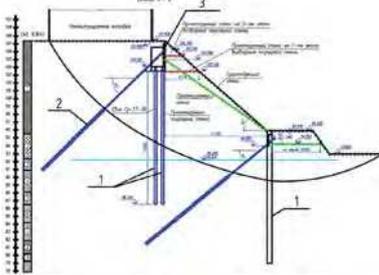
Апробированные геотехнические технологии с использованием электроразрядной и get-технологии
Proven geotechnical technologies using electric discharge and get technologies

№ п/п	Комбинированная геотехническая технология, основанная на электроразрядной, а также на технологии грунтоцементных свай get	Область применения. Краткое описание геотехнической технологии	Принципиальные схемы геотехнических технологий с использованием буронаблюдательных свай ЭРТ
1	Электроразрядная геотехническая технология усиления основания фундаментов с использованием буронаблюдательных свай ЭРТ	Технология с использованием буронаблюдательных свай ЭРТ актуальна для усиления оснований фундаментов аварийных, реконструируемых зданий и сооружений. Она востребована в стесненных и особо стесненных условиях, а также в перемежающихся слабых подстилающих слоях	 <p>Схема усиления основания: 1 – фундамент каркаса здания; 2 – фундамент кузнечного молота; 3 – буронаблюдательные сваи ЭРТ усиления основания фундаментов каркаса; 4 – буронаблюдательные сваи ЭРТ усиления основания фундаментов молота</p>
2	Электроразрядная геотехническая технология устройства буронаблюдательных свай ЭРТ в свайных полях	Эта технология наиболее эффективна для применения в стесненных условиях и под большие внешние нагрузки, а также как усиленное свайное основание высотных зданий и сооружений	 <p>Свайное поле из буронаблюдательных свай ЭРТ: 1 – бетонная подготовка; 2 – выпуски армокаркаса свай ЭРТ</p>

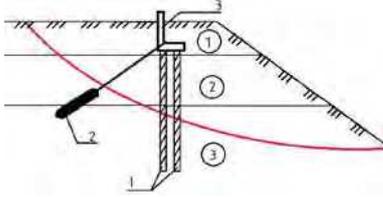
Продолжение таблицы
Table continuation

№ п/п	Комбинированная геотехническая технология, основанная на электроразрядной, а также на технологии грунтоцементных свай get	Область применения. Краткое описание геотехнической технологии	Принципиальные схемы геотехнических технологий с использованием буринъекционных свай ЭРТ
3	<p>Электроразрядная технология устройства буринъекционных свай ЭРТ как шпунтовая стенка ограждений котлованов</p>	<p>Эта технология устройства буринъекционных свай ЭРТ как конструктив является консольной шпунтовой стенкой. Она в основном служит для обеспечения устойчивости стенок грунта неглубоких котлованов. В зависимости от количества рядов из свай ЭРТ стенка может обеспечить устойчивость стенок грунта котлованов разных глубин</p>	 <p>Шпунтовая стена ограждения котлована из буринъекционных свай и грунтовых анкеров ЭРТ: 1 – буринъекционные сваи ЭРТ; 2 – грунтовые анкера ЭРТ; 3 – уголкового монолитная ж/б подпорная стена</p>
4	<p>Комплексная электроразрядная технология устройства свай повышенной несущей способности с использованием грунтобетонных свай get</p>	<p>Комплексная технология устройства свай ЭРТ с использованием грунтобетонных свай get позволяет получить заглубленную железобетонную конструкцию повышенной несущей способности</p>	 <p>Схема устройства грунтобетонной сваи (ГБС): 1 – грунтоцементный массив; 2 – свежесложенный мелкозернистый бетон; 3 – электрогидравлически обработанный и армированный мелкозернистый бетон; 4 – выпуски пространственного армокаркаса</p>
5	<p>Геотехническая технология устройства комбинированной грунтобетонной сваи повышенной несущей способности с использованием электроразрядной и get-технологий</p>	<p>Технология востребована для устройства буринъекционных свай ЭРТ повышенной несущей способности в случае наличия в основании слабых перемежающихся грунтов. Предполагает использование технологии get для устройства уширений (подпятников) на глубинах наличия слабых ИГЭ вдоль их толщин. Конструкция является вариантом грунтобетонной железобетонной сваи (ГБС)</p>	 <p>Врезка в инженерно-геологический разрез буровой грунтобетонной сваи ГБС с многоместными уширениями: (1)–(6) – инженерно-геологические элементы (ИГЭ); (2), (4) – слабые ИГЭ; 1 – железобетонный ствол сваи; 2, 3, 4 – промежуточные уширения (подпятники)</p>

Продолжение таблицы
Table continuation

№ п/п	Комбинированная геотехническая технология, основанная на электроразрядной, а также на технологии грунтоцементных свай get	Область применения. Краткое описание геотехнической технологии	Принципиальные схемы геотехнических технологий с использованием буринъекционных свай ЭРТ
6	Геотехническая технология устройства ограждения склонов и берегов водоемов и рек из комбинированной грунтобетонной сваи с использованием электроразрядной и get-технологий и монолитной железобетонной подпорной стены как заглубленная железобетонная конструкция	Технология из комбинированной грунтобетонной сваи с использованием электроразрядной и get-технологий и монолитной железобетонной подпорной стены как противофильтрационная завеса и упор массива грунта	 <p>Схема укрепления берегов разливающихся рек: 1 – сплошной шпунт; 2 – уголковая подпорная стена; 3 – свайное основание из ГБС как противофильтрационная завеса; 4 – русло реки</p>
7	Устройство буринъекционных свай ЭРТ как грунтовые железобетонные нагели укрепления оползневого склона	Технология служит для укрепления оползневого и нагруженного склона с помощью свай ЭРТ, закрепляющих поверхность призмы обрушения. Часто используется совместно с монолитной железобетонной уголковой подпорной стеной с усиленным сваями ЭРТ основанием	 <p>Противооползневая защита склонов из буринъекционных свай ЭРТ и нагелей (шпонок): 1 – сваи в составе подпорной сетчатой стены; 2 – уголковая сетчатая подпорная стена; 3 – нагели (шпонки) в плоскости сдвига; 4 – плоскость сдвига</p>
8	Устройство буринъекционных свай ЭРТ как свайное основание под монолитной железобетонной уголковой подпорной стеной	Технология наиболее востребована как упор массива грунта от оползневого и нагруженного склонов. Эта конструкция работает как консольная. Для ее оптимизации в конструктивную схему возможно включение грунтовых анкеров ЭРТ в один или несколько рядов	 <p>Сечение прислоненного откоса с противооползневыми заглубленными ЖБК: 1 – буринъекционная свая ЭРТ; 2 – грунтовые анкера; 3 – уголковая монолитная ж/б подпорная стена</p>
9	Устройство грунтовых анкеров ЭРТ по электроразрядной технологии как заглубленные железобетонные конструкции совместно со шпунтовой стенкой	Технология с использованием грунтовых анкеров ЭРТ в составе шпунтовой стенки из свай ЭРТ наиболее экономична по сравнению с консольными подпорными стенами. Она оптимально подходит для обеспечения устойчивости грунта стенок котлованов	 <p>Схема устройства ограждения котлована: 1 – буринъекционные сваи ЭРТ; 2 – монолитный ж/б обвязочный пояс; 3 – анкерный пояс; 4 – грунтовые анкера ЭРТ</p>

Окончание таблицы
End of the table

№ п/п	Комбинированная геотехническая технология, основанная на электроразрядной, а также на технологии грунтоцементных свай get	Область применения. Краткое описание геотехнической технологии	Принципиальные схемы геотехнических технологий с использованием буринъекционных свай ЭРТ
10	Комбинированные грунтовые анкера, устраиваемые по электроразрядной и GET технологиям как заглубленные железобетонные конструкции для обеспечения устойчивости стенок котлованов и оползневых склонов	Технология с использованием грунтовых анкеров ЭРТ в составе шпунтовой стенки наиболее экономична по сравнению с консольными подпорными стенами. Она оптимально подходит для обеспечения устойчивости грунта стенок котлованов, а также оползневых и нагруженных склонов	 <p>Схема усиления оползневого склона с помощью свай ЭРТ и грунтобетона: 1 – сваи ЭРТ; 2 – грунтобетонный анкер; 3 – угловая монолитная ж/б подпорная стена; (1)–(3) – инженерно-геологические элементы</p>
11	Геотехническая технология усиления оползневого склона с использованием буринъекционных свай ЭРТ и монолитной железобетонной угловой подпорной стены (как вариант – монолитный железобетонный обвязочный пояс)	Технология востребована для устройства буринъекционных свай ЭРТ укрепления основания оползневого склона с возведением монолитной железобетонной подпорной стены. Сваи ЭРТ могут размещаться в несколько рядов	 <p>Схема устройства усиления оползневого склона: 1 – буринъекционные сваи ЭРТ в три ряда; 2 – выпуски арматурного каркаса свай</p>
12	Геотехническая технология устройства ограждения котлована при наличии в основании ИГЭ повышенной прочности с использованием буринъекционных свай ЭРТ	Технология с использованием буринъекционных свай ЭРТ при наличии в основании инженерно-геологических элементов с высокими прочностными характеристиками (аргиллит, алевролит), зацемяющих их, в качестве ограждения котлованов в один или несколько рядов. Поверх свай ЭРТ устраивается монолитный железобетонный обвязочный пояс	 <p>Схема устройства ограждения котлована: 1 – буринъекционные сваи ЭРТ; 2 – монолитный железобетонный обвязочный пояс</p>

Следует предположить, что при максимальных объемах всасывания цементного молока в поры грунта несущая способность свай ЭРТ повысилась бы многократно благодаря задействованию прочностных характеристик массива грунта, таких как удельное сцепление и угол внутреннего трения, в совместную работу со сваями. Но этому процессу препятствует то обстоятельство, что при замешивании мелкозернистого бетона и электрогидравлической обработке происходит его намагничивание, что способствует образованию цементных коллоидов. В то же время их размеры многократно превосходят размеры пор грунта. К сожалению, пока нет технологии, препятствующей комкованию цементного молока. Это возможно, по мнению автора, только при размагничивании биполей воды в бетоне.

Необходимо обратить внимание еще на один аспект, связанный с возможным увеличением несущей

способности оснований, усиленных буровыми сваями. В среде проектировщиков устоялось мнение о том, что чем больше диаметр буровой сваи, тем больше ее несущая способность по грунту. Это так. Но критерием оценки несущей способности F_d по грунту, по мнению автора, должны служить не диаметр и длина сваи, а «удельная несущая способность по грунту», т. е. несущая способность 1 м^3 буровой сваи, а также «удельная расчетная нагрузка», т. е. расчетная нагрузка 1 м^3 буровой сваи. При таком подходе, анализируя результаты расчетов несущей способности для свай ЭРТ и буронабивных свай разных диаметров, можно сделать вывод, что с увеличением диаметра буровых свай удельная несущая способность снижается, приближаясь к некоторой асимптоте. В то же время наиболее оптимальными по удельным характеристикам являются «микросваи», т. е. буринъекционные сваи ЭРТ диаметром

до 300 мм, изготавливаемые по электроразрядным технологиям (см. рисунок).

Необходимо обратить внимание на широкий диапазон использования электроразрядной технологии усиления оснований с использованием «микросвай». Область использования ЭРТ технологии существенно расширяется при комбинировании ее с технологией устройства грунтоцементных свай, т. е. get-технологией. В таблице приведены апробированные геотехнические технологии с использованием этих двух.

Выводы и рекомендации

С учетом вышесказанного результаты длительных исследований и применение электроразрядной геотехнической технологии устройства заглубленных железобетонных конструкций с использованием электроразряда и апробации в реальном подземном строительстве в течение длительного периода времени позволили рекомендовать ее для решения следующих строительных задач:

– при усилении перегруженных оснований фундаментов, включая цементацию слабых инженерно-геологических элементов;

– при усилении оснований фундаментов существующих зданий и сооружений в связи с планируе-

мым повышением или изменением характера эксплуатационных нагрузок при изменении конструктивной схемы;

– для исправления сверхнормативных кренов зданий и сооружений или отдельных фундаментов;

– для противооползневой защиты склонов, берегов рек и морей;

– для усиления оснований железнодорожных насыпей с нестабильным балластным шлейфом;

– для решения сложных геотехнических задач при реконструкции зданий и фундаментов, а также в случае капитального ремонта;

– при строительстве новых объектов в сложных инженерно-геологических условиях, а также при наличии перемежающихся слабых грунтов оснований;

– при устройстве подземных этажей в бесподвальных зданиях; углублении полов подвалов, влекущих за собой усиление тела существующих фундаментов, устройстве противофильтрационной завесы, а также цементации контактного слоя подошвы фундаментов с несущим слоем;

– для устройства железобетонных шпонок (нагелей) по границе призмы обрушения при усилении оползневых склонов с целью стабилизации их деформаций.

Список литературы

1. Cai F., Ugal K. 2000. Numerical analysis of the stability of a slope reinforced with piles // *Soils and Foundations*. 2000. 40 (1), pp. 73–84.
2. Mandolini A., Russo G., Veggiani C. Pile foundations: experimental investigations, analysis and design // *Ground Engineering*. 2005. № 38 (9), pp. 34–38.
3. Ильичев В.А., Мангушев Р.А., Никифорова Н.С. Опыт освоения подземного пространства российских мегаполисов // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2012. № 2. С. 17–20.
4. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Геотехническое сопровождение развития городов. СПб.: Геореконструкция, 2010. 551 с.
5. Ilichev V.A., Konovalov P.A., Nikiforova N.S., Bulgakov L.A. Deformations of the retaining structures upon deep excavations in Moscow. *Proc. Of Fifth Int. Conf on Case Histories in Geotechnical Engineering*. April 3–17. New York, 2004, pp. 5–24.
6. Ilichev V.A., Nikiforova N.S., Koreneva E.B. Computing the evaluation of deformations of the buildings located near deep foundation tranches. *Proc. of the XVIth European conf. on soil mechanics and geotechnical engineering*. Madrid, Spain, 24–27th September 2007. «Geo-technical Engineering in urban Environments». Vol. 2, pp. 581–585.

References

1. Cai F., Ugal K. 2000. Numerical analysis of the stability of a slope reinforced with piles. *Soils and Foundations*. 2000. 40 (1), pp. 73–84.
2. Mandolini A., Russo G., Veggiani C. Pile foundations: experimental investigations, analysis and design. *Ground Engineering*. 2005. No. 38 (9), pp. 34–38.
3. Ilichev V.A., Mangushev R.A., Nikiforova N.S. Experience of development of russian megacities underground space. *Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov*. 2012. No. 2, pp. 17-20.
4. Ulickij V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G. Geotekhnicheskoe soprovozhdenie razvitiya gorodov [Geotechnical Support of Urban Development]. Saint Petersburg: Georeconstruction. 2010. 551 p.
5. Ilichev V.A., Konovalov P.A., Nikiforova N.S., Bulgakov L.A. Deformations of the retaining structures upon deep excavations in Moscow. *Proc. Of Fifth Int. Conf on Case Histories in Geotechnical Engineering*. April 3–17. New York, 2004, pp. 5–24.
6. Ilichev V.A., Nikiforova N.S., Koreneva E.B. Computing the evaluation of deformations of the buildings located near deep foundation tranches. *Proc. of the XVIth European conf. on soil mechanics and geotechnical engineering*. Madrid, Spain, 24–27th September 2007. «Geo-techni-

7. Nikiforova N.S., Vnukov D.A. Geotechnical cut-off diaphragms for built-up area protection in urban underground development. *The pros, of the 7thl nt. Symp. «Geotechnical aspects of underground construction in soft ground»*, 16–18 May, 2011. tc28 IS Roma, AGI, 2011, № 157NIK.
8. Petrukhin V.P., Shuljatjev O.A., Mozgacheva O.A. Effect of geotechnical work on settlement of surrounding buildings at underground construction. *Proceedings of the 13th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Prague, 2003.
9. Nikiforova N.S., Vnukov D.A. The use of cut off of different types as a protection measure for existing buildings at the nearby underground pipelines installation. *Proc. of Int. Geotech. Conf. dedicated to the Year of Russia in Kazakhstan*. Almaty, Kazakhstan, 23–25 September 2004, pp. 338–342.
10. Соколов Н.С. Технология увеличения несущей способности основания // *Строительные материалы*. 2019. № 6. С. 67–72.
11. Sokolov N. Electroimpulse Device for Manufacture of Continuous Flight Augering Piles. *Select Proceedings of ICRAE 2020. Current Trends in Civil and Structural Engineering*. August 2020.
7. Nikiforova N.S., Vnukov D.A. Geotechnical cut-off diaphragms for built-up area protection in urban underground development. *The pros, of the 7thl nt. Symp. «Geotechnical aspects of underground construction in soft ground»*, 16–18 May, 2011. tc28 IS Roma, AGI, 2011, № 157NIK.
8. Petrukhin V.P., Shuljatjev O.A., Mozgacheva O.A. Effect of geotechnical work on settlement of surrounding buildings at underground construction. *Proceedings of the 13th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Prague, 2003.
9. Nikiforova N.S., Vnukov D.A. The use of cut off of different types as a protection measure for existing buildings at the nearby underground pipelines installation. *Proc. of Int. Geotech. Conf. dedicated to the Year of Russia in Kazakhstan*. Almaty, Kazakhstan, 23–25 September 2004, pp. 338–342.
10. Sokolov N.S. Technology of increasing a base bearing capacity. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2019. No. 6, pp. 67–72. (In Russian).
11. Sokolov N. Approach to Increasing the Carrying Capacity of the Piles. *Select Proceedings of ICRAE 2020. Current Trends in Civil and Structural Engineering*. August 2020.

СПЕЦИАЛЬНАЯ ЛИТЕРАТУРА

«Проектирование оснований, фундаментов и подземных сооружений»

Учебное и практическое пособие под редакцией чл.-корр. РААСН, д-ра техн. наук, проф. Р. А. Мангушева



Авторы: д-р техн. наук Р.А. Мангушев, канд. техн. наук А.И. Осокин, канд. техн. наук В.В. Конюшков, канд. техн. наук И.П. Дьяконов, канд. техн. наук С.В. Ланько.

Пособие выпущено под грифом рекомендации Российской академии архитектуры и строительных наук (РААСН).

Данное пособие является дополнением к ранее изданным базовым учебникам «Механика грунтов» (2019) и «Основания и фундаменты» (2020). Авторы д-ра техн. наук, проф. Р.А. Мангушев и И.И. Сахаров.

Разработанное пособие является не только учебным изданием, но и практическим руководством для инженеров-строителей, так как охватывает вопросы проектирования основных типов оснований, фундаментов и подземных частей гражданских зданий и сооружений. Особое внимание уделено расчетам различного типа фундаментов, изготовленным по современным отечественным и зарубежным технологиям, а также конструктивным и технологическим методам устройства котлованов. Учтены особенности устройства фундаментов высотных зданий, влияния технологических осадков, рассмотрены численные методы, используемые при геотехнических расчетах. Особенностью книги является наличие большого количества расчетных примеров по различным типам оснований и фундаментов.

Издание рекомендовано для использования при подготовке бакалавров и специалистов.

УДК 622.011.4

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-9-43-54>

О.Н. ИСАЕВ, канд. техн. наук (geotechnika2017@mail.ru),
Р.Ф. ШАРАФУТДИНОВ, канд. техн. наук, Д.С. ЗАКАТОВ, магистр
НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство» (109428, г. Москва, Рязанский пр., 59)

Определение параметров природного напряженного состояния глинистых грунтов зондом с модулем бокового давления

Статическое зондирование грунтов зондами, оснащенными дополнительными датчиками и устройствами, позволяет в экспресс-режиме, без дополнительных затрат и увеличения продолжительности, одновременно выполнять два и более различного вида испытаний грунтов в условиях их природного залегания. К числу таких зондов относится наконечник с дополнительным модулем бокового давления (включает обычно датчики полного и порового давлений). В статье изложены результаты экспериментальных исследований по использованию измерений модулем бокового давления для определения параметров природного напряженного состояния глинистых грунтов (коэффициента бокового давления грунта в покое, эффективного напряжения предварительного уплотнения, напряжения переуплотнения, коэффициента переуплотнения грунта, природного полного и эффективного горизонтального напряжения в грунте). В экспериментах применялся модуль с тремя парами датчиков, расположенных на участках с разными диаметрами. Приведены результаты статического анализа связей между параметрами зондирования (рассматривалось 26 прямых и комбинированных типов) и природного напряженного состояния глинистых грунтов. Показано, что с наибольшей точностью определяются коэффициент бокового давления грунта в покое, коэффициент переуплотнения грунта, природное полное горизонтальное напряжение в грунте. Приведены эмпирические зависимости, рекомендуемые для практического использования при геотехнических изысканиях и расчетах, в том числе в программных комплексах, реализующих численные методы (PLAXIS, MIDAS GTS, Z-Soil и др.).

Ключевые слова: статическое зондирование, боковое давление, давление грунта, поровое давление, природное напряженное состояние, коэффициент бокового давления, коэффициент переуплотнения, эффективное горизонтальное напряжение.

Для цитирования: Исаев О.Н., Шарафутдинов Р.Ф., Закатов Д.С. Определение параметров природного напряженного состояния глинистых грунтов зондом с модулем бокового давления // *Жилищное строительство*. 2021. № 9. С. 43–54. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-9-43-54>

O.I. ISAEV, Candidate of Sciences (Engineering) (geotechnika2017@mail.ru),
R.F. SHARAFUTDINOV, Candidate of Sciences (Engineering); D.S. ZAKATOV, Master
Research Institute of Bases and Underground Structures (NIIOSP) named after N.M. Gersevanov, JSC "Research Center of Construction"
(59, Ryazansky Avenue, Moscow, 109428, Russian Federation)

Determination of the Parameters of the Natural Stress State of Clay Soils by a Probe with a Lateral Stress Module

Cone penetration testing of soils with probes equipped with additional sensors and devices makes it possible to simultaneously perform two or more different types of soil tests in the conditions of their natural bedding in the express mode, without additional costs and increasing the duration. Such probes include a tip with an additional lateral pressure module (usually includes full and pore pressure sensors). The article presents the results of experimental studies on the use of lateral stress measurements by the LS-module to determine the parameters of the natural stress state of clay soils (the coefficient of lateral pressure at rest, the effective pre-compaction stress, the over-compaction stress, the overconsolidation ratio, the natural total and effective horizontal stress in the soil). In the experiments, a LS-module with three pairs of sensors located in areas with different diameters was used. The results of a statistical analysis of the relationships between the LS-module parameters (twenty-six direct and derived types were considered) and the natural stress state of clay soils are presented. It is shown that the coefficient of lateral pressure at rest, the overconsolidation ratio, the natural effective horizontal stress in the soil are determined with the greatest accuracy. The empirical dependences recommended for practical use in geotechnical surveys and calculations, including in software packages implementing numerical methods (PLAXIS, MIDAS GTS, Z-Soil, etc.) are given.

Keywords: cone penetration testing, lateral stress, soil pressure, pore pressure, natural stress state, lateral pressure coefficient, overconsolidation ratio, effective horizontal stress.

For citation: Isaev O.I., Sharafutdinov R.F., Zakatov D.S. Determination of the parameters of the natural stress state of clay soils by a probe with a lateral stress module. *Zhiliishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2021. No. 9, pp. 43–54. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-9-43-54>

Статическое зондирование (Cone Penetration Test – CPT) является в настоящее время одним из основных методов изучения грунтовых условий [1–4]. Его достоинствами являются быстрота, простота испытаний, возможность проведения большого числа измерений в сжатые сроки. Эффективность зондирования повышается, если используются зонды с дополнительными датчиками и устройствами. Они позволяют без дополнительных затрат и увеличения длительности одновременно выполнять два и более различного вида испытаний грунтов в условиях их природного залегания.

Перспективным видом таких зондов является зонд с дополнительными датчиками бокового давления грунта, часто устанавливаемых в паре с датчиками порового давления (Cone Penetration Test with Lateral Stress – LS-CPT). За рубежом он разрабатывается и исследуется начиная с 1980-х гг. [5–15]. В нашей стране подобные зонды до последнего времени не разрабатывались и не исследовались.

Современные геотехнические расчеты (оснований, ограждающих конструкций котлованов, оценки влияния строительства и др.), как правило, выполняются с использованием геотехнических программных комплексов, реализующих численные методы, где в качестве исходных данных требуется в том числе знание параметров природного напряженного состояния грунтов.

Настоящая статья посвящена экспериментальным исследованиям, направленным на определение параметров природного напряженного состояния глинистых грунтов (коэффициента бокового давления грунта в покое K_o , эффективного напряжения предварительного уплотнения σ'_c , напряжения переуплотнения POP , коэффициента переуплотнения грунта OCR , природного полного σ_{ho} и эффективного σ'_{ho} горизонтального напряжения в грунте) по данным статического зондирования зондом с модулем бокового давления. Исследования по определению природного порового давления в грунте в данной статье не рассматривались, поскольку подробно изложены в [16].

Исследуемые грунты, оборудование и методика испытаний

В качестве экспериментальных данных использовались результаты испытаний глинистых грунтов двух опытных площадок Москвы. Первая площадка

располагалась на территории АО «НИЦ «Строительство», вторая – вблизи станций метро «Косино» и «Лермонтовский проспект».

Исследуемые глинистые грунты представлены глиной пылеватой, полутвердой (J_{3ox}) и суглинком тугопластичным, прослоями полутвердым (afQ_{II}^{ms}), залегающими на глубине 3,5–4,7 м. Уровень подземных вод на площадках располагался соответственно на глубинах 7,5 и 9,3 м от поверхности земли. Обобщенные физико-механические свойства грунтов опытных площадок приведены в табл. 1.

Для исследуемых грунтов рассчитывались и определялись параметры природного напряженного состояния: природное поровое (гидростатическое) давление в грунте u_o , полное и эффективное вертикальное напряжение от собственного веса грунта σ_{vo} и σ'_{vo} ; полное и эффективное горизонтальное напряжение в грунте σ_{ho} и σ'_{ho} ; коэффициент бокового давления грунта в покое $K_o = \sigma'_{ho} / \sigma'_{vo}$; эффективное напряжение предварительного уплотнения σ'_c ; напряжение переуплотнения $POP = \sigma'_c - \sigma'_{vo}$; коэффициент переуплотнения грунта $OCR = \sigma'_c / \sigma'_{vo}$.

Параметры σ'_c , POP , OCR определялись по результатам лабораторных испытаний в компрессионных приборах по ГОСТ Р 58326–2018 «Грунты. Метод лабораторного определения параметров переуплотнения». Обработка результатов испытаний выполнялась методами А. Casagrande [17], D.V. Becker et al. [18]. Результаты обоих методов усреднялись.

Коэффициент бокового давления грунта в покое рассчитывался как для переуплотненных грунтов (формула включена в СП 22.13330.2016 «СНиП 2.02.01–83* «Основания зданий и сооружений») по формуле G.G. Meyerhof [19] с записью K_o^{nc} по J. Jaky [20]:

$$K_o = K_o^{nc} OCR^\alpha = (1 - \sin \varphi) OCR^\alpha, \quad (1)$$

где φ – угол внутреннего трения грунта (в рамках данных исследований определялся методом одноплоскостного среза); $\alpha=0,5$ – показатель степени.

Природное эффективное горизонтальное напряжение в грунте рассчитывалось по формуле:

$$\sigma'_{ho} = K_o \sigma'_{vo}, \quad (2)$$

Таблица 1
Table 1

Сводная таблица основных физико-механических свойств глинистых грунтов
Summary table of the main physical and mechanical properties of clay soils

Грунты (стратиграфический индекс)	ρ_n , г/см ³	e_n , д. е.	I_p , д. е.	I_l , д. е.	C_n , кПа	φ_n , град	E_n , МПа
Глина пылеватая, полутвердая (J_{3ox})	1,77	1,17	0,42–0,47	-0,15 – -0,21	57	20	25
Суглинок тугопластичный, прослоями полутвердый (afQ_{II}^{ms})	2	0,65	0,10–0,16	0,23–0,49	10	22	10

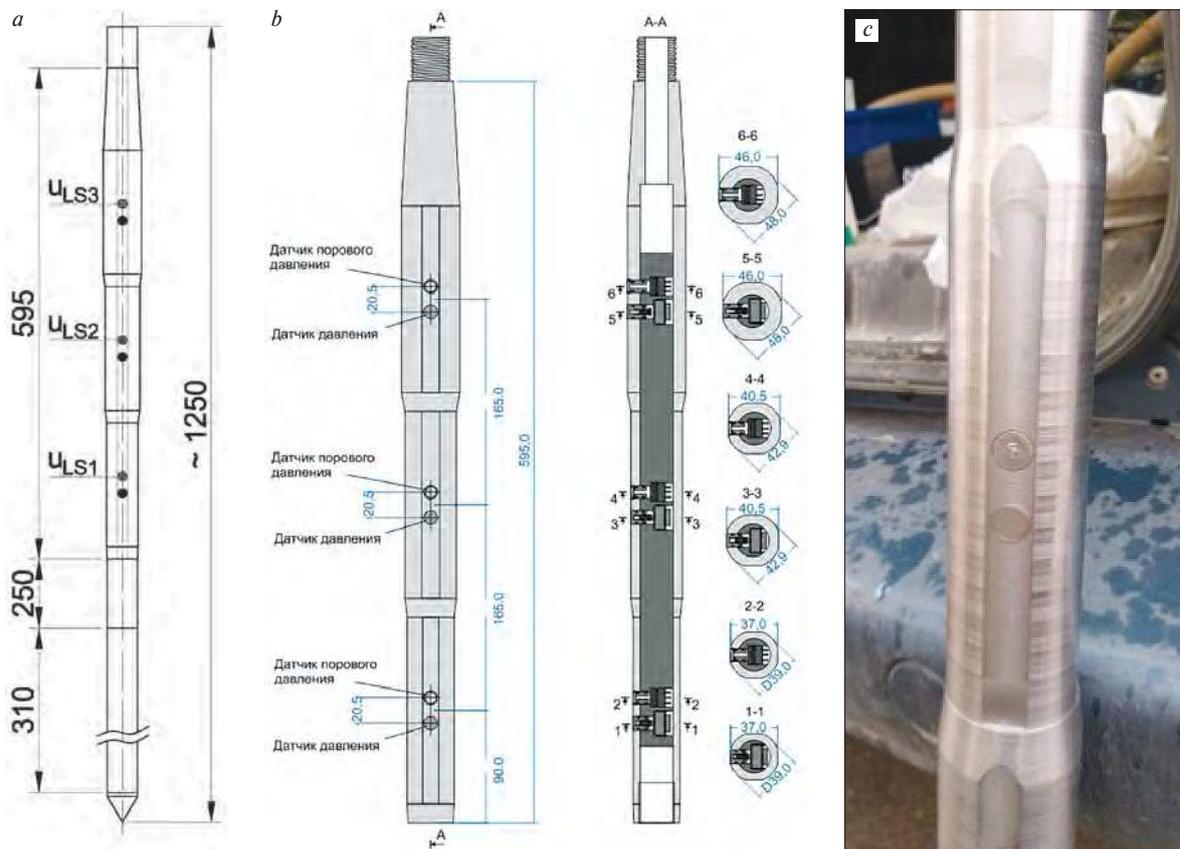


Рис. 1. 3LSU-CPTU зонд для статического зондирования грунтов: а – общая схема зонда; б – модуль бокового давления; с – средний участок модуля бокового давления с датчиками [21]
Fig. 1. 3LSU-CPTU probe for cone penetration testing of soils: а – the general scheme of the probe; б – the lateral stress module; с – the middle section of the lateral stress module with sensors [21]

где σ'_{vo} – природное эффективное вертикальное напряжение от собственного веса грунта.

Статическое зондирование выполнялось разработанным совместно НИИОСП им. Н.М. Герсеванова и компанией «УСМ-Инжиниринг» зондом 3LSU-CPTU [15, 20]. Наконечник зонда состоял из двух стыкуемых между собой модулей (рис. 1) – основного нижнего с конусом и муфтой трения, дополнительного верхнего с боковыми датчиками давления грунта и порового давления. Над модулями располагался блок с электроникой, выше – штанга.

Основной модуль имел стандартные размеры по ГОСТ 19912–2012 «Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием». Модуль бокового давления имел три пары датчиков, расположенных на цилиндрических участках диаметром 37; 41 и 45 мм, равноудаленных от конуса. Датчики располагались на плоских скосах вдоль боковой поверхности модуля.

Зондирование выполнялось рядом с инженерно-геологическими скважинами, для которых проводились лабораторные испытания образцов грунта и определялись параметры природного напряженного состояния. Погружение зонда осуществлялось со

стандартной скоростью $1,2 \pm 0,3$ м/мин, со стабилизацией зонда (релаксационно-ползучий режим по ГОСТ 19912–2012), частично короткой (10–15 мин), частично длительной (до суток и более).

В статье анализируются результаты измерения полного ($\sigma_{LS1}, \sigma_{LS2}, \sigma_{LS3}$), эффективного ($\sigma'_{LS1}, \sigma'_{LS2}, \sigma'_{LS3}$) и порового ($u_{LS1}, u_{LS2}, u_{LS3}$) давлений датчиками 1, 2, 3 на боковую поверхность зонда при его погружении. Обобщенные результаты измерений приведены в табл. 2.

Статистический корреляционно-регрессионный анализ сравнительных экспериментальных данных выполнялся с использованием программ MS Excel и IBM SPSS Statistics. Результаты лабораторных и полевых испытаний, а также параметры, рассчитываемые на их основе, составляли одну сравнительную группу данных. Было сформировано девятнадцать групп данных, объединенных в общую выборку.

Исследования выполнялись в несколько этапов.

Первый этап

Составлялся перечень параметров природного напряженного состояния глинистых грунтов, характеризующих напряженное состояние грунта в усло-

Таблица 2
Table 2

Полное, эффективное и поровое давление глинистых грунтов на боковую поверхность зонда
Full, effective and pore pressure of clay soils on the side surface of the probe

σ_{LS1} , кПа	σ_{LS2} , кПа	σ_{LS3} , кПа	σ'_{LS1} , кПа	σ'_{LS2} , кПа	σ'_{LS3} , кПа	u_{LS1} , кПа	u_{LS2} , кПа	u_{LS3} , кПа
254–1657	84–1879	67–2090	42–1576	88–1409	42–1706	-17 – +215	-20 – +670	-15 – +383

Таблица 3
Table 3

Параметры природного напряженного состояния глинистых грунтов
Parameters of the natural stress state of clay soils

σ'_c , кПа	OCR , д. е.	POP , кПа	K_o , д. е.	σ'_{ho} , МПа	σ_{ho} , МПа
140–2400	2,93–12,7	77–1938	0,93–2,23	0,06–0,72	0,06–1,04

виях природного залегания. В него были включены: коэффициент бокового давления грунта в покое K_o ; эффективное напряжение предварительного уплотнения σ'_c ; напряжение переуплотнения POP ; коэффициент переуплотнения грунта OCR ; природное полное σ_{ho} и эффективное σ'_{ho} горизонтальное напряжение в грунте (табл. 3).

Составлялся перечень факторов, для которых исследовалось их влияние на параметры природного напряженного состояния грунтов. Рассматривались параметры, измеряемые модулем бокового давления и рассчитанные на их основе:

– полные σ_{LS1} , σ_{LS2} , σ_{LS3} и эффективные $\sigma'_{LS1} = \sigma_{LS1} - u_{LS1}$, $\sigma'_{LS2} = \sigma_{LS2} - u_{LS2}$, $\sigma'_{LS3} = \sigma_{LS3} - u_{LS3}$ давления грунта на боковую поверхность модуля зонда;

– поровые давления на боковой поверхности модуля зонда u_{LS1} , u_{LS2} , u_{LS3} ;

– отношения полных давлений грунта на боковую поверхность модуля зонда $\sigma_{LS3}/\sigma_{LS1}$, $\sigma_{LS2}/\sigma_{LS1}$, $\sigma_{LS3}/\sigma_{LS2}$;

– отношения поровых давлений на боковой поверхности модуля зонда u_{LS3}/u_{LS1} , u_{LS2}/u_{LS1} ;

– коэффициенты относительного бокового давления грунта на поверхности модуля зонда (параметр предложен авторами статьи, отражает степень изменения бокового давления грунта с изменением диаметра зонда):

$$I_{D13} = \frac{\Delta\sigma_{LS13}}{\Delta\sigma_{LS1U}}; \quad I_{D12} = \frac{\Delta\sigma_{LS12}}{\Delta\sigma_{LS1U}}$$

где

$\Delta\sigma_{LS12} = \sigma_{LS2} - \sigma_{LS1}$, $\Delta\sigma_{LS13} = \sigma_{LS3} - \sigma_{LS1}$, $\Delta\sigma_{LS1U} = \sigma_{LS1} - u_0$; u_0 – природное поровое (гидростатическое) давление в грунте;

– нормализованные по u_0 и σ'_{vo} полные боковые давления грунта на поверхности модуля зонда:

$$K_{D1} = \frac{\Delta\sigma_{LS1U}}{\sigma'_{vo}}; \quad K_{D2} = \frac{\Delta\sigma_{LS2U}}{\sigma'_{vo}}$$

где $\Delta\sigma_{LS2U} = \sigma_{LS2} - u_0$, σ'_{vo} – природное эффективное вертикальное напряжение от собственного веса грунта;

– нормализованные по σ'_{vo} полные боковые давления грунта на поверхности модуля зонда:

$$K_{LS1} = \frac{\sigma_{LS1}}{\sigma'_{vo}}; \quad K_{LS2} = \frac{\sigma_{LS2}}{\sigma'_{vo}}; \quad K_{LS3} = \frac{\sigma_{LS3}}{\sigma'_{vo}}$$

где σ'_{vo} – природное полное вертикальное напряжение от собственного веса грунта;

– нормализованные по σ'_{vo} эффективные боковые давления грунта на поверхности модуля зонда:

$$K'_{LS1} = \frac{\sigma'_{LS1}}{\sigma'_{vo}}; \quad K'_{LS2} = \frac{\sigma'_{LS2}}{\sigma'_{vo}}; \quad K'_{LS3} = \frac{\sigma'_{LS3}}{\sigma'_{vo}}$$

– модули боковой деформации грунта при зондировании (параметр предложен авторами статьи, условный аналог модуля деформации грунта при прессиометрических испытаниях):

$$E_{D13} = R_1 \frac{\Delta\sigma_{LS13}}{\Delta R_{13}}; \quad E_{D12} = R_1 \frac{\Delta\sigma_{LS12}}{\Delta R_{12}}$$

где $\Delta R_{12} = R_2 - R_1$, $\Delta R_{13} = R_3 - R_1$; R_1, R_2, R_3 – радиусы модуля зонда на участках расположения датчиков 1, 2, 3.

Второй этап

Для общей выборки оценивалась теснота статистических связей выделенных факторов и параметров природного напряженного состояния глинистых грунтов с применением аппарата корреляционного анализа. В процессе расчетов определялся выборочный коэффициент корреляции ρ и его значимость. Линейная зависимость между фактором и зависимым параметром считалась статистически значимой, если выполнялось условие:

$$|T_{\text{набл}}| > t_{\alpha}(\alpha; k), \quad (3)$$

где t_{α} – критическая точка распределения Стьюдента, определяемая в зависимости от уровня значимости α (в настоящих исследованиях принималось $\alpha=0,05$ при двусторонней критической области) и числа степеней свободы $k=n-2$, где n – число точек выборки.

Таблица 4
Table 4

Сила связи факторов и откликов по шкале Чедока
The strength of the relationship between factors and responses on the Chedok scale

$R(\rho)$	0,1–0,3	0,3–0,5	0,5–0,7	0,7–0,9	0,9–0,99
Сила связи	Слабая (отсутствует)	Умеренная	Заметная	Высокая	Весьма высокая

Таблица 5
Table 5

Матрица коэффициентов корреляции / теоретических корреляционных отношений статистических связей между параметрами природного напряженного состояния глинистых грунтов и исследуемыми факторами
Matrix of correlation coefficients / theoretical correlation relations of statistical relationships between the parameters of the natural stress state of clay soils and the studied factors

Факторы	Параметры напряженного состояния грунта					
	σ'_c	OCR	POP	K_o	σ'_{ho}	σ_{ho}
σ_{LS1}	0,66/0,67 ^B	-0,39	0,48	-0,34	0,92	0,95
u_{LS1}	0,03	-0,47	-0,1	-0,47	0,29	0,35
σ'_{LS1}	0,68/0,69 ^D	-0,35	0,51	-0,3	0,93	0,95
σ_{LS2}	0,59/0,59 ^A	-0,45	0,4	-0,42	0,88	0,93
u_{LS2}	0,51	-0,44	0,32	-0,41	0,82	0,86
σ'_{LS2}	0,61/0,63 ^A	-0,45	0,43	-0,41	0,89	0,93
σ_{LS3}	0,61/0,61 ^C	-0,44	0,43	-0,39	0,89	0,94
u_{LS3}	0,57	-0,43	0,38	-0,39	0,86	0,9
σ'_{LS3}	0,62/0,62 ^C	-0,43	0,44	-0,39	0,89	0,93
$\sigma_{LS3} / \sigma_{LS1}$	0,25	-0,48	0,11	-0,45	0,51	0,56
u_{LS3} / u_{LS1}	0,51	-0,43	0,36	-0,38	0,75	0,8
$\sigma_{LS2} / \sigma_{LS1}$	0,17	-0,6/-0,61 ^C	0,01	-0,59/-0,59 ^B	0,49	0,56
u_{LS2} / u_{LS1}	0,51	-0,43	0,36	-0,38	0,75	0,8
$\sigma_{LS3} / \sigma_{LS2}$	0,01	0,14	0,04	0,16	-0,06	-0,09
I_{D13}	0,23	-0,51	0,09	-0,49	0,01	0,11
K_{D1}	-0,5	-0,04	-0,43	-0,1	-0,55	-0,53
E_{D13}	0,38	-0,48	0,21	-0,46	0,66	0,7
I_{D12}	-0,37	-0,16	-0,43	-0,2	-0,22	-0,18
K_{D2}	-0,23	-0,6/-0,68 ^A	-0,32	-0,64/-0,64 ^D	0,02	0,11
E_{D12}	0,19	-0,56/-0,65 ^C	0,03	-0,54	0,5	0,59
K'_{LS1}	-0,07	0,04	-0,04	-0,01	-0,11	-0,1
K'_{LS2}	-0,33	-0,54	-0,38	-0,58/-0,59 ^C	-0,14	-0,07
K'_{LS3}	-0,06	-0,48	-0,15	-0,5	0,14	0,2
K_{LS1}	-0,39	-0,43	-0,42	-0,49	-0,23	-0,16
K_{LS2}	-0,4	-0,48	-0,45	-0,54	-0,23	-0,16
K_{LS3}	-0,29	-0,35	-0,32	-0,39	-0,17	-0,12

Примечания:

Сила связи:

- связь статистически незначима при $\alpha = 0,05$ (двусторонняя);
- связь умеренная, $R(\rho) = 0,3–0,5$;
- связь заметная, $R(\rho) = 0,5–0,7$;
- связь высокая, $R(\rho) = 0,7–0,9$;
- связь весьма высокая, $R(\rho) = 0,9–0,99$.

Тип уравнения регрессии: *A* – экспоненциальное; *B* – логарифмическое; *C* – полиномиальное; *D* – степенное.

Теоретическое корреляционное отношение R рассчитывалось выборочно, для наиболее тесных корреляционных связей.

Перед чертой приведено значение коэффициента корреляции ρ , за чертой – теоретическое корреляционное отношение R для наиболее сильной нелинейной регрессионной зависимости.

Дополнительно выполнялась оценка наличия нелинейных значимых статистических связей путем построения и визуальной оценки диаграмм рассеивания между выбранными факторами и зависимыми параметрами, расчетов корреляционных отношений.

Третий этап

Для наиболее тесно статистически связанных между собой факторов и параметров выполнялся регрессионный анализ, подбирались линейные и нелинейные (экспоненциальная, логарифмическая, полиномиальная, степенная) аппроксимирующие зависимости, дающие наилучшие значения коэффициента корреляции ρ , теоретического корреляционного отношения R , коэффициента детерминации R^2 . Степень тесноты связи для ρ и R оценивалась по шкале Чедока (табл. 4). При этом учитывалось, что ρ и R связаны между собой следующим соотношением: $0 \leq \rho \leq R \leq 1$.

Четвертый этап

Выполнялась оценка точности определения параметров природного напряженного состояния глинистых грунтов, рассчитанных на основе полученных эмпирических зависимостей. Для этого сопоставлялись значения параметров напряженного состояния грунтов, полученные стандартным (общепринятым) методом и рассчитанные по данным статического зондирования.

Результаты и анализ экспериментальных исследований

В табл. 5 приведены результаты вычисления корреляционных статистик между исследуемыми пара-

метрами природного напряженного состояния глинистых грунтов и рассматриваемыми факторами.

На основе результатов корреляционного анализа можно отметить следующее.

1. Выявлено, что коэффициент корреляции ρ и соответствующее теоретическое корреляционное отношение R весьма близки: почти во всех случаях разница менее 5%. Это указывает на то, что сравнительные эмпирические данные примерно в равной степени могут аппроксимироваться уравнениями линейного и нелинейного типов.

2. Для эффективного напряжения предварительного уплотнения σ'_c (рис. 2) наибольшая степень статистической связи (заметная) выявлена с σ_{LS1} ($\rho/R=0,66/0,67^B$); σ'_{LS1} ($\rho/R=0,68/0,69^D$); σ_{LS2} ($\rho/R=0,59/0,59^A$); σ'_{LS2} ($\rho/R=0,61/0,63^A$); σ_{LS3} ($\rho/R=0,61/0,61^C$); σ'_{LS3} ($\rho/R=0,62/0,62^C$). Для указанных факторов она может быть описана линейной функцией. В остальных случаях теснота связи меньше, для факторов комбинированного типа в основном статистически незначима. Установлено, что с увеличением σ'_c значения полных и эффективных давлений грунта на боковую поверхность зонда (σ_{LS} и σ'_{LS}) также увеличиваются, причем с мало меняющейся интенсивностью – $\Delta\sigma'_c/\Delta\sigma_{LS}=0,540-0,762$ и $\Delta\sigma'_c/\Delta\sigma'_{LS}=0,663-0,834$, которая слабо зависит от диаметра зонда.

3. Для коэффициента переуплотнения грунта OCR (рис. 3) наибольшая степень связи (заметная) выявлена с факторами комбинированного типа $\sigma_{LS2}/\sigma_{LS1}$; I_{D13} ; K_{D2} ; E_{D12} ($\rho/R=-0,56/-0,61^C...-0,60/-0,68^A$). Для указанных связей с увеличением OCR значения факторов уменьшаются. Наиболее тесные статистические зависимости описываются линейными и нелинейны-

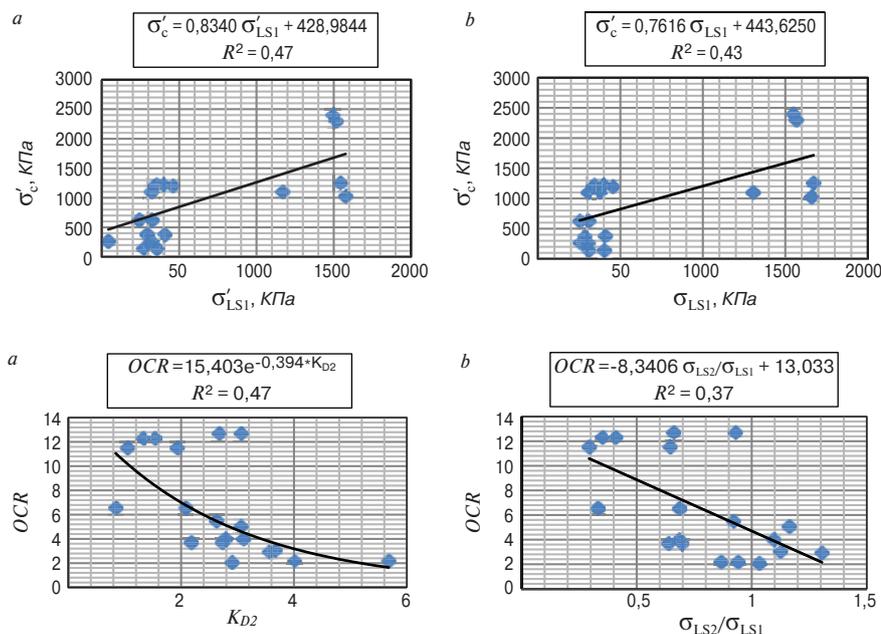


Рис. 2. Зависимость эффективного напряжения предварительного уплотнения σ'_c от эффективного σ'_{LS1} (a) и полного σ_{LS1} (b) давления грунта на боковую поверхность зонда

Fig. 2. Dependence of the effective pre-compaction stress σ'_c on the effective σ'_{LS1} (a) and the total σ_{LS1} (b) soil pressure on the side surface of the probe

Рис. 3. Зависимость коэффициента переуплотнения грунта OCR от нормализованного полного бокового давления K_{D2} (a) и отношения $\sigma_{LS2}/\sigma_{LS1}$ (b)

Fig. 3. Dependence of the soil overconsolidation ratio OCR on the normalized total lateral pressure K_{D2} (a) and the ratio $\sigma_{LS2}/\sigma_{LS1}$ (b)

ми функциями. С большей частью других факторов связь статистически незначима.

4. Связь напряжения переуплотнения POP с исследуемыми факторами, по сравнению с другими параметрами природного напряженного состояния грунта наименьшая. Статистически значимая связь выявлена только для σ_{LS1} ($\rho=0,48$).

5. Связь коэффициента бокового давления грунта в покое K_o с исследуемыми факторами несколько выше, чем для OCR (рис. 4). Наибольшая степень связи (заметная), как и для OCR , выявлена с факторами комбинированного типа – K_{D2} ($\rho/R=-0,64/-0,64^D$); $\sigma_{LS2}/\sigma_{LS1}$ ($\rho/R=-0,59/-0,59^B$) и K'_{LS2} ($\rho/R=-0,58/-0,59^C$). С увеличением последних значение K_o уменьшается. Для указанных факторов лучшая статическая зависимость может быть описана линейной функцией. В остальных случаях связь незначима или незначительна.

6. Наиболее сильная статистическая связь (весьма высокая) с исследуемыми факторами установлена для полного природного горизонтального напряжения в грунте σ_{ho} . Она выявлена для полных и эффективных боковых давлений грунта на боковую поверхность зонда – σ_{LS1} ; σ'_{LS1} ; σ_{LS2} ; σ'_{LS2} ; σ_{LS3} ; σ'_{LS3} ($\rho=0,91-0,95$). Связь может быть аппроксимирована линейными уравнениями вида $y=kx$ или

$y=kx+b$. Для σ_{LS1} их графики фактически накладываются и проходят через начало координат, для других боковых давлений линейные графики также достаточно близки между собой (рис. 5). Установлено, что с увеличением σ_{ho} значения полных и эффективных давлений грунта на боковую поверхность зонда увеличиваются с интенсивностью, меняющейся в сравнительно узком диапазоне – $\Delta\sigma_{ho}/\Delta\sigma_{LS}=0,416-0,556$ и $\Delta\sigma_{ho}/\Delta\sigma'_{LS}=0,506-0,659$.

Тесная корреляционная связь объясняется тем, что указанные выше факторы и σ_{ho} в целом отражают одно и то же явление – горизонтальное давление грунта в массиве, хотя и с некоторыми отличиями. Первое отличие – при зондировании система «зонд–грунт» взаимодействует в кинематическом режиме при сравнительно больших скоростях (2 см/с) деформаций грунта, в условиях природного залегания грунт находится в статическом состоянии. Второе отличие – сложное напряженно-деформированное состояние прилегающего к зонду грунта (грунт находится частично в упругом, частично в пластичном состоянии).

Чуть более слабая связь выявлена с результатами измерений датчиками порового давления и факторами, полученными на их основе. Исключение составляет u_{LS1} , для которого она статистически незначима. Вероятно, это объясняется тем, что по сравнению с

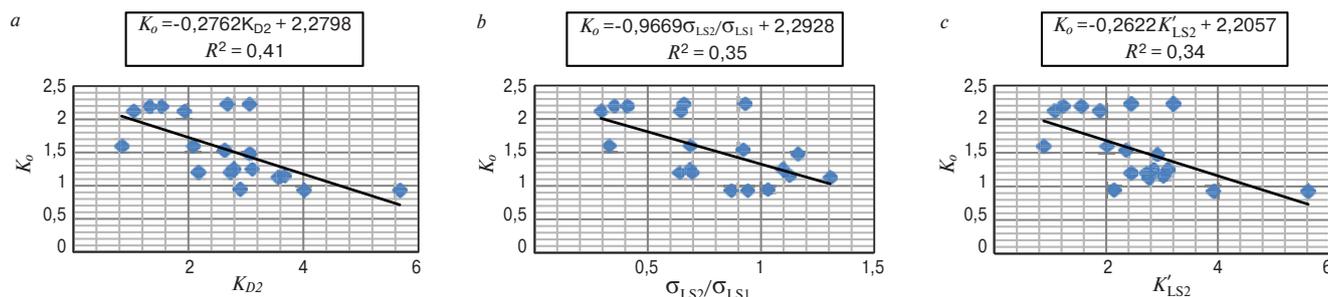


Рис. 4. Зависимость коэффициента бокового давления грунта в покое K_o от нормализованного полного бокового давления K_{D2} (a), отношения $\sigma_{LS2}/\sigma_{LS1}$ (b) и нормализованного эффективного бокового давления K'_{LS2} (c)

Fig. 4. Dependence of the coefficient of lateral soil pressure at rest K_o on the normalized total lateral pressure K_{D2} (a), the ratio $\sigma_{LS2}/\sigma_{LS1}$ (b) and the normalized effective lateral pressure K'_{LS2} (c)

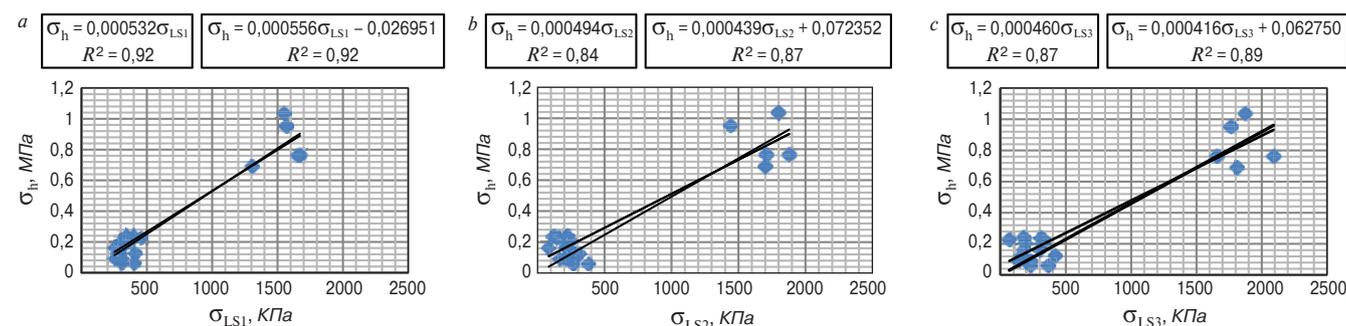


Рис. 5. Зависимость полного природного горизонтального напряжения в грунте σ_{ho} от полных боковых давлений грунта на боковую поверхность зонда σ_{LS1} (a); σ_{LS2} (b); σ_{LS3} (c)

Fig. 5. Dependence of the total natural horizontal stress in the soil σ_{ho} on the total lateral pressures of the soil on the side surface of the probe σ_{LS1} (a); σ_{LS2} (b); σ_{LS3} (c)

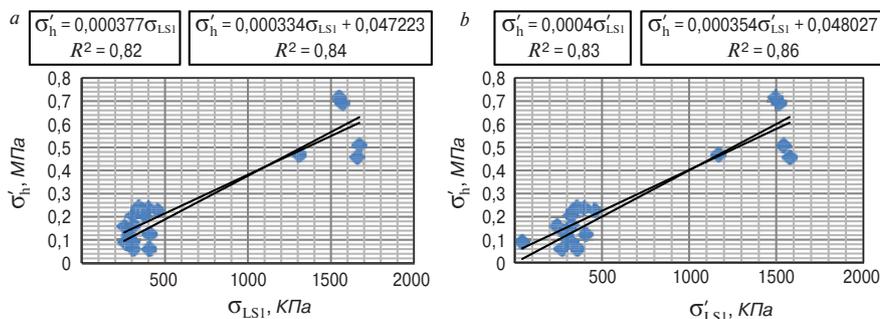


Рис. 6. Зависимость эффективного природного горизонтального напряжения в грунте σ'_{ho} от давлений грунта на боковую поверхность зонда σ_{LS1} (a) и σ'_{LS1} (b)

Fig. 6. Dependence of the effective natural horizontal stress in the soil σ'_{ho} on the soil pressure on the lateral surface of the probe σ_{LS1} (a) and σ'_{LS1} (b)

прилегающим к зонду грунтом изменение порового давления во времени обладает меньшей инерционностью: по мере прохождения муфты трения вдоль слоя грунта, до подхода к нему датчика u_{LS1} , поровое давление успевает существенно измениться, при этом дополнительных воздействий на u_{LS1} не возникает, так как конус с муфтой трения и участок u_{LS1} имеют примерно равный диаметр.

С другими факторами комбинированного типа связь значительно слабее, для большей части из них статистически несущественна.

7. Сила связи эффективного природного горизонтального напряжения в грунте σ'_{ho} с исследуемыми факторами в целом аналогична (рис. 6) и для полного напряжения σ_{ho} . Весьма высокая статистическая связь отмечена с σ'_{LS1} ($\rho=0,93$) и σ_{LS1} ($\rho=0,92$), несколько меньшая – с σ_{LS2} ; u_{LS2} ; σ'_{LS2} ; σ_{LS3} ; u_{LS3} ; σ'_{LS3} . Связь, как и для σ_{ho} , может быть аппроксимирована линейной функцией, при этом с увеличением σ_{ho} значения полных и эффективных давлений грунта на боковую поверхность зонда увеличиваются, а интенсивность увеличения слабо зависит от диаметра зонда. С факторами комбинированного типа связь заметно хуже, для большей части из них несущественна. Как и для природного полного бокового давления грунта σ_{ho} , связь с поровым давлением u_{LS1} статистически незначима.

Проверка применимости наиболее тесных корреляционных связей выполнялась путем анализа отношений расчетных (по уравнениям регрессии) параметров природного напряженного состояния грунта к эталонным значениям (рис. 7, табл. 6): σ'_{ce}/σ'_c ; OCR_e/OCR ; K_{oe}/K_o ; σ_{hoe}/σ_{ho} ; $\sigma'_{hoe}/\sigma'_{ho}$. Результаты проверки позволяют отметить следующее.

Наиболее точно из всех исследуемых параметров природного напряженного состояния грунтов определяется коэффициент бокового давления грунта в покое K_o . Для этой цели, примерно с равной степенью надежности и необходимой для практических геотехнических расчетов точностью, можно использовать параметры зондирования K_{D2} ; K'_{LS2} ; $\sigma_{LS2}/\sigma_{LS1}$. Они дают лучшие статистические оценки: K_{oe}/K_o – значения центральных мер распределения наиболее близки к единице: $\bar{B}=1,05-1,07$; $Me=0,99-1,06$;

коэффициент вариации наименьший: $V_\sigma=0,23-0,26$. Полученные уравнения регрессии могут использоваться в геотехнических изысканиях и расчетах.

Менее точно определяются природные полные и эффективные горизонтальные напряжения в грунте σ_{ho} , σ'_{ho} и коэффициент переуплотнения грунта OCR .

Для σ_{ho} , σ'_{ho} лучшие статистические оценки получены при использовании давлений грунта на боковую поверхность зонда σ_{LS1} ; σ'_{LS1} ; σ_{LS2} . Центральные статистики отношений σ_{hoe}/σ_{ho} и $\sigma'_{hoe}/\sigma'_{ho}$ показывают небольшие отклонения от единицы: для \bar{B} завышение на 16–23%, для Me занижение на 1–8%. Коэффициент вариации повышенный: $V_\sigma=0,5-0,6$.

Для OCR наиболее хорошие статистики дает K_{D2} . Центральные меры распределения близки к единице: $\bar{B}=1,11$; $Me=1,04$. Коэффициент вариации повышенный: $V_\sigma=0,45$. Несколько худшие статистики у $\sigma_{LS2}/\sigma_{LS1}$ – $\bar{B}=1,29$; $Me=0,98$; $V_\sigma=0,53$.

Наименее точно (не рекомендуется для практического использования) определяется эффективное напряжение предварительного уплотнения грунта σ'_c . Центральные меры распределения отношения σ'_{ce}/σ'_c показывают значительные завышения расчетных значений для \bar{B} (на 56–60%) и меньшие для Me (на 9–12%). Коэффициент вариации имеет большие значения: $V_\sigma=0,85-0,86$.

С целью повышения точности определения OCR и σ'_{ho} была исследована возможность их оценки на основе уравнений регрессии, полученных для K_o (табл. 6).

Формулу (1) можно преобразовать к виду $OCR=[K_o/(1-\sin\varphi)]^{\frac{1}{2}}$. Подставляя в нее из табл. 6 уравнения регрессии $K_o(K_{D2})$; $K_o(K'_{LS2})$; $K_o(\sigma_{LS2}/\sigma_{LS1})$, можно получить полуэмпирические зависимости вида $OCR(K_{D2}, \varphi)$, $OCR(K'_{LS2}, \varphi)$, $OCR(\sigma_{LS2}/\sigma_{LS1}, \varphi)$, приведенные в табл. 7. Подстановка этих же уравнений регрессии для оценки K_o в выражение $\sigma'_{ho}=K_o \cdot \sigma'_{vo}$ дает возможность получить полуэмпирические зависимости вида $\sigma'_{ho}(K_{D2}, \sigma'_{vo})$; $\sigma'_{ho}(K'_{LS2}, \sigma'_{vo})$; $\sigma'_{ho}(\sigma_{LS2}/\sigma_{LS1}, \sigma'_{vo})$, которые также приведены в табл. 6.

Полученные полуэмпирические зависимости были подвергнуты статистической проверке на их применимость (табл. 7). Для новых зависимостей рассчитывались отношения OCR_e/OCR и $\sigma'_{hoe}/\sigma'_{ho}$ и сравнивались с предыдущими статистиками (табл. 6).

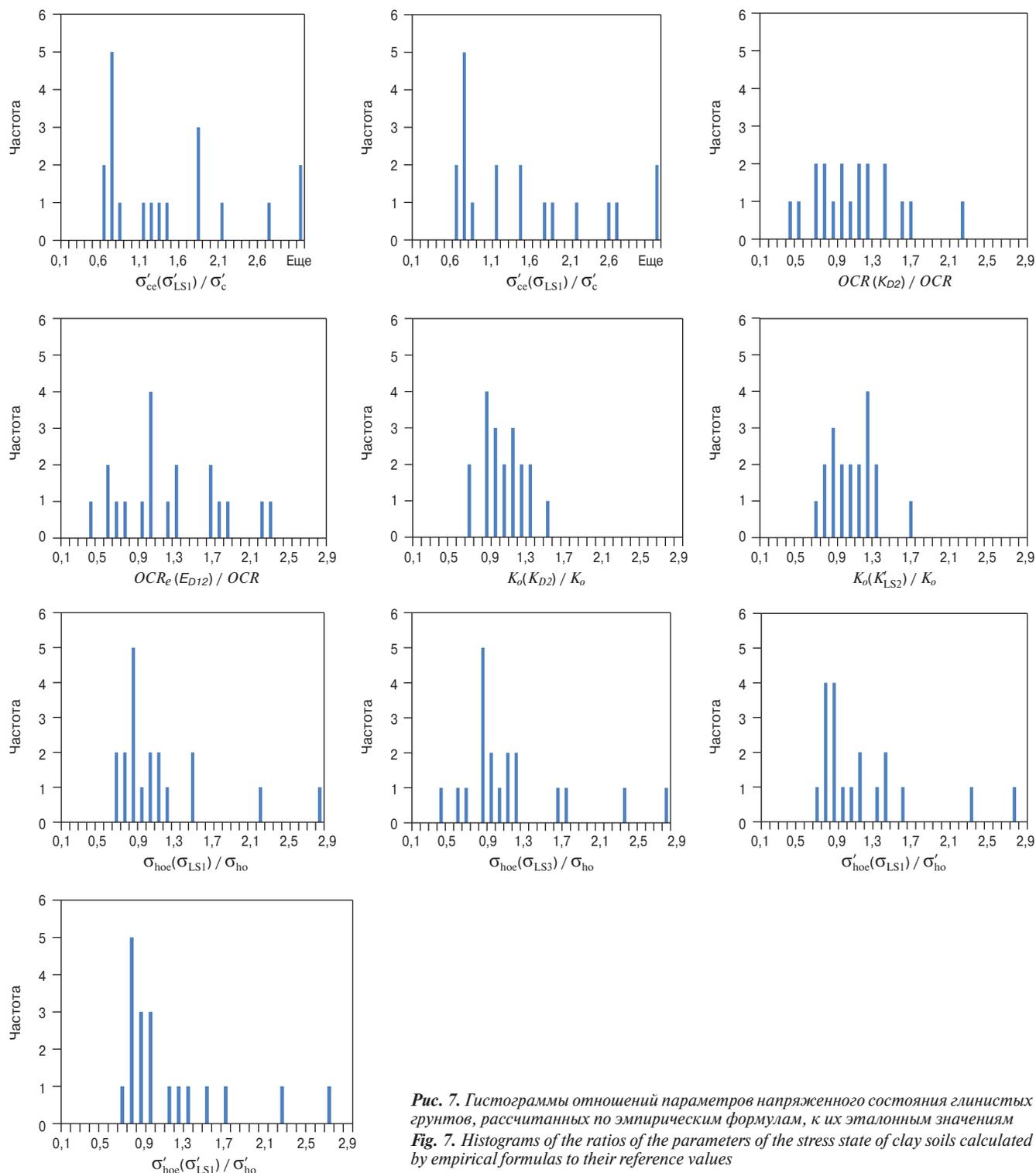


Рис. 7. Гистограммы отношений параметров напряженного состояния глинистых грунтов, рассчитанных по эмпирическим формулам, к их эталонным значениям
Fig. 7. Histograms of the ratios of the parameters of the stress state of clay soils calculated by empirical formulas to their reference values

Результаты сравнительного анализа показали, что наиболее точно определить коэффициент переплотнения грунта OCR и эффективное горизонтальное напряжение в грунте σ'_{ho} позволяют полуэмпирические зависимости $OCR(\sigma_{LS2}/\sigma_{LS1}, \varphi)$ и $\sigma'_{ho}(K_{D2}, \sigma'_{vo})$. Они дают лучшие статистические оценки отношений OCR_e/OCR и $\sigma'_{hoe}/\sigma'_{ho}$. Значения центральных мер распределения наиболее близки к единице: $\bar{B} = 1,12$

и 1,05; $Me = 0,88$ и 1,07; коэффициент вариации наименьший: $V_\sigma = 0,21$ и 0,23. Данные эмпирические зависимости могут применяться в геотехнических изысканиях и расчетах.

При статическом зондировании 3LSU-CPTU зондом, выполняемом в рамках инженерно-геологических изысканий для проектирования зданий и сооружений, параметры природного напряженного со-

Таблица 6
Table 6

Статистики отношений эмпирических значений параметров напряженного состояния глинистых грунтов (рассчитанных по уравнениям регрессии) к их эталонным значениям
Statistics of the relations of the empirical values of the parameters of the stress state of clay soils (calculated using regression equations) to their reference values

Отношение	Уравнение регрессии	Статистики					
		\bar{B}	Me	σ	min	max	V_{σ}
σ'_{ce}/σ'_c	$\sigma'_{ce} = 0,8340\sigma'_{LS1} + 428,9844$	1,56	1,12	1,32	0,59	5,17	0,85
	$\sigma'_{ce} = 0,7616\sigma_{LS1} + 443,6250$	1,6	1,09	1,39	0,57	5,36	0,86
OCR_e/OCR	$OCR_e = 15,403e^{-0,394 \cdot K_{D2}}$	1,11	1,04	0,5	0,36	2,38	0,45
	$OCR_e = -8,3406(\sigma_{LS2}/\sigma_{LS1}) + 13,033$	1,29	0,98	0,68	0,42	2,64	0,53
K_{oe}/K_o	$K_{oe} = -0,2762K_{D2} + 2,2798$	1,05	1,06	0,24	0,63	1,54	0,23
	$K_{oe} = -0,2622K'_{LS2} + 2,2057$	1,06	1,05	0,27	0,61	1,74	0,26
	$K_{oe} = -0,9669(\sigma_{LS2}/\sigma_{LS1}) + 2,2928$	1,07	0,99	0,28	0,63	1,57	0,26
σ_{hoe}/σ_{ho}	$\sigma_{hoe} = 0,000556\sigma_{LS1} - 0,0269$	1,18	0,99	0,63	0,67	3,18	0,54
	$\sigma_{hoe} = 0,000439\sigma_{LS2} + 0,0723$	1,23	0,98	0,74	0,4	3,48	0,6
$\sigma'_{hoe}/\sigma'_{ho}$	$\sigma'_{hoe} = 0,000334\sigma_{LS1} + 0,0472$	1,18	0,92	0,61	0,67	2,94	0,51
	$\sigma'_{hoe} = 0,000354\sigma'_{LS1} + 0,0480$	1,16	0,92	0,58	0,69	2,81	0,5

Примечание. \bar{B} – среднеарифметическое значение; Me – медиана; σ – стандарт отклонения; min – минимальное значение; max – максимальное значение, V_{σ} – коэффициент вариации.

Таблица 7
Table 7

Статистики отношений полуэмпирических значений параметров напряженного состояния глинистых грунтов (рассчитанных по откорректированным уравнениям регрессии) к их эталонным значениям
Statistics of the relations of the semi-empirical values of the parameters of the stress state of clay soils (calculated from the corrected regression equations) to their reference values

Отношение	Уравнение регрессии	Статистики					
		\bar{B}	Me	σ	min	max	V_{σ}
OCR_e/OCR	$OCR_e = \left(\frac{-0,2762K_{D2} + 2,2798}{1 - \sin \varphi} \right)^2$	1,09	1,03	0,52	0,37	2,44	0,47
	$OCR_e = \left(\frac{-0,2622K'_{LS2} + 2,2057}{1 - \sin \varphi} \right)^2$	1,12	1,06	0,62	0,34	3,02	0,55
	$OCR_e = \left(\frac{-0,9669 \frac{\sigma_{LS2}}{\sigma_{LS1}} + 2,2928}{1 - \sin \varphi} \right)^2$	1,12	0,88	0,57	0,35	2,22	0,21
$\sigma'_{hoe}/\sigma'_{ho}$	$\sigma'_{hoe} = (-0,2762K_{D2} + 2,2798)\sigma'_{vo}$	1,05	1,07	0,25	0,64	1,56	0,23
	$\sigma'_{hoe} = (-0,2622K'_{LS2} + 2,2057)\sigma'_{vo}$	1,06	1,05	0,27	0,61	1,74	0,26
	$\sigma'_{hoe} = \left(-0,9669 \frac{\sigma_{LS2}}{\sigma_{LS1}} + 2,2928 \right) \sigma'_{vo}$	1,07	0,99	0,28	0,63	1,57	0,26

стояния глинистых (прежде всего переуплотненных) грунтов рекомендуется оценивать по следующим зависимостям:

$$K_o = -0,2762K_{D2} + 2,2798; \quad (3)$$

$$OCR = \left[(-0,9669 \frac{\sigma_{LS2}}{\sigma_{LS1}} + 2,2928) / (1 - \sin \varphi) \right]^2; \quad (4)$$

$$\sigma'_{ho} = (-0,2762K_{D2} + 2,2798)\sigma'_{vo}, \quad (5)$$

где $K_{D2} = (\sigma_{LS2} - u_0) / \sigma'_{vo}$ – нормализованное по u_0 и σ'_{vo} полное боковое давление грунта на поверхности второго участка модуля зонда; σ_{LS1} и σ_{LS2} – полные давления грунта на боковую поверхность первого и второго участков модуля зонда; σ'_{vo} – природное эффективное вертикальное напряжение от собственного веса грунта; φ – угол внутреннего трения грунта.

Зависимости (3)–(5) имеют общие особенности.

Во-первых, они справедливы только в случае, если коэффициент бокового давления переуплотненного грунта в покое K_o определяется по формуле G.G. Meyerhof [19], нормально уплотненного K_o^{nc} – по формуле J. Jaky [20], см. формулу (1).

В случае, если значение коэффициента переуплотнения грунта OCR имеет ограничение по максимальной величине при его использовании для расчета коэффициента K_o по (1), формулы (3)–(5) без корректировки применяться не могут.

Во-вторых, расчеты по формулам требуют знания давления грунта на боковой поверхности как первого, так и второго участков модуля (σ_{LS1} и σ_{LS2}), т. е. модуль бокового давления должен включать как минимум два первых участка $\varnothing 37$ мм и $\varnothing 41$ мм.

В-третьих, все зависимости содержат не прямые измерения давлений σ_{LS1} и σ_{LS2} , а их нормированные (комбинированные) значения K_{D2} , $\sigma_{LS2}/\sigma_{LS1}$.

Выводы

1. Параметры природного напряженного состояния глинистых грунтов можно определять по данным статического зондирования зондом, дополнительно оснащенным модулем бокового давления.

2. В результате выполненных многофакторных сравнительных экспериментальных исследований глинистых грунтов статическим зондированием специально разработанным 3LSU-CPTU зондом и традиционными (эталонными) методами определения природного напряженного состояния глинистых грунтов установлены тесные эмпирические и полуэмпирические зависимости для оценки K_o , OCR и σ'_{ho} .

3. Анализ статистических связей (в качестве факторов рассматривалось 26 прямых и комбинированных типов параметров зондирования) и проверка их применимости показали, что коэффициент бокового давления грунта в покое K_o определяется с наибольшей точностью на основе использования нормализованного по u_0 и σ'_{vo} полного бокового давления грунта на поверхности модуля зонда K_{D2} ; коэффициент переуплотнения грунта OCR – совместного использования отношения $\sigma_{LS2}/\sigma_{LS1}$ и угла внутреннего трения грунта φ ; эффективное горизонтальное напряжение в грунте σ'_{ho} – совместного использования параметра K_{D2} и эффективного вертикального напряжения от собственного веса грунта σ'_{vo} .

4. Данные эмпирические зависимости могут использоваться в геотехнических изысканиях и расчетах, выполняемых при проектировании зданий и сооружений, в том числе с использованием геотехнических программных комплексов, реализующих численные методы (PLAXIS, MIDAS GTS, Z-Soil и др.).

5. В качестве контроля (при необходимости корректировки) определяемых по зондированию пара-

метров природного напряженного состояния грунтов в процессе изысканий на ключевых участках следует сравнивать полученные по зондированию значения с эталонными.

6. Необходимо накапливать сравнительные данные и на их основе уточнять разработанные методики.

Список литературы / References

1. Болдырев Г.Г. Руководство по интерпретации данных испытаний методами статического и динамического зондирования для геотехнического проектирования. М.: ООО «Прондо», 2017. 476 с.
1. Boldyrev G.G. Rukovodstvo po interpretacii dannyh ispytaniy metodami staticheskogo i dinamicheskogo zondirovaniya dlja geotehnicheskogo proektirovaniya [Guide to the interpretation of test data by static and dynamic sensing methods for geotechnical design]. Moscow: Prondo. 2017. 476 p.
2. Рыжков И.Б., Исаев О.Н. Статическое зондирование грунтов. М.: АСВ, 2010. 496 с.
2. Ryzhkov I.B., Isaev O.N. Statcheskoe zondirovanie gruntov [Cone penetration testing of soils]. Moscow: ASV. 2010. 496 p.
3. Ryzhkov I.B., Isaev O.N. Cone penetration testing of soils in geotechnics. Stockholm, Sweden: Bokforlaget Efron & Dotter AB, 2016. 385 p.
4. Lunne T., Robertson P.K., Powell J.J.M. Cone penetration testing in geotechnical practice. London and New York: Spon Press. 2004. 312 p.
5. Bayne J.M., Tjelta T.I., Advanced cone penetrometer development for in-situ testing at Gulfaks C. *Proceedings Offshore Technology Conference*, Houston, USA, 1987. Paper No. 5420, pp. 531–540.
6. Campanella R.G., Sully J.P., Greig J.W., Jolly G. Research and development of a lateral stress piezocone. *Transportation Research Record*. 1990, No. 1278, pp. 215–224, URL: <http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1990/1278/1278-026.pdf>
7. Howie J.A., Campanella R.G., Rivera Cruz I. Evaluation of the UBC lateral stress module. *Proceedings of the 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing*, Las Vegas, USA. 2014, pp. 497–505.
8. Huntsman S.R. Determination of in-situ lateral pressure of cohesionless soils by static cone penetrometer. Ph.D. Thesis, University of California at Berkeley, USA. 1985.
9. Huntsman S.R., Mitchell J.K., Klejbuk L.W.Jr., Shinde S.B. Lateral stress measurement during cone penetration. *Proceedings of the Conference of Use of In-Situ Tests in Geotechnical Engineering*, Blacksburg, VA, USA. 1986, pp. 617–634.
10. Masood T. Determination of lateral earth pressure in soils by in-situ measurement. Ph.D. Thesis, University of California at Berkeley, USA. 1990.

11. Sully J.P., Campanella R.G. Measurement of lateral stress in cohesive soils by full-displacement in-situ test methods. *Transportation Research Record*. 1990, 1278, pp. 164–171. URL: <http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1990/1278/1278-021.pdf>
12. Sully J.P., Campanella R.G. Effect of lateral stress on CPT penetration pore pressures. *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE. 1991. No. 117 (7), pp. 1082–1088.
13. Takesue K., Isano T. Development and application of a lateral stress cone. *Proceedings of the International Conference on In-situ Measurement of Soils Properties and Case Histories*. Bali, India. 2001, pp. 623–629.
14. Tseng Dar-Jen. Prediction of cone penetration resistance and its application to liquefaction assessment. Ph. D. Thesis, University of California at Berkeley, USA. 1989.
15. Vlasblom A. The electrical penetrometer; a historical account of its development. LGM. Mededelingen, Part XXII. 1985.
16. Исаев О.Н., Шарафутдинов Р.Ф., Закатов Д.С. Длительные диссипационные испытания грунта 3LSU-CPTU зондом // *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2020. № 3 (26). С. 50–62.
16. Isaev O.N., Sharafutdinov R.F., Zakatov D.S. Long-term dissipation tests of soil with a 3LSU-CPTU probe. *Vestnik NITs «Stroitel'stvo»*. 2020. No. 3 (26), pp. 50–62.
17. Casagrande A. The determination of the preconsolidation load and its practical significance. *Proc. First Intern. Conf. on Soil Mech. & Found. Eng.* Cambridge. 1936, pp. 60–64.
18. Becker D.B., Crooks J.H.A., Been K. & Jefferis M.G. Work as criterion for determining in-situ & yield stresses clays. *Can Geotech. J.*, 1987. No. 24, pp. 549–594.
19. Meyerhof G.G., Bearing capacity and settlement of pile foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE. 1976. Vol. 102. GT3, pp. 197–228.
20. Jaky J. Anyugalmi nyomás tenyezője (The coefficient of earth pressure at rest). *Magyar Mernok es Epitesz Egylet Kozlonye (Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers)*. 1944, October, pp. 355–358.
21. Исаев О.Н., Шарафутдинов Р.Ф., Закатов Д.С., Байков А.Ю., Павлов С.В. Зонд для статического зондирования грунтов с модулем бокового давления (3LSU-CPTU) // *Геотехника*. 2020. № 1. С. 60–72.
21. Isaev O.N., Sharafutdinov R.F., Zakatov D.S., Baukov A.Yu., Pavlov S.V. Probe for cone penetration testing of soils with a lateral pressure module (3LSU-CPTU). *Geotechnika*. 2020. No. 1, pp. 60–72. (In Russian).

Требования к статьям, направляемым для публикации в журнал «Жилищное строительство»

Уважаемые авторы!

Приступая к оформлению статьи для журнала «Жилищное строительство» внимательно ознакомьтесь с правилами и рекомендациями, размещенными на сайте:

www.journal-hc.ru/index.php/ru/avtoram

Статьи, направляемые для опубликования, должны оформляться в соответствии с техническими требованиями издания:

- текст статьи должен быть набран в редакторе Microsoft Word и сохранен в формате *.doc или *.rtf;
- графический материал (графики, схемы, чертежи, диаграммы, логотипы и т. п.) должен быть выполнен в графических редакторах: CorelDraw, Adobe Illustrator и сохранен в форматах *.cdr, *.ai, *.eps соответственно. Сканирование графического материала и импорт его в перечисленные выше редакторы недопустимо;
- иллюстративный материал (фотографии, коллажи и т. п.) необходимо сохранять в формате *.tif, *.psd, *.jpg (качество «8 – максимальное») или *.eps с разрешением не менее 300 dpi, размером не менее 115 мм по ширине, цветовая модель CMYK или Grayscale.

Материал, передаваемый в редакцию в электронном виде, должен сопровождаться:

- рекомендательным письмом руководителя предприятия (института);
- лицензионным договором о передаче права на публикацию;
- распечаткой, лично подписанной ВСЕМИ авторами;
- рефератом объемом не менее 100 слов на русском и английском языках;
- подтверждением, что статья предназначена для публикации в журнале «Жилищное строительство», ранее нигде не публиковалась и в настоящее время не передана в другие издания;
- сведениями об авторах с указанием полностью фамилии, имени, отчества, ученой степени, должности, контактных телефонов, почтового и электронного адресов (заполненная информационная карта).

Особое внимание библиографическим спискам!

НЕ РЕКОМЕНДУЕТСЯ:

1. Включать ссылки на федеральные законы, подзаконные акты, ГОСТы, СНиПы и др. нормативную литературу. Упоминание нормативных документов, на которые опирается автор в испытаниях, расчетах или аргументации, лучше делать непосредственно по тексту статьи.
2. Ссылаться на учебные и учебно-методические пособия; статьи в материалах конференций и сборниках трудов, которым не присвоен ISBN и которые не попадают в ведущие библиотеки страны и не индексируются в соответствующих базах.
3. Ссылаться на диссертации и авторефераты диссертаций.
4. Самоцитирование, т. е. ссылки только на собственные публикации автора. Такая практика не только нарушает этические нормы, но и приводит к снижению количественных публикационных показателей автора.

ОБЯЗАТЕЛЬНО следует:

1. Ссылаться на статьи, опубликованные за последние 2–5 лет в ведущих научно-технических и научных изданиях, на которые опирается автор в построении аргументации или постановке задачи исследования.
 2. Ссылаться на монографии, опубликованные за последние 5 лет. Более давние источники также негативно влияют на показатели публикационной активности автора.
- Несомненно, что возможны ссылки и на классические работы, однако не следует забывать, что наука всегда развивается поступательно вперед и незнание авторами последних достижений в области исследований может привести к дублированию результатов, ошибкам в постановке задачи исследования и интерпретации данных.

Организатор конференции



INTERNATIONAL
ASSOCIATION OF
FOUNDATION
CONTRACTORS

МЕЖДУНАРОДНАЯ
АССОЦИАЦИЯ
ФУНДАМЕНТОСТРОИТЕЛЕЙ

23-25
НОЯБРЯ 2021

Официальная поддержка



НИЦ строительство
научно-исследовательский центр



НИИОСП
ИМ. Н.М. ГЕРСЕВАНОВА

МЕРОПРИЯТИЕ ПРИУРОЧЕНО К 120-ЛЕТИЮ
СО ДНЯ РОЖДЕНИЯ Н. А. ЦЫТОВИЧА
И 110-ЛЕТИЮ СО ДНЯ РОЖДЕНИЯ С. С. ВЯЛОВА

IV МЕЖДУНАРОДНАЯ
НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКАЯ
КОНФЕРЕНЦИЯ

«СОВРЕМЕННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ
ИНЖЕНЕРНЫХ ИЗЫСКАНИЙ,
ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА
НА МНОГОЛЕТНЕМЕРЗЛЫХ
ГРУНТАХ»

МЕСТО ПРОВЕДЕНИЯ:
МОСКВА, ХОЛИДЕЙ ИНН СУЩЕВСКИЙ
УЛ. СУЩЕВСКИЙ ВАЛ, 74

Генеральный спонсор
конференции



Спонсоры конференции



Генеральные информационные партнеры



www.fc-union.com, info@fc-union.com
+7 (495) 66-55-014, +7 925 57-57-810



NEW GROUND

С нами строить легко!



✓ **ПРОЕКТИРОВАНИЕ И СТРОИТЕЛЬСТВО**
подземных частей технически сложных
и уникальных объектов:

подземные автостоянки;
транспортные развязки;
гидротехнические сооружения

✓ **ОГРАЖДЕНИЕ КОТЛОВАНОВ**

✓ **ЗАКРЕПЛЕНИЕ ГРУНТОВ**

✓ **УСИЛЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ**

✓ **ВЫПОЛНЕНИЕ РАБОТ**
на памятниках истории и архитектуры



АО «НЬЮ ГРАУНД»

г. Пермь, ул. Кронштадтская, 35
тел/факс: (342) 236-90-70

info@new-ground.ru

ИЖЕВСК : : : : : (3412) 56-62-11
КРАСНОДАР : : : : : (861) 240-90-82
КРАСНОЯРСК : : : : : (391) 208-17-15
КАЗАНЬ : : : : : (843) 296-66-61
РОСТОВ-НА-ДОНУ : : : : : (863) 311-36-36
МОСКВА : : : : : (495) 643-78-54
САНКТ-ПЕТЕРБУРГ : (812) 923-48-15
ТЮМЕНЬ : : : : : (3452) 74-49-75
УФА : : : : : (917) 378-07-48
ЧЕЛЯБИНСК : : : : : (351) 223-24-53