



ISSN 0044-4472

9'2018

ЖИЛИЩНОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

60 лет с отраслью

научно-технический и производственный журнал

www.rifsm.ru

издается с 1958 г.



ИНЖ
ПРОЕКТ
СТРОЙ

MALININ GROUP

СОВРЕМЕННЫЕ ГЕОТЕХНОЛОГИИ

(499) 372 51 64

(342) 204 01 15

www.jet-grouting.info

ПЛАСТИКОВЫЕ ЛИСТЫ ДЛЯ ТЕРМОФОРМОВАНИЯ

Высочайшее качество,
большой ассортимент

WWW.GEBAU.RU

GEBAU
KUNSTSTOFF



Полимерные опоры
магистральных
трубопроводов



Геомембраны



Шпунт
поливинилхлоридный

ПРОИЗВОДСТВО:

Московская обл., г. Электросталь,
Промышленный проезд д. 11. корп. 6, стр. 1
info@gebau.ru

Телефоны:

+7 495 702 94 83
+7 496 579 28 00
+7 496 579 28 01

ПРИГЛАШАЕМ К СОТРУДНИЧЕСТВУ.

Индивидуальные разработки
по Вашим запросам.

Учредитель журнала
АО «ЦНИИЭП жилища»

Ежемесячный научно-технический
и производственный журнал

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)

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

СУББОТИН О.С.,
д-р архитектуры (Краснодар)
ТЕР-МАТИРОСЯН А.З.,
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

60 лет отрасли

Издается с 1958 г.

9'2018

Подземное строительство

А.Г. МАЛИНИН

Исследование физико-механических свойств грунтов бурением
разведочной скважины без отбора керна 3

А.Г. АЛЕКСЕЕВ, Д.В. БАЛАШОВ, С.В. МОДЕНОВ, Е.С. МИХАЛДЫКИН, В.Я. ШИШКИН
Применение полимерных материалов в качестве фундаментов нефтегазопроводов 7

О.А. МАКОВЕЦКИЙ, С.С. ЗУЕВ
Опыт проведения полевых испытаний барреты большой длины
в условиях плотной городской застройки. 13

И.И. ПОДШИВАЛОВ, А.А. ФИЛИППОВИЧ, Р.В. ШАЛГИНОВ
Моделирование жилого здания на свайном основании при его надстройке 19

И.Я. ХАРЧЕНКО, А.И. ПАНЧЕНКО, В.А. АЛЕКСЕЕВ, А.И. ХАРЧЕНКО
Ликвидация водопроявлений при строительстве и эксплуатации
тоннельных и притоннельных сооружений 24

А.Г. ШАШКИН, В.Н. ЗЕНЦОВ, В.М. УЛИЦКИЙ
Развитие подземного пространства мегаполиса 30

Н.С. СОКОЛОВ
Исследование и разработка принципиальной схемы генератора импульсных токов 37

В.А. КОВАЛЕВ, А.С. КОВАЛЕВ
Устройство забивной сваи в пробитой скважине с уширенным основанием 42

Материалы и конструкции

А.Д. ЖУКОВ, К.А. ТЕР-ЗАКАРЯН, С.Д. КОЗЛОВ, А.Ю. ЖУКОВ
Бесшовная изоляция в системах плавающего пола 48

Комплексное теплотехническое обследование как инструмент повышения
теплозащиты строящихся зданий (Информация) 52

М.К. ИЩУК
Вертикальные температурные швы в стенах с лицевым слоем
из каменной кладки 54

Сейсмостойкое строительство

А.В. МАСЛЯЕВ
Строительная система России не защищает жизнь и здоровье людей
в населенных пунктах при землетрясении 60

Founder of the journal

AO «TSNIEP zhilishcha»

Monthly scientific-technical
and industrial journalThe 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)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)SUBBOTIN O.,
Doctor of Architecture (Krasnodar)TER-MARTIROSIAN A.,
Doctor of sciences (Engineering)
(Moscow)**The authors**of published materials are responsible
for the accuracy of the submitted infor-
mation, 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 discussion, not
sharing the point of view of the author.**Reprinting**and reproduction of articles, promo-
tional and illustrative materials are
possible only with the written permis-
sion of the editor-in-chief.The Editorial Staff is not responsible
for the content of advertisements and
announcements.

ZHILISHCHNOE STROITEL'STVO

Published since 1958

9'2018**Underground construction**

A.G. MALININ

Study of Physical-Mechanical Properties of Soil with Drilling of Trial Hole
without Core Sampling. 3

A.G. ALEKSEEV, D.V. BALASHOV, S.V. MODENOV, E.S. MIKHALDYKIN, V.Ya. SHISHKIN

The use of Polymer Materials as Foundations of Oil and Gas Pipelines 7

O.A. MAKOVETSKY, S.S. ZUEV

Experience in Conducting Field Tests of a Barrette of Long Length
under Conditions of Dense Urban Development 13

I.I. PODSHIVALOV, A.A. FILIPPOVICH, R.V. SHALGINOV

Stress-Strain State Simulation of an Apartment House on Pile Foundation
when Constructing Additional Floors 19

I.Ya. HARCENKO, A.I. PANCHENKO, V.A. ALEKSEEV, A.I. HARCENKO

Elimination of Water Manifestations when Constructing and Operating Tunnel
and Near the Tunnel Structures 24

A.G. SHISHKIN, V.N. ZENTSOV, V.M. ULITSKY

Development of Underground Space of Megapolis. 30

N.S. SOKOLOV

Investigation and Development of the Principal Scheme of the Generator
of Pulsed Currents. 37

V.A. KOVALEV, A.S. KOVALEV

Installation of a Driven Pile in Punched Well with Widened Base 42

Materials and structures

A.D. ZHUKOV, K.A. TER-ZAKARYAN, S.D. KOZLOV, A.Yu. ZHUKOV

Seamless Insulation in Floating Floor Systems. 48

Complex Thermotechnical Inspection as an Instrument of Improving Thermal Protection
of Buildings Under Construction (*Information*) 52

M.K. ISHCHUK

Vertical Expansion Joints in a Cavity Walls 54

Anti-seismic construction

A.V. MASLYAEV

Construction System of Russia Does Not Protect the Lives and Health of People
in Settlements during the Earthquake 60**Editorial address:** 9/3 Dmitrovskoye Hwy, 127434, Moscow, Russian Federation**Tel./fax:** (499) 976-22-08, 976-20-36**Email:** mail@rifsm.ru **http://www.rifsm.ru/**

УДК 624.15

А.Г. МАЛИНИН, канд. техн. наук, директор (perm@maliningroup.com)

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

Исследование физико-механических свойств грунтов бурением разведочной скважины без отбора керна

Исследование свойств грунтов, слагающих основание фундаментов зданий и сооружений, является важнейшим этапом проектирования, определяющим дальнейшие проектные решения и в конечном счете технико-экономические показатели строящегося объекта (допустимые нагрузки на основание, конструктив здания, срок и стоимость строительства и т. п.). Традиционно используют либо бурение на площадке строительства разведочных скважин с отбором керна, либо зондирование грунтового основания специальным конусом, который вдавливаются с определенным усилием в грунт. В первом случае из-за сложностей отбора керна наблюдается существенное снижение прочностных и деформационных свойств образца, а второй бывает невозможно применить из-за ограничения усилия задавливания на забой. Предложен способ зондирования грунтового основания непосредственно в процессе бурения разведочных скважин без отбора керна. Способ основан на измерении давления и расхода масла в цепях гидравлической системы. Преимуществами этого метода являются высокая скорость бурения разведочных скважин (до нескольких метров в минуту); зондирование грунтового основания практически на любую глубину; возможность выполнения работ в стесненных условиях, так как в отличие от статического зондирования в данном случае возможно применение гидравлических буровых станков небольших размеров; высокая скорость получения результатов.

Ключевые слова: физико-механические свойства грунтов, керна, деформации, разведочная скважина.

Для цитирования: Малинин А.Г. Исследование физико-механических свойств грунтов бурением разведочной скважины без отбора керна // *Жилищное строительство*. 2018. № 9. С. 3–6.

A.G. MALININ, Candidate of Sciences (Engineering), Director (perm@maliningroup.com)
“Construction Company “InzhProektStroy” (34, off. 105, Komsomolsky Avenue, Perm, 614000, Russian Federation)

Study of Physical-Mechanical Properties of Soil with Drilling of Trial Hole without Core Sampling

A study of properties of soils that makes up the foundations of buildings and structures is the most important design stage, determining further design decisions, and ultimately, the technical and economic indicators of the object under construction (permissible load on the base, structural concept of the building, terms and cost of construction, etc.). Either drilling of trial holes on construction site with core sampling, or examination of the ground base with a special cone which is pressed with a certain force into the soil are traditionally used. In the first case, due to the complexity of the core sampling, there is a significant reduction in the strength and deformation properties of the sample, and in the second case it is impossible to apply it due to the limitation of the crushing force on the face. A method of sounding the ground base directly in the process of drilling trial holes without core sampling is proposed. The method is based on measurement of pressure and oil consumption in the circuits of the hydraulic system. The advantages of this method are a high speed of drilling trial holes (up to several meters per minute); sounding of the ground base to almost any depth; the ability to perform work under confined conditions, as opposed to static sensing in this case, it is possible to use hydraulic drilling rigs of small size; high speed of results obtained.

Keywords: physical-mechanical properties of soils, core, deformation, trial hole.

For citation: Malinin A.G. Study of physical-mechanical properties of soil with drilling of trial hole without core sampling. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2018. No. 9, pp. 3–6. (In Russian).

Традиционным для исследования свойств грунтов, слагающих основание фундаментов зданий и сооружений, является бурение на площадке строительства разведочных скважин с отбором керна, изготовление образцов и последующее их испытание в лабораторных условиях. К очевидным недостаткам такого метода следует отнести высокие финансовые затраты, связанные с низкой скоростью бурения разведочных скважин с отбором керна, а также техническую сложность в отборе керна, особенно в обводненных песчаных и гравийно-галечниковых грунтах [1–8]. Отдельным вопросом является возможное разрушение образцов грунта в процессе отбора керна, часто невидимое, но приводящее к существенному снижению прочностных и деформационных свойств образца, что, в свою очередь, приводит к завышению стоимости объекта [9–16].

Другой подход основан на зондировании грунтового основания специальным конусом, который вдавливаются с определенным усилием в грунт. В этом случае не требуется извлечение керна, однако «продавливание» грунта на большую глубину часто бывает невозможным в связи с существующим ограничением усилия задавливания на забой, а бурение разведочных скважин с обсадкой устраняет все преимущества данного подхода.

Альтернативное решение. В настоящее время с развитием парка современных буровых гидравлических машин появилась возможность зондирования грунтового основания непосредственно в процессе бурения разведочных скважин без отбора керна. Способ основан на измерении давления и расхода масла в цепях гидравлической системы.

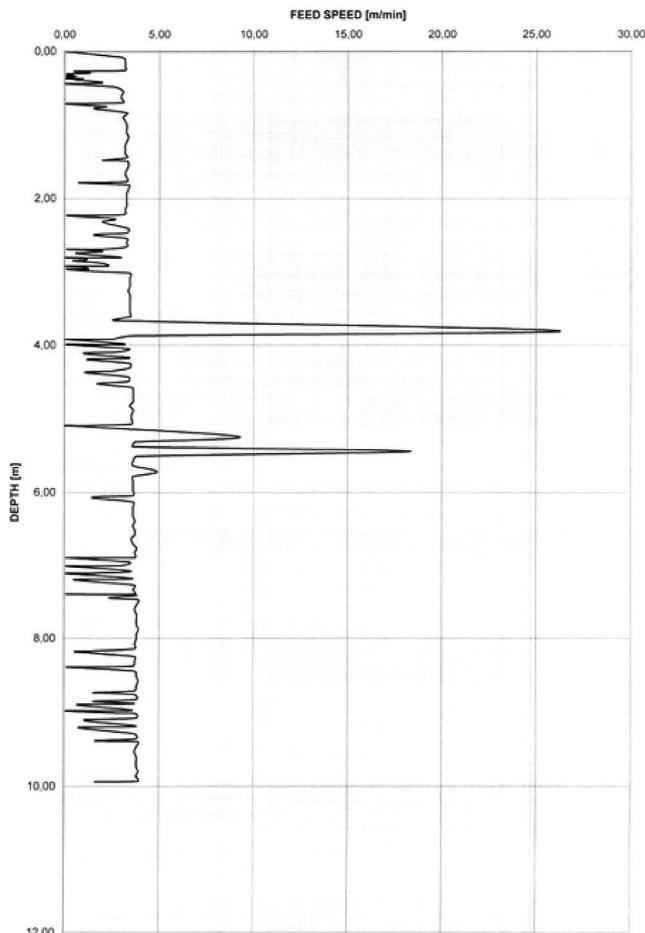


Рис. 1. Скорость бурения

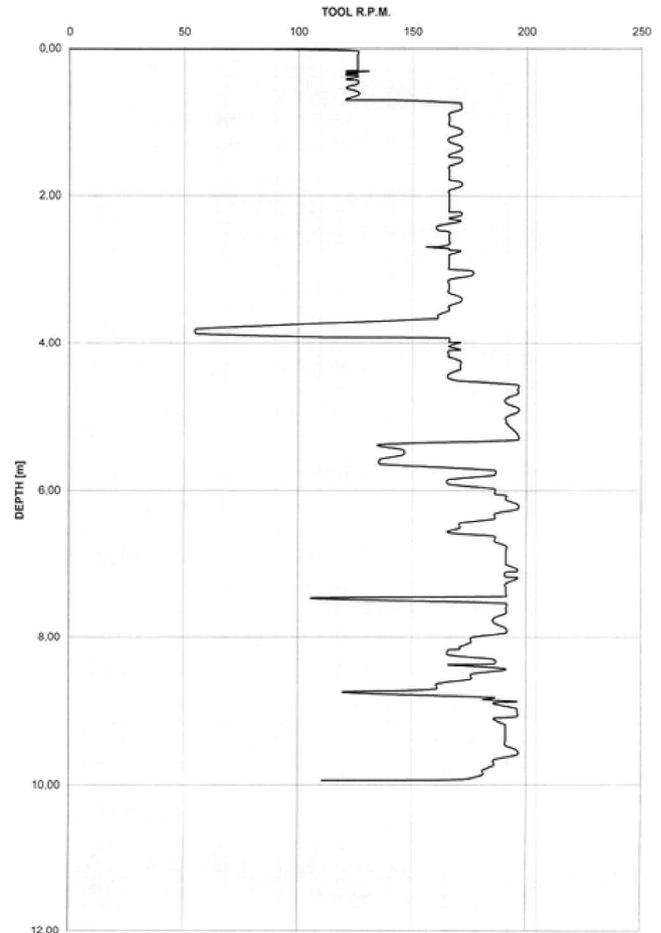


Рис. 2. Скорость вращения

Преимущества метода:

- высокая скорость бурения разведочных скважин (до нескольких метров в минуту);
- зондирование грунтового основания практически на любую глубину;
- возможность выполнения работ в стесненных условиях, так как в отличие от статического зондирования в данном случае возможно применение гидравлических буровых станков небольших размеров;
- быстрота получения результатов.

Краткое описание способа. Как было указано ранее, способ основан на измерении давления и расхода масла в цепях гидравлической системы. Существующие измерительные датчики вырабатывают аналоговый сигнал, который на контроллере преобразуется в дискретный сигнал. Первичная выходная информация записывается на флеш-карту или по «облакам» передается на сервер обрабатывающего центра.

Следует отметить, что давление масла достаточно просто измерить с помощью доступных датчиков давления. Иная ситуация происходит с измерениями потоков гидравлического масла, находящегося под высоким давлением. Подобные датчики изготавливаются под конкретный заказ, так как тип и конструкция

расходомера зависят от величины расхода масла. Поэтому для измерения параметров бурения, зависящих от потока гидравлического масла, таких как скорость бурения (вертикального перемещения), а также скорость вращения бурового инструмента, часто применяют прямые способы измерений, которые дают более точный результат.

Результаты измерений. На рис. 1–4 приведены результаты зондирования грунтового основания по результатам бурения разведочной скважины без отбора керна. Глубина скважины составляла 12 м.

Результаты представлены в виде графиков, в которых по вертикали отложена глубина бурения, а по горизонтали – четыре параметра, измеренных в процессе бурения.

С помощью датчиков давления получены графики:

- момента вращения, развиваемого гидромоторами вращателя буровой установки;
- давления бурового снаряда на забой скважины.

С помощью прямых методов измеряли следующие параметры:

- вертикальную скорость бурения (перемещения) бурового инструмента. Измерения проводили с помощью счетчика угловых оборотов за единицу времени (энкодера) вала привода звездочки цепи, тянущей вращатель мачты вниз;



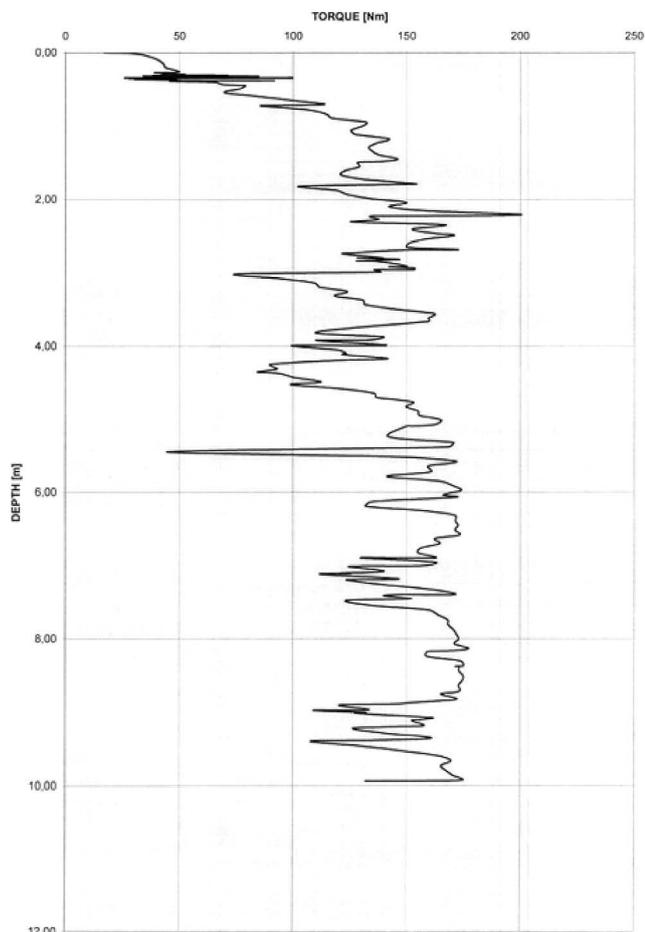


Рис. 3. Момент вращения

– угловую скорость вращения бурового инструмента, которую измеряли с помощью энкодера, установленного на вал вращателя махты буровой установки.

Анализ результатов. В целом приведенные графики коррелируют друг с другом. Так, увеличение момента, как правило, коррелирует со снижением скорости бурения и с повышением усилия на забой скважины. Следует отметить, что в различных типах грунтов подобные корреляции имеют различный вид.

Список литературы

1. Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов. М.: АСВ, 2009. 550 с.
2. Тер-Мартirosян З.Г. Реологические параметры грунтов и расчет оснований сооружений. М.: Стройиздат, 1990. 200 с.
3. Ухов С.Б. Механика грунтов, основания и фундамента. М.: Высшая школа, 2007. 561 с.
4. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Геотехническое сопровождение развития городов. СПб.: Стройиздат Северо-Запад, Георекострукция, 2010. 551 с.
5. 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.
6. Черняков А.В. Оценка долговечности грунтобетона в струйной технологии // *Строительные материалы*. 2011. № 10. С. 37–39.

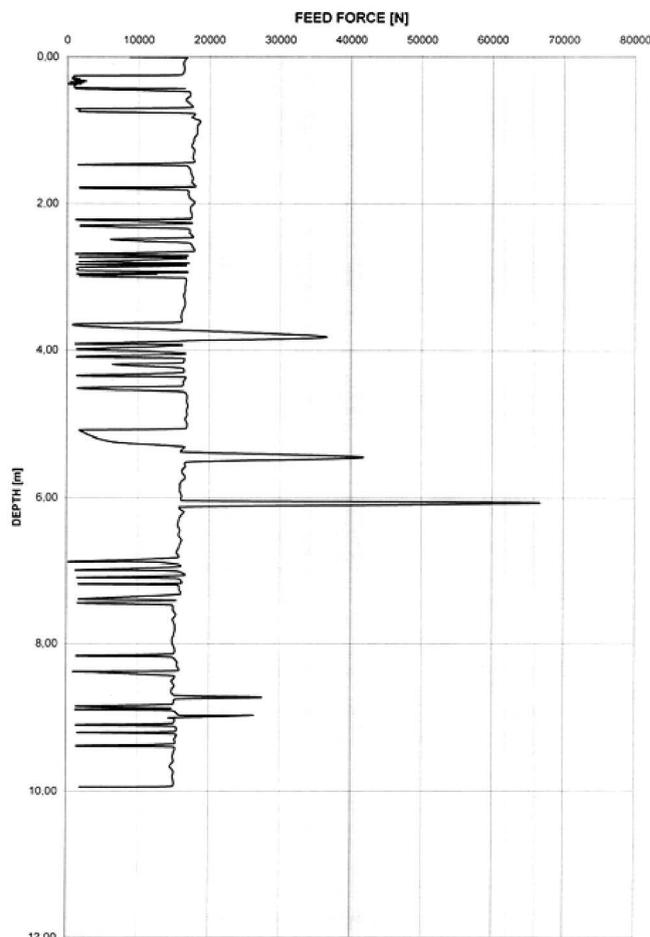


Рис. 4. Усилие на забой

Часто для более наглядной и оперативной оценки результатов применяют различные зависимости, обобщающие вышеуказанные параметры.

Следует иметь в виду, что результаты носят относительный характер и могут применяться для сопоставительного анализа только при условии, что работа выполнена одной и той же буровой машиной, а также одним и тем же буровым инструментом. Конечно, это является определенным недостатком способа, но все его преимущества многократно перекрывают этот недостаток.

References

1. Ter-Martirosyan Z.G. Mekhanika gruntov [Mechanik of soil]. Moscow: ASV. 2009. 550 p.
2. Ter-Martirosyan Z.G. Reologicheskie parametry gruntov i raschet osnovanii sooruzhenii [Rheological parameters of soil and calculation of the bases of constructions]. Moscow: Stroyizdat. 1990. 200 p.
3. Ukhov S.B. Mekhanika gruntov, osnovaniya i fundamenta [Mechanics of soil, basis and base]. Moscow: Vysshaya shkola. 2007. 561 p.
4. Ulitsky V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G. Geotekhnicheskoe soprovozhdenie razvitiya gorodov [Geotechnical maintenance of development of the cities]. SPb: Stroyizdat Severo-Zapad. Georekonstruktion. 2010. 551 p.
5. Ilyichev V.A., Mangushev R.A., Nikiforova N.S. Experience of development of underground space of policies Russian

7. Малинин А.Г. Струйная цементация грунтов. М.: Стройиздат, 2010. 228 с.
8. Мангушев Р.А., Никифорова Н.С., Конюшков В.В., Осокин А.И. Проектирование и устройство подземных сооружений в открытых котлованах. М.: АСВ, 2013. 256 с.
9. Родионов В.Н., Сизов И.А., Цветков В.М. Основы геомеханики. М.: Недра, 1986. 301 с.
10. Мангушев Р.А., Никифорова Н.С. Технологические осадки зданий и сооружений в зоне влияния подземного строительства. М.: АСВ, 2017. 168 с.
11. Karol Reuben H. Chemical grouting and soil stabilization. American Society of Civil Engineers, 2003. 536 p.
12. Henn Raymond W. Practical guide to grouting of underground structures. American Society of Civil Engineers, 1996. 200 p.
13. Малинин П.А., Струнин П.В. Опыт строительства глубокого котлована с использованием технологии струйной цементации грунтов // *Геотехника*. 2013. № 2. С. 4–13.
14. Соколов Н.С., Рябинов В.М. Особенности устройства и расчета буроинъекционных свай с многоместными уширениями // *Геотехника*. 2016. № 3. С. 60–66.
15. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Соболев Е.С. Анализ данных геотехнического мониторинга плитных фундаментов большой площади // *Геотехника*. 2012. № 4. С. 28–34.
16. Зуев С.С., Маковецкий О.А. Оценка величины технологических деформаций при устройстве грунтобетонных элементов // *Жилищное строительство*. 2017. № 9. С. 9–12.
17. mega. *Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov*. 2012. No. 2, pp. 17–20. (In Russian).
18. Chernyakov A.V. An assessment of durability of a grout-beton in jet technology. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2011. No. 10, pp. 37–39. (In Russian).
19. Malinin A.G. Struinaya tsementatsiya gruntov [Jet cementation of soil]. Moscow: Stroyizdat. 2010. 226 p.
20. Mangushev R.A., Nikiforova N.S., Konyushkov V.V., Osokin A.I. Proektirovanie i ustroystvo podzemnykh sooruzhenii v otkrytykh kotlovanakh [Designing and the device of underground constructions in open ditches]. Moscow: ASV. 2013. 256 p.
21. Rodionov V.N., Sizov I.A., Tsvetkov V.M. Fundamentals of geomechanics. Moscow: Nedra, 1986. 301 p. (In Russian).
22. Mangushev R.A., Nikiforova N.S. Technological rainfall of buildings and constructions in a zone of influence of underground construction. Moscow: ASV. 2017. 168 p.
23. Karol Reuben H. Chemical grouting and soil stabilization. American Society of Civil Engineers. 2003. 536 p.
24. Henn Raymond W. Practical guide to grouting of underground structures. American Society of Civil Engineers. 1996. 200 p.
25. Malinin P.A., Strunin P.V. Experience of construction of a deep ditch with use of technology of jet cementation of soil. *Geotekhnika*. 2013. No. 2, pp. 4–13. (In Russian).
26. Sokolov N.S., Ryabinov V.M. Features of installation and calculation of bored-injection piles with multiple enlargements. *Geotechnica*. 2016. No. 3, pp. 60–66. (In Russian).
27. Ter-Martirosyan Z.G., Ter-Martirosyan A.Z., Sobolev E.S. Analysis of data of geotechnical monitoring of the slabby bases of the big area. *Geotekhnika*. 2012. No. 4, pp. 28–34. (In Russian).
28. Zuev S.S., Makovetsky O.A. Evaluation of value of technological deformations when arranging soil-concrete elements. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2017. No. 9, pp. 9–12. (In Russian).

ИНФОРМАЦИЯ

Определены основные параметры финансирования национального проекта «Жилье и городская среда»

Минфин России представил в Правительство проект федерального бюджета на 2019–2021 гг. Бюджетные ассигнования на реализацию государственной программы «Обеспечение доступным и комфортным жильем и коммунальными услугами граждан Российской Федерации» увеличены в 2019 г. более чем на 100 млрд р.

Бюджетные ассигнования на реализацию государственной программы «Обеспечение доступным и комфортным жильем и коммунальными услугами граждан Российской Федерации» в 2019 г. составят 173,6 млрд р, в 2020 г. 169,9 млрд р, в 2021 г. – 167,1 млрд р.

Основные направления, на которые выделяются дополнительные средства – стимулирование жилищного строительства, благоустройство городской среды и расселение аварийного жилья. На реализацию федеральных проектов по этим направлениям предусмотрено чуть больше 100 млрд р ежегодно.

За предстоящие три года на реализацию мероприятий по развитию жилищного строительства из федерального бюджета будет выделено в общей сложности почти

80 млрд р, на расселение аварийного жилья – 106 млрд р, формирование комфортной городской среды – 133 млрд р.

Помимо национального проекта в проекте бюджета учтены предложения Минстроя России по дополнительному финансированию мероприятий, связанных с выполнением жилищных обязательств перед ветеранами Великой Отечественной войны, обеспечением жильем на родине российских граждан – пенсионеров «Байконура», модернизацией коммунальной инфраструктуры в регионах.

Дополнительно будут профинансированы мероприятия по строительству и реконструкции объектов коммунальной и инженерной инфраструктуры Камчатского края, Республики Северная Осетия-Алания, Архангельской области, Волгоградской области, Владимирской области, Республики Адыгея, Смоленской области, Самарской области, Новгородской области, Республики Алтай, Республики Бурятия. На эти цели бюджетом предусмотрены в 2019 г. 6 млрд р; в 2020 г. 4,3 млрд р и в 2021 г. 3,6 млрд р.

По материалам Минстроя РФ

УДК 621.6.072

А.Г. АЛЕКСЕЕВ¹, канд. техн. наук (adr-alekseev@yandex.ru); Д.В. БАЛАШОВ², инженер,
С.В. МОДЕНОВ², канд. техн. наук (moser2707@gmail.com); Е.С. МИХАЛДЫКИН³, инженер,
В.Я. ШИШКИН³, канд. техн. наук

¹ Научно-исследовательский, проектно-изыскательский и конструкторско-технологический институт оснований и подземных сооружений (НИИОСП) им. Н.М. Герсеванова АО НИЦ «Строительство» (109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., 6)

² ООО «Гебау» (144001, Московская обл., г. Электросталь, Промышленный пр., 11, корп. 6, стр. 1)

³ АО «Научно-исследовательский институт конструкционных материалов на основе графита» (АО «НИИГрафит») ГК Росатом (111524, г. Москва, ул. Электродная, 2)

Применение полимерных материалов в качестве фундаментов нефтегазопроводов

Рассматривается актуальная для прокладываемых на многолетнемерзлых грунтах нефтегазопроводов конструкция теплоизолированных опор (подушек) из модифицированного полиуретана, используемых в качестве фундаментов трубопровода. Представлен сравнительный анализ используемых на сегодняшний день опор трубопроводов при подземной прокладке, таких как грунтовая (песчаная) подсыпка, железобетонные блоки, амортизирующая подкладка из ПКМ. Приведены результаты лабораторных исследований подушек из модифицированного полиуретана на устойчивость при механических воздействиях, в том числе циклических. Даны зависимости нагрузки от относительной деформации образца ППУ, результаты испытания пенополиуретана на стабилизацию механических характеристик, а также результаты исследования гистерезиса сжатия-отпуска образцов. Представлена оценка физико-механических свойств ППУ композиции при условии низкой температуры заливочной формы и попадании влаги в форму (в момент проведения заливки).

Ключевые слова: фундаменты, опоры, трубопроводы, полимерный материал, подушка из модифицированного полиуретана.

Для цитирования: Алексеев А.Г., Балашов Д.В., Моденов С.В., Михалдыкин Е.С., Шишкин В.Я. Применение полимерных материалов в качестве фундаментов нефтегазопроводов // *Жилищное строительство*. 2018. № 9. С. 7–12.

A.G. ALEKSEEV¹, Candidate of Sciences (Engineering) (adr-alekseev@yandex.ru); D.V. BALASHOV², Engineer,
S.V. MODENOV², Candidate of Sciences (Engineering) (moser2707@gmail.com); E.S. MIKHALDYKIN³, Engineer,
V.Ya. SHISHKIN³, Candidate of Sciences (Engineering)

¹ Research Institute of Bases and Underground Structures (NIIOSP) named after N.M. Gersevanov, Research Center of Construction
(6, 2nd Institutskaya Street, Moscow, 109428, Russian Federation)

² ООО “Gebau” (11, bldg. 6, str.1, Promyshlenny prospect, Electrostal, Moscow Oblast, 144001, Russian Federation)

³ АО “Scientific Research Institute of Structural Materials on Graphite (AO “NIIgraphite”), SC Rosatom
(2, Electrodnaya Street, Moscow, 111524, Russian Federation)

The use of Polymer Materials as Foundations of Oil and Gas Pipelines

The design of heat – insulated supports (pillows) from modified polyurethane used as the pipeline foundations is considered as relevant for the construction of oil and gas pipelines laid on permafrost soils. A comparative analysis of the currently used pipeline supports for underground laying, such as ground (sand) bedding, reinforced concrete blocks, damping padding of PCM (polymer composite material), is presented. The results of laboratory studies of pillows made of modified polyurethane for resistance to mechanical stress, including cyclic, are presented. The dependences of the load on the relative deformation of the FPU sample, the results of the test of polyurethane foam on the stabilization of mechanical characteristics, as well as the results of the study of the hysteresis of compression-release of samples are given. The estimation of physical and mechanical properties of FPU composition under the condition of low temperature of the casting mold and moisture ingress into the mold (at the time of pouring) is presented.

Keywords: foundations, supports, pipelines, polymer material, pillow of modified polyurethane.

For citation: Alekseev A.G., Balashov D.V., Modenov S.V., Mikhaldykin E.S., Shishkin V.Ya. The use of polymer materials as foundations of oil and gas pipelines. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2018. No. 9, pp. 7–12. (In Russian).

Освоение месторождений нефти и газа в районах распространения многолетнемерзлых грунтов связано с трудностями, вызываемыми транспортировкой продукта на значительные расстояния. Проблема транспортировки решается устройством трубопроводов, по которым продукт доставляется до потребителя. Прокладка осуществляется надземным, наземным и подземным способом [1–9]. В скалистых грунтах трубопровод прокладывают над землей на специально разработанных опорах. Требуется инвентарные опоры на период организации строительства для размещения плетей трубопровода на берме.

Наиболее распространенным является подземный способ прокладки трубопроводов. При подземной прокладке, особенно в районах распространения многолетнемерзлых грунтов, важным обстоятельством является выбор основания для укладки труб. Основание или фундамент трубопровода должно обеспечивать проектное положение труб по горизонтали и вертикали при укладке в траншею и после обратной засыпки. На многолетнемерзлых грунтах фундамент должен снижать (исключать) тепловое влияние от нефти на мерзлые грунты основания, а также обеспечивать устойчивость от сил морозного пучения.



Рис. 1. Грунтовая подсыпка



Рис. 2. Железобетонные блоки



Рис. 3. Вид амортизирующей подкладки из ПКМ



Рис. 4. Укладка прокладок в траншею под трубопровод

В настоящее время применяются грунтовые подсыпки (рис. 1), в том числе с теплоизоляцией [10–12], имеющие значительные недостатки, так как применяются в основном песчаные подсыпки (для исключения морозного пучения), доставка песка на протяженные участки трубопровода требует значительных затрат и вызывает сложности с транспортировкой в труднодоступные места. Кроме того, подсыпки неустойчивы и со временем теряют свою форму. Для обеспечения сохранности формы песчаных подсыпок используют мешки, в которые насыпают песок. Однако вопрос цены остается из-за значительных объемов и веса мешков с песком. В качестве основания применяют железобетонные фундаментные блоки (рис. 2). Фундаменты обеспечивают устойчивость трубопровода в пространстве и имеют значительную долговечность. Недостатком таких фундаментов является высокая стоимость самих блоков и стоимость их доставки из-за значительного веса и необходимости использования крановых механизмов для погрузки-разгрузки и установки.

Альтернативным вариантом, используемым в качестве основания трубопроводов в Канаде и США, является применение амортизирующих подкладок из ПКМ (рис. 3, 4). Преимуществом данных подкладок является небольшой вес, удобство транспортировки; прокладки могут укладываться одна в другую, кроме того, сглаживают неравномерные деформации грунтов основания при пучении и оттаивании. Значительным недостатком является высокая стоимость изготовления и невозможность применения данных прокладок в России.

В результате проведения научно-исследовательских работ предложено использовать в качестве фундаментов

трубопроводов опоры (подушки) из полимерных материалов (рис. 5) [13]. Подушка выполняется из пенополиуретана (ППУ), обладающего невысокой массой, устойчивого к химическим воздействиям, имеющего стабильные механические и высокие теплозащитные свойства. ППУ способна деформироваться, подстраиваясь под рельеф основания, и обеспечить стабильное положение трубы. ППУ способна воспринимать вертикальные деформации грунтов от пучения, что может быть использовано в условиях многолетнемерзлых грунтов. В таблице приводится сравнительный анализ используемых в настоящее время опор трубопроводов и предложенной авторами конструкции.

Подробнее о полимерной подушке из модифицированного полиуретана. Состав и свойства материала подбираются в соответствии с технической задачей, так же как и конечная форма изделия. Возможны варианты несущей способности до 200 н/см² (2 МПа).

1. Материал обладает высокой химической стойкостью, стойкостью к влаге, имеет стабильные физико-механические характеристики, высокие теплоизолирующие свойства.

2. Опора (основание) под трубу имеет вязкоупругие свойства, поэтому способна воспринимать вертикальные нагрузки от пучения грунта и обеспечить стабильное положение трубы (что может быть использовано в многолетнемерзлых грунтах).

Фундамент должен обладать достаточной прочностью для восприятия нагрузок от трубопровода, невысокие остаточные деформации, низкую теплопроводность, высокую долговечность. Для проверки соответствия ППУ указанным требованиям проведены комплексные исследования,

Сравнение опор трубопроводов

Параметр	Грунтовые подсыпки (рис. 1)	Железобетонные фундаменты (рис. 2)	Подушка из ПКМ (зарубежное производство) (рис. 3, 4)	Подушка из модифицированного полиуретана (рис. 5)
Доставка на объект	Трудоёмкая. Большие затраты на доставку песка (для исключения морозного пучения) в труднодоступные регионы	Трудоёмкая. Большие затраты на транспортировку тяжелых фундаментов в труднодоступные регионы. Требуется погрузо-разгрузочная техника	Удобная. Подушки вставляются одна в другую, что уменьшает занимаемый в транспорте объем	Удобная. Подушки имеют небольшой вес (13 кг для диаметра 1430 мм). Возможна организация производства подушек на объекте прокладки трубопровода
Удобство работы и скорость прокладки трубопровода	Большой объем работ по выгрузке и перемещению песка, а также большое количество ручного труда (непосредственно в траншее). Скорость прокладки трубопровода невысокая	Требуется специальная техника для укладки опоры в траншею и большое количество ручного труда. Скорость прокладки трубопровода невысокая	Удобна в работе благодаря небольшому весу. Скорость прокладки трубопровода невысокая	Удобна в работе благодаря небольшому весу и возможности крепить подушку с помощью ремней непосредственно к трубе (рядом с траншеей). Подушка поглощает неровности траншеи размером до 100 мм (камни, корни деревьев, неровности грунта). Работы в траншее не требуются. Скорость прокладки трубопровода самая высокая (рис. 6)
Стабильность формы и механических характеристик с течением времени. Поведение при морозном пучении	Подсыпка со временем меняет форму, и несущая способность ухудшается. Требуется использование мешков для улучшения сохранности формы, что приводит к дополнительным работам на объекте. При морозном пучении возможно изменение положения трубы	Физико-механические параметры фундамента постоянны, но при морозном пучении возможно изменение положения трубы и повреждение оболочки трубы	Физико-механические параметры фундамента постоянны. При морозном пучении возможно небольшое изменение положения трубы	Физико-механические параметры фундамента постоянны. При морозном пучении подушка проявляет свои вязкоупругие свойства, положение трубы сохраняется
Теплоизоляционные свойства	Большая отдача тепла к основанию (фундаменту). Коэффициент теплопроводности до 0,8 Вт/(м·°C) (когда песок влажный)	Большая отдача тепла к основанию (фундаменту). Коэффициент теплопроводности 2,04 Вт/(м·°C)	Теплоизоляционные свойства значительно выше, чем у песка и бетона. Коэффициент теплопроводности 0,175 Вт/(м·°C)	Высокие теплоизоляционные свойства. Коэффициент теплопроводности 0,03 Вт/(м·°C)
ИТОГИ	Низкая стоимость исходных материалов. Высокая стоимость доставки на объект. Большое количество ручного труда. Общая скорость работ низкая. Нестабильная работа фундамента в течение времени (особенно при морозном пучении). Большие теплотери	Высокая стоимость железобетонного фундамента. Высокая стоимость доставки на объект. Привлечение погрузо-разгрузочной техники. Общая скорость работ низкая. При морозном пучении положение трубы меняется. Большие теплотери	Высокая стоимость подушки. Удобная доставка. Не требуется большого количества ручного труда. Общая скорость работ высокая. При морозном пучении положение трубы меняется, но незначительно	Стоимость невысокая. Теплотери небольшие. Удобная доставка. Не требуется большого количества ручного труда. Общая скорость работ самая высокая. При морозном пучении положение трубы сохраняется по причине вязкоупругих свойств материала. Теплотери минимальные (за счет пористой структуры)



Рис. 5. Подушка из модифицированного полиуретана: а – внешний вид; б – пример крепления к трубе

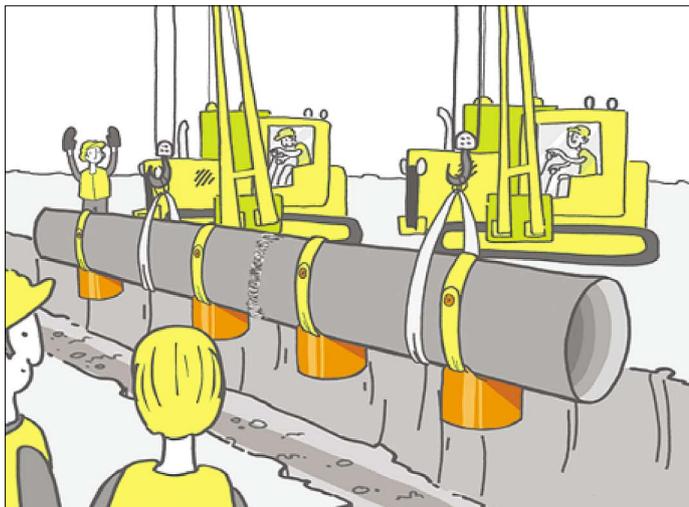


Рис. 6. Укладка трубы на подушки из модифицированного полиуретана

которые включали: циклические нагружения вертикальной нагрузкой, оценку физико-механических свойств ППУ при низкой температуре заливочной формы и попадании влаги в форму (в момент проведения заливки).

Испытания при сжатии проводились в соответствии с ГОСТ 4651–2014 (ISO 604:2002) «Пластмассы. Метод испытания на сжатие». Образцы пенополиуретана испытывались размерами 10×10×10 мм (рис. 7), скорость испытания 2 мм/мин при 20°C. Испытательная машина Zwick BT1-FR2.5 TH.140. Максимальная сжимающая нагрузка на

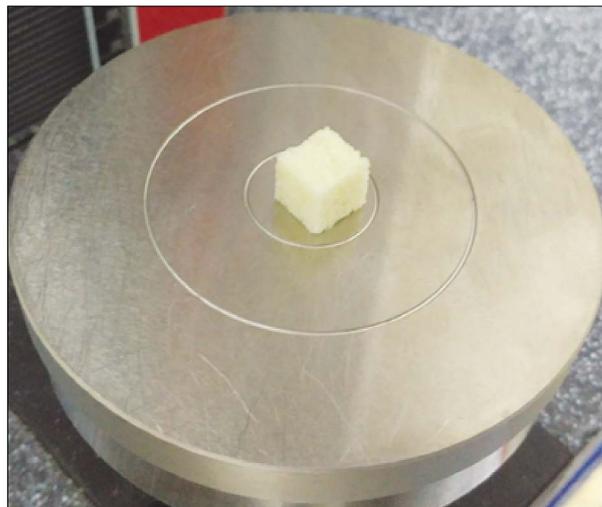


Рис. 7. Образец ППУ при испытании на сжатие

ППУ составила $P_{\text{макс}}=452,5$ кН. Проведенные исследования показали, что запас прочности ППУ составляет до 300% (рис. 8) (на системе компонентов с максимальными прочностными показателями). При циклическом нагружении – разгрузке выявлена стабилизация свойств через 2–3 цикла (рис. 9).

Также проводились исследования гистерезиса сжатия-отпуска образцов (рис. 10); гистерезис сжатия образцов (50 циклов) ограничивался нагрузкой 700 кПа (система ППУ с максимальными прочностными характеристиками).

Как видно из приведенных гистерезисов сжатия-отпуска образцов, материал испытывает упругую деформацию (в зоне деформаций до 4%). Нагрузка на циклах сжатия-отпуск приходит в исходную точку (если смотреть отдельно каждый гистерезис, то разница исходной точки испытания на сжатие и конечная точка после «отпуска» материала составляет в среднем 0,2–0,3%). Т. е. при высоте компенсирующей подушки 50 см остаточные деформации составляют 1–1,5 мм в год.

Если рассматривать нагрузку в 700 кПа как основополагающую для проведения расчетов, то упругая деформация составляет 2,2%, или 11 мм для подушки высотой 50 см. Исходя из этого можно посчитать необходимый размер демпферной детали, чтобы она работала в требуемом диапазоне деформации пучения-оттаивания грунта.

Для определения возможности изготовления опор трубопроводов в полевых условиях на месте строительства при низкой температуре провели следующий эксперимент.

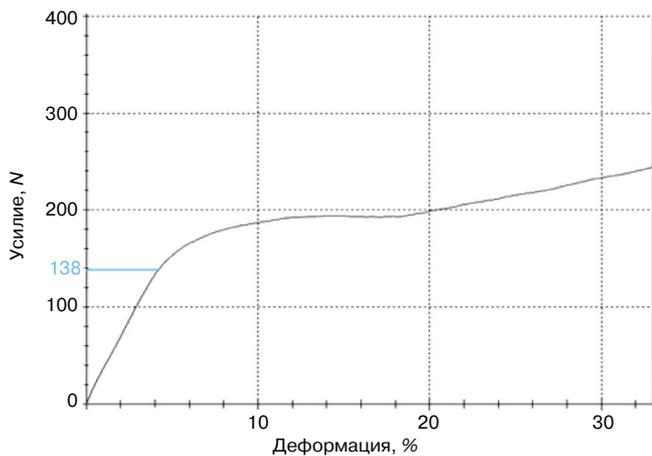


Рис. 8. Относительная деформация образца ППУ от приложенного усилия

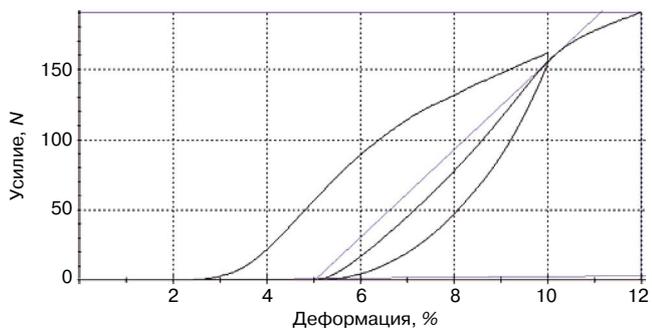


Рис. 9. Стабилизация механических характеристик пенополиуретана (гистерезис вязкоупругих свойств)

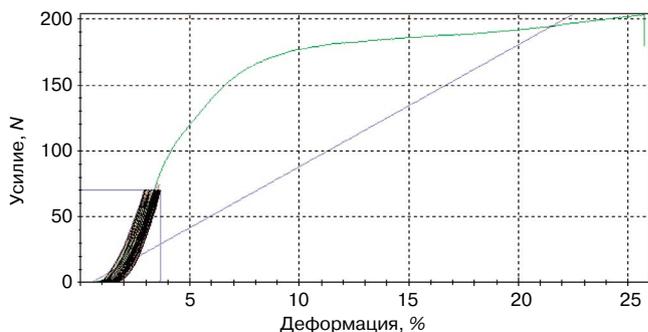


Рис. 10. Совмещенная диаграмма

В рамках научного исследования выполнена оценка физико-механических свойств ППУ композиции при условии низкой температуры заливочной формы и попадании влаги в форму (в момент проведения заливки).

Условия проведения эксперимента. Соотношение компонентов системы 1:1,1 (полиол:изоцианат). Температура воды 8°C. Форма для заливки изготовлена из плетеных ПП лент.

Порядок выполнения работ. Компоненты А (полиол) и В (изоцианат) в соотношении 1:1,1 были завешены на лабораторных весах из расчета общей массы 2,5 кг в двух емкостях. Затем компоненты А и В заливались в лопасть смесителя. Перемешивание проводилось 10 с. Перемешанные компоненты были залиты в форму из плетеных ПП лент. Форма была герметично закрыта и сразу погружена в емкость с холодной водой (температура 8°C). Форма выдерживалась 24 ч при низкой температуре с попаданием влаги на внешние слои изделия (внутри формы).

Полученные результаты:

– ППУ прореагировал без отклонений, плотность в среднем $100 \text{ кг/м}^3 (\pm 10)$. Исключение составляет внешний слой ППУ полученного изделия толщиной от 5 до 25 мм, где плотность получилась ниже. Данный слой отчетливо виден по периметру всего изделия (рис. 11);

– оценили физико-механические параметры при сжатии (сутки после заливки). Полученный результат: несущая способность соответствует заданным прочностным свойствам (от 50 до 60 кПа). Разницы по физико-механическим параметрам в центре изделия и в зоне на границе с внешней коркой не обнаружено.

Список литературы

1. Иоффе Б.В., Грабовец В.А., Григорян Л.Г., Быков Д.Е. Инновационные технологии ремонта и строительства трубопроводного транспорта в нефтегазовой промышленности // *Нефтегазовое дело*. 2012. № 4. С. 301–314.
2. Алексеев А.Г. Применение свайных фундаментов в многолетнемерзлых грунтах. *Арктика: настоящее и будущее: Сборник докладов*. СПб., 2016. С. 215–221.
3. Шишкин В.Я., Конусевич В.И., Михалдыкин Е.С., Алексеев А.Г., Зорин Д.В. Трубобетонные сваи из полимерных композиционных материалов на многолетнемерзлых грунтах. *Современные технологии проектирования и строительства фундаментов на многолетнемерзлых грунтах: Сборник докладов международной научно-технической конференции*. М.: Международная Ассоциация Фундаментостроителей, 2016. С. 24–26.
4. Руководство по эффективным способам устройства свайных фундаментов на вечноммерзлых грунтах в нефтегазовом строительстве. М.: НИИОСП, 1980. 42 с.
5. Гребнев В.Д., Мартюшев Д.А., Хижняк Г.П. Строительство нефтегазопромысловых объектов. Пермь: ПНИПУ, 2012. 115 с.



Рис. 11. Вид ППУ после изготовления

Выводы

Применение опор ППУ для нефтегазопроводов позволит снизить транспортные затраты на доставку из-за их малого веса и возможности изготовления опор непосредственно в полевых условиях тайги и тундры. Имея низкую теплопроводность, ППУ существенным образом снижают тепловое влияние от трубопроводов на мерзлые грунты основания и открывают новые возможности для использования на пучинистых грунтах. Допускается использовать опоры из разработанного состава пенополиуретана (ППУ) в скалистых грунтах, когда трубопровод прокладывают над землей, и в период организации строительства для размещения и сварки плетей трубопровода на берме. При весе менее 13 кг опора выдерживает нагрузку более 24 т и удовлетворяет

требованиям прочности и надежности трубопроводов диаметром 1420 мм.

При проектных нагрузках и циклическом нагружении – разгрузке выявлена стабилизация свойств через 2–3 цикла. Из построенных гистерезисов сжатия – разгрузки образцов из разработанного материала ППУ следует, что при высоте опоры 20 см остаточные деформации составляют 0,4–0,6 мм в год. При сроке эксплуатации 50 лет возможные деформации трубопровода от первоначального состояния составят менее 3 см, при этом напряжения в магистральном трубопроводе будут значительно меньше предельно допустимых значений в соответствии с требованиями СП 36.13330.2012 «Магистральные трубопроводы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.06–85* (с изменением № 1)» [6].

References

1. Ioffe B.V., Grabovets V.A., Grigoryan L.G., Bykov D.E. Innovative technologies for repair and construction of pipeline transport in the oil and gas industry. *Neftegazovoe delo*. 2012. No. 4, pp. 301–314. (In Russian).
2. Alexeyev A.G. The use of pile foundations in permafrost soils. Collection of reports. *Arktika: nastoyashchee i budushchee* [The Arctic: the present and the future]. Saint Peterburg, 2016, pp. 215–221.
3. Shishkin V.Ya., Konusevich V.I., Mikhaldykin E.S., Alexseev A.G., Zorin D.V. Pipe-concrete piles made of polymeric composite materials of structures on permafrost soils. *Modern technologies of design and construction of foundations on permafrost soils. Collection of reports of the international scientific and technical conference*. Moscow: Mezhdunarodnaya Assotsiatsiya Fundamentostroitelei, 2016, pp. 24–26.
4. Rukovodstvo po effektivnym sposobam ustroystva svaynykh fundamentov na vechnomerzlykh gruntakh v neftegazovom stroitel'stve [A guide to effective ways of constructing pile foundations on permafrost soils in oil and gas construction]. Moscow: NIIO SP, 1980. 42 p.
5. Grebnev V.D., Martuyshchev D.A., Khizhnyak G.P. Stroitel'stvo neftegazopromyslovykh ob'ektov [Construction of oil and gas facilities]. Perm: PNIPU, 2012. 115 p.

6. Михалдыкин Е.С., Овчинников И.Г., Валиев Ш.Н., Матвеюшкин С.А., Евдокимов А.А. Испытания балочных и арочных трубобетонных конструкций с оболочкой из полимерных композиционных материалов. *Современные проблемы расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия*. Москва, 2016. С. 271–277.
7. Широков В.С. О грунтовых и транспортных нагрузках на подземные трубопроводы // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2018. № 2. С. 31–34.
8. Грузин В. В., Грузин А. В. Устойчивость трубопроводов влияние геометрии фундаментов объектов трубопроводного транспорта углеводородов на пространственное распределение сжимающих напряжений в их грунтовых основаниях // *Деловой журнал NEFTEGAZ.RU*. 2017. № 12. С. 18–25.
9. Кузнецов А. А., Григорьева Ю. Б. Методический подход к оценке надежности оснований и фундаментов объектов магистральных трубопроводов. *Наука и технологии трубопроводного транспорта нефти и нефтепродуктов*. 2011. № 2. С. 40–43.
10. Хрусталева Л.Н., Конач В.Е., Алексеев А.Г., Бондаренко Г.И., Бек-Булатов А.И. Руководство по применению теплоизоляции из плит полистирольных вспененных экструзионных ПЕНОПЛЭКС при проектировании и устройстве фундаментов зданий и опор трубопроводов на подсыпках. М., 2009. 32 с.
11. Хрусталева Л.Н., Конач В.Е., Алексеев А. Г., Бондаренко Г.И., Бек-Булатов А.И. СТО 36554501-012–2008 «Применение теплоизоляции из плит полистирольных ПЕНОПЛЭКС при проектировании и устройстве малоуглубленных фундаментов на пучинистых грунтах». М.: НИЦ «Строительство», 2008. 17 с.
12. Алексеев А.Г., Конач В.Е., Хрусталева Л.Н. Применение фундаментов малоэтажных сооружений на теплоизолированных песчаных подсыпках в районах распространения многолетнемерзлых грунтов // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2018. № 2. С. 36–40.
13. Патент РФ 2653193. *Способ устройства свайного фундамента в многолетнемерзлом грунте* / Моденов С.В., Шишкин В.Я., Алексеев А.Г., Туманов А.А., Михалдыкин Е.С., Балашов Д.В. Заявл. 29.06.2017. Оpubл. 7.05.2018. Бюл. № 13.
6. Mikhaldykin E.S., Ovchinnikov I.G., Valiev Sh.N., Matveushkin S.A., Evdokimov A.A. Tests of beam and arched pipe-concrete structures with a shell of polymer composite materials. *Modern problems of calculation of reinforced concrete structures, buildings and structures for emergency impacts*. Moscow. 2016, pp. 271–277. (In Russian).
7. Shirokov VS On soil and transport loads on underground pipelines. *Osnovaniya, fundamenti i mekhanika gruntov*. 2018. No. 2, pp. 31–34. (In Russian).
8. Gruzin V.V., Gruzin A.V. Stability of pipelines the influence of the geometry of the foundations of the pipeline transport of hydrocarbons on the spatial distribution of compressive stresses in their soil bases. *Delovoi zhurnal NEFTEGAZ.RU*. 2017. No. 12, pp. 18–25. (In Russian).
9. Kuznetsov A.A., Grigorieva Yu. B. Methodological approach to the assessment of the reliability of the foundations and foundations of the objects of main pipelines. *Nauka i tekhnologii truboprovodnogo transporta nefti i nefteproduktov*. 2011. No. 2, pp. 40–43. (In Russian).
10. Khrustalev L.N., Konash V.E., Alekseev A.G., Bondarenko G.I., Bek-Bulatov A.I. Guide to the application of thermal insulation from polystyrene foamed extrusion foam boards PENOPLEX in the design and installation of foundations of buildings and supports of pipelines on podsyppkah. Moscow. 2009. 32 p.
11. Khrustalev L.N., Konash V.E., Alekseev A.G., Bondarenko G.I., Bek-Bulatov A.I. STO 36554501-012–2008 «Prime-nenie teploizolyatsii iz plit polistiroil'nykh PENOPLEKS pri proektirovanii i ustroistve malozaglublennykh fundamentov na puchinystrykh gruntakh» [STO 36554501-012–2008 «Application of thermal insulation from plates of polystyrene PENOPLEX in the design and installation of shallow foundations on the soils of soils»]. Moscow: NITs «Stroitel'stvo». 2008. 17 p.
12. Alekseev AG, Konash VE, Khrustalev L.N. Application of the foundations of low-rise buildings on heat-insulated sandy podsyppkah in the areas of permafrost permafrost. *Osnovaniya, fundamenti i mekhanika gruntov*. 2018. No. 2, pp. 36–40. (In Russian).
13. Patent RF 2653193. *Sposob ustroistva svainogo fundamenta v mnogoletnemerzлом grunte* [The way of the device of the pile foundation in perennial frozen soil]. Modenov S.V., Shishkin V.Ya., Alekseev A.G., Tumanov A.A., Mikhaldykin E.S., Balashov D.V. Declared 29.06.2017. Opubl. 7.05.2018. Bul. No. 13. (In Russian).

Журнал «Жилищное строительство» индексируют:



УДК 624.154.5

О.А. МАКОВЕЦКИЙ¹, канд. техн. наук; С.С. ЗУЕВ², зам. ген. директора

¹ Пермский национальный исследовательский политехнический университет (614019, г. Пермь, Комсомольский пр., 29)

² ОАО «Нью Граунд» (614081, г. Пермь, ул. Кронштадтская, 35)

Опыт проведения полевых испытаний барреты большой длины в условиях плотной городской застройки

Оценка несущей способности сваи аналитическими методами и в дальнейшем проверка этих значений полевыми испытаниями является важным аспектом проектирования свайных фундаментов. В статье приводится опыт организации и проведения полевых испытаний железобетонных баррет с использованием метода волновой теории удара в условиях существующей застройки. Проведена оценка возможности применения этого метода в условиях стесненной строительной площадки. Полученные экспериментальные данные подтверждают обеспеченность несущей способности барреты по грунту с превышением в пределах 5–20% при расчетном уровне вертикальных перемещений. Это показывает хорошую сходимость применяемых при проектировании численных методов моделирования работы длинной барреты в грунте. Испытания баррет проведены без нанесения ущерба их работоспособности. В ходе проведения испытаний подтверждена сплошность и однородность конструкции барреты. Зафиксированные скорости колебаний конструкций окружающей застройки значительно ниже предельно допустимых значений. Колебания материала, вызванные ударом, в большей части распространяются в теле конструкции и резко затухают в грунте за ее пределами.

Ключевые слова: баррета, несущая способность, свайный фундамент, полевые испытания, метод волновой теории удара, плотная городская застройка.

Для цитирования: Маковецкий О.А., Зув С.С. Опыт проведения полевых испытаний барреты большой длины в условиях плотной городской застройки // *Жилищное строительство*. 2018. № 9. С. 13–18.

O.A. MAKOVETSKY¹, Candidate of Sciences (Engineering); S.S. ZUEV², Deputy General Director

¹ Perm National Research Polytechnic University (29, Komsomolsky Avenue, Perm, 614019, Russian Federation)

² JSC "New Ground" (35, Kronshtadtskaya Street, Perm, 614081, Russian Federation)

Experience in Conducting Field Tests of a Barrette of Long Length under Conditions of Dense Urban Development

Evaluation of the bearing capacity of the pile by analytical methods and further verification of these values by field tests is an important aspect of the design of pile foundations. The article presents the experience in organization and conducting field tests of a reinforced concrete barrette with the use of the method of the wave theory of impact under the conditions of the existing development. An assessment of the possibility of using this method under the conditions of the tight construction site is made. The experimental data obtained confirm the providing of bearing capacity of the barrette on the ground with excess within the range of 5–20% at the calculated level of vertical displacements. This shows a good convergence of the numerical methods of modeling of operation of a long barrette in the soil when designing. Tests of barrettes were conducted without damage to their performance. The continuity and homogeneity of the barrette design was confirmed in the course of the test conducting. Fixed speeds of fluctuations of the structures of the surrounding development are substantially below the maximum permissible values. Vibrations of the material caused by the impact, for the most part spread in the body of the structure, and sharply damped in the ground outside its limits.

Keywords: barrette, bearing capacity, pile foundation, field tests, method of wave theory of impact, dense urban development.

For citation: Makovetsky O.A., Zuev S.S. Experience in conducting field tests of a barrette of long length under conditions of dense urban development. *Zhilyshchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2018. No. 9, pp. 13–18. (In Russian).

В настоящее время строительство подземных частей зданий в условиях плотной городской застройки ведется методом «top-down». При выполнении работ этим методом в качестве опор перекрытий подземных этажей используются барреты – глубокие сваи, выполняемые по технологии «стена в грунте» с использованием гидрофрезы или телескопического грейфера. Оценка несущей способности сваи аналитическими методами и в дальнейшем проверка этих значений полевыми испытаниями являются важным аспектом проектирования свайных фундаментов. Известно достаточное количество аналитических методов расчета несущей способности одиночных свай, учитывающих геометрические

размеры сваи и физико-механические характеристики грунта. Но зачастую величины, полученные расчетом по этим методам, значительно отличаются от результатов полевых испытаний сваи вертикальной нагрузкой. В первую очередь это касается свай большой длины, выполненных в грунте под защитой глинистого раствора. В специальной литературе, посвященной вопросам геотехники, достаточно полно рассматриваются вопросы полевых испытаний сваи статическими вдавливающими нагрузками и методом Остерберга (метод погружного домкрата) [1–9]. Однако выполнение испытаний методом волновой теории удара (метод PDA) представлено не столь обширно [10]. В данной статье авто-

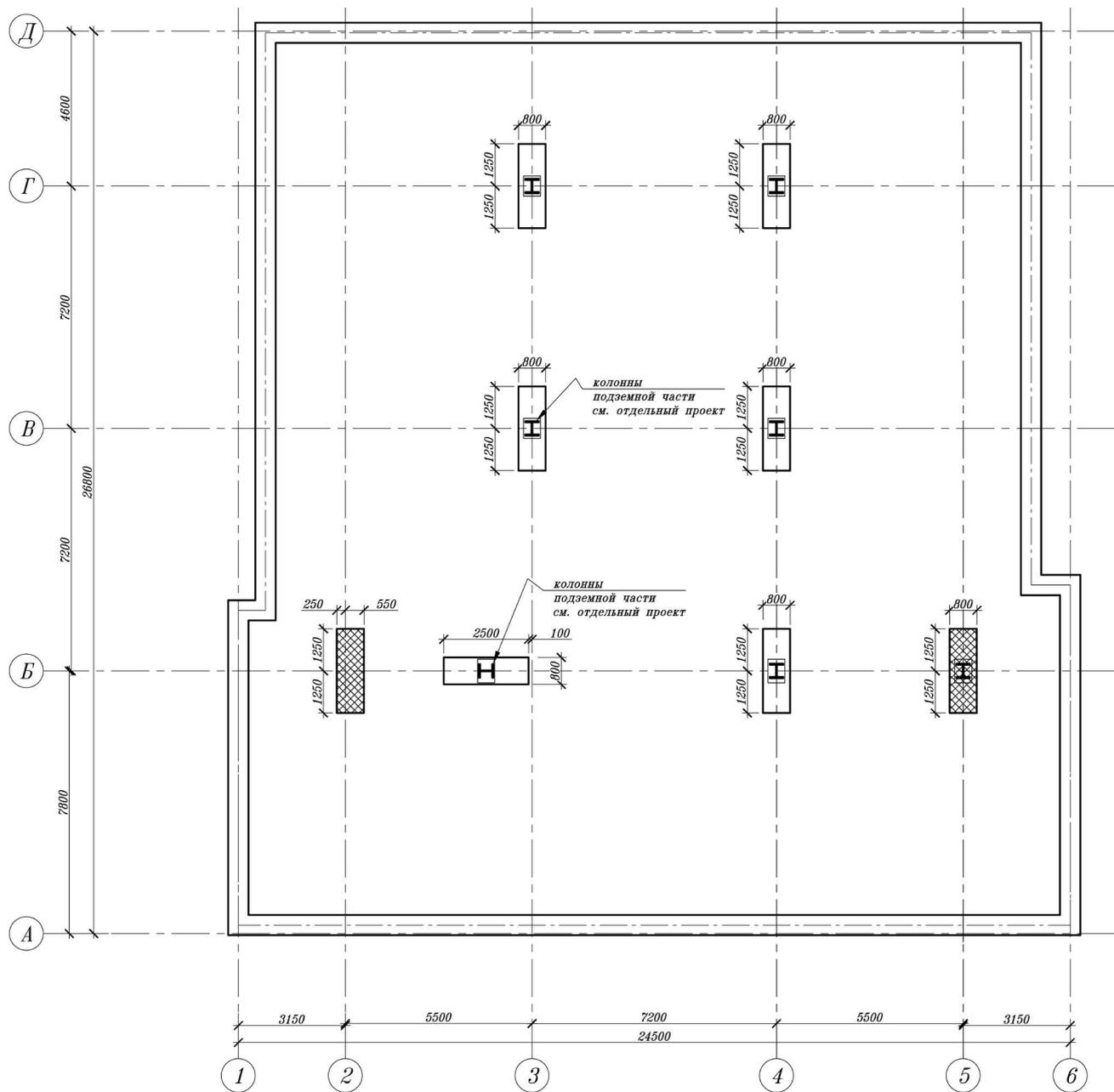


Рис. 1. План площадки строительства и испытательные барреты

ры хотели бы поделиться опытом организации и проведения полевых испытаний железобетонных баррет с использованием этого метода в условиях существующей застройки.

Характеристика объекта. Площадка вновь строящегося здания расположена в пределах плотной городской застройки, на месте разобранного жилого дома. В непосредственной близости располагаются существующие жилые здания: восьмизэтажное кирпичное на ленточных бутобетонных фундаментах на естественном основании 1949 г. постройки и десятиэтажное кирпичное на железобетонной фундаментной плите на естественном основании.

В геологическом строении площадки до изведенной глубины 42 м принимают участие отложения следующих стратиграфических комплексов: с поверхности до глубины 2,15–3,9 м участок покрыт техногенными грунтами. Под насыпью залегает толща флювиогляциальных отложений,

сложенная песками мелкими и средней крупности, с глинистыми прослоями, от рыхлых до плотных, влажных и водонасыщенных. Общая мощность флювиогляциальных отложений составляет 8,6–9,6 м. Ниже на глубине 13–13,6 м залегают коренные верхнеюрские отложения, представленные следующими ярусами: Волжский ярус представлен глинами с прослоями песка, мощность составляет 7–8,7 м; Оксфордский ярус представлен глинами полутвердыми, мощностью 6,8–8,5 м. Под верхнеюрскими отложениями на глубине 28,3–29,7 м залегают верхнекаменноугольные отложения, представленные известняками трещиноватыми, реже щебнем и дресвой известняка. Мощность отложений составляет 3,6–4 м.

Гидрогеологические условия участка характеризуются наличием подземных вод четвертичного и верхнекаменноугольного возраста.

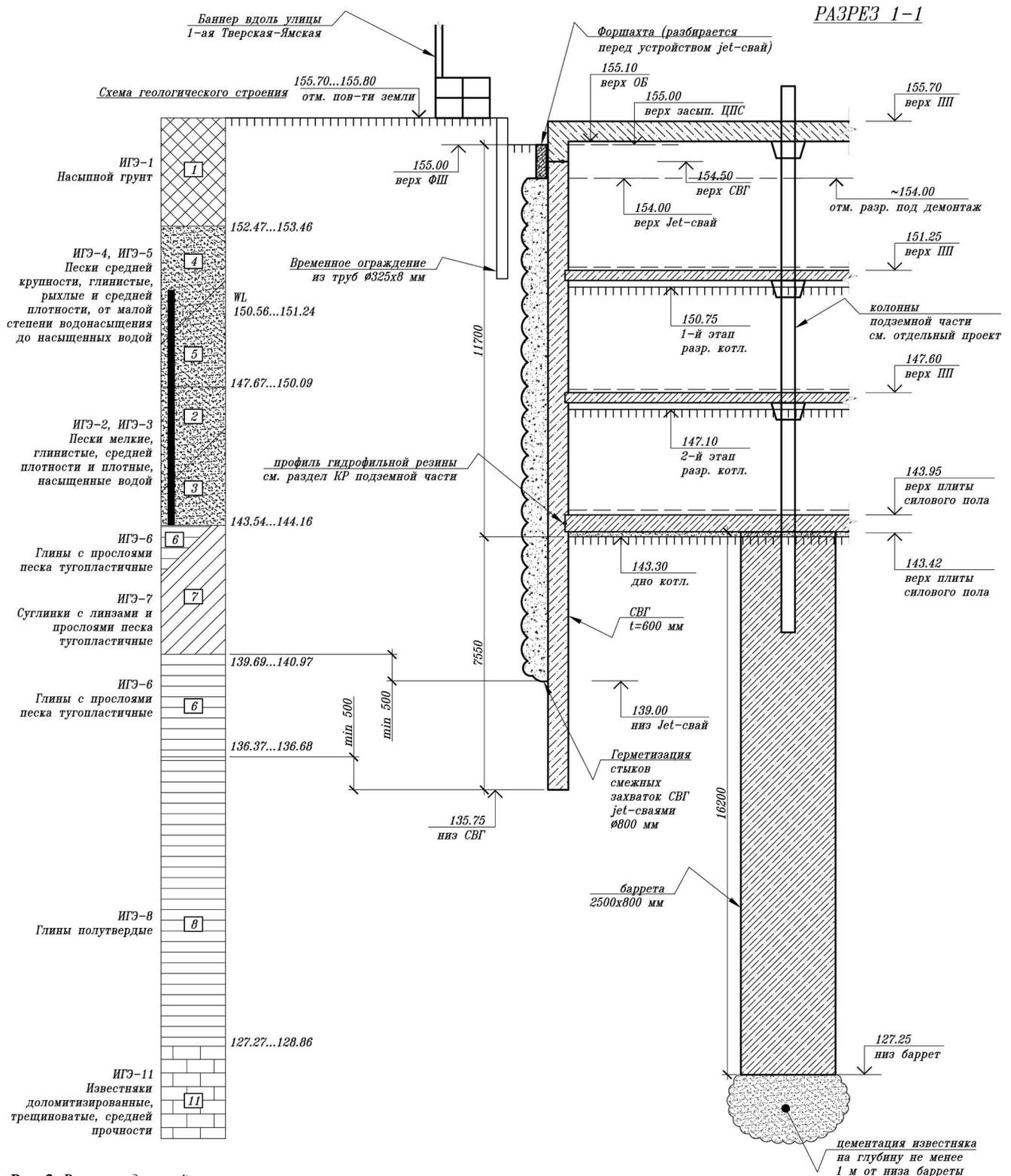


Рис. 2. Разрез подземной части и геологическая колонка

Проектом, разработанным НИИОСП им. Н.М. Герсеванова, предусматривается строительство пятиэтажного здания с трехэтажной подземной автостоянкой. Строительство подземной части здания выполняется по технологии «топ-даун». В период разработки котлована перекрытия опираются на промежуточные опоры из стальных двутавров, установленные в барреты сечением 2500×800 мм. Длина барреты

17200 мм. Барреты заглубляются в известняк доломитизированный трещиноватый средней прочности (ИГЭ-11) (рис. 1, 2).

Для обеспечения надежного контакта пяты барреты с грунтом, а также заполнения возможных дефектов основания под барретами предусматривается цементация известняков на глубину не менее 1 м. Для возможности цементации основания в каркасе барреты предусмотрены металличе-



Рис. 3. Испытательная установка

ские трубы $\varnothing 152 \times 4$ мм. Общее количество баррет 8 шт. Максимальная расчетная нагрузка на баррету принята 10780 кН. Несущая способность барреты по грунту – 20000 кН, допустимая нагрузка на баррету – 12500 кН.

Согласно требованиям проектной документации необходимо было выполнить полевое определение несущей способности двух выполненных конструкций. Метод проведения испытаний определялся с учетом всех факторов: высокая несущая способность, местоположение площадки строительства и ее стесненность, технологические возможности. Для дальнейшего использования был выбран метод волновой теории удара (метод PDA).

Методика и порядок проведения испытаний. Испытания свай вдавливающей (ударной) нагрузкой основаны на теории распространения упругой волны в одноосном стержне, находящемся в квазиупругой среде, сложенной реальными грунтовыми напластованиями, прорезаемыми испытываемой сваей [11]. Волна инициируется приложением к голове сваи соответствующей вдавливающей (ударной) нагрузки. Сигналы, поступающие от измерительных приборов во время прохождения ударной волны, обрабатываются по специальным программам и представляются на ЭВМ в виде искомой информации о несущей способности сваи. Регистрирующая аппаратура включает датчики: тензометр – измеритель относительных деформаций ствола барреты (Strain Transducer); акселерометр с диапазоном линейной регистрации сигнала 1–7,5 КГц (Piezoresistive Accelerometer) и специализированный компьютер с программным обеспечением фирмы PDI (США). На одну баррету устанавливается две пары датчиков, которые подключаются к регистрирующему компьютеру. Во время испытаний осадка барреты контролируется на основании показаний датчиков-акселерометров.

Испытания баррет ударной нагрузкой состоят из нескольких последовательно выполняемых циклов, каждый из которых включает:

- подъем молота на необходимую высоту; высота подъема молота для каждого удара задается в зависимости от качества получаемых сигналов о прохождении ударной волны по стволу барреты от предыдущего удара;
- сброс молота и передача энергии удара молота на баррету;
- регистрацию величины осадки барреты и сигналов, полученных от измерительных блоков; компьютерную об-

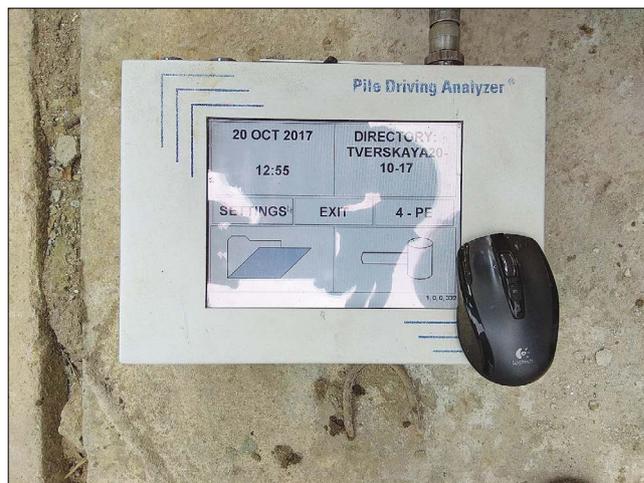


Рис. 4. Регистрирующие датчики

работку полученной информации; принятие оперативного решения о высоте подъема молота в очередном цикле.

Во время каждого удара регистрируется информация о сжимающих и растягивающих напряжениях в бетоне барреты, сообщаемой баррете величине энергии удара, сопротивлению грунта погружению, сопротивлению по подошве барреты, максимальном ускорении, структурной целостности тела барреты, осадке барреты. Вся эта информация записывается компьютером, обрабатывается и выдается на дисплей для принятия оперативных решений об энергии удара.

Критерием завершения полевых испытаний является получение качественных и четких сигналов при приложении заданной динамической нагрузки.

Выполнение полевых испытаний. Для испытаний выбраны конструкции, расположенные на осях Б-5 (№ 1) и В-4 (№ 2). Барреты были подготовлены для испытаний: поверхность оголовка барреты была тщательно отшлифована и выровнена по уровню шлифовальной машинкой с алмазным чашеобразным диском. На баррету был установлен молот массой 10 т (рис. 3). Сброс молота осуществлялся краном грузоподъемностью 25 т через специальное гидравлическое сцепное устройство. На расстоянии примерно 2 м от верха барреты были подготовлены две диаметрально расположенные площадки для установки датчиков. Датчики крепились болтами, которые закручивались в специальные стальные дюбели (рис. 4).

На баррету № 1 были выполнены пять ударов, на баррету № 2 – четыре. Поскольку испытания проводились в пределах существующей застройки, были проведены замеры уровней вибрации на конструкциях соседних зданий при помощи прибора SVAN 949 (анализатор шума и вибрации). Уровень замеренных скоростей колебаний конструкций на наиболее близко расположенном здании находится в диапазоне 0,017–0,024 см/с, при минимально допустимой величине 0,4 см/с (табл. 7.20 СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты»). Это подтвердило возможность проведения таких испытаний в существующей застройке без каких-либо отрицательных последствий. Кратковременный сильный низкочастотный шум при ударе – единственное отрицательное явление для жильцов.

Анализ полученных данных. Результатами испытаний в цифровом и графическом отображении являются: несущая способность барреты на сжатие по грунту с распределением по подошве и боковой поверхности; график зависи-

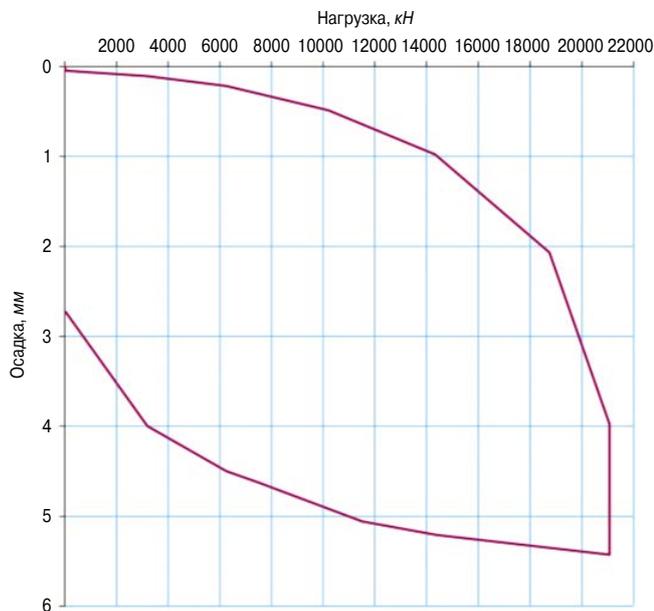


Рис. 5. График осадка – нагрузка

мости «нагрузка – осадка» для верха и подошвы барреты, моделирующий статическое испытание барреты на вдавливание по ГОСТ 5686–2012 «Грунты. Методы полевых испытаний сваями»; характеристики трения слоев грунта по боковой поверхности барреты; качественные характеристики сплошности бетона по длине барреты.

Экспериментальные значения несущей способности барреты по грунту приведены в таблице.

График зависимости осадки верха барреты от нагрузки, моделирующие статические испытания на вдавливание по ГОСТ 5686–2012, приведен на рис. 5. График изменения несущей способности по глубине барреты на каждом метре и с нарастающим итогом, а также характеристики трения боковой поверхности о грунт приведены на рис. 6.

Полученные экспериментальные данные свидетельствуют о том, что несущая способность барреты по грунту обеспечена с превышением в пределах 5–20% при расчетном уровне вертикальных перемещений. Это показывает хорошую сходимость применяемых при проектировании численных методов моделирования работы длинной барреты в грунте.

Список литературы

1. Мангушев Р.А. Численные, аналитические и полевые методы оценки несущей способности свай и свай-баррет глубокого заложения в слабых грунтах Санкт-Петербурга. Сб. статей межд. науч.-техн. конференции «Численные методы расчетов в практической геотехнике». СПбГАСУ, 2012. С. 44–52.
2. Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Боков И.А., Шулятьев С.О. Особенности испытаний свай для высотных зданий на примере башни ОДЦ «ОХТА» // *Высотные здания*. 2011. № 6. С. 96–99.
3. Катценбах Р., Шмитт А., Рамм Х. Основные принципы проектирования и мониторинга высотных зданий Франкфурта-на-Майне. Случаи из практики // *Реконструкция городов и геотехническое строительство*. 2005. № 9. С. 80–99.

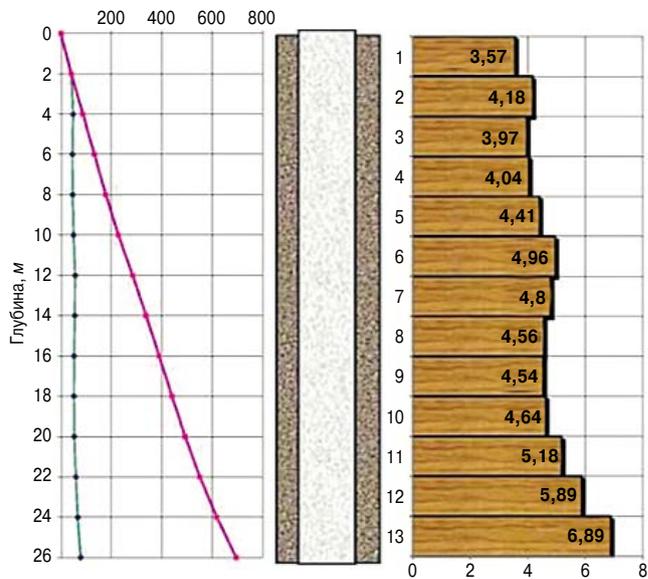


Рис. 6. Графики изменения трения по грунту и несущей способности по боковой поверхности барреты

Показатель, кН	Баррета	
	№ 1	№ 2
Частное значение предельного сопротивления барреты, F_u в том числе по боковой поверхности	21085	24579
	6954	8139
Расчетная несущая способность F_d (кН) при $\gamma_d = 1$ и $\gamma_s = 1$	210850	245790
Расчетная предельная нагрузка на баррету F_u/γ_k (кН), при $\gamma_k = 1,2$	175710	204830

Испытания баррет проведены без нанесения ущерба их работоспособности. В ходе поведения испытаний подтверждена сплошность и однородность конструкции барреты.

Зафиксированные скорости колебаний конструкций окружающей застройки значительно ниже предельно допустимых значений. Колебания материала, вызванные ударом, в большей части распространяются в теле конструкции и резко затухают в грунте за ее пределами.

Опыт проведения полевых испытаний несущей способности длинной массивной железобетонной конструкции (барреты) показывает его возможность для применения в аналогичных грунтовых условиях в пределах существующей городской застройки.

References

1. Mangushev R.A. Numerical, analytical and field methods of assessment of bearing capacity of piles and piles-Barret of deep laying in weak soils of St. Petersburg. *Papers of articles science-technecal conference "Numerical methods of calculations in practical geotechnics"*. SPBGASU. 2012, pp. 44–52. (In Russian).
2. Petrukhin V.P., Shulyat'ev O.A., Bokov I.A., Shulyat'ev S.O. A features of piling tests for high-rise buildings on the example of OKHTA tower. *Vysotnye zdaniya*. 2011. No. 6, pp. 96–99. (In Russian).
3. Katzenbach R., Schmitt A., Ramm H. Basic principles of design and monitoring of high-rise buildings in Frankfurt am main. Cases from practice. *Rekonstruktsiya gorodov i geotekhnicheskoe stroitel'stvo*. 2005. No. 9, pp. 80–99. (In Russian).

4. Шулятьев О.А. Фундаменты высотных зданий // *Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета*. 2014. № 4. С. 203–245.
5. Таракановский В.К., Капустян Н.К., Климов А.Н. Опыт мониторинга процессов деформирования в грунтах основания высотных зданий в Москве // *Геозология, инженерная геология, гидрогеология, геокриология*. 2010. № 6. С. 555–566.
6. Osterberg J.O. The Osterberg load test method for bored and driven piles – The first ten years // *Proceedings of the Seventh International Conference and Exhibition on Piling and Deep Foundations*. Vienna. Deep Foundation Institute. 1998, pp. 1.28.1–1.28.11.
7. Fel-lenius B.H., Altaee A., Kulesza R., Hayes J. O-cell testing and FE Analysis of 28m deep barrette in Manila, Philippines // *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering*. American Society of Civil Engineering. 1999. Vol. 125. № 7, pp. 566–575.
8. Hamza M., Ibrahim M.H. Base and shaft grouted large diameter pile and barrettes load tests // *Proceedings Geotech – Year 2000, Developments in Geotechnical Engineering*. Bangkok, Thailand, 2000. Vol. 2, pp. 219–228.
9. ASTM Standard D 5882 (2000): Standard Test Method for Low Strain Impact Integrity Testing of Deep Foundations, ASTM International, West Conshohocken PA.
10. Харитонов А.Ю. Опыт применения в России испытаний грунтов сваями методом волновой теории удара. *Труды VIII научно-практической конференции «Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения»*. М., 2017. С. 201.
11. ASTM D 4945-00. Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles.
4. Shulyat'ev O.A. Foundations of high-rise buildings. *Vestnik Permskogo natsional'nogo issledovatel'skogo politekhnicheskogo universiteta*. 2014. No. 4, pp. 203–245. (In Russian).
5. Tarakanovskii V.K., Kapustyan N.K., Klimov A.N. Experience in monitoring of deformation processes in soils of high-rise buildings in Moscow. *Geoekologiya, in zhenernaya geologiya, gidrogeologiya, geokriologiya*. 2010. No. 6, pp. 555–566. (In Russian).
6. Osterberg J.O. The Osterberg load test method for bored and driven piles – The first ten years. *Proceedings of the Seventh International Conference and Exhibition on Piling and Deep Foundations*. Vienna. Deep Foundation Institute. 1998, pp. 1.28.1–1.28.11.
7. Fel-lenius B.H., Altaee A., Kulesza R., Hayes J. O-cell testing and FE Analysis of 28m deep barrette in Manila, Philippines. *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering*. American Society of Civil Engineering. 1999. Vol. 125. No. 7, pp. 566–575.
8. Hamza M., Ibrahim M.H. Base and shaft grouted large diameter pile and barrettes load tests. *Proceedings Geotech – Year 2000, Developments in Geotechnical Engineering*. Bangkok, Thailand, 2000. Vol. 2, pp. 219–228.
9. ASTM Standard D 5882 (2000): Standard Test Method for Low Strain Impact Integrity Testing of Deep Foundations, ASTM International, West Conshohocken PA.
10. Kharitonov A.Yu. Experience of application In Russia of soil tests by piles by the wave theory of impact. *In proceedings of the VIII scientific-practical conference "Inspection of buildings and structures: Problems and ways of their solution"*. 2017 Moscow, pp. 201.
11. ASTM D 4945-00. Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles.

ИНФОРМАЦИЯ**Владимир Якушев возглавил Технический комитет по стандартизации «Строительство»**

Министр строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ Владимир Якушев назначен председателем Технического комитета по стандартизации «Строительство» (ТК 465). Соответствующие изменения внесены в Приказ Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии «О техническом комитете по стандартизации «Строительство» (Росстандарт).

Технический комитет по стандартизации ТК 465 «Строительство» создан в октябре 2004 г. и является объединением заинтересованных предприятий и организаций, представителей органов исполнительной власти, которое создано на добровольной основе в целях организации и проведения работ по национальной, региональной и международной стандартизации в области строительства. В настоящее время в состав ТК «Строительство» входит 191 организация.

Целью деятельности ТК 465 является реализация Федерального закона № 184-ФЗ «О техническом регулировании», смежных с ним законодательных актов, принятых технических регламентов, а также содействие повышению эффективности работ по стандартизации на национальном и международном уровнях.

Среди задач комитета: организация разработки национальных и межгосударственных стандартов в строительном комплексе и подготовка их к утверждению в Росстандарте, организация экспертизы проектов национальных, межгосударственных и

международных стандартов, строительных норм и правил, сводов правил, стандартов организаций, зарубежных стандартов и сводов правил и других документов в области стандартизации, осуществление сотрудничества с национальными и зарубежными техническими комитетами в смежных областях деятельности.

Комитет принимает активное участие в работе технических комитетов Международной организации по стандартизации ИСО, Евразийского совета по стандартизации, метрологии и сертификации и Межгосударственной научно-технической комиссии по стандартизации, техническому нормированию и сертификации в строительстве (МНТКС), созданной при Межправительственном совете по сотрудничеству в строительной деятельности, других технических комитетов международных и региональных и зарубежных организаций по стандартизации по профилю деятельности ТК.

Кроме того, ТК 465 участвует в разработке межгосударственных и международных стандартов и предложений относительно позиции Российской Федерации для голосования по проектам международных и региональных организаций по стандартизации и т. д.

Работает комитет на базе подведомственного Минстрою России Федерального центра стандартизации, нормирования и технической оценки соответствия в строительстве (ФАО «ФЦС»).

По материалам Минстрою РФ

УДК 693.22:624.04

И.И. ПОДШИВАЛОВ, канд. техн. наук, А.А. ФИЛИППОВИЧ, канд. техн. наук (annafilech@mail.ru),
Р.В. ШАЛГИНОВ, канд. техн. наук

Томский государственный архитектурно-строительный университет (634003, г. Томск, Соляная пл., 2)

Моделирование жилого здания на свайном основании при его надстройке

Приведены материалы моделирования жилого кирпичного здания на свайном основании при его надстройке и анализа напряженно-деформированного состояния несущих конструкций и грунтов основания. Моделирование выполнялось в программно-вычислительном комплексе «MicroFe», который позволяет создать расчетную схему в виде системы «основание – фундамент – надфундаментные конструкции». Расчеты проводились при различных моделях свайно-грунтового основания (абсолютно жесткого и податливого). Так, при абсолютно жестком свайно-грунтовом основании усилия и напряжения в отдельных строительных конструкциях превысили проектные значения, а при податливом – наибольший дефицит армирования составил менее 1% по сравнению с проектом. Таким образом, учет податливости свайно-грунтового основания приводит к сглаживанию и снижению усилий и напряжений в строительных конструкциях.

Ключевые слова: напряженно-деформированное состояние, абсолютно жесткое свайно-грунтовое основание, податливое свайно-грунтовое основание, моделирование.

Для цитирования: Подшивалов И.И., Филиппович А.А., Шалгинов Р.В. Моделирование жилого здания на свайном основании при его надстройке // *Жилищное строительство*. 2018. № 9. С. 19–23.

I.I. PODSHIVALOV, Candidate of Sciences (Engineering), A.A. FILIPPOVICH, Candidate of Sciences (Engineering) (annafilech@mail.ru),
R.V. SHALGINOV, Candidate of Sciences (Engineering)
Tomsk State University of Architecture and Building (2, Solyanaya Square, Tomsk, 634003, Russian Federation)

Stress-Strain State Simulation of an Apartment House on Pile Foundation when Constructing Additional Floors

The article presents the materials of modeling a residential brick building on a pile foundation during its superstructure and analysis of the stress-strain state of the supporting structures and foundation soils. The simulation was performed in the software – computing complex «MicroFe», which makes it possible to create a calculation scheme in the form of a system «base – foundation – over-foundation structures». Calculations were conducted for different models of pile-ground foundation (absolutely rigid and pliable). Thus, for a absolutely rigid pile-ground base, the forces and stresses in individual building structures exceeded the design values, for a pliable base- the largest reinforcement deficit was less than 1% compared to the project. So taking into account the pliability of the pile-ground base leads to smoothing and decreasing of forces and stresses in structures.

Keywords: stress-strain state, absolutely rigid pile-ground base, pliable pile-ground base, simulation.

For citation: Podshivalov I.I., Filippovich A.A., Shalginov R.V. Stress-strain state simulation of an apartment house on pile foundation when constructing additional floors. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2018. No. 9, pp. 19–23. (In Russian).

В существующих зданиях часто имеются значительные запасы прочности по несущей способности и в надземных, и в подземных несущих конструкциях. Это позволяет выполнять надстройку дополнительных этажей как при новом строительстве, так и при реконструкции зданий [1–7].

Несущие стены жилых зданий, выполненные из каменной кладки, по конструктивной схеме чаще всего относятся к жестким системам (СП 15.13330.2012 «Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22–81*»). Используя современные высокопрочные материалы кладки – керамический камень, кирпич и раствор, получаем конструкцию кладки стен с повышенными жесткостными и соответственно с пониженными деформативными характеристиками. В такой кладке первые трещины могут образоваться даже при невысокой степени нагружения стен [8, 9]. Поэтому важное значение при расчете системы «основание – фундамент – надфундаментные конструкции» имеет учет податливости свайного грунтового основания, что позволяет существенно сгладить экстремальные усилия и напряжения в кладке стен [2, 10–12].

В настоящее время реализуется два основных подхода к расчету здания с учетом основания – «раздельный» и «совместный» [13]. При первом подходе выполняется расчет надфундаментной части в предположении наличия под ним жесткого основания, а затем нагрузка от этой части здания прикладывается на фундамент. Расчет надфундаментной части зачастую выполняется по грузовым площадям без учета пространственной работы здания, что в принципе для многоэтажных зданий недопустимо. При втором подходе надфундаментная часть, фундамент и основание рассчитываются совместно. Наиболее простые решения получаются при учете основания по модели Винклера. Практика проектирования показывает, что совместная и раздельная схемы могут приводить не только к количественным, но и к качественным отличиям в результатах расчета.

К тому же, согласно Федеральному закону № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» (п. 6 ст. 16): «...расчетные модели (в том числе расчетные схемы, основные предпосылки расчета) стро-

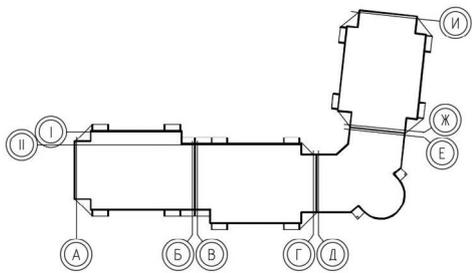


Рис. 1. Компоновочная схема здания с температурными швами между блок-секциями



Рис. 2. Общий вид жилого дома со двора, фасад 30–24 (блок-секция в осях «И–Ж»)

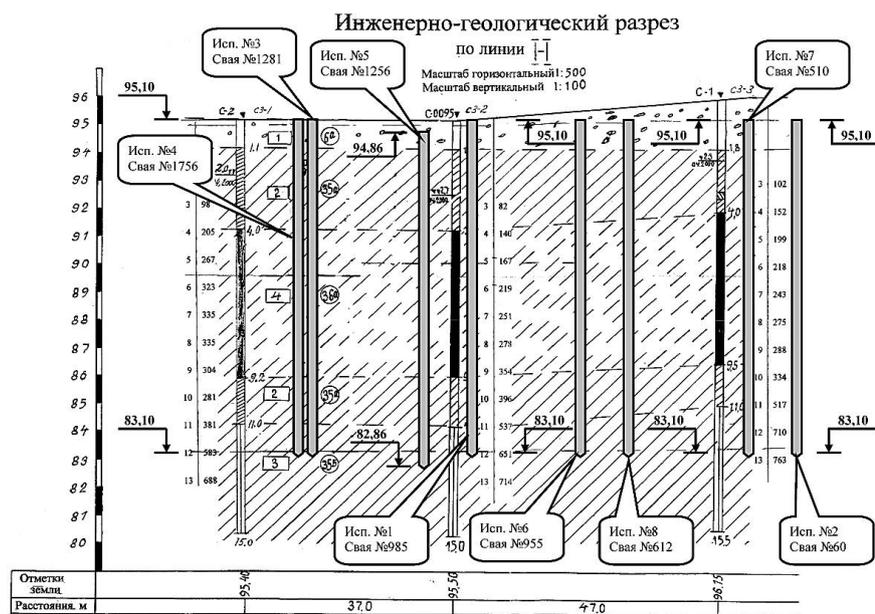


Рис. 3. Инженерно-геологический разрез с привязкой свай, которые испытаны статической вдавливающей нагрузкой

ительных конструкций и основания должны отражать действительные условия работы здания или сооружения, отвечающие рассматриваемой расчетной ситуации. При этом должны быть учтены: ... 2) особенности взаимодействия элементов строительных конструкций между собой и с основанием...»

Выбор расчетной схемы, которая наиболее полно может смоделировать конструктивную схему здания, является одним из важнейших факторов при определении запасов прочности строительных конструкций и фундаментов (Шашкин К.Г. Использование упрощенных моделей основания для решения задач совместного расчета основания и конструкций сооружения (<http://www.georec.narod.ru/tag/1999n1/9.htm>); Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Под общ. ред. В.А. Ильичева и Р.А. Мангушева. М.: АСВ, 2014. 728 с.).

В настоящее время с точки зрения возможности моделирования свайного основания совместно со зданием существующие расчетные компьютерные программы условно можно разбить на три группы. Программы первой группы (SCAD, LIRA, Stark, APMWinmachineStructure 3D и др.) имеют широкие возможности в оценке напряженно-деформированного состояния и конструировании строительных конструкций здания при весьма упрощенном моделировании основания: с помощью коэффициентов постели для фун-

даментов мелкого заложения и связей конечной жесткости для свай (Кравченко В.С., Криксунов Э.З., Перельмутер М.А., Скорук Л.Н. SCADStructure. Расчет оснований и фундаментов. Руководство пользователя. Версия 1.1. М., 2006. 33 с.; Ковальчук О.А., Колесников А.В., Русанова Е.М. и др. Введение в программный комплекс ЛИРА 10.4. [Электронный ресурс]. М.: МГСУ. 2015. Режим доступа: <http://lira-soft.com/wiki/manuals>). Специализированные геотехнические программы второй группы (Plaxis 2D, Plaxis 3D и др.), напротив, имеют широкие возможности в оценке напряженно-деформированного состояния оснований при приближенном моделировании строительных конструкций (PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. Руководство пользователя. Версия 7 [Текст]. СПб.: НИП-Информатика, 2004. 274 с.; PLAXIS 3D Foundation / Eds. R.B.J. Brinkgreve & W. Broere. Abingdone.a.: Balkema. 2004. Vol. 1). Программы третьей группы (MicroFe, ЛИРА-САПР, FemModels, MidasCivil+MidasGTSNX и др.) позволяют моделировать расчетную схему в виде системы «основание – фундаменты – надфундаментные конструкции» с различным набором особенностей: сваи в виде стержневых конечных элементов с ограничением допускаемой нагрузки; залегание грунтов в виде неоднородного трехмерного массива; физическая и геометрическая не-

линейность поведения материалов конструкций и грунтов (MicroFe-СДК. Программный комплекс конечно-элементных расчетов пространственных конструкций на прочность, устойчивость и колебания // ООО «ТЕХСОФТ», 2015. Режим доступа: <http://www.tech-soft.ru>).

Верифицированный проектно-вычислительный комплекс MicroFe (ПВК MicroFe) реализует конечно-элементное моделирование статических и динамических расчетных схем, проверку устойчивости, выбор невыгодных сочетаний усилий, подбор арматуры железобетонных конструкций и сечений стальных конструкций, проверку несущей способности, устойчивости, жесткости строительных конструкций. Ниже приведен пример использования этой программы применительно к расчету жилого дома в г. Томске.

Строительство здания было начато в конце 2009 г. по проекту на девять этажей. В период с 2009 по начало 2011 г. был разработан котлован и выполнено свайное основание. В конце 2011 г. строительство было продолжено. После испытания отдельных свай статической нагрузкой было принято решение о надстройке еще трех этажей. Строительство уже 12-этажного здания было завершено в 2014 г., а в 2015 г. объект был введен в эксплуатацию.

Рассматриваемое жилое здание с гараж-стоянками в подвале, с несущими конструкциями из монолитных железобетонных рам четырехсекционное, кирпичное, Г-образного

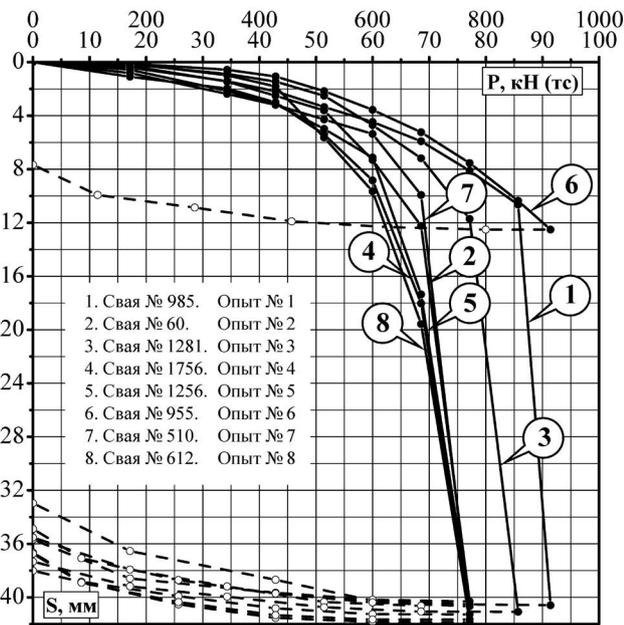


Рис. 4. Совмещенный график результатов испытаний девяти свай

очертания в плане. Конструктивная схема – с несущими продольными и поперечными стенами. Блок-секции разделены деформационными не осадочными, а температурными швами. Компановочная схема и общий вид здания приведены соответственно на рис. 1, 2.

При создании расчетной модели были использованы фактические геометрические, жесткостные и физические характеристики материалов и конструкций, полученные по результатам обследования здания и испытаний фрагментов кладки, отобранных из стен [1, 2]. Прочность камней в теле кладки и облицовочного кирпича соответствует марке М125, прочность раствора – М100.

В качестве расчетной схемы использовалась пространственная оболочечно-стержневая конечно-элементная модель. Размерность разработанной конечно-элементной модели: количество конечных элементов – 153253; порядок системы решаемых уравнений – 648618. Шаг конечно-элементной сетки назначается ПВК MicroFe автоматически

с возможностью ее сгущения в местах расположения столбов и стоек с целью исключения пиковых усилий.

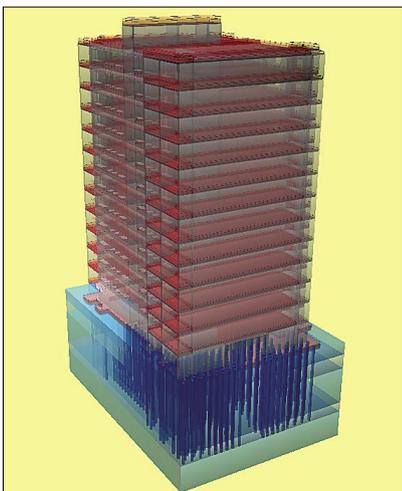


Рис. 5. Расчетная конечно-элементная схема блок-секции здания

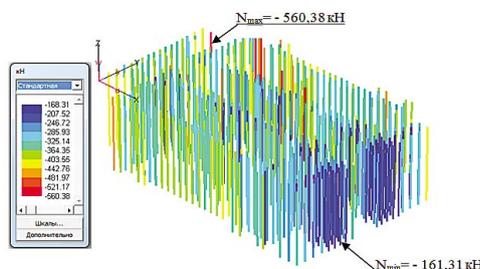


Рис. 6. Значения расчетных продольных нагрузок на сваи

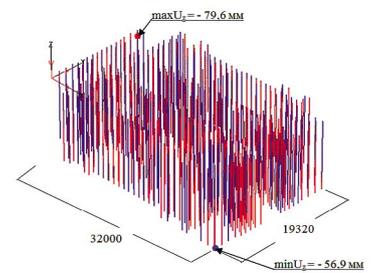


Рис. 7. Значения вертикальных перемещений свай

В расчетной схеме кирпичные стены, диски железобетонных перекрытий и ростверк моделировались конечным элементом типа «плоский прямоугольный элемент оболочки». Монолитные железобетонные рамы подвала и сваи фундамента моделировались стержневыми конечными элементами. Грунтовое основание под ростверком принималось в виде слоистого основания из объемных конечных элементов с послойным заданием модуля деформации и коэффициента Пуассона $\nu = 0,33$. Инженерно-геологический разрез площадки с привязкой опытных свай представлен на рис. 3. Слои грунтов имеют следующие физико-механические характеристики: **1-й слой** – насыпной гравийно-галечниковый грунт со строительным мусором; **2-й слой** – суглинок мягкопластичный с примесью органических веществ плотностью $\rho = 1,89 \text{ г/см}^3$; плотностью скелета грунта $\rho_d = 1,89 \text{ г/см}^3$; плотностью частиц грунта $\rho_s = 2,68 \text{ г/см}^3$; естественной влажностью $w = 21,2\%$; коэффициентом пористости $e = 0,72$; числом пластичности $I_p = 8 \text{ д. е.}$; показателем текучести $I_t = 0,65 \text{ д. е.}$; углом внутреннего трения $\phi_1 = 12 \text{ град}$; удельным сцеплением $c_{11} = 19 \text{ кПа}$; модулем деформации $E = 9 \text{ МПа}$; **3-й слой** – суглинок тугопластичной консистенции с примесью органических веществ плотностью $\rho = 1,91 \text{ г/см}^3$; плотностью скелета грунта $\rho_d = 1,44 \text{ г/см}^3$; плотностью частиц грунта $\rho_s = 2,69 \text{ г/см}^3$; естественной влажностью $w = 32,4\%$; коэффициентом пористости $e = 0,86$; числом пластичности $I_p = 16$; показателем текучести $I_t = 0,46 \text{ д. е.}$; углом внутреннего трения $\phi_1 = 15 \text{ град}$; удельным сцеплением $c_{11} = 15 \text{ кПа}$; модулем деформации $E = 12 \text{ МПа}$; **4-й слой** – супесь текучей консистенции плотностью $\rho = 2 \text{ г/см}^3$; плотностью скелета грунта $\rho_d = 1,58 \text{ г/см}^3$; плотностью частиц грунта $\rho_s = 2,67 \text{ г/см}^3$; естественной влажностью $w = 32,4\%$; коэффициентом пористости $e = 0,69$; числом пластичности $I_p = 5$; показателем текучести $I_t > 1 \text{ д. е.}$; углом внутреннего трения $\phi_1 = 16 \text{ град}$; удельным сцеплением 6 кПа ; модулем деформации $E = 9 \text{ МПа}$.

По результатам девяти испытаний грунтов статическими нагрузками на сваи (рис. 4) определена несущая способность свай и расчетная нагрузка на сваи, которые составили 740,6 и 617,2 кН соответственно.

Расчет на действие динамической ветровой нагрузки (пульсационная составляющая) выполнялся при абсолютно жестком закреплении конструкций подвала в уровне ростверка. Затем пульсационная составляющая ветровой нагрузки передавалась в расчетную схему здания на свайном основании в качестве дополнительной нагрузки и проводился его статический расчет. Расчетная конечно-элементная схема блок-секции приведена на рис. 5.

Расчет проводился в два этапа: на первом этапе свайно-грунтовое основание принималось жестким (расчетная

схема № 1); на втором этапе свайно-грунтовое основание моделировалось податливым за счет осадок свай (расчетная схема № 2).

Расчет блок-секции по расчетной схеме № 1 показал, что усилия и напряжения в отдельных строительных конструкциях превысили проектные значения. Например, максимальный дефицит армирования ригелей в монолитных рамах подвала составил 16%.

Расчет блок-секции по расчетной схеме № 2 проводился в следующей последовательности.

Вначале по результатам линейного расчета была определена величина максимального расчетного усилия $N_{p,н} = 560,38$ кН (рис. 6), передаваемого на сваи, которая сравнивалась со значением допускаемой расчетной нагрузки на сваи $N_{ст,н} = 617,2$ кН, полученным испытанием свай статической нагрузкой. В этом случае во всех сваях величина расчетной нагрузки на сваю $N_{ст,н} = 617,2$ кН достигнута быть не может исходя из существующей нагрузки от здания на свайный фундамент и его пространственной жесткости.

Затем выполнялся анализ усилий и осадок в сваях, напряжений и перемещений в строительных конструкциях. Так, наибольший дефицит армирования ригелей в монолитных рамах подвала составил менее 1% по сравнению с проектом. Максимальные напряжения в армокирпичной кладке нижних простенков составили $\sigma = 3,01$ МПа и уменьшились на 15,4% по сравнению с жестким свайным основанием и при этом не превысили расчетного сопротивления армокирпичной кладки. Максимальная осадка основания здания составила 79,6 мм (рис. 7), что не превышает предельно допускаемые значения 180 мм. Относительная разница деформаций была равна 0,00059, что меньше предельно допускаемого значения 0,0024.

Таким образом, расчет системы «основание – фундаменты – надфундаментные конструкции» рекомендуется проводить следующим образом:

Список литературы

1. 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.
2. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Геотехническое сопровождение развития городов. СПб.: Геореконструкция, 2010. 551 с.
3. Нургужинов Ж.С., Копаница Д.Г., Кошарнова Ю.Е., Устинов А.М., Усеинов Э.С. Экспериментальные исследования облегченной кладки на центральное и внецентренное нагружение // *Вестник ТГАСУ*. 2016. № 2. С. 107–116.
4. Копаница Д.Г., Кабанцев О.В., Усеинов Э.С. Экспериментальные исследования фрагментов кирпичной кладки на действие статической и динамической нагрузки // *Вестник ТГАСУ*. 2012. № 4. С. 157–178.
5. Кабанцев О.В., Тамразян А.Г. Учет изменений расчетной схемы при анализе работы конструкции // *Инженерно-строительный журнал*. 2014. № 5. С. 15–26.
6. Kabantsev O. Modeling Nonlinear Deformation and Destruction Masonry under Biaxial Stress. Part 2. Strenht Criteria and Numerical Expiriment // *Applied Mechanics and Materials*. 2015, pp. 808–819.

– на основании результатов испытания свай статической нагрузкой (или другим способом, например статическим зондированием свай) задается величина расчетной нагрузки на сваи. Если наибольшее расчетное усилие, передаваемое на сваи от здания, оказывается меньше расчетной нагрузки, которую можно приложить на сваи, то расчет выполняется в линейной постановке;

– если в отдельных сваях (в крайних) расчетное усилие оказывается больше, чем расчетная нагрузка, которую можно приложить на сваю, то в исходных данных статического расчета устанавливается ограничение предельной нагрузки на сваи, равное расчетной нагрузке. Тогда расчет проводится в нелинейной постановке. Т. е. усилия в сваях, которые превышают расчетную нагрузку, передаются на рядом расположенные сваи и догружают их, в результате чего происходит перераспределение усилий между сваями и, как следствие, изменение напряженно-деформированного состояния ростверка и вышерасположенных строительных конструкций по сравнению с линейным расчетом.

Выводы

1. ПВКMicroFe позволяет выполнить моделирование напряженно-деформированного состояния системы «основание – фундаменты – надфундаментные конструкции» с учетом как жесткого свайно-грунтового основания, так и податливого свайно-грунтового основания в линейной и нелинейной постановке расчета.

2. При жестком основании здания усилия и напряжения в отдельных строительных конструкциях надфундаментной части могут принимать пиковую форму и превышать проектные значения. Учет податливости свайно-грунтового основания приводит к сглаживанию и снижению усилий и напряжений в строительных конструкциях по сравнению с жестким основанием.

References

1. Ilyichev V.A., Mangushev R.A., Nikiforova N.S. Experience in the development of the underground space of Russian megacities. *Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov*. 2012. No. 2, pp. 17–20. (In Russian).
2. Ulitsky V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G. Geotekhnicheskoe soprovogdenie razvitiya gorodov [Geotechnical support of urban development]. Sain Peterburg: Georekonstrukciya. 2010. 551 p.
3. Nurguzhinov Z.S., Kopanica D.G., Kosharnova Y.E., Ustinov A.M., Useinov E.S. Pilot studies of the facilitated laying on the central and non-central loading. *Vestnik TGASU*. 2016. No. 2, pp. 107–116. (In Russian).
4. Kopanica D.G., Kabancev O.V., Useinov E.S. Pilot studies of fragments of a bricklaying on action of static and dynamic loading. *Vestnik TGASU*. 2012. No. 4, pp. 157–178. (In Russian).
5. Kabancev O.V., Tamrazyan A.G. The accounting of changes of the settlement scheme in the analysis of work of a design. *Inzhenerno-stroitelnyj zhurnal*. 2014. No. 5, pp. 15–26. (In Russian).
6. Kabantsev O. Modeling Nonlinear Deformation and Destruction Masonry under Biaxial Stress. Part 2. Strenht Criteria and Numerical Expiriment. *Applied Mechanics and Materials*. 2015, pp. 808–819.
7. Ulibin A.V., Zubkov S.V. Methods of control of strength of

7. Улыбин А.В., Зубков С.В. О методах контроля прочности керамического кирпича при обследовании зданий и сооружений // *Инженерно-строительный журнал*. 2012. № 3. С. 29–34.
8. Ющубе С. В., Подшивалов И. И., Самарин Д. Г., Филиппович А.А., Шалгинов Р.В. Экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния фрагментов кладки наружных стен из керамического камня // *Вестник ТГАСУ*. 2017. № 1. С. 174–180.
9. Ющубе С. В., Подшивалов И. И., Филиппович А. А., Шалгинов Р.В. Прочность кладки наружных стен из пустотелого керамического камня // *Жилищное строительство*. 2018. № 1–2. С. 52–54.
10. Шашкин А.Г., Улицкий В.М. Основы мониторинга механической безопасности сооружений при строительстве и эксплуатации // *Промышленное и гражданское строительство*. 2017. № 12. С. 6–14.
11. Шашкин В.А. Эффекты взаимодействия оснований и сооружений // *Развитие городов и геотехническое строительство*. 2012. № 14. С. 141–167.
12. Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Взаимодействие здания и основания: Методика расчета и практическое применение при проектировании / Под ред. проф. В.М. Улицкого). СПб.: Стройиздат СПб. 2002. 48 с.
13. Карпенко Н.И., Карпенко С.Н., Кузнецов Е.Н. О современных проблемах расчета высотных зданий из монолитного железобетона. // *Всероссийская (Международная) конференция: Бетон и железобетон – пути развития: Научные труды конференции в 5 кн. Т. 1*. Москва, 2005. С. 149–166.
- ceramic bricks in the inspection of buildings and structures. *Inzhenerno-stroitelnyj zhurnal*. 2012. No. 3, pp. 29–34. (In Russian).
8. Jushhube S.V., Podshivalov I.I., Samarin D.G., Filippovich A.A., Shalginov R.V. Experimental study of stress-strain state of fragments of masonry of the exterior walls of a ceramic stone. *Vestnik TGASU*. 2017. No. 1, pp. 174–180. (In Russian)
9. Jushhube S.V., Podshivalov I.I., Samarin D.G., Filippovich A.A., Shalginov R.V. The strength of exterior walls masonry of hollow ceramic stone. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2018. No. 1–2, pp. 52–54. (In Russian)
10. Shashkin A.G., Ulitsky V.M. Fundamentals of monitoring the mechanical safety of structures during construction and operation. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2017. No. 12, pp. 6–14. (In Russian).
11. Shashkin V.A. The effects of the interaction of foundations and structures. *Razvitie gorodov i geotekhnicheskoe stroitel'stvo*. 2012. No. 14, pp. 141–167. (In Russian).
12. Shashkin A.G., Shashkin K.G. Vzaimodejstvie zdaniya i osnovaniya: metodika rascheta i prakticheskoe primeneniye pri proektirovanii [The interaction of buildings and grounds: methods of calculation and practical application in the design]. Saint Petersburg: Strojizdat SPb. 2002. 48 p.
13. Karpenko N.I., Karpenko S.N., Kuznetsov E.N. About modern problems of calculation high-rise buildings from monolithic reinforced concrete. // *All-Russian (International) conference. Concrete and reinforced concrete – ways of development. Scientific works of a conference in five books*. Vol. 1. Moscow. 2005, pp. 149–166. (In Russian).

ИНФОРМАЦИЯ

Новые требования к составу, содержанию и порядку оформления заключения госэкспертизы

Новые требования к составу, содержанию и порядку оформления заключения государственной экспертизы проектной документации и результатов инженерных изысканий вступили в силу 1 сентября 2018 г. Соответствующий приказ Минстроя России (№ 341/пр) опубликован на официальном интернет-портале правовой информации pravo.gov.ru.

Необходимость изменения существующих требований обусловлена переходом к ведению единого государственного реестра заключений экспертизы проектной документации объектов капитального строительства (ЕГРЗ) и необходимостью оформления заключения в форме электронного документа. В частности, уточняется перечень сведений, подлежащих введению в заключение. Данные сведения необходимы для корректного включения информации о таком заключении в ЕГРЗ, в соответствии с Правилами его

формирования (постановление Правительства РФ от 24 июля 2017 г. № 878).

Кроме того, в новой редакции требований описаны особенности присвоения номеров заключений государственной экспертизы проектной документации и результатов инженерных изысканий с учетом начала ведения ЕГРЗ.

Справочно. Приказ Минстроя России от 8 июня 2018 г. № 341/пр подготовлен в соответствии с п. 37 Положения об организации и проведения государственной экспертизы проектной документации и результатов инженерных изысканий, утвержденного постановлением Правительства Российской Федерации от 5 марта 2007 г. № 145. Документ также признает утратившим силу приказ Минстроя России от 9 декабря 2015 г. № 887/пр.

По материалам Минстроя РФ

УДК 624.191

И.Я. ХАРЧЕНКО¹, д-р техн. наук (iharcenko@mail.ru), А.И. ПАНЧЕНКО¹, д-р техн. наук,
В.А. АЛЕКСЕЕВ¹, инженер; А.И. ХАРЧЕНКО², канд. техн. наук, директор

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

² ЗАО «Ингеострой» (109147, г. Москва, ул. М. Калитниковская, 7)

Ликвидация водопроявлений при строительстве и эксплуатации тоннельных и притоннельных сооружений

Приведен анализ причин водопроявлений различной интенсивности при строительстве и эксплуатации тоннельных и притоннельных сооружений. Предложены комбинированные методы выполнения инъекционных работ в различных геотехнических условиях с учетом интенсивности водопритока в подземные сооружения. Показано, что специальные тампонажные инъекционные смеси применяются с целью заполнения крупных пустот, каверн и трещин (первый этап) с последующим инъецированием с применением особо тонкодисперсных минеральных вяжущих для заполнения капиллярно-пористой структуры грунта, макро- и микротрещин, а также других дефектов в теле железобетонных ограждающих конструкций. Реализован проект ликвидации водопроявлений, в соответствии с которым зоны разуплотнений заобделочного пространства с поглощением инъекционной суспензии не более 5 л/мин при давлении менее 1 МПа заполнялись инъекционной смесью, при более интенсивном поглощении применялась тампонажная смесь на основе портландцемента. После ликвидации зон разуплотнения грунтов выполнялось инъецирование суспензией на основе особо тонкодисперсного минерального вяжущего. Приведены этапы ликвидации водопроявлений, параллельно с которыми проводилось восстановление гидроизоляции в деформационных швах путем инъекции эластичного гидроизоляционного материала через специально пробуренные под углом 32° шпурсы с шагом 0,5 м. Сделан вывод о суммарном объеме потребляемых инъекционных смесей на минеральной основе, который составляет от 20 до 250 кг на 1 м тоннеля.

Ключевые слова: тоннельные сооружения, притоннельные сооружения, водопроявления, инъекционные смеси, акрилатные гели, гидроактивные полиуретаны, композиционные вяжущие, микроцементы, бентонитовые смеси.

Для цитирования: Харченко И.Я., Панченко А.И., Алексеев В.А., Харченко А.И. Ликвидация водопроявлений при строительстве и эксплуатации тоннельных и притоннельных сооружений // *Жилищное строительство*. 2018. № 9. С. 24–29.

I.Ya. HARCENKO¹, Doctor of Sciences (Engineering) (iharcenko@mail.ru), A.I.PANCHENKO¹, Doctor of Sciences (Engineering),

V.A. ALEKSEEV¹, Engineer; A.I. HARCENKO², Candidate of Sciences (Engineering), Director

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

² ZAO "Ingeostroy" (7, Kalitnikovskaya Street, Moscow, 109147, Russian Federation)

Elimination of Water Manifestations when Constructing and Operating Tunnel and Near the Tunnel Structures

The analysis of the causes of water manifestations of different intensity when constructing and operating tunnel and near the tunnel structures is presented. The combined methods of implementation of injection works under the various geotechnical conditions with due regard for the intensity of water inflow in underground structures are proposed. It is shown that special grouting injection mixtures are used to fill large voids, cavities, and cracks (the first stage), followed by injection with the use of particularly fine disperse mineral binders to fill the capillary-porous structure of the soil, macro- and microcracks cracks, as well as other defects in the body of reinforced concrete enclosing structures. The project of elimination of water manifestations, according to which the zones of depressurization of the space behind lining with the absorption of injection suspension of not more than 5 l/min at a pressure less than 1 MPa were filled in with the injection mixture was realized, at more intense absorption the grouting mix based on Portland cement was used. After the elimination of zones of soil softening, the suspensions on the basis of a particularly fine disperse mineral binder were injected. The stages of implementation of the elimination of water manifestations, in parallel with which the restoration of waterproofing in the expansion joints was made by injection of elastic waterproofing material through the holes specially drilled at an angle of 32° with a step of 0.5 m are presented. It is concluded that the total volume of consumed injection mixtures on a mineral basis is 20 to 250 kg per running meter of the tunnel.

Keywords: tunnel structures, near the tunnel structures, water manifestation, injection mixes, acrylate gels, hydroactive polyurethanes, composition binders, micro-cements, bentonite mixtures.

For citation: Harcenko I.Ya., Panchenko A.I., Alekseev V.A., Harcenko A.I. Elimination of water manifestations when constructing and operating tunnel and near the tunnel structures. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2018. No. 9, pp. 24–29. (In Russian).

Обеспечение надежной гидроизоляции как строящихся, так и эксплуатирующихся объектов метрополитена является чрезвычайно важной и актуальной задачей, определяющей степень надежности их функционирования и гарантированного обеспечения эксплуатационной безопас-

ности. Активные водопроявления сопровождаются не только коррозией ограждающих конструкций, снижающей их несущую способность, но и суффозионным разуплотнением грунта в заобделочном пространстве, следствием чего являются сверхнормативные деформации подземных со-

оружений, формирование и развитие аварийных ситуаций, создающих угрозу жизни и безопасности для пассажиров метрополитена. Именно поэтому необходимо оперативно предпринимать комплексные меры по устранению возникших водопроявлений и протечек во всех типах подземных сооружений строящихся и действующих тоннельных и притоннельных сооружений.

Анализ возможных причин водопроявлений

Причины активных водопроявлений при строительстве и эксплуатации подземных сооружений могут быть сформированы уже на стадии проектирования, в связи с использованием исходных инженерно-геологических и гидрогеологических условий, не соответствующих фактическому состоянию. Это часто является следствием изменяющихся геотехнических условий при интенсивной городской застройке. Проявляющийся при этом барражный эффект, изменение уровней и направлений грунтовых вод, которые не учитываются в полном объеме на стадии проектирования, могут сопровождаться значительными водопроявлениями через ограждающие конструкции подземных сооружений.

Ошибки при проектировании осложняются нарушениями технологии производства работ. Как показал анализ, при строительстве подземных сооружений из сборного и монолитного железобетона основной объем водопроявлений приходится на рабочие и деформационные швы, а также трещины в теле бетона. При этом фильтрация воды через тело бетона практически отсутствует, за редким исключением участков с недостаточно провибрированным бетоном. Природа образовавшихся трещин может быть различной. Прежде всего это усадочные трещины из-за несоблюдения правил ухода за твердеющим бетоном, когда при ранней распалубке монолитной конструкции с поверхности твердеющего бетона происходят интенсивные влагопотери. В другом случае при возведении массивных монолитных конструкций при толщине более 50 см трещины могут образоваться из-за температурных напряжений по сечению конструкции вследствие экзотермии при гидратации цемента во внутренних зонах и охлаждении периферийного слоя.

При строительстве тоннелей или станционных сооружений могут также образовываться конструктивные трещины, которые являются следствием нарушения технологии строительства с передачей грунтового давления на возведенные конструкции при выполнении работ по обратной засыпке и уплотнению грунта. Следует отметить, что само по себе образование трещин с небольшой шириной раскрытия, как правило, не приводит к активным водопроявлениям при условии качественно выполненных гидроизоляционных работ с наружной стороны ограждающей конструкции.

Вероятность водопроявлений возрастает при изменении уровня грунтовых вод, которое сопровождается также изменением физико-механических свойств грунта (плотности, пластичности и др.). Это обуславливает изменение характера силового воздействия на подземное сооружение со стороны окружающего грунтового массива. При повышении уровня грунтовых вод на сооружение действует выталкивающая сила, вызывающая так называемый выпор грунта, что также существенным образом изменяет схему работы подземного сооружения по сравнению с первоначальной проектной.

Существенное изменение характера нагрузок со стороны грунта на тоннельные или станционные сооружения происходит при проявлении барражного эффекта – возникновении препятствия на пути движения грунтовой воды вследствие строительства новых подземных сооружений в непосредственной близости от существующих.

Одной из наиболее проблемных зон монолитных подземных сооружений являются рабочие и деформационные швы. Требования к конструкции и технологии их устройства подробно изложены в многочисленных нормативных и технологических документах, которые, к сожалению, при производстве работ не всегда учитываются в полном объеме.

Наиболее опасным процессом, сопровождающимся быстроразвивающимися значительными деформациями зданий и сооружений, является суффозионное разуплотнение грунтов вследствие длительного водопроявления. При этом, процесс суффозионного разуплотнения сопровождается не только существенным ухудшением физико-механических характеристик грунта, изменяющих всю конструктивную схему работы сооружения, но и образованием локальных пустот и каверн, являющихся концентраторами напряжений и, как следствие, источниками создания и развития аварийных ситуаций в подземных сооружениях.

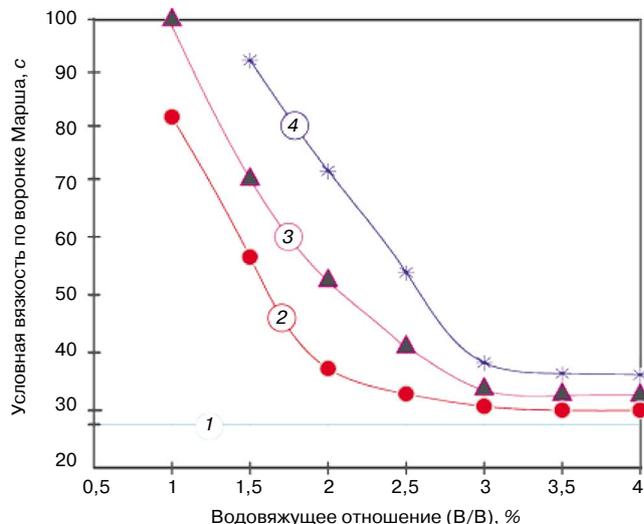
Как показывает анализ отечественного и зарубежного опыта строительства и эксплуатации тоннельных и притоннельных сооружений, если по завершении строительства не обеспечен проектный уровень водонепроницаемости ограждающих конструкций, последующие дополнительные ремонтные и эксплуатационные затраты могут превышать проектные в 20 и более раз [1–3]. При этом установлено, что основной объем водопроявлений приходится на участки примыкания тоннельных и притоннельных сооружений, на участки сбоек, а также зоны переменного сечения подземных сооружений через полости деформационных и рабочих швов. Водопроявления через трещины в теле бетонных и железобетонных конструкций тоннельных сооружений не превышают 15–20% от общего объема водопроявлений. При этом расходы по обеспечению полной герметичности с 95 до 100% могут быть выше, чем затраты, обеспечивающие первоначальный 95%-й уровень водонепроницаемости [4–6]. В этой связи для надежной ликвидации водопроявлений в тоннельных и притоннельных сооружениях должен быть реализован комплексный подход, предусматривающий их качественное обследование с использованием современных методов диагностики, выполнение анализа причин водопроявлений с классификацией в соответствии с их интенсивностью и конструктивной принадлежностью, технико-экономическое обоснование мероприятий по подавлению или полной ликвидации водопроявлений с применением специальных материалов и технологий, научно-технического сопровождения на всех этапах реализации мероприятий по ликвидации водопроявлений.

Эффективные способы ликвидации водопроявлений

Наиболее эффективным методом ликвидации различного вида водопроявлений являются комбинация инъекционных технологий на основе применения минеральных особотонкодисперсных вяжущих, дополненных применением однокомпонентных полимерных систем и специальных

тампонажных строительных смесей. Это связано с тем, что инъекционные смеси на минеральной основе обладают высокой технологичностью, экологической и пожаробезопасностью, высокой долговечностью при более низкой себестоимости по сравнению с полимерными системами. При этом комбинированная технология предполагает использование инъекционных систем на полимерной основе преимущественно в качестве превентивной меры для ликвидации активных водопритоков и интенсивных водопроявлений. С этой целью наиболее эффективным может быть применение гидроактивных полиуретановых смол, которые полимеризуются с образованием стабильного объемного конечного продукта. При этом исходные компоненты, как правило, не растворяются в воде, но вступают с ней в реакцию. В этой связи для получения качественного конечного продукта необходимо строго обеспечивать точность дозирования компонентов, режима перемешивания и нагнетания. Процесс пенообразования развивается параллельно с процессом полимеризации, следствием чего является образование вспененного полимерного материала с устойчивой структурой. В свободном состоянии пенообразование ведет к увеличению объема в 30 раз, а в условиях ограниченного пространства в 5–10 раз. При значительных водопритоках для временной герметизации применяются полиуретановые смолы типа «SPUR», которые через короткое время (несколько десятков секунд) образуют после контакта с водой тонкоячеистую, открытопористую пену со значительным увеличением объема [6, 7]. Инъекцию следует проводить с интервалами, контролируя действие вспененной смолы. В связи с тем, что полиуретановые смолы используются в качестве превентивной меры при ликвидации активных водопритоков, требования по долговечности к ним не предъявляются.

После ликвидации интенсивного водопритока, в случае обнаружения зон суффозионного разуплотнения в заобделочном пространстве необходимо обеспечить их ликвидацию с применением специальных тампонажных смесей. С этой целью возможно применение тампонажных смесей на бентонитовой или цементно-бентонитовой основе. Бентонит традиционно используется для обеспечения водонепроницаемости подземных сооружений в комбинации с портландцементом в тампонажных растворах для обеспечения их стабильности (седиментационной устойчивости) сдерживая процесс водоотделения. Кроме того, бентонит, имея сильно развитую поверхность, способен адсорбировать значительное количество воды, обеспечивая гидроизоляцию подземных сооружений. Наибольшее практическое применение имеет натриевая бентонитовая глина, способная увеличивать объем после затворения водой до 10 раз. В этой связи основной областью применения бентонитовых смесей является устройство гидроизоляционных отсеков как на стадии строительства, так и ремонта, но при незначительных коэффициентах фильтрации грунта. Инъекционные смеси на основе бентонита применяются в качестве инъекционного материала для локального заполнения разуплотненных зон грунта. При этом инъекционный материал не твердеет, но трудно отдает связанную воду. Для обеспечения надежного гидроизоляционного слоя необходимо обеспечить сплошное нагнетание материала в заобделочное пространство с обеспечением нахлеста между соседними зонами нагнетания не менее 30%. В связи с тем, что материал имеет высокую вязкость



Влияние водовязующего отношения на условную вязкость по воронке Марша при $T=20^{\circ}\text{C}$: 1 – вода; 2, 3, 4 – «ПФС+» непосредственно после затворения; через 30 мин; через 60 мин

и нагнетается при повышенном давлении, оценка сплошности гидроизоляционного экрана должна быть предметом самостоятельного исследования, так как именно это является определяющим фактором для достижения поставленной цели.

В случае повышенного коэффициента фильтрации грунта для ликвидации зон суффозионного разуплотнения с одновременным упрочнением структуры грунта и восстановлением его расчетных физико-механических характеристик целесообразно применять специальные инъекционные смеси типа «ПФС+» согласно СП 32-105–2004 «Метрополитены» [8]. На основании проведенных исследований установлено, что инъекционная смесь на основе «ПФС+» с водовязующим отношением В/В = 1–2,5 обладает условной вязкостью по воронке Марша, сопоставимой с условной вязкостью воды (см. рисунок). Это позволяет применять «ПФС+» в качестве инъекционного материала как с использованием пакеров (разжимных и забивных), так и при манжетной технологии закрепления грунтов с формированием грунтобетонных массивов диаметром до 1,5 м и более.

Приготовление инъекционной смеси выполняется с применением механического активатора при скорости вращения вала 2800–3200 об/мин. При применении пакеров $\varnothing 10\text{--}25$ мм они размещаются по сетке с шагом 0,5 м. В случае водопроявлений через трещины с шириной раскрытия трещин до 0,5 мм, имеющих капельный характер, применяется смесь «ПФС+» с В/В = 2–2,5.

Для ликвидации водопроявлений, имеющих вялотекущий характер через трещины с шириной раскрытия трещин до 1 мм, применяется инъекционная смесь, приготовленная при В/В = 1,5–2, а при активных водопроявлениях, имеющих активный, струйный характер через трещины с шириной раскрытия более 1 мм, следует применять смесь «ПФС+» при В/В = 0,7–1. При этом давление нагнетания должно быть на 2 атм выше противодавления поступающей воды. В этом случае выполняется первичное нагнетание смеси с В/В = 0,7–1 в объеме до 30% от расчетного, с повторным нагнетанием смеси при В/В = 2–2,5 до проектной величины. На основании анализа производственного опыта примене-

Таблица 1

Наименование показателя	Значение для типа			
	Экстра	Ультра	Стандарт	
Истинная плотность, г/см ³	2,9	2,9	2,9	
Прочность при сжатии при В/Ц=0,5, МПа, в возрасте	1 сут	≥ 20	≥ 5	
	2 сут	≥ 35	≥ 20	
	7 сут	≥ 50	≥ 35	
	28 сут	≥ 60	≥ 45	
Сроки схватывания при В/Ц=0,5, мин	начало, не ранее	150	180	
	конец, не позднее	240	300	
Свойства инъекционной смеси при В/Ц=2:	седиментация через 120 мин, %	≤ 1	≤ 5	
	Время истекания из воронки Марша через 0 мин, с	32	33	34,5
	через 60 мин, с	32,5	33	34,5
	через 90 мин, с	32,5	33,5	35
Усадка при В/Ц=0,5, %	≤ 0,5	≤ 0,5	≤ 0,5	
Морозостойкость, циклов	≥ 150	≥ 150	≥ 150	
Водонепроницаемость	W8	W6	W6	
Изменение объема	Равномерное			
Прочность на отрыв (сцепления), МПа	≥ 3,5	≥ 5	≥ 6,5	

ния расход сухой смеси «ПФС+» не превышает 50–80 кг на 1 м² изолируемой поверхности.

После ликвидации зон разуплотнения грунтов с применением специальных тампонажных смесей на завершающем этапе производства работ необходимо выполнить инъектирование с использованием смесей на основе особотонкодисперсных минеральных вяжущих (ОТДВ) типа «Микродур R-X» [9, 10]. При этом потоком воды зерна высокодисперсного минерального вяжущего доставляются в места фактических водопроявлений (неплотности бетона, сквозные трещины, неплотности холодных швов бетонирования и т. д.), которые кольматируют все дефекты в теле бетонных и железобетонных ограждающих конструкциях. Затвердевая, микроцемент образует равнопрочную с телом конструкции пломбу. Это позволяет не только полностью ликвидировать водопроявления, но и восстанавливать сплошность и прочность бетона в конструкциях на основании эффекта самозалечивания.

Для уплотнения и упрочнения грунтов, а также восстановления качества бетонных и железобетонных конструкций подземных сооружений различного назначения в рамках реализации программы импортозамещения специалистами МГСУ разработано особотонкодисперсное композиционное вяжущее «Интроцем» (Introcem) со специально подобранным минеральным и гранулометрическим составом.

Для его приготовления используют тонкодисперсные компоненты, классифицированные путем воздушной сепарации, с последующим дозированием и тщатель-

ной гомогенизацией. В зависимости от назначения состав ОТДВ «Интроцем» включает в себя портландцементный клинкер, гранулированный шлак, гипс, карбонатную муку и добавки, регулирующие вязкость, седиментационную устойчивость, пенетрационную способность инъекционной смеси и кинетику ее затвердевания.

«Интроцем» является экологически чистым продуктом, совместимым по минеральному составу с грунтом или бетоном. В зависимости от дисперсности частиц, содержащихся в количестве 95 и 50% массы вяжущего, «Интроцем» классифицируется на три вида: «Интроцем-Экстра» при d₉₅ ≤ 5,5; «Интроцем-Ультра» при d₉₅ ≤ 9; «Интроцем-Стандарт» при d₉₅ ≤ 15,5 [8, 11–15].

Основные физико-механические характеристики ОТДВ «Интроцем» приведены в табл. 1.

На основании комплексных лабораторных исследований определены эффективные области применения инъекционных смесей на основе ОТДВ «Интроцем», которые представлены в табл. 2.

Таким образом, специальные тампонажные инъекционные смеси применяются с целью заполнения крупных пустот, каверн и трещин (первый этап) с последующим инъектированием с применением ОТДВ для заполнения капиллярно-пористой структуры грунта, макро- и микротрещин трещин, а также других дефектов в теле железобетонных ограждающих конструкций.

В полном объеме комплексный подход к проблеме ликвидации водопроявлений через ограждающие конструкции тоннельных и притоннельных сооружений был реализован

Таблица 2

Условия строительного применения	Тип вяжущего «Интроцем»		
	Экстра	Ультра	Стандарт
Упрочнение грунтов			
Пески пылеватые, маловлажные, влажные, при коэффициенте фильтрации 1 ≤ K _ф ≤ 3 м/сут	V/Ц = 3–5 R ₃ ⁺ ≤ 0,5 м P _н ^{**} ≤ 0,5 МПа	Нет	Нет
То же, водонасыщенные	V/Ц = 3–5 R ₃ ≤ 0,3 м P _н ≤ 0,3 МПа	Нет	Нет
Пески мелкие, маловлажные, влажные, при коэффициенте фильтрации 2 ≤ K _ф ≤ 5 м/сут	V/Ц = 3–5 R ₃ ≤ 0,7 м P _н ≤ 0,5 МПа	V/Ц = 3–5 R ₃ ≤ 0,6 м P _н ≤ 0,5 МПа	Нет
То же, водонасыщенные	V/Ц = 3–5 R ₃ ≤ 0,5 м P _н ≤ 0,3 МПа	V/Ц = 3–5 R ₃ ≤ 0,4 м P _н ≤ 0,3 МПа	Нет
Пески средней крупности, маловлажные, влажные, при коэффициенте фильтрации 4 ≤ K _ф ≤ 15 м/сут	Нет	V/Ц = 3–5 R ₃ ≤ 0,7 м P _н ≤ 0,5 МПа	V/Ц = 3–5 R ₃ ≤ 0,6 м P _н ≤ 0,5 МПа
То же, водонасыщенные	Нет	V/Ц = 3–5 R ₃ ≤ 0,4 м P _н ≤ 0,3 МПа	V/Ц = 3–5 R ₃ ≤ 0,5 м P _н ≤ 0,3 МПа
Пески крупные, маловлажные, влажные, при коэффициенте фильтрации 10 ≤ K _ф ≤ 30 м/сут	Нет	V/Ц = 3–5 R ₃ ≤ 0,8 м P _н ≤ 0,5 МПа	V/Ц = 3–5 R ₃ ≤ 0,7 м P _н ≤ 0,5 МПа
То же, водонасыщенные	Нет	V/Ц = 3–5 R ₃ ≤ 0,7 м P _н ≤ 0,3 МПа	V/Ц = 3–5 R ₃ ≤ 0,6 м P _н ≤ 0,3 МПа
Ликвидация водопроявлений в бетонных и железобетонных конструкциях			
Раскрытие трещин до 1 мм	V/Ц = 0,7–1 P _н ≤ 1,5 МПа	Нет	Нет
Раскрытие трещин до 2 мм	V/Ц = 0,7–1 P _н ≤ 1,2 МПа	V/Ц = 0,7–1 P _н ≤ 1,2 МПа	Нет
Раскрытие трещин до 3 мм	V/Ц = 0,7–1 P _н ≤ 1 МПа	V/Ц = 0,7–1 P _н ≤ 1 МПа	V/Ц = 0,7–1 P _н ≤ 1 МПа

при ликвидации водопроявлений и восстановлении качества железобетонных конструкций Алабяно-Балтийского тоннеля на участке от ПК107+84,986 (начало 8-й секции) до ПК123+32 (конец 49-й секции).

До начала производства работ было выполнено комплексное обследование состояния конструкций с применением различных инструментальных методов, включая геофизические исследования для определения зон суффозионного разуплотнения заобделочного пространства методом электромагнитного импульсного сверхширокополосного (ЭМИ СШП) зондирования.

На основании проведенных исследований был разработан и успешно реализован проект ликвидации водопроявлений, в соответствии с которым зоны разуплотнений заобделочного пространства с поглощением инъекционной суспензии не более 5 л/мин при давлении менее 1 МПа заполнялись инъекционной смесью «ПФС+»; при более интенсивном поглощении применялись тампонажными смесями на основе портландцемента типа «БИРС ТМ». После ликвидации зон разуплотнения грунтов выполнялось инъецирование суспензией на основе ОТДВ «Микродур R-X» и «Интроцем-Экстра».

В соответствии с разработанным проектом работы по ликвидации водопроявлений выполнялись в три этапа.

Этап 1. Заполнительная закачка водной суспензии твердеющего материала (типа «ПФС+») и «БИРС ТМ» в зону контакта внутреннего железобетонного ограждения тоннеля и внешнего ограждения и железобетонных бурокасаемых и грунтоцементных свай и последующее инъецирование водной суспензии на основе ОТДВ «Микродур R-X» или «Интроцем-Экстра».

Этап 2. В случае, если после завершения работ на этапе 1 вследствие барражного эффекта обнаруживаются но-

вые водопроявления через ранее скрытые дефекты, устанавливаются дополнительные разжимные пакера с шагом 100–250 мм и в зависимости от интенсивности водопроявлений выполняется дополнительное нагнетание инъекционной смеси на основе ОТДВ в количестве 5–15 л/шт. при $V/B=1-2,5$.

Этап 3. В случае, если после выполнения работ на этапе 2 имеют место локальные водопроявления в виде капиллярного подсоса, выполняется нагнетание акрилатного геля непосредственно в зону промокания.

Параллельно с этапами 1–3 выполнялось восстановление гидроизоляции в деформационных швах путем инъекции эластичного гидроизоляционного материала типа «МС-InjektGL-95TX» через специально пробуренные под углом 32° шурупы с шагом 0,5 м.

Выводы

На основании выполненных исследований и анализа результатов производственного опыта установлено, что для ликвидации активных водопроявлений в качестве превентивной меры целесообразно использовать инъекционные системы на полимерной основе с последующим применением специальных тампонажных смесей и особотонкодисперсных минеральных вяжущих, обеспечивающих ликвидацию суффозионных разуплотнений в заобделочном пространстве, полное устранение водопроявлений и восстановление эксплуатационной пригодности тоннельных и притоннельных сооружений. При этом в зависимости от геотехнических условий и интенсивности водопроявлений суммарный объем потребляемых инъекционных смесей на минеральной основе составляет от 20–250 кг на 1 м тоннеля.

Список литературы

1. Дэвик К., Андерссон Х. Городские дорожные тоннели – подземное решение надземных проблем. Осло: Норвежское общество тоннелестроения. 2002. № 12. С. 23–34.
2. Карлсруд К. Контроль водопроявлений при строительстве тоннелей в черте города. Осло: Норвежское общество тоннелестроения. 2002. № 12. С. 13–22.
3. Sealant Waterproofing and Restoration Institute (SWRI). Kansas City. MO 64105. 2010. 210 с.
4. Толппанен П., Сыржаенен П. Практика цементации тоннелей в Финляндии, Швеции и Норвегии. MTR Julkaisut N:RO 1, 2006. 154 с.
5. Битнес А. Практика строительства протяженных тоннелей в Норвегии. *Tunnels and Tunneling International*. 2005. Juni. 210 p.
6. Projektmanagement of National Association Waterproofing Contractors. Cleveland. OH 44122, 2010. 140 с.
7. Кубал М. Гидроизоляция зданий и конструкций. М.: Техносфера, 2012. 600 с.
8. Харченко И.Я., Кривчун С.А., Бурьянов А.Ф., Харченко А.И. Структура и свойства грунтобетонов для освоения подземного пространства в условиях плотной городской застройки. *Международная научная конференция «Интеграция, партнерство и инновации в строительной науке и образовании»*. Москва. 16–17.11.2016. С. 722–228.

References

1. Davick K., Andersson H. Urban road tunnels – an underground solution to overground problems. Oslo: Norwegian Society of Tunneling. 2002. No. 12, pp. 23–34.
2. Karlsrud K. Control of water manifestations in the construction of tunnels in the city. Oslo: Norwegian Society of Tunneling. 2002. No. 12, pp. 13–22.
3. Sealant Waterproofing and Restoration Institute (SWRI). Kansas City. MO 64105. 2010. 210 p.
4. Tolppanen P., Syrjaenen P. The practice of carburizing tunnels in Finland, Sweden and Norway. MTR Julkaisut N: RO 1, 2006. 154 p.
5. Beatnes A. The practice of building long tunnels in Norway. *Tunnels and Tunneling International*. 2005. Juni. 210 p.
6. Projektmanagement of National Association Waterproofing Contractors. Cleveland. OH 44122, 2010. 140 p.
7. Kubal M. Waterproofing of buildings and structures. Moscow: Technosphere. 2012. 600 p.
8. Kharchenko I.Ya., Krivchun S.A., Burianov A.F., Kharchenko A.I. Structure and properties of ground-concrete for the development of underground space in conditions of dense urban development. *International scientific conference «Integration, partnership and innovation in building science and education»*. Moscow, 16–17.11.2016, pp. 722–228.

9. Lev Alimov, Igor kharcenko and Viktor Voronin: Nanomodified compositions based on finelz dispersed binders for soil reinforcement. MATEC Web of Conferences 106, 02004 (2071) SPbWOSCE-201.
10. Панченко А.И., Харченко И.Я., Алексеев С.В. Микроцементы. М.: АСВ, 2014. 76 с.
11. Harcenko A.I., Bagenov D.A., Sugkoev Z.A.: Kompositbindemittel fur Hochdruckinjektionen bei wassergesatigten Boden. 19. Internationale Baustoftagung "IBAUSIL", 13.09. – 16.09.2015, Weimar, pp. 367–374.
12. Харченко И.Я., Кривчун С.А., Харченко А.И. Технология и свойства композиционных вяжущих для уплотнения и упрочнения грунтов при освоении подземного пространства. *Первая Международная научно-практическая конференция ИНТЕРМЕТРО «Перспективы развития метрополитена в условиях интенсивного внедрения новых технологий»*. Москва. 17–18.12.2015.
13. Харченко А.И., Харченко И.Я. Мелкозернистый самоуплотняющийся бетон на основе модифицированного вяжущего для монолитного строительства. *Международная конференция «IBAUSIL»*. Веймар. 2012.
14. Харченко И.Я., Баженов Д.А. Эффективный самоуплотняющийся мелкозернистый бетон с компенсированной усадкой // *Строительные материалы*. 2018. № 5. С. 48–52.
15. Баженов М.И., Харченко А.И., Харченко И.Я. Технологические особенности применения особо тонкодисперсного вяжущего Микродур в геотехническом строительстве // *Строительные материалы*. 2012. № 10. С. 65–67.
9. Lev Alimov, Igor kharcenko and Viktor Voronin: Nanomodified preparations based on finelz dispersed binders for soil reinforcement. MATEC Web of Conferences 106, 02004 (2071) SPbWOSCE-201.
10. Panchenko A.I., Kharchenko I.Ya., Alekseev S.V. Mikrotsementy [Micro cement]. Moscow: ASV. 2014. 76 p.
11. Harcenko A.I., Bagenov D.A., Sugkoev Z.A. Kompositbindemittel fur Hochdruckinjektionen bei wassergesatigten Boden. 19. Internationale Baustoftagung «IBAUSIL», September 13 – 16.09.2015, Weimar, pp. 367–374.
12. Kharchenko I.Ya., Krivchun SA, Kharchenko A.I. Technology and properties of composite astringents for compaction and hardening of soils during the development of underground space. *The first International scientific and practical conference INTERMETRO «Prospects for the development of the subway in the conditions of intensive introduction of new technologies»*. Moscow. 17–18.12.2015.
13. Harchenko A.I., Harchenko I.J. Fine-grained self-compacting concrete based on modified binder for monolithic construction. *International conference «Ibausil»*. Weimar. 2012.
14. Harchenko I.Ya., Bajenov D.A. Efficient self-compacting fine concrete with compensated shrinkage. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2018. No. 5, pp. 48–52. (In Russian).
15. Bajenov D.A. , Harchenko A.I., Harchenko I.Ya. Technological features of the application of a particularly finely dispersed binder Microdur in geotechnical construction. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2012. No. 10, pp. 65–67.



ИНГЕОСТРОЙ

ЗАО «ИНГЕОСТРОЙ» предлагает выполнение следующих видов работ и услуг

- обследование, оценка состояния, мониторинг зданий и сооружений
- разработка проектной документации на ремонтные, противоаварийные, гидроизоляционные, восстановительные работы
- устройство горизонтальных и вертикальных противодиффузионных завес, разгружающих и защитных экранов
- усиление оснований и фундаментов с применением различных инъекционных технологий и инновационных материалов на минеральной и органоминеральной основе
- восстановление качества каменных, бетонных и железобетонных конструкций
- ликвидация водопроявлений в строящихся и эксплуатирующихся подземных сооружениях, включая объекты метрополитена
- работы по струйной цементации грунтов по технологии Jet-1, Jet-2, Super-Jet
- консолидация водонасыщенных неустойчивых и плывунных грунтов в условиях плотной городской застройки
- устройство эффективных свайных оснований и фундаментов
- защита зданий и сооружений от сверхнормативных деформаций, а также выравнивание зданий и сооружений в случае проявившихся деформаций по технологии компенсационного нагнетания с применением специальных инъекционных материалов КН-1 и КН-1, системы высокоточного автоматизированного мониторинга, современного инъекционного оборудования

ЗАО «ИНГЕОСТРОЙ» располагает высококвалифицированным научным, проектным и производственным персоналом, широким парком высокотехнологичного оборудования и техники, собственной производственной базой и лабораторией. Специалисты компании принимали активное участие в реконструкции зданий Московского Кремля, Мавзолея В.И. Ленина, реставрации Воскресенского Новоиерусалимского монастыря, закреплении оснований фундаментов здания Министерства иностранных дел РФ.

В настоящее время компания принимает активное участие в строительстве объектов Московского метрополитена, восстановлении проектного положения конструкций Загорской ГАЗС-2, усилении оснований и фундаментов зданий и сооружений в условиях плотной городской застройки Москвы.

ЗАО «ИНГЕОСТРОЙ»
109147, г. Москва, ул. М. Калитниковская, д. 7
E-mail: zao.ingeostroy@gmail.com
Тел.: 8-495-796-29-23; 8-919-999-92-89; 8-968-865-77-08

Реклама

УДК 69.035.4

А.Г. ШАШКИН¹, д-р геол.-мин. наук, координатор Санкт-Петербургской комиссии по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям, ген. директор (mail@georec.spb.ru);
В.Н. ЗЕНЦОВ², канд. техн. наук;

В.М. УЛИЦКИЙ³, д-р техн. наук, научный руководитель ООО «ПИ Геореконструкция»

¹ ООО «ПИ Геореконструкция» (190005, г. Санкт-Петербург, Измайловский пр., 4, оф. 414)

² Санкт-Петербургский политехнический университет им. Петра Великого (195251, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, 29)

³ Петербургский государственный университет путей сообщения им. Императора Александра I (190031, г. Санкт-Петербург, Московский пр., 9)

Развитие подземного пространства мегаполиса

Особую актуальность освоение подземного пространства современного мегаполиса имеет для Санкт-Петербурга, имеющего обширный исторический центр, приспособление которого для современной жизни может осуществляться только за счет подземного строительства. Развитие городского андеграунда позволяет решать транспортные, инфраструктурные проблемы, насытить центр города необходимыми местами для парковки; снабдить городские культурные центры, возведенные в прошлые века, просторными вестибюлями. Подземные объемы под объектами культурного наследия позволяют обеспечить их длительную сохранность и приспособить для современного использования. В ряде случаев удается даже вернуть устаревшему зданию-памятнику его первоначальную функцию. До недавнего времени подземное строительство в северной столице ограничивалось исключительно устройством метрополитена и глубокими коллекторов. В последние полтора десятилетия стали появляться подземные объемы под отдельными сооружениями. Имеются как положительные, так и отрицательные примеры устройства подземных сооружений (в части влияния на окружающую застройку). Развитие подземного пространства в настоящее время тормозится отсутствием соответствующих ориентиров в генеральном плане города. В нем должны быть отражены приоритеты развития подземного пространства, направленность, технические параметры. Кроме того, отсутствует трехмерный кадастр земельных участков, не развиты в нормативном и практическом аспектах вопросы размещения инженерных коммуникаций в проходных коллекторах. В статье обсуждается необходимость планирования освоения подземного пространства на уровне генерального плана города, создания 3D-кадастра, нормативных документов. Приводится информация о наличии в распоряжении специалистов-геотехников эффективного расчетного аппарата и апробированных проектных решений по устройству подземных сооружений в условиях городской застройки на слабых глинистых грунтах. Отмечается необходимость привлечения к освоению подземного пространства исключительно высококвалифицированных специалистов.

Ключевые слова: подземное пространство, подземное строительство, генеральный план города, трехмерный кадастр, проходные коллекторы, слабые глинистые грунты, сохранение памятников, геотехника.

Для цитирования: Шашкин А.Г., Зенцов В.Н., Улицкий В.М. Развитие подземного пространства мегаполиса // *Жилищное строительство*. 2018. № 9. С. 30–36.

A.G. SHISHKIN¹, Doctor of Sciences (Geology and Mineralogy), Coordinator of Sankt-Petersburg Commission on Bases Foundations, and Underground Facilities, General Director (mail@georec.spb.ru);

V.N. ZENTSOV², Candidate of Sciences (Engineering); V.M. ULITSKY³, Doctor of Sciences, Research Manager, ООО 'PI Georeconstruction'

¹ ООО 'PI Georeconstruction' (4, off. 414, Izmaylovsky Prospect, Saint-petersburg, 190005, Russian Federation)

² Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University (29, Polytechnicheskaya Street, Saint-Petersburg, 195251, Russian Federation)

³ Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University (9, Moskovsky Prospect, Saint-Petersburg, 190031, Russian Federation)

Development of Underground Space of Megapolis

The development of the underground space of the modern metropolis is particular relevant for St. Petersburg, which has an extensive historical center, the adaptation of which for modern life can be carried out only through underground construction. The development of the urban underground makes it possible to solve transport and infrastructure problems, to saturate the city center with the necessary parking places; to supply the city cultural centers built in the past centuries with spacious lobbies. Underground volumes under the objects of cultural heritage allow to provide their long-term preservation and to adapt for modern use. In some cases, it is even possible to restore the original function of the obsolete building-monument. Until recently, underground construction in the Northern capital was limited exclusively to the subway and deep collectors. In the last decade and a half underground volumes under separate facilities began to appear. There are both positive and negative examples of underground structures (in terms of their impact on the surrounding development). The development of underground space is currently hampered by the lack of appropriate guidelines in the Master plan of the city. It should reflect the priorities for the development of underground space, orientation, technical parameters. In addition, there is no three-dimensional cadastre of land, problems of the placement of utilities in the straight-way collectors are not developed in the regulatory and practical aspects. The article discusses the need for planning the development of underground space at the level of the master plan of the city, the creation of 3D-cadastre, regulatory documents. Information on the availability of the efficient calculation apparatus and approbated design on the construction of underground structures under the conditions of city development on weak clayey soils at the disposal of geotechnical specialists are presented. It is noted that it is necessary to involve only highly qualified specialists in the development of underground space.

Keywords: underground space, underground construction, Master plan of city, 3D cadastre, straight-way collectors, weak clayey soils, preservation of monuments, geotechnics.

For citation: Shishkin A.G., Zentsov V.N., Ulitsky V.M. Development of underground space of megapolis. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2018. No. 9, pp. 30–36. (In Russian).

Петр Великий был великим архитектором. Он так представил себе свою морскую столицу, что вот уже три века она развивается согласно его планам. Это известное высказывание совершенно справедливо. Санкт-Петербург вошел в историю градостроительства как город, изначально строившийся по единому генеральному плану: с системой широких проспектов и улиц, набережных, с фасадами дворцов и рядовой застройкой, выходящими на красные линии улиц, с высотным регламентом, предписывающим не строить гражданские здания выше карниза Зимнего дворца, с системой высотных доминант, замыкающих перспективы главных проспектов [1–4].

В современных условиях европейские столицы, крупные исторические города интенсивно осваивают собственное подземное пространство. В Мадриде, городе с населением 2,5 млн жителей, построено более 50 транспортных тоннелей, решающих не только транспортные, но и эстетические проблемы. Например, транспортный поток, преграждавший пешеходам подходы к королевскому дворцу, уведен под землю, а на поверхности образовалась красивая зеленая площадь. Вокзал, на который приходят пригородные электрички и поезда дальнего следования, вместе со станцией городского метро спрятан под площадью Соль в самом центре испанской столицы.

В Париже, недалеко от библиотеки им. Франсуа Миттерана целый район, занятый железнодорожными путями – наподобие Сортировочной в Петербурге – сегодня перекрыт сплошным плоским мостом, на котором расположились дома, улицы, скверы, превратившие железнодорожный уровень в подземный. Вестибюль под дворами Лувра не только объединил в единый музейный комплекс различные корпуса, не только раскрыл археологическую жемчужину – основание средневекового замка, но и соединил музей с паркингом экскурсионных автобусов и целой торговой галереей.

Современные железнодорожные вокзалы получили новую возможность развития благодаря устройству подземных этажей и тоннелей (рис. 1).

Почему бы, например, не воспользоваться опытом небольшого французского городка и не устроить обширный подземный паркинг прямо под руслом реки? Не пора ли российским мегаполисам начать плановое освоение подземного пространства? На этот вопрос геотехники – специалисты по механике грунтов, основаниям, фундаментам и подземным сооружениям, конечно же, ответят положительно. Однако в наш век узкой специализации нелишне напом-

нить, что во главе всякого строительного дела всегда стоит главный строитель, что по-гречески звучит так: *архитектор*. И пока архитектор не придумает, как придать пространству ту или иную форму и содержание, не начнется ни одно строительное дело.

Именно поэтому так важен диалог между разными специалистами: градостроителями и архитекторами, которые знают, *где и что* следует построить; градозащитниками и специалистами по охране памятников, которые должны следить за сохранением исторического облика города в целом и отдельных зданий; геотехниками, которые знают, как безопасно осваивать подземное пространство под городом.

О генеральном плане подземного города

Совершенно очевидно, что без генерального плана под землей может сложиться только стихийный город – наподобие тех, что возникали в эпоху средневековья: с узкими кривыми улицами, случайными постройками. Более того, подземные постройки в отличие от наземных гораздо сложнее преобразовать, реконструировать и даже просто снести. Если под перекрестком двух улиц, под городской площадью разместить подземное сооружение можно быть уверенным, что на этом месте в ближайшую сотню лет не возникнет ничего нового. Там уже не смогут построить транспортную развязку, разместить необходимую городу функцию. Поэтому, несомненно, исходя из нужд города в целом должна быть разработана строгая иерархия освоения и развития подземного пространства.

На первом месте, очевидно, должны стоять общегородские надобности: уже упомянутые автомобильные тоннели, сквозные магистрали под городом, развязки, подземные вокзалы, общественные парковки и пр. Перечисленные зоны подземного пространства города должны быть зарезервированы именно под эти нужды. Даже если сегодня не представляется возможным запланировать их финансирование, этот резерв следует сохранить для потомков.

Другие общегородские подземные пространства можно наделить определенными функциями по аналогии с наземным генеральным планом. Конечно же, под землей не будет жилья, но вестибюли музеев, театров, концертных залов вполне могут там располагаться. Там могут появиться торговые и даже деловые зоны, зоны по обслуживанию населения.

Наконец, под отдельными историческими зданиями при их реконструкции и даже под памятниками архитектуры при

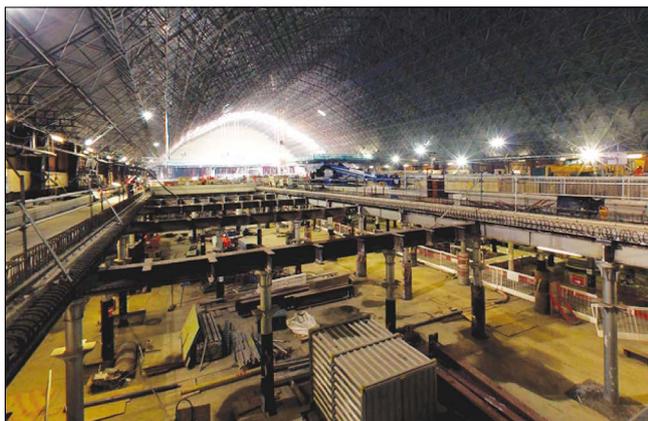


Рис. 1. Устройство подземных этажей в историческом здании лондонского вокзала

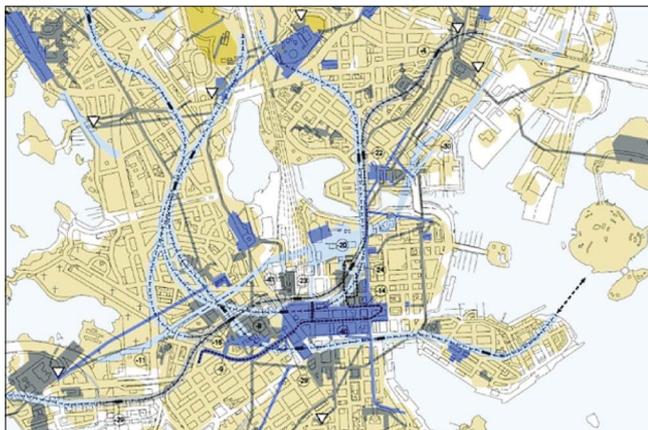


Рис. 2. Фрагмент схемы размещения подземных сооружений в Хельсинки [5]

их приспособлении для современного использования должно быть освоено подземное пространство на глубину хотя бы одного-двух этажей. Строить в историческом городе и не осваивать при этом подземное пространство – непозволительная роскошь.

Между подземными объемами различной собственности и назначения должны быть предусмотрены горизонтальные связи, которые можно использовать не только для удобства обычной коммуникации, но и для ликвидации последствий чрезвычайных ситуаций. Скажем, если в ряде зданий на городском проспекте имеются подземные паркинги, а под проспектом проложена транспортная магистраль, отчего же не решить въезды в эти паркинги непосредственно с этой магистрали?

В Хельсинки концепцию освоения подземного пространства начали разрабатывать в середине 1970-х гг., а в 1980-х департамент по градостроительству занялся созданием подземного раздела генерального плана – так называемого «подземного плана» (рис. 2). В генеральном плане города зафиксированы участки, которые заняты под городские нужды, и отражена информация о пространствах, пригодных для строительства. В настоящее время многое из того, что было запланировано полвека назад, уже реализовано.

О 3D-кадастре и подземных коммуникациях

Одной из проблем, стоящих на пути освоения подземного пространства, является инертность мышления и нежелание совершенствовать сложившуюся систему. Плоский подход к рассмотрению прав собственности на землю, отразившийся в плоском кадастре, привычка к размещению инженерных коммуникаций в земле на стандартной глубине и расстоянии друг от друга требуют глубокого изменения.

Каждый владелец земельного участка должен четко знать, на какую глубину распространяются его права собственности, какие коммуникации глубокого заложения или сооружения метрополитена уже находятся или запланированы под его владением и на какой глубине.

Размещению инженерных коммуникаций в траншеях должен быть положен конец как пережитку прошлого века. В центральной части города они должны располагаться в проходных коллекторах. Обычное возражение звучит так: невозможно из условий безопасности разместить все коммуникации в одном коллекторе, этого не допускают действующие общегосударственные и ведомственные нормы.

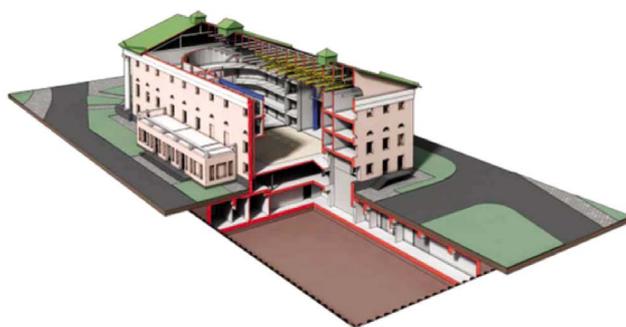


Рис. 3. Устройство развитого подземного пространства под Каменноостровским театром позволило сохранить памятник и вернуть ему первоначальную функцию

Однако при желании все эти вопросы успешно разрешаются: нормы совершенствуются, разрабатываются необходимые компенсационные мероприятия. Один из авторов статьи был свидетелем такого подхода при реставрации и приспособлении одного памятника архитектуры под правительственную резиденцию. Для того чтобы избежать бесконечных ремонтных работ на поверхности (которые по понятным причинам не нравились службе безопасности), все коммуникации были упрятаны в одном проходном коллекторе, а обычно непримиримые службы эксплуатации различных сетей как-то очень быстро и мирно договорились между собой.

Полной противоположностью этому подходу выглядит другой пример. При очередной попытке проектирования подземного сооружения под площадью Восстания в Санкт-Петербурге (такие попытки наблюдаются с периодичностью 5–7 лет) выяснилось, что владельцам сетей не нужны никакие проходные коллекторы; отдайте им верхние 3 м для размещения коммуникаций, как везде и всюду, а о том, что расположено ниже, они и знать не хотят. В таком случае подземное сооружение сразу же лишается самого интересного верхнего яруса.

Об освоении подземного пространства как способе сохранить исторический центр города

Санкт-Петербург имеет самый большой в мире исторический центр, охраняемый ЮНЕСКО, который достигает границ городской застройки столицы Российской империи рубежа XIX и XX вв., население которой тогда превышало 1 млн жителей. В таких городах, как Флоренция, на охраняемой территории проживало 50–60 тыс. жителей, в Венеции – 150 тыс. жителей. Очевидно, что опыт этих сравнительно небольших городов по превращению всего исторического центра в музей под открытым небом неприемлем для исторического мегаполиса, каким является Санкт-Петербург. У специалистов нет права обречь жителей исторического центра на участь музейных экспонатов. Очевидно, что колоссальный исторический центр Санкт-Петербурга должен приспособливаться для современного использования. Наиболее адекватным путем приспособления является развитие и освоение подземного пространства.

Это весьма перспективно как для города в целом, так и для отдельных исторических зданий и памятников. Город сохраняет нетронутым свой исторический облик. Все новое, необходимое для обеспечения современной жизни, прячется под землей.

Устройство подземных объемов под зданиями позволяет привести их в соответствие с актуальными требованиями к комфорту, надежности и безопасности. На минус первом и втором этажах могут разместиться парковки, технические помещения для многочисленных инженерных коммуникаций, вентиляционные камеры, подсобные помещения.

Развитие подземного пространства имеет колоссальный потенциал в деле приспособления объектов культурного наследия для современного использования. Во многих случаях при этом появляется возможность не только возратить памятник в общественный обиход, но и вернуть ему первоначальную функцию, что может считаться «высшим пилотажем» в деле сохранения памятников. Так, благодаря устройству обширного подземного этажа под Каменно-островским театром, который вчетверо превышал площадь памятника (рис. 3), здание стало пригодно для современной театральной жизни и снова смогло использоваться по своему первоначальному назначению [6, 7]. Парадный вестибюль, организованный под Константиновским дворцом и террасой, позволил удовлетворить требованиям современного протокола и вернуть зданию высшие государственные представительские функции [8].

Насколько безопасно освоение подземного пространства для памятников и исторической застройки?

Ответ на этот вопрос очень прост: достаточно привлечь профессионалов. Доказательством тому служат, например, заглубленные объемы под объектами ансамбля «Новая Голландия» [9], на Почтамтской ул. [10], в Загородном пр. [11]. В распоряжении специалистов-геотехников имеются достоверные расчетные модели, учитывающие (как того требует 384-ФЗ) взаимодействие сооружения и основания, нелинейную и реологическую работу материалов конструкций и грунтов. Разработаны надежные проектные решения по устройству котлованов подземных сооружений, обеспечивающие безопасность существующей застройки [12]. Выбраны безопасные геотехнологии и отлажены щадящие режимы их работы [9]. Отработана система геотехнического мониторинга, позволяющего контролировать соблюдение безопасного ведения работ для существующей застройки [13].

Однако имеются ли механизмы защиты от непрофессионалов? К сожалению, на этот вопрос сегодня следует дать отрицательный ответ. В настоящее время непрофессионал уравнивается в правах с профессионалом. Наличие многолетнего опыта, ученых званий, реальных достижений в освоении подземного пространства легко уравниваются демпинговой ценой дилетанта, который, по меткому замечанию профессора В.М. Улицкого, *не знает даже того, чего он не знает*.

Дилетантизм становится массовым явлением, которое по своим последствиям страшнее бубонной чумы. Созданные для профессионалов сложные расчетные программы, высокие технологии (требующие высокого интеллекта) в руках профанов становятся опасными игрушками, маскирующими полное отсутствие знания предмета. В современных условиях главное препятствие на пути освоения подземного пространства под историческим центром города состоит в том, что отсутствует эффективный механизм защиты от дилетантов. Без его создания к освоению подземного пространства, связанному с повышенным количеством факторов и уровнем риска, лучше и не приступать.

О нормативном обеспечении механической безопасности городской застройки при развитии подземного пространства

В России любят говорить о несовершенстве законов и норм. В этой критике часто много справедливого. Однако все основания утверждать, что для обеспечения механической безопасности (в том числе при освоении подземного пространства) достаточно соблюдать Федеральный закон 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений». Перечислим ряд ключевых положений закона, особенно актуальных для подземного строительства.

В нем прописаны требования к расчетным моделям, схемам, основным предпосылкам расчета. Они должны отражать *действительные* условия работы здания или сооружения, отвечающие рассматриваемой строительной ситуации. Необходимо учитывать *пространственную* работу строительных конструкций, геометрическую и физическую нелинейность и даже *пластические* и *реологические* свойства материалов и грунтов. Особо оговаривается необходимость расчета зданий и оснований с учетом их *взаимодействия*.

Закон № 384-ФЗ вводит требование об обеспечении безопасности окружающей застройки. Негативное влияние строительства на окружающую застройку должно быть минимальным, не допускается возникновение угрозы для жизни и здоровья граждан, для сохранности имущества. Согласно закону в проектной документации должны быть предусмотрены меры, предупреждающие или уменьшающие последствия техногенных воздействий.

Закон приветствует применение результатов исследований. Без научных исследований, без обобщения достижений современной геотехники решение задач развития подземного пространства абсолютно невозможно. В законе № 384-ФЗ введено требование о научном сопровождении изысканий и проектирования для сложных и ответственных объектов. Для них проектируемые мероприятия по обеспечению безопасности должны быть обоснованы результатами исследований, расчетами, испытаниями, моделированием сценариев возникновения опасных техногенных воздействий, оценкой риска их возникновения. Если проектировщик видит недостаток норм, он должен восполнить пробел, прибегая к исследованиям, созданию новых расчетных моделей и проводя испытания.

Таким образом, требования Закона № 384-ФЗ предъявляют высокие профессиональные требования ко всему строительному сообществу – изыскателям, проектировщикам, строителям, эксплуатирующим организациям, экспертным и надзорным органам. Последовательное и обязательное применение закона не оставляет места любительским формированиям, которые часто побеждают во всевозможных тендерах, проводимых по критериям «кто дешевле» или «кто ближе». Требованиям закона способен удовлетворять только высокий профессионал, активно занимающийся самообразованием, для которого научные исследования являются пищей для размышлений. Закон нацеливает на инновационные подходы к строительному процессу, повышению его эффективности. Основные положения закона развиты в системе нормативных документов – сводах правил и ГОСТов. Однако, как известно, в России строгость

законов смягчается необязательностью их исполнения. Весьма способствует этому и система негосударственной экспертизы – этих платных «экзаменаторов», которые не могут поставить двойку нерадивому «студенту», иначе останутся без средств для существования.

Остается надеяться, что государственные органы все же научатся содействовать исполнению прогрессивного Федерального закона № 384-ФЗ.

О сохранении исторических зданий

Санкт-Петербург знаменит не только своими памятниками, но и почти полностью сохранившейся дореволюционной рядовой застройкой, создающей фон для архитектурных шедевров. В связи с этим совершенно естественно стремление сохранить историческую застройку, которое закреплено в городском законе № 820. Однако формулировка этого закона такова, что сохранению теперь подлежат все дореволюционные строения без разбора (почему-то кроме аварийных), вне зависимости от их ценности, включая деревянные сараи и каретники. Такое замораживание центра города является препятствием для продолжения жизни в нем, обрекает центр на ветшание и вымирание. В нынешнем виде городской закон является препятствием и для развития подземного пространства: если нельзя сносить малоценную и негодную для современной жизни дворовую застройку, где же устраивать подземные объемы? Необходимо изменить принятый в законе критерий, позволяющий принимать решение о сохранении или демонтаже исторической застройки. В настоящее время закон устроен так, что историческое строение можно снести только тогда, когда оно станет аварийным, причем вне зависимости от его эстетических достоинств, не говоря уже о моральном старении. Следовательно, инвестор появится в центре города, когда конкретный объект придет в аварийное состояние и появится возможность его реконструкции. Абсурдность такого способа «сохранения» города очевидна.

Необходимо изменить принятый в законе критерий «аварийность» на критерий «ценность» того или иного строения. При работе с объектом, не являющимся памятником, инвестор должен иметь право самостоятельно принимать решение, каким образом он сохраняет внешний облик исторического здания – буквально сберегая лицевое строение, фасадную стену либо путем воссоздания исторического фасада. Критерий «целесообразность» должен быть в руках инвестора, но при строгих правилах, исключающих изменение внешнего облика лицевого строения.

О достижениях геотехники в деле освоения подземного пространства

Опыт устройства подземных сооружений в условиях городской застройки Санкт-Петербурга, накопленный в последние 10–15 лет, обобщен в многочисленных публикациях [9–15], где подробно рассмотрены особенности конструирования ограждения глубоких котлованов, применения различных геотехнологий. Поэтому здесь остановимся только на основных принципах проектирования подземных сооружений в условиях распространения слабых глинистых грунтов.

Одной из самых существенных особенностей инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга, которую не-

обходимо учитывать при любом строительстве, а при освоении подземного пространства, в особенности, является распространение под всем историческим центром города так называемых слабых глинистых грунтов. Эти отложения озерно-морского и озерно-ледникового генезиса способны изменять свое поведение при нарушении природного сложения. Воздействия, характерные для строительной площадки, во многих случаях приводят к нарушению их природной структуры. При этом грунт перестает работать как квазитвердое тело и превращается в жидкообразную среду. Поэтому все, что происходит на строительной площадке, следует оценивать в аспекте нарушения структурных связей в водонасыщенном глинистом грунте. Нарушение структурных связей может происходить при динамических воздействиях, при вытеснении грунта из объема скважины при устройстве свай по технологии «Fundex», «Atlas», DDS и т. п., при избыточном извлечении грунта из объема выработки при изготовлении буровой сваи, стены в грунте и пр. [8, 14]. Нарушение структурных связей отражается преимущественно на скоростях развития деформаций при идентичных воздействиях.

В качестве итога многолетних натурных исследований одним из авторов этой статьи предложена вязкопластическая модель грунта, описывающая поведение водонасыщенных глинистых грунтов малой и средней степени литификации при квазистатическом нагружении и разгрузке [10], реализованная в программном комплексе FEM models еще в 2002 г. и его новом варианте IEE Cloud. Основной идеей построения этой феноменологической модели поведения грунта является независимое описание деформационного упрочнения при уплотнении и формоизменении. При этом параметры модели определяются из стандартных испытаний – из компрессионных опытов и трехосных испытаний. Одним из параметров этой модели является вязкость грунта, который при нарушении структуры грунта влияет на ускорение развития деформации на два порядка.

Предложен следующий принцип проектирования глубоких котлованов: расчеты подземных сооружений в условиях городской застройки необходимо проводить по двум группам предельных состояний, как для самого проектируемого сооружения, так и для соседней застройки [15].

Расчет по второй группе предельных состояний (по деформациям) должен выполняться исходя из удовлетворения нормативных требований СП 22.13330 по допустимым дополнительным деформациям соседней застройки от всей суммы воздействий, связанной со строительством объекта.

Исходя из этого условия выбирается конструкция ограждения котлована и система его крепления, обеспечивающая допустимые деформации соседней застройки при принятой последовательности и скорости производства работ с соблюдением штатных технологических режимов. В этом случае очень важно точно прогнозировать скорость развития деформаций основания во времени, принимая адекватные реологические модели. Очевидно, что наиболее экономичное решение ограждающих и распорных конструкций можно получить, если обеспечить сохранность природной структуры грунта.

Однако проект, основанный исключительно на предположении о сохранности природной структуры грунта и не имеющий инструментов по противодействию аварий-



Рис. 4. Строительство подземного сооружения в условиях плотной городской застройки на Загородном пр. в Санкт-Петербурге

ному сценарию развития событий, по нашему глубокому убеждению, не имеет права на существование. Ошибка в производстве работ или задержка сроков их выполнения не должны приводить к катастрофическому разрушению соседней застройки. Поэтому в практику геотехнических расчетов авторами введено понятие *расчета соседней застройки по первой группе предельных состояний* [15]. Соседняя застройка должна быть рассчитана по прочности и устойчивости при воздействиях со стороны строительства

подземного сооружения, связанных с неопределенными задержками во времени строительства и нарушением природной структуры грунта. Другими словами, нарушение щадящих технологических режимов и сроков производства работ не должно приводить к разрушению соседней застройки. Расчеты по первой группе предельных состояний для соседней застройки следует выполнять из условий обеспечения прочности и устойчивости несущих конструкций, исходя из их совместного расчета с основанием.

В техническом отношении превышение допустимых осадок (эта величина ограничивается, например, действующими федеральными, а также петербургскими и московскими региональными нормами) означает частичную или полную потерю эксплуатационной пригодности здания. Превышение предельных осадок по первой группе предельных состояний для соседней застройки означает угрозу катастрофического обрушения. В юридическом отношении превышение допустимых осадок означает возникновение имущественной ответственности виновной стороны, а превышение предельных осадок может быть связано с уголовной ответственностью.

Изложенная методология проектирования подземных сооружений была успешно апробирована на нескольких десятках объектов в Санкт-Петербурге, в числе которых подземный паркинг под жилым зданием на Загородном пр. (рис. 4).

Список литературы

1. Пашкин Е.М. Модернизация подземного пространства в пределах исторических территорий мегаполисов // *Метро и тоннели*. 2012. № 3. С. 38–40.
2. Дашко Р.Э., Горская В.А. Исторический аспект геоэкологических исследований при решении инженерно-геологических проблем освоения и использования подземного пространства мегаполисов (на примере Санкт-Петербурга) // *Евразийский союз ученых*. 2015. № 6–5 (15). С. 131–136.
3. Дашко Р.Э., Горская В.А. О необходимости изучения микробиологической компоненты в подземном пространстве мегаполисов для решения инженерно-геологических проблем (на примере Санкт-Петербурга) // *Научный альманах*. 2015. № 9 (11). С. 1100–1105.
4. Коротаев В.П. Развитие подземного пространства – часть совершенствования пространственной структуры территории города Москвы // *Градостроительство*. 2016. № 1 (41). С. 27–37.
5. Sterling R., Admiraal H., Bobylev N., Parker H., Godard J.-P., Vähäaho I., Rogers C.D.F., Xiaodong Shi, Hanamura T. Sustainability issues for underground space in urban areas // *Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Urban Design and Planning*. Paper 1000020. Received 01/03/2010. Accepted 11/10/2010. P. 1–14.
6. Дементьева В.А., Рахманов В.С., Шашкин А.Г. Каменноостровский театр: синтез достижений реставрации и геотехники. СПб.: Геореконструкция, 2014. 272 с.
7. Шашкин А.Г. Модификация метода TOP-DOWN для условий реставрации и реконструкции исторического здания // *Жилищное строительство*. 2009. № 2. С. 12–14.

References

1. Pashkin E.M. Modernization of underground space within the historical territories of megacities. *Metro i tonneli*. 2012. No. 3, pp. 38–40. (In Russian).
2. Dashko R.E., Gorskaya V.A. The historical aspect of geoecological research in solving engineering and geological problems of the development and use of the underground space of megacities (on the example of St. Petersburg). *Evraziiskii soyuz uchenykh*. 2015. No. 6–5 (15), pp. 131–136. (In Russian).
3. Dashko R.E., Gorskaya V.A. On the need to study the microbiological component in the underground space of megacities for solving engineering and geological problems (using the example of St. Petersburg). *Nauchnyi al'manakh*. 2015. No. 9 (11), pp. 1100–1105. (In Russian).
4. Korotaev V.P. The development of the underground space is part of the improvement of the spatial structure of the territory of the city of Moscow. *Gradostroitel'stvo*. 2016. No. 1 (41), pp. 27–37. (In Russian).
5. Sterling R., Admiraal H., Bobylev N., Parker H., Godard J.-P., Vähäaho I., Rogers C.D.F., Xiaodong Shi, Hanamura T. Sustainability issues. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Urban Design and Planning*. Paper 1000020. Received 01/03/2010. Accepted 11/10/2010. P. 1–14.
6. Dementieva V.A., Rakhmanov V.S., Shashkin A.G. Kamennooostrovskii teatr: sintez dostizhenii restavratsii i geotekhniki [Kamennooostrovsky Theater: synthesis of the achievements of restoration and geotechnics]. Saint Petersburg: Georeconstructsia. 2014. 272 p.
7. Shashkin A.G. Modification of the TOP-DOWN method for the conditions of restoration and reconstruction of a historic building. *Zhilishchnoe stroitel'stvo* [Housing construction]. 2009. No. 2, pp. 12–14. (In Russian).
8. Ulitsky V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G. Geotekhnicheskoe soprovozhdenie razvitiya gorodov [Geotechnical support

8. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Геотехническое сопровождение развития городов. СПб.: Стройиздат Северо-Запад, Геореконструкция, 2010. 551 с.
9. Богов С.Г. Применение технологии струйной цементации для освоения подземного пространства Санкт-Петербурга // *Промышленное и гражданское строительство*. 2017. №12. С. 31–43.
10. Шашкин А.Г. Проектирование зданий и подземных сооружений в сложных инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга. М.: Академическая наука – Геомаркетинг, 2014. 352 с.
11. Шашкин А.Г., Богов С.Г. Использование технологии jet grouting при устройстве подземного объема в условиях слабых глинистых грунтов // *Жилищное строительство*. 2014. № 9. С. 27–33.
12. Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Подземное строительство в Санкт-Петербурге: Краткий обзор технических решений // *Жилищное строительство*. 2016. № 9. С. 15–22.
13. Шашкин А.Г., Улицкий В.М. Основы мониторинга механической безопасности сооружений при строительстве и эксплуатации // *Промышленное и гражданское строительство*. 2017. № 12. С. 6–14.
14. Шашкин А.Г., Богов С.Г. Апробация технологии «стена в грунте» в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга // *Промышленное и гражданское строительство*. 2012. № 11. С. 20–22.
15. Шашкин А.Г. Основы расчета подземных сооружений в условиях городской застройки на слабых глинистых грунтах // *Жилищное строительство*. 2011. № 6. С. 39–46.
- of urban development]. Sain Peterburg: Stroizdat Severo-Zapad, Georekonstruktsiya. 2010. 551 p.
9. Bogov S.G. Application of the technology of jet grouting for the development of the underground space of St. Petersburg. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2017. No. 12, pp. 31–43. (In Russian).
10. Shashkin A.G. Proektirovanie zdaniy i podzemnykh sooruzhenii v slozhnykh inzhenerno-geologicheskikh usloviyakh Sankt-Peterburga [Design of buildings and underground structures in the complex engineering and geological conditions of St. Petersburg]. Moscow: Academic Science – Geomarketing. 2014. 352 p.
11. Shashkin A.G., Bogov S.G. The use of technology jet grouting in the installation of underground volume in conditions of weak clay soils. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2014. No. 9, pp. 27–33. (In Russian).
12. Shashkin A.G., Shashkin K.G. Underground construction in St. Petersburg: a brief overview of technical solutions. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2016. No. 9, pp. 15–22. (In Russian).
13. Shashkin A.G., Ulitsky V.M. Fundamentals of monitoring the mechanical safety of structures during construction and operation. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. No. 12, pp. 6–14. (In Russian).
14. Shashkin A.G., Bogov S.G. Approbation of the «wall in the ground» technology in the engineering and geological conditions of St. Petersburg. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2012. No. 11, pp. 20–22. (In Russian).
15. Shashkin A.G. Bases of calculation of underground constructions in the conditions of city building on weak clay soils. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2011. No. 6, pp. 39–46. (In Russian).

XIV Всероссийский конгресс

«Государственное регулирование градостроительства 2018 Осень»

16–17 октября 2018 г.

Конгресс-центр гостиницы «Космос»

Темы конгресса

- Территориальное планирование; ДПТ; сметная стоимость строительства; комплексное освоение территорий и развитие промышленных зон: практика правоприменения за 2018 г.
- Градостроительная подготовка земельных участков. Согласование проектов генеральных планов, проектов правил землепользования и застройки.
- Охранные зоны: новый Федеральный Закон, принятый в июле 2018 г.
- Самовольные постройки: новый Федеральный Закон, принятый в июле 2018 г.
- Упрощенный порядок ИЖС (Федеральный Закон, принятый в июле 2018 г. «О внесении изменений в Градостроительный кодекс Российской Федерации и отдельные законодательные акты РФ»).
- Техрегулирование градостроительной деятельности.
- Кадастровый учет земельных участков для целей градостроительства, в том числе вопросы обжалования решений о приостановлении государственного кадастрового учета.
- Подготовка и экспертиза проектной документации. Выдача разрешительной документации на строительство и реконструкцию.

К выступлению на Конгрессе приглашены представители: Министерства экономического развития РФ; ФГБУ «ЦНИИП Минстроя России»; НП «Центр инноваций муниципальных образований»; Юридической фирмы Bryan Cave Leighton Paisner (Russia) LLP; Компании "Land&RealEstate. LegalConsulting" и другие эксперты.

Организатор компания «АСЭРГРУПП»

Более подробная программа, условия и стоимость участия на сайте: <http://www.asergroup.ru>

E-mail: info@asergroup.ru

Тел./факс: (495) 988-61-15, 971-56-81

УДК 624.155.113

Н.С. СОКОЛОВ^{1,2}, канд. техн. наук, директор (forstnpf@mail.ru, ns_sokolov@mail.ru)

¹ ООО НПФ «ФОРСТ» (428000, Чувашская Республика, г. Чебоксары, ул. Калинина, 109 а)

² Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова
(428015, Чувашская Республика, г. Чебоксары, Московский пр., 15)

Исследование и разработка принципиальной схемы генератора импульсных токов

Электроразрядно-импульсная технология устройства буринъекционных свай (свай ЭРТ) в геотехническом строительстве имеет широкие перспективы. Благодаря тому, что она обладает уникальностью и универсальностью для достижения задач геотехнического строительства, настоятельно необходима электротехническая конструкция, способная к накоплению энергии с последующей разгрузкой в виде электрогидравлического удара в теле мелкозернистого бетона на стенки скважин через излучатель. Накапливая электротехническую энергию от 1 до 100 кДж, генератор импульсных токов периодически с интервалом 5–15 с производит разгрузку через коаксиальный кабель КВИМ (кабель высоковольтный импульсный малоиндукционный) через излучатель в мелкозернистый бетон. С помощью возникающего электрогидравлического удара создается результирующий эффект возведения буринъекционной сваи с регулируемым значением ее несущей способности по грунту. В настоящей статье приводится принципиальная электрическая схема генератора импульсных токов как результат длительных исследований по созданию установки для изготовления свай ЭРТ с требуемыми параметрами несущей способности и осадок.

Ключевые слова: генератор импульсных токов, емкость накопительной батареи, электрическая мощность, электроразрядно-импульсная технология, электрогидравлический удар, магнитный пускатель, коаксиальный кабель, буринъекционная свая, несущая способность сваи по грунту.

Для цитирования: Соколов Н.С. Исследование и разработка принципиальной схемы генератора импульсных токов // *Жилищное строительство*. 2018. № 9. С. 37–41.

N.S. SOKOLOV^{1,2}, Candidate of Sciences (Engineering), Associate Professor, Director (forstnpf@mail.ru, ns_sokolov@mail.ru)

¹ ООО НПФ «FORST» (109a, Kalinina Street, Cheboksary, 428000, Russian Federation)

² Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (15, Moskovsky Avenue, Cheboksary, Chuvash Republic, 428015, Russian Federation)

Investigation and Development of the Principal Scheme of the Generator of Pulsed Currents

Electric-discharge-pulse technology of drilling and injection piles (EDT piles) in geotechnical construction has broad prospects. Due to the fact that it possesses uniqueness and universality for solving the problem of geotechnical construction, an electrical construction that is capable of accumulating the energy with the subsequent unloading in the form of electrohydraulic impact in the body of fine-grained concrete on the walls of the wells through the emitter is imperatively necessary. Accumulating the electro-technical energy from 1 to 100 kJ, the pulse current generator (GPC) periodically, with an interval of 5–15 sec, discharges through the coaxial cable KVIM (cable high-voltage pulsed low-inductance) through the radiator into fine-grained concrete. With the help of the emergent electrohydraulic shock, the resultant effect of erecting the drilling and injection pile with an adjustable value of its bearing capacity on the ground is created. In this article, a principle electric scheme of the pulse current generator is presented as a result of extensive research in the creation of an EDT pile making machine with the required parameters of bearing capacity and settlement.

Keywords: generator of pulse current, capacity of cumulative battery, maximum consumed electric power, electric discharge pulse technology (EDT), electrohydraulic shock (EHS), magnetic starter (MS), coaxial cable (KVIM), drilling and injection pile, bearing capacity of pile depending on ground.

For citation: Sokolov N.S. Investigation and development of the principal scheme of the generator of pulsed currents. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2018. No. 9, pp. 37–41. (In Russian).

Современное геотехническое строительство обладает рядом современных технологий возведения заглубленных сооружений. Наиболее часто используемые из них – это буровые сваи. Наиболее оптимальной из них является электроразрядная технология устройства буринъекционных свай (свай ЭРТ).

Электроразрядная технология устройства буринъекционных свай ЭРТ дает возможность при относительно небольших затратах получить положительные результаты, существенно улучшить условия техники безопасности при устройстве буринъекционных буронабивных свай, грунтовых анкеров, цементаций оснований и т. д.

Сваи с многоместными уширениями (СМУ) применяются давно. Опыт использования таких свай имеется во мно-

гих странах. Конструкция такой сваи представляет собой буровую сваю с уширением на пяте. Выше этого уширения в зависимости от типа геолого-технических условий и требуемой несущей способности сваи выполняются дополнительные уширения.

Практика изготовления таких свай показала их высокую эффективность [1–9]. Несущая способность свай ЭРТ с одним уширением в 2–2,5 раза, а с двумя – в 3–3,5 раза выше, чем у свай, выполненных без уширений.

Генератор импульсных токов (ГИТ) предназначен для обработки буринъекционных свай электрогидравлическим ударом, возникающим при электрическом разряде в среде мелкозернистого бетона в пробуренных скважинах [10–15].

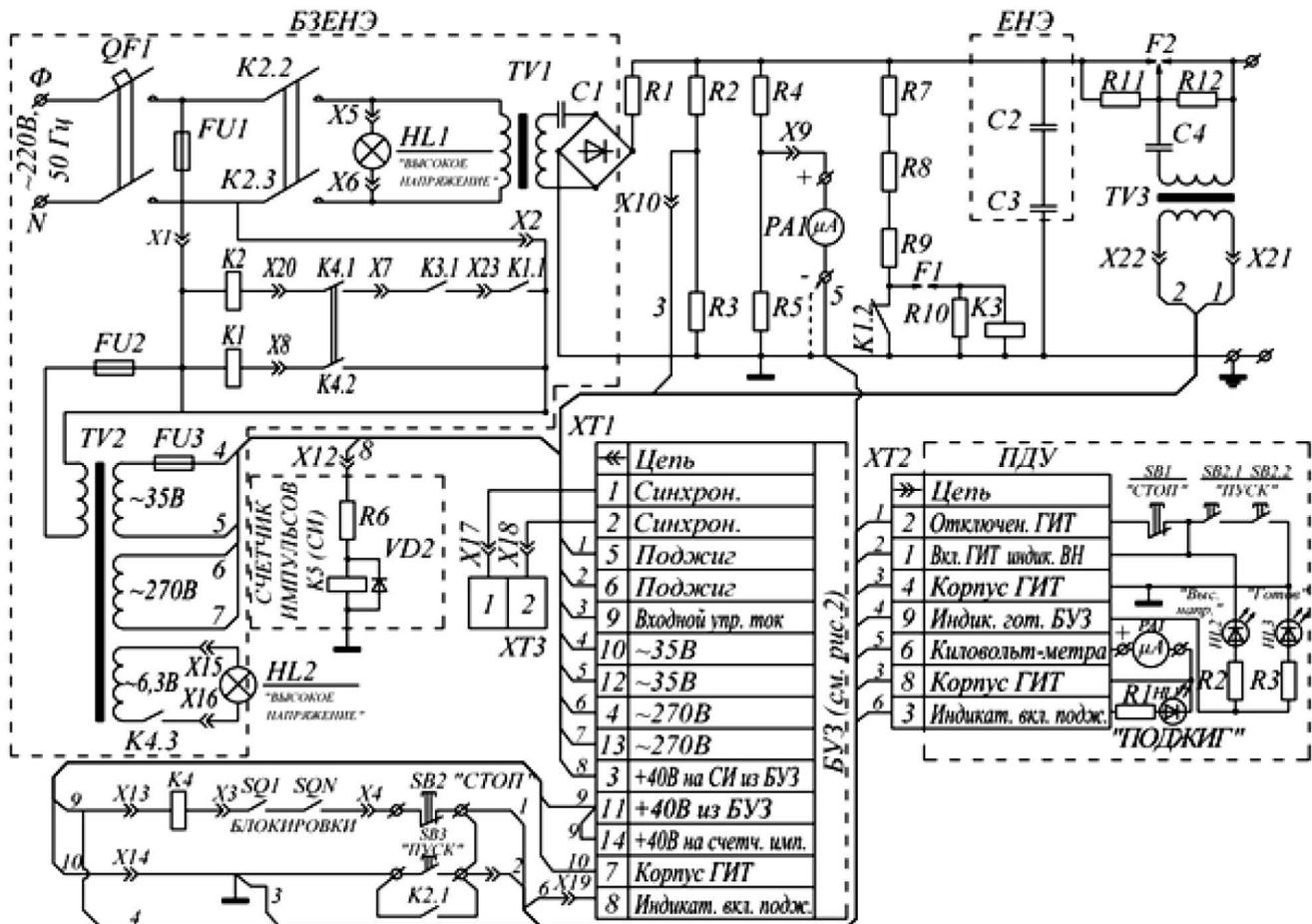


Рис. 1. Принципиальная электрическая схема генератора импульсных токов (ГИТ)

Известно, что при создании высоковольтных электрических разрядов возникает электрогидравлический эффект, который выражается в создании сверхвысокого давления, способного совершать механическую работу в виде уплотнения грунта стенок скважин.

Генератор импульсных токов представляет собой электрическую конструкцию из нижеприведенных блоков (рис. 1, 2): 1 – блок питания и заряда емкостного накопителя энергии (БЗЕНЭ); 2 – емкостной накопитель энергии (ЕНЭ); 3 – блок управления зарядом (БУЗ); 4 – пульт дистанционного управления (ПДУ); 5 – силовой кабель питания; 6 – высоковольтная энергомагистраль (ВЭМ); 7 – кабель заземления; 8 – излучатель электрической энергии; 9 – колонна труб излучателя; 10 – спускоподъемное устройство колонны труб излучателя.

Ниже приведено описание принципиальной схемы электрического ГИТ. Однофазное переменное напряжение сети ~220 В преобразуется на высоковольтном трансформаторе TV1 в высокое напряжение ~10 кВ, которое через токоограничительный конденсатор C1 поступает на выпрямитель VD1, собранный по однофазной мостовой схеме.

Постоянное высокое напряжение через зарядное сопротивление R1 осуществляет заряд емкостного накопителя энергии (ЕНЭ), конденсаторы C2 и C3. Накопленная энергия от ЕНЭ через высоковольтный управляемый разрядник F2 передается по высоковольтной энергомагистрали ВЭМ на излучатель электрической энергии.

Пробой F2 осуществляется в момент достижения уровня напряжения на ЕНЭ величины, установленной в блоке управления зарядом – БУЗ. Пробой F2 осуществляется путем ионизации (поджига) одного из воздушных промежутков F2 высоковольтными импульсами, вырабатываемыми схемой ГИТ. БУЗ предназначен для управления: автоматическим зарядом конденсаторов ЕНЭ до заданного значения напряжения; поджигом F2; разрядом ЕНЭ на балластные резисторы; защитой ЕНЭ от перенапряжения. В БУЗ также формируется синхронный импульс для запуска внешних устройств, например, осциллографа, компьютера и т. д. В БУЗ, кроме того, формируется сигнал на электрический счетчик импульсов для автоматизированного подсчета количества произведенных разрядов.

Принципиальная схема ГИТ представлена на рис. 1.

После включения сетевого автомата QF1 напряжение ~220 В подается на первичную обмотку трансформатора TV1, со вторичных обмоток которого соответствующие напряжения поступают в схему БУЗ.

Для начала высоковольтного заряда ЕНЭ необходимо нажать кнопку SB3 «ПУСК» (на передней панели БЗЕНЭ) или две кнопки SB2.1 и SB2.2 «ПУСК» (на ПДУ). При этом включается промежуточное реле K4 при замкнутых контактах SQ БЛОКИРОВКА в соответствующих местах корпуса установки.

Контакты K4.2 реле K4, замыкаясь, подают питание на катушку короткозамыкателя K1. При этом K1, вклю-

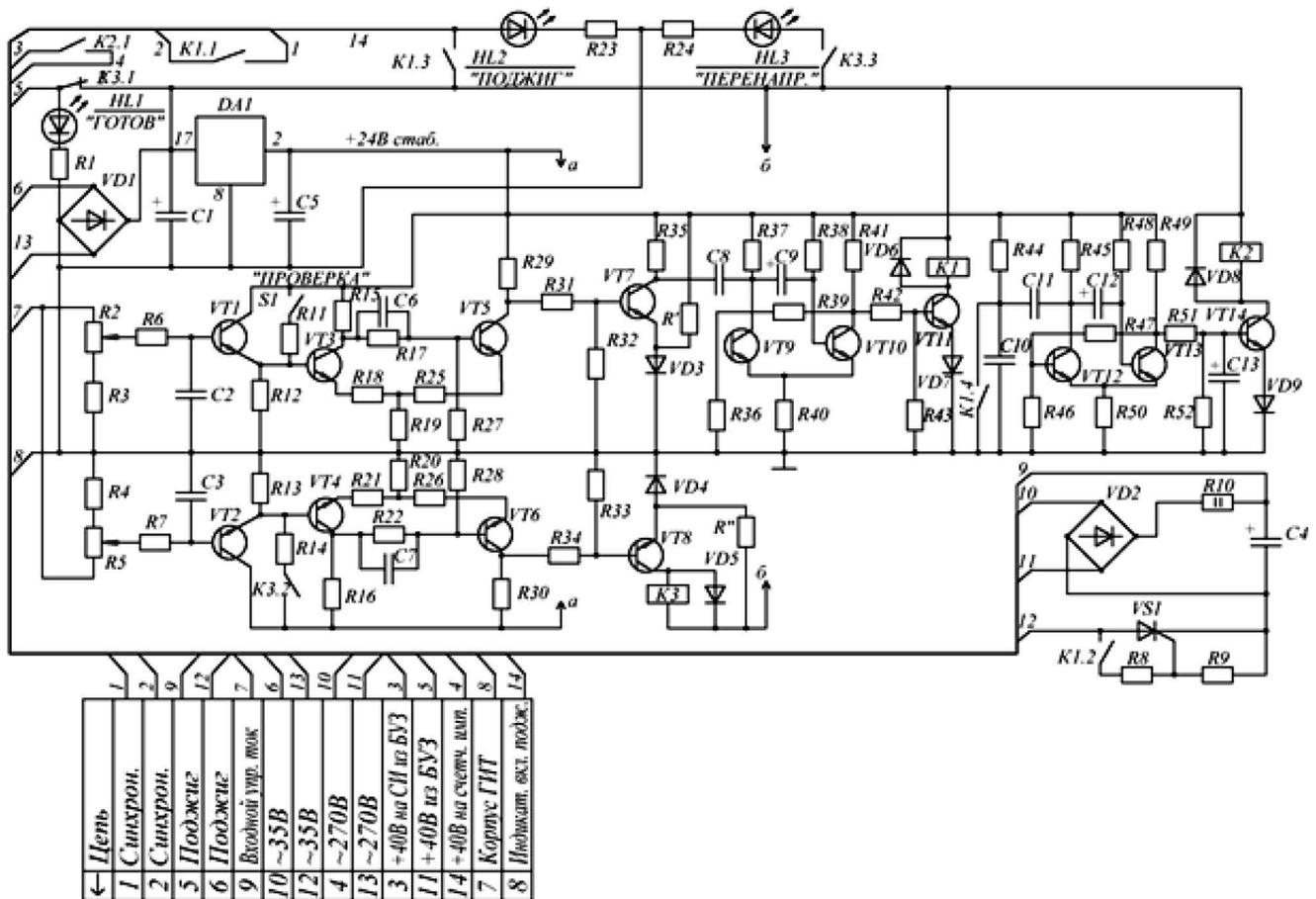


Рис. 2. Принципиальная электрическая схема блока управления зарядом (БУЗ)

чившись, разблокирует ЕНЭ от корпуса. Контакты К4.1 реле К4, замыкаясь, подготавливают магнитный пускатель К2 к срабатыванию. Контакты К1.1 короткозамыкателя К1 через нормально замкнутые контакты К3.1 подключают К2 к сети ~220 В. При срабатывании К2 замыкаются его контакты К2.1 и К2.2, подключают высоковольтный трансформатор TV1 к сети ~220 В. Начинается заряд ЕНЭ. При этом контакты К2.1 заблокируют кнопки «ПУСК» SB3 на панели БЗЕНЭ и SB2.1, SB2.2 на панели ПДУ. Далее ГИТ начинает работать в автоматическом режиме набора заряда ЕНЭ и сброса энергии заряда на излучатель при повышении высокого напряжения на батарее конденсаторов ЕНЭ до уровня, установленного в БУЗ. Для прерывания автоматического режима следует нажать одну из кнопок «СТОП» на панели БЗЕНЭ или ПДУ сразу после прохождения заряда с ЕНЭ на излучатель (для предотвращения перегрева балластных резисторов R7, R8, R9 в схеме ГИТ). Таким образом, осуществляется необходимая последовательность работы элементов схемы: подача питания в БУЗ – снятие заземления – подача напряжения заряда на ЕНЭ. Загорание сигнальной лампочки HL1 свидетельствует о процессе заряда батареи ЕНЭ и появлении высокого напряжения на ней.

Высокое напряжение со вторичной обмотки трансформатора TV1 через конденсатор С1, который ограничивает ток заряда (и во многом определяет время заряда, т. е. чем больше емкость, тем меньше время заряда, но в то же вре-

мя больше ток заряда, а это уменьшает надежность работы выпрямителя), поступает на высоковольтный выпрямитель VD1. Через зарядное сопротивление R1 происходит заряд ЕНЭ, выполненный на конденсаторах С2, С3 (в конкретном случае в зависимости от типа конденсаторов в батарее количество и схема включения конденсаторов различны).

Параллельно ЕНЭ включен высоковольтный делитель R2, R3, сигнал с которого поступает в БУЗ для управления процессом заряда-разряда.

В ту же цепь включен высоковольтный делитель R4, R5 для измерения величины зарядного напряжения с помощью микроамперметров PA1.

Защитный разрядник F1 предназначен для защиты от перенапряжения ЕНЭ. Он представляет собой воздушный разрядник, настроенный на разряд при напряжении на батарее конденсаторов ЕНЭ, относительно корпуса, равном 10 кВ. Он включается в работу (при разомкнутых контактах К1.2 короткозамыкателя К1) при превышении напряжения на ЕНЭ выше 10 кВ, замыкая цепь воздушного промежутка, и обеспечивает включение реле К3, контакты К3.1 которого размыкают цепь питания катушки магнитного пускателя К2. Магнитный пускатель (МП) К2 разрывает свои нормально разомкнутые контакты К2.2 и К2.3, при этом снижается напряжение с силового высоковольтного трансформатора TV1. МП К2 своими контактами К2.1.

Кроме того, он разблокирует кнопки «ПУСК» в БЗЕНЭ и ПДУ и снижает питание с катушки промежуточного реле К4.

Реле К4 своими нормально разомкнутыми контактами: К4.1 дополнительно разрывает цепь питания катушки магнитного пускателя К2; К4.2 разрывает цепь питания катушки К1 короткозамыкателя. Возврат промежуточного реле К4 в отключенное состояние происходит почти одновременно с включением реле К3 (при пробое разрядника F1). Короткозамыкатель К1 через контакты К1.2 разряжает ЕНЭ на корпус ГИТ (через балластные резисторы R7; R8; R9, ограничивающие ток разряда ЕНЭ).

Если же схема работает в рабочем режиме, то вся энергия заряда (в момент поступления импульсов поджига с БУЗ через импульсный трансформатор TV3) при поджиге управляемого воздушного разрядника F2 мгновенно поступает по высоковольтной энергомагистральной на излучатель.

Прекращение следующего цикла заряда батареи и отключение схемы заряда ЕНЭ от сети производится нажатием кнопки SB2 «СТОП» на передней панели БЗ ЕНЭ или кнопки SB1 «СТОП» на ПДУ. Работа пульта дистанционного управления (ПДУ) приведена ниже. ПДУ предназначен для дистанционного включения схемы заряда и разряда ЕНЭ. Для этого имеются кнопки SB1 «СТОП» и две кнопки SB2.1 и SB2.2 «ПУСК». Светодиод HL1 дублирует светодиод HL2 «ПОДЖИГ» (в блоке БУЗ) и является индикатором включения поджига.

Светодиод HL2 загорается в момент подачи сетевого напряжения на силовой трансформатор TV1 и является индикатором заряда высоковольтным напряжением ЕНЭ. Светодиод HL3 дублирует светодиод HL1 «ГОТОВ», распо-

ложенный в блоке БУЗ, и является индикатором готовности блока БУЗ к работе. Микроамперметр PA1 используется в качестве киловольтметра и откалиброван для измерения напряжения ЕНЭ в киловольтметрах.

ПДУ представляет собой автономный блок, связанный через разъем ХТ2 многожильным кабелем с остальными элементами схемы ГИТ.

Разработанная установка имеет широкое практическое применение в геотехническом строительстве. Она внедрена в ряде геотехнических фирм, таких как ООО «Научно-производственная фирма «ФОРСТ» (г. Чебоксары) и Научно-производственное объединение «РИТА» (г. Москва). Используя ГИТ, выполнено несколько тысяч объектов подземного строительства, как, например, сваи ЭРТ в свайных полях; грунтовые анкера ЭРТ; сваи ЭРТ в ограждениях котлованов; цементация оснований и т. д.

Выводы. Разработанная принципиальная электрическая схема генератора импульсных токов (ГИТ) имеет широкое практическое значение в геотехническом строительстве при возведении заглубленных железобетонных конструкций. ГИТ, являясь накопителем высокой, до 100 кДж электрической энергии, посредством разрядного устройства разгружаясь в заполненную мелкозернистым бетоном скважину, за счет возникшего электрогидравлического удара (ЭГУ) создает предпосылки для создания свай ЭРТ повышенной несущей способности. При этом многократное использование ЭГУ вдоль ствола сваи создает условия к существенному, до 3,5 раз увеличению F_d .

Список литературы

1. Соколов Н.С., Кадышев Е.Н. Электроразрядная технология для устройства буроинъекционных свай // *Вестник Чувашского университета*. 2017. № 3. С. 159–165.
2. Соколов Н.С., Викторова С.С., Смирнова Г.М., Федосеева И.П. Буроинъекционная свая ЭРТ как заглубленная железобетонная конструкция // *Строительные материалы*. 2017. № 9. С. 47–50.
3. Соколов Н.С., Рябинов В.М. Об одном методе расчета несущей способности буроинъекционных свай ЭРТ // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2015. № 2. С. 10–13.
4. Соколов Н.С., Рябинов В.М. Об эффективности устройства буроинъекционных свай с многоместными уширениями с использованием электроразрядной технологии // *Геотехника*. 2016. № 2. С. 28–34.
5. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Геотехническое сопровождение развития городов. СПб.: Геореконострукция, 2010. 551 с.
6. Патент РФ № 2250958. *Устройство для изготовления набивной сваи* / Соколов Н.С., Таврин В.Ю., Абрамушкин В.А. Заявл. 14.07.2003. Оpubл. 27.04.2005. Бюл. № 12.
7. Патент РФ № 2282936. *Генератор импульсных токов* / Соколов Н.С., Пичугин Ю.П. Заявл. 4.02.2005. Оpubл. 27.08.2006. Бюл. № 24.
8. 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.

References

1. Sokolov N.S., Kadyshev E.N. Electrodischarge technology for the device flight augering piles. *Vestnik Chuvashskogo universiteta*. 2017. No. 3, pp. 159–165. (In Russian).
2. Sokolov N.S., Viktorova S.S., Smirnova G.M., Fedoseeva I.P. Flight augering piles-EDT as a buried reinforced concrete structure. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2017. No. 9, pp. 47–50. (In Russian).
3. Sokolov N.S., Ryabinov V.M. About one method of calculation of the bearing capability of the buroinjektsi-onnykh svay-ERT. *Osnovaniya, fundamenti i mekhanika gruntov*. 2015. No. 1, pp. 10–13. (In Russian).
4. Sokolov N.S., Ryabinov V.M. About effectiveness of the appliance of continuous flight augering piles with multiple caps using electric-discharge technology. *Geotekhnika*. 2016. No. 2, pp. 28–34. (In Russian).
5. Ulitsky V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G. Geotekhnicheskoe soprovogdenie gorodov [Geotechnical support of urban development]. Sain Peterburg: Georekonstrukciya. 2010. 551 p.
6. Patent RF 2250958. *Ustroistvo dlya izgotovleniya nabivnoy svai* [The device for production of a stuffed pile]. Sokolov N.S., Tavrin V.Yu., Abramushkin V.A. Declared 14.07.2003. Published 27.04. 2005. Bulletin No. 12. (In Russian).
7. Patent RF 2282936. *Generator impul'snykh tokov* [Generator of pulse currents]. Sokolov N.S., Pichugin Yu.P. Declared 4.02.2005. Published 27.08. 2006. Bulletin No. 24. (In Russian).
8. Ilyichev V.A., Mangushev R.A., Nikiforova N.S. Experience in the development of the underground space of Russian megacities. *Osnovaniya, fundamenti i mekhanika gruntov*. 2012. No. 2, pp. 17–20. (In Russian).

9. Куженин И.П. Испытательные установки и измерения на высоком напряжении. М.: Энергия, 1980. 135 с.
10. Фрюнгель Ф. Импульсная техника. Генерирование и применение разрядов, конденсаторов. М.; Л.: Энергия, 1965. 488 с.
11. Лагутин А.С., Ожогин В.И. Сильные импульсные магнитные поля в физическом эксперименте. М.: Энергоатомиздат, 1988. 192 с.
12. Соколов Н.С., Соколов С.Н., Соколов А.Н. Мелкозернистый бетон как конструкционный строительный материал буринъекционных свай ЭРТ // *Строительные материалы*. 2017. № 5. С. 16–20.
13. Разевич Д.В. Техника безопасности. М.: Энергия, 1976. 488 с.
14. Соколов Н.С. Один из подходов решения проблемы по увеличению несущей способности буровых свай // *Строительные материалы*. 2018. № 5. С. 44–47.
15. Соколов Н.С., Соколов С.Н., Соколов А.Н., Рябинов В.М. О буринъекционных сваях с регулируемой несущей способностью по грунту // *Жилищное строительство*. 2017. № 8. С. 34–38.
9. Kuzhenin I.P. Ispytatel'nye ustanovki i izmereniya na vysokom napryazhenii [Test facilities and measurements at high voltage]. Moscow: Energiya. 1980. 135 p.
10. Fryungel F. Impul'snaya tekhnika. Generirovanie i primeneniye razryadov, kondensatorov [Impulse technique. Generation and application of discharges, condensers]. Moscow – Leningrad: Energiya. 1965. 488 p.
11. Lagutin A.S., Ozhogin V.I. Sil'nye impul'snye magnitnye polya v fizicheskom eksperimente [Strong pulsed magnetic fields in the physical experiment]. Moscow: Ergoatomizdat, 1988. 192 p.
12. Sokolov N.S., Sokolov S.N., Sokolov A.N. Fine-grained concrete, as a structural construction material for flight augering piles-EDT. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2017. No. 5, pp. 16–20. (In Russian).
13. Razevich D.V. Tekhnika bezopasnosti [Security regulation]. Moscow: Energiya. 1976. 488 p.
14. Sokolov N.S. One of approaches to solve the problem of increasing the bearing capacity of bored piles. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2018. No. 5, pp. 44–47. (In Russian).
15. Sokolov N.S., Sokolov S.N., Sokolov A.N., Ryabinov V.M. About bored-injection piles with regulated bearing capacity by soil. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2017. No. 8, pp. 34–38. (In Russian).

ИНФОРМАЦИЯ

Конкурс альтернативных планировок стандартного жилья

Определены 20 финалистов открытого международного архитектурного конкурса на разработку альтернативных решений планировок стандартного жилья. Конкурс проводится Минстроем России и ДОМ.РФ при поддержке Правительства РФ. Оператором конкурса выступает КБ Стрелка.

Цель конкурса – сформировать понятный размерный ряд квартир и предложить альтернативные планировки для каждого типа стандартного жилья. Участники конкурса должны были сделать акцент на гибкой планировочной структуре: взять за основу три из четырех типов здания (многоквартирный дом, башня, секционное здание или галерея), разработать линейки квартир. Перед конкурсантами стояла задача создать новые функционально-планировочные решения, исходя из разных сценариев жизни современных горожан. В основу технического задания легли положения стандартов комплексного развития территорий, которые КБ Стрелка разрабатывает совместно с ДОМ.РФ.

В современных принципах формирования жилья нет жестких ограничений по планировкам квартир, входных групп, этажей. Был задан шаг квартирографии – 25 и 30 м². В результате получилась большая вариативность планировок. Так молодые архитекторы со всего мира видят стандартную жилую единицу для разных типов семей. Уже сейчас совместно с Минстроем России и КБ Стрелка проводится масштабная программа архитекторы.рф для обучения молодых архитекторов со всей страны.

Рассмотрение заявок сопровождалось выставкой проектов. Финалистов выбрали члены международного жюри, в числе которых архитектор и градостроитель, куратор выставки АРХ Москва и Московской Архитектурной Биеннале Барт Голдхоорн и президент Королевского института голландских архитекторов (BNA), сооснователь бюро MVRDV, член попечительского совета Гронингского музея Натали Де Врис, архитектор, преподаватель Швейцарской высшей технической

школы Цюриха, обладатель Золотого льва Венецианской биеннале 2018 Алессандро Боссхард, заслуженный архитектор, главный архитектор ТПО «Резерв» Владимир Плоткин.

Лучшие проекты предложили:

- Sidereal studio (Испания)
- OLGA BOMBAČ, Architect (Словения)
- Grupo H d.o.o. (Словения)
- Pedro Pitarch (Испания)
- ARCHNOGA (Россия)
- GINETTE GOTTI / DOS G ARQUITECTOS, S.A. (Панама)
- AKVS architecture (Россия)
- Raul Gutierrez Salgado (Испания)
- Архитектор Евгений Леонов (в сотрудничестве с UNITED RIGA ARCHITECTS) (Россия)
- Михаил Сергеев (Россия)
- COPRAT (Италия)
- STVX (Мексика)
- Urban Possible (Австралия)
- animal domestici (Таиланд)
- AHMADULLIN-ARCHITECTS (Россия)
- DESIGN COOPERATIVE (Индия)
- Israel Nagore Setien/ Fernando Rubio Ezquieta (Великобритания)
- atArchitecture (Avneesh & Neha) (Индия)
- The Center for Spatial Technologies + Leverage Strategy (Германия)
- Ziya Imren Architects + Onur Yuncu Architects + Tolga Iltir Architects (Турция)

Все 20 участников, прошедших во второй тур, получат по 1 млн р и рекомендации жюри по доработке проектов. Финальные концепции они представят в ноябре 2018 г., после чего будут определены победители и призеры. До пяти проектов получат по 2 млн р, до пяти проектов – по 1,5 млн р, до десяти проектов – по 1 млн р.

По материалам Минстроя РФ

УДК 624.154

В.А. КОВАЛЕВ¹, канд. техн. наук (vladimir@olimproekt.ru); А.С. КОВАЛЕВ², канд. техн. наук¹ Научно-исследовательский, проектно-изыскательский и конструкторско-технологический институт оснований и подземных сооружений (НИИОСП) им. Н.М. Герсеванова АО НИЦ «Строительство» (109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., 6)² НПО «Олимппроект» (115280, г. Москва, ул. Автозаводская, вл. 23а)

Устройство забивной сваи в пробитой скважине с уширенным основанием

Статья посвящена дальнейшему совершенствованию устройства забивных свай в пробитых (продавленных) скважинах с уширенным основанием и направлена на повышение несущей способности и снижение энергоемкости при возведении свайного фундамента преимущественно в слабых влажных (переувлажненных) и водонасыщенных грунтах. Основные технологические операции устройства забивной сваи в указанных грунтовых условиях включают: пробивку (продавливание) скважины обсадной трубой с составным теряемым башмаком-пробойником до несущего слоя грунта; образование в несущем слое грунта полости (скважины); установку в башмак-пробойник башмака-уширителя и формирование над ним уширенного основания из жесткого грунтового материала; погружение в обсадную трубу трубы-оболочки с отверстиями и заполнением ее сыпучим или жестким грунтовым материалом; извлечение обсадной трубы и забивку (погружение) в трубу-оболочку сборной железобетонной сваи с образованием дополнительных уплотненных зон грунта (локальных уширений) по внешнему контуру трубы-оболочки.

Ключевые слова: пробитая (продавленная) скважина, обсадная труба с теряемым башмаком, составной башмак-пробойник, башмак-уширитель, уширенное основание из жесткого грунтового материала, труба-оболочка с отверстиями, забивная железобетонная свая.

Для цитирования: Ковалев В.А., Ковалев А.С. Устройство забивной сваи в пробитой скважине с уширенным основанием // *Жилищное строительство*. 2018. № 9. С. 42–47.

V.A. KOVALEV¹, Candidate of Sciences (Engineering), (vladimir@olimproekt.ru); A.S. KOVALEV², Candidate of Sciences (Engineering)¹ Research Institute of Bases and Underground Structures (NIOSP) named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction (6, 2nd Institutskaya Street, Moscow, 109428, Russian Federation)² NPO "Olimproekt" (23a, Avtozavodskaya Street, Moscow, 115280, Russian Federation)

Installation of a Driven Pile in Punched Well with Widened Base

The article is devoted to the further improvement of the installation of driven piles in punched (pressed) wells with a broadened base and is aimed at increasing the bearing capacity and reducing the energy intensity when constructing the pile foundation mainly in weak wet (overwet) and water-saturated soils. The main technological operations of the installation of the driven pile in the specified soil conditions include: punching of a well by a casing pipe with a compound lost shoe-punch to the bearing layer of soil; the formation of the cavity (well) in the bearing layer of soil; installation of the shoe-widener in the shoe-punch and formation of the broadened base of hard ground material above it; immersion of the mantle pipe with holes into the casing pipe and filling it with loose or hard ground material; extraction of the casing pipe and driving (immersion) of the precast concrete pile in the mantle pipe with the formation of additional compacted soil zones (local widenings) along the outer contour of mantle casing pipe.

Keywords: punched (pressed) well, casing pipe with lost shoe, compound shoe-punch, shoe-widener, widened base of hard ground material, mantle pipe with holes, driven concrete pile.

For citation: Kovalev V.A., Kovalev A.S. Installation of a driven pile in punched well with widened base. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2018. No. 9, pp. 42–47. (In Russian).

В статье описываются технологические схемы устройства забивной сваи с возможной их интерпретацией и учетом конкретных грунтовых условий. В частности, рассматриваются варианты устройства забивной сваи в пробитой (продавленной) скважине в слабых глинистых переувлажненных и водонасыщенных частично заторфованных (заиленных) грунтах с уширенным основанием из жесткого грунтового материала в подстилающем несущем слое грунта в сочетании с забивной или вдавливаемой сборной железобетонной сваей заводской готовности.

В разработанных нормативных документах (Руководство по проектированию свайных фундаментов (НИИОСП им. Н.М. Герсеванова Госстроя СССР). М.: Стройиздат, 1980; СП 50-102–2003 «Проектирование и устройство свайных

фундаментов»; СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты»; СТО 36554501-018–2009. Стандарт организации «Проектирование и устройство свайных фундаментов и уплотненных оснований из набивных свай в пробитых скважинах» и др.) и опубликованных ранее работах [1–12] и других литературных источниках устройство свайных фундаментов в переувлажненных и водонасыщенных грунтах, связанных с пробивкой или продавливанием скважин, предлагается осуществлять главным образом под защитой обсадных труб, что не всегда обеспечивает исключение проникновения воды в них в процессе образования скважины, формирования уширенного основания, отсыпки грунтового материала (или заливки бетона при устройстве набивных, буровых и т. п. свай), а также после извлечения обсадной трубы, что в конечном итоге

снижает несущую способность сваи по ее боковой поверхности за счет снижения сил трения и сцепления с грунтом отсыпки или окружающим грунтом природного сложения, особенно при наличии высокого уровня подземных вод и в конечном итоге их качества.

Важно отметить, что главным образом по инициативе д-ра техн. наук, проф. В.И. Крутова (НИИОСП им. Н.М. Герсеванова) устройством набивных и в последнее время забивных свай в пробитых (продавленных) скважинах заняло достойное место в ряду наиболее прогрессивных, весьма перспективных и конкурентоспособных типов и конструкций фундаментов глубокого заложения. Особенно это заметно при фактически новом направлении устройства забивных свай в пробитых (продавленных) скважинах, так как они обладают всеми преимуществами применяемых в практике строительного производства забивных и набивных свай. В то же время следует отметить, что предлагаемые технические решения их устройства требуют определенного изменения в области разработки нового эффективного навесного оборудования на существующие базовые машины и механизмы в связи с тем, что они не решают вопрос о комплексной реализации процессов пробивки (продавливания) скважин, устройства уширенных оснований и забивки (погружения) свай. Имеющиеся же средства механизации могут решить эти задачи без должной эффективности, т. е. если процессы пробивки скважин и устройства уширенных оснований достаточно успешно реализованы при устройстве набивных, буронабивных и буровых свай с учетом действующих нормативных документов, упомянутых выше, то устройством забивных свай в пробитых (продавленных) скважинах одной установкой еще требует своего решения.

В настоящее время для эффективного устройства свай в пробитых (продавленных) скважинах приходится использовать как минимум два вида оборудования (установок): сменного оборудования на тросовый кран-экскаватор для пробивки скважин и устройства уширенных оснований и копровой или вдавливающей установки для забивки (вибрационного и виброударного погружения) или погружения свай их вдавливанием до подстилающего несущего слоя грунта.

В разработанных действующих нормативных документах и опубликованных ранее работах и других источниках устройством свайных фундаментов в слабых переувлажненных грунтах предлагается осуществлять наряду с другими видами свай преимущественно из забивных (вдавливаемых) сборных, в том числе составных, железобетонных свай с погружением их концов в подстилающие несущие слои грунта. Устройство свайных фундаментов в пробитых (продавленных) скважинах, несмотря на их в целом ряде случаев несомненное преимущество, применяется только для набивных свай (СТО 36554501-018–2009). Устройство фундаментов из забивных свай в пробитых (продавленных) скважинах в настоящее время носит скорее экспериментальный характер, но и этих результатов исследований достаточно, чтобы оценить их как перспективные и конкурентоспособные [7].

Целью предлагаемых и описанных ниже технических решений является увеличение несущей способности забивных и набивных свай в пробитых (продавленных) скважинах в слабых влажных, переувлажненных и водонасыщенных грунтах, расширение области применения по грунтовым условиям, а также снижение трудоемкости, энергоемкости и других показателей.

Поставленная цель достигается путем выполнения следующей возможной последовательности основных технологических операций, изображенной на рис. 1.

Погружают копровой или вдавливающей установкой обсадную инвентарную, в том числе толстостенную, трубу *1* в грунт основания вместе с теряемым башмаком-пробойником *2* в нижней части и ободом-ограничителем от смещения трубы *1* при ее погружении в горизонтальную плоскости в его верхней части, как изображено на рис. 1 (узел А) (или вставляемой в верхнюю полость башмака-пробойника *2*, как показано на рис. 2), на заданную (расчетную) глубину в несущий слой подстилающего грунта *3* (обычно на 2–2,5 диаметра – размера в поперечном сечении обсадной трубы *2*) с образованием скважины *4* и возможной уплотненной зоны *5* (рис. 1, а). Как правило, при погружении обсадной трубы с теряемым башмаком-пробойником в пределах глубины залегания слабых, например частично заторфованных, заиленных и т. п. и тем более переувлажненных и водонасыщенных глинистых и биогенных грунтов, уплотненная зона практически отсутствует и, кроме того, происходит оплывание стенки продавленной скважины и смыкание ее со стенкой в начале обсадной трубы и в дальнейшем после извлечения обсадной трубы и со стенкой трубы-оболочки, как в рассматриваемом случае.

Устанавливают во внутреннюю полость башмака-пробойника башмак-уширитель *б*, отсыпают над ним жесткий грунтовый материал *7* (щебень, жесткая бетонная смесь и т. п.) на высоту предполагаемого расчетного уширенного основания (обычно до кромки несущего слоя грунта *3*), после чего во внутреннюю полость обсадной трубы *1* опускают трубу-оболочку *8* без или, как показано на рис. 1, б, с разгрузочными (перфорационными) отверстиями (окнами) *9*, расположенными соосно относительно вертикальной оси, в шахматном порядке или иным образом по ее периметру и всей высоте с возможно минимальным зазором от обсадной трубы *1* и частичным погружением ее торца в отсыпанный жесткий грунтовый материал *7* на глубину, составляющую не более 10–15 см, и заполняют внутреннюю полость трубы-оболочки *8* сыпучим грунтовым материалом *10* (щебень, гравийно-песчаная смесь, крупнозернистый песок, отсеб щебня, экологически чистые отходы промышленных производств – горелая земля, шлаки и т. п.) (рис. 1, б). Если позволяют грунтовые условия, то засыпку трубы-оболочки осуществляют после извлечения обсадной трубы.

Следует отметить, что во избежание технологической операции по добивке трубы-оболочки в отсыпанный жесткий грунтовый материал возможно вначале погружение ее в обсадную трубу с опиранием торца на башмак-пробойник и после этого осуществлять отсыпку в трубу-оболочку грунтового материала в указанной выше последовательности над башмаком-уширителем с последующим ее подъемом на высоту отсыпки из жесткого грунтового материала.

Извлекают обсадную трубу *1* (в том числе с приложением к ней вибрации) и погружают (забивают) в засыпанную полость трубы-оболочки *8* сборную железобетонную сваю *11* с образованием в нижней части уширенного основания из жесткого грунтового материала *12*, локальных уширений *13* из сыпучего грунтового материала по наружной боковой поверхности трубы-оболочки *8* и возможной уплотненной зоны повышенных размеров *5* по всему ее наружному контуру (рис. 1, в). На изображенном сечении 1–1

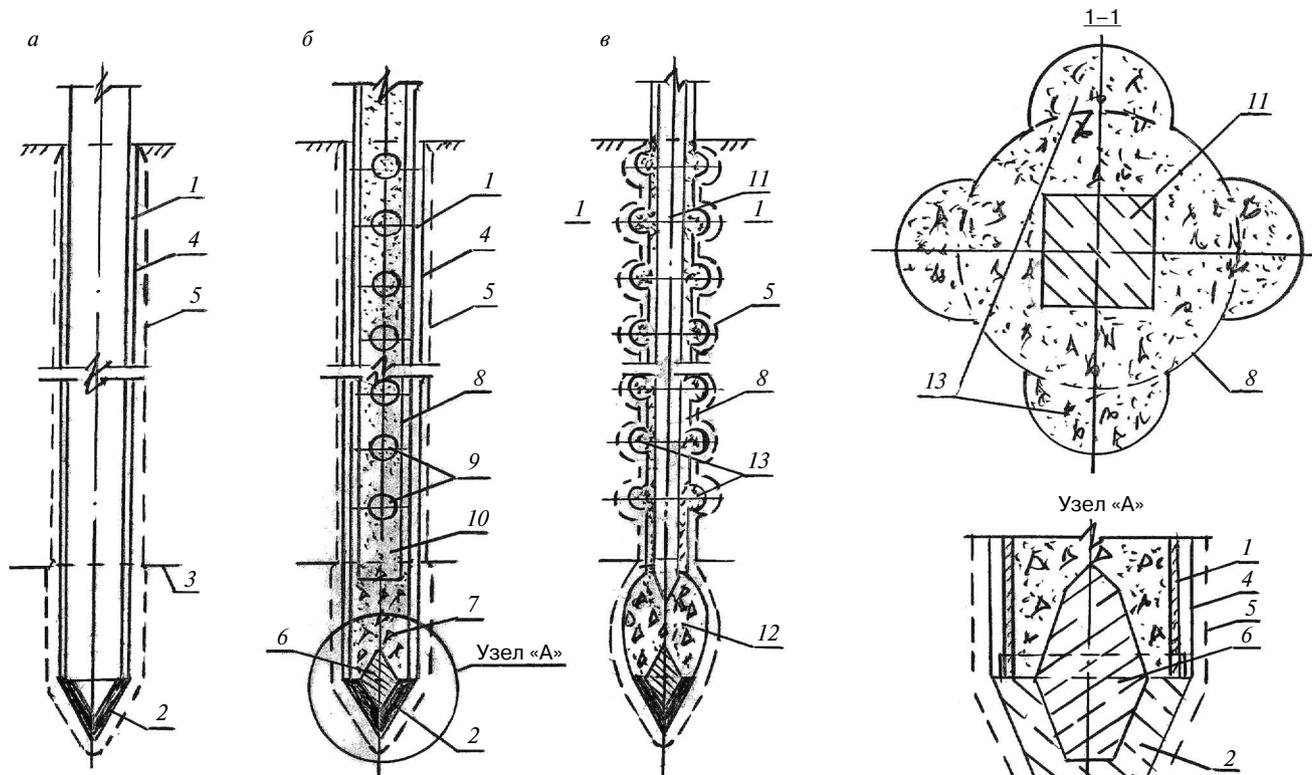


Рис. 1. Технологическая схема устройства сваи в слабом переувлажненном глинистом грунте: а – пробивка (продавливание) обсадной толстостенной инвентарной обсадной трубой с башмаком-пробойником скважины с погружением в подстилающий несущий слой грунта; б – установка в полость башмака-пробойника башмака-уширителя с отсыпкой над ним жесткого грунтового материала – щебня, установка в обсадную трубу трубу-оболочку с разгрузочными (перфорационными) отверстиями-окнами, погружением ее торца в жесткий грунтовый материал отсыпки и засыпкой в нее сыпучего материала или щебня; в – извлечение обсадной трубы и забивка в трубу-оболочку сваи с погружением ее конца в жесткий грунтовый материал отсыпки с одновременным образованием уширений в нижней части и окружающем грунте по боковой наружной поверхности трубы-оболочки; 1 – инвентарная обсадная труба; 2 – башмак-пробойник; 3 – верхняя граница подстилающего несущего слоя грунта; 4 – пробитая скважина; 5 – возможная уплотненная зона грунта; 6 – башмак-уширитель; 7 – полость в несущем слое грунта; 8 – жесткий грунтовый материал; 9 – труба-оболочка с отверстиями; 10 – сыпучий материал; 11 – забивная свая; 12 – уширенное основание в нижней части скважины; 13 – уширения по боковой поверхности трубы-оболочки

(рис. 1) возможная уплотненная зона грунта природного сложения условно не показана.

В случае необходимости увеличения несущей способности сваи с трубой-оболочкой осуществляют следующими возможными двумя способами.

По первому способу формирование уширенного основания осуществляют путем послойного втрамбовывания над башмаком-уширителем жесткого грунтового материала (щебня) торцом съемного наконечника, прикрепленного, например, к штанге или обсадной трубе и погруженного во внутреннюю полость инвентарной обсадной трубы, используемой для пробивки (продавливания) скважины при ее поэтапном подъеме с фиксацией на поверхности на высоте послойной отсыпки щебня по аналогии с технологической схемой, изложенной в [8, 10].

По второму способу формирование уширенного основания осуществляют путем погружения (в том числе повторно) в отсыпанный щебень обсадной трубы с самораскрывающимся наконечником, заполнением только нижней ее части щебнем и извлечением [8], после чего во внутреннюю полость обсадной трубы опускают трубу-оболочку с последующими технологическими операциями, описанными выше.

Углы заострения башмака-пробойника, башмака-уширителя и съемного наконечника штанги или обсадной трубы назначают из обеспечения наиболее оптимальных условий

погружения башмака-пробойника в грунт основания и формирования уширенного основания из жесткого грунтового материала и, как правило, устанавливаются экспериментальным путем или на основе аналогичных исследований в практических сходных инженерно-геологических и других условиях. Из анализа материалов многочисленных экспериментальных исследований устройства фундаментов в вытрамбованных котлованах и пробивки скважин под набивные сваи углы заострения башмака-пробойника в зависимости от грунтовых условий ориентировочно составляют 30–60°; башмака-уширителя – 60–90°; съемного наконечника – 120–180°. Башмаки изготавливают чугунными, стальными, бетонными, железобетонными или в их комбинации облегченного типа, а также из прочных композиционных материалов.

Трубы-оболочки с разгрузочными (перфорационными) отверстиями изготавливают из полимерных и т. п. материалов, а также металла, железобетона, асбестоцемента и др., в том числе из б/у, усиленных в случае необходимости, например, стальными бандажами. Кроме того, по предложению авторов трубу-оболочку при соответствующем обосновании можно изготавливать из б/у металлических бочек, сваренных (соединенных) между собой торцами без крышек и днища, например из 200–216-литровых диаметром около 60 см, высотой примерно 90 см с антикоррозийным

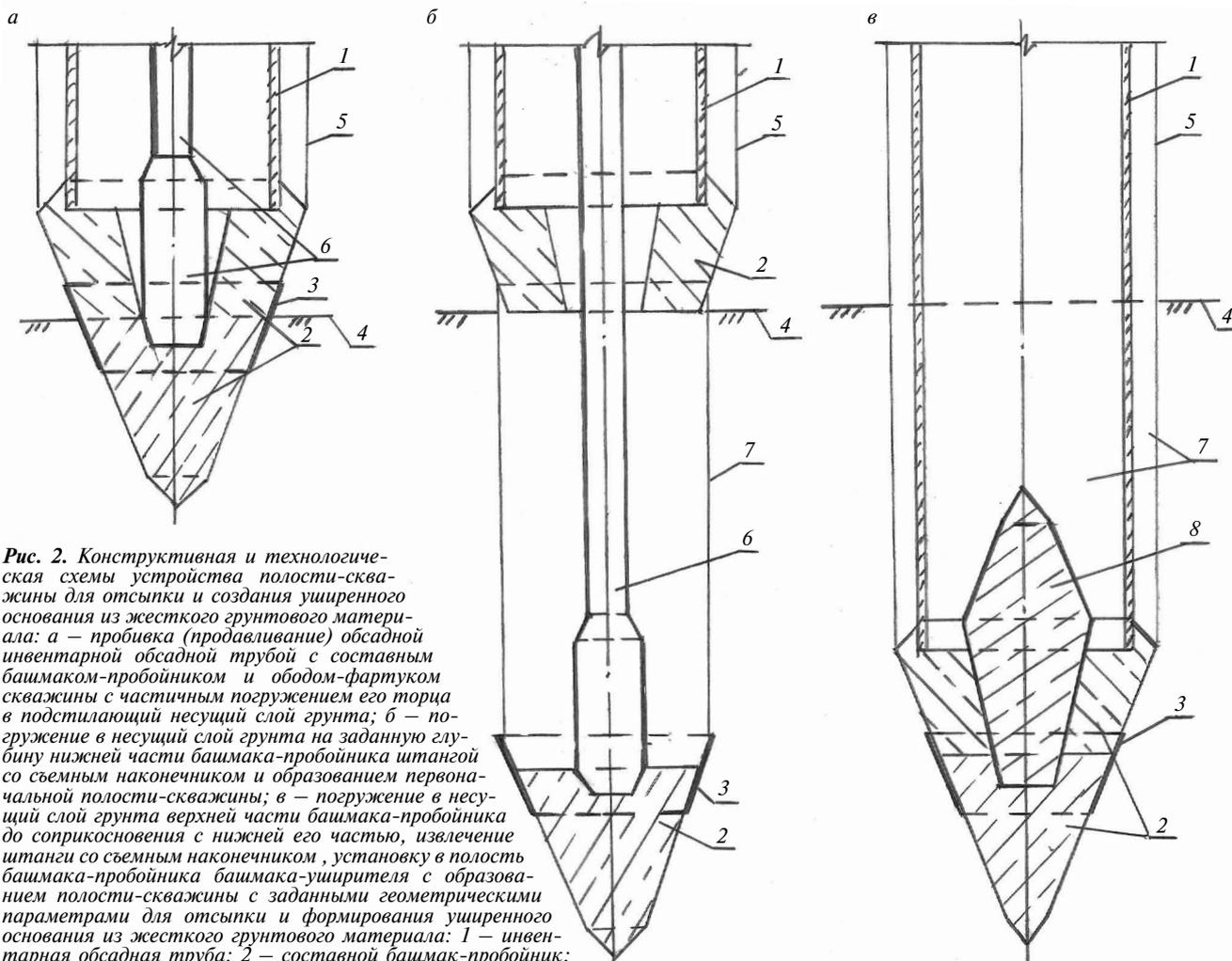


Рис. 2. Конструктивная и технологическая схемы устройства полости-скважины для отсыпки и создания уширенного основания из жесткого грунтового материала: а – пробивка (продавливание) обсадной инвентарной обсадной трубой с составным башмаком-пробойником и ободом-фартуком скважины с частичным погружением его торца в подстилающий несущий слой грунта; б – погружение в несущий слой грунта на заданную глубину нижней части башмака-пробойника штангой со съемным наконечником и образованием первоначальной полости-скважины; в – погружение в несущий слой грунта верхней части башмака-пробойника до соприкосновения с нижней его частью, извлечение штанги со съемным наконечником, установку в полость башмака-пробойника башмака-уширителя с образованием полости-скважины с заданными геометрическими параметрами для отсыпки и формирования уширенного основания из жесткого грунтового материала: 1 – инвентарная обсадная труба; 2 – составной башмак-пробойник; 3 – металлический обод-фартук; 4 – верхняя граница подстилающего несущего слоя грунта; 5 – пробитая (продавленная) скважина; 6 – штанга со съемным наконечником; 7 – полость-скважина; 8 – башмак-уширитель

покрытием и герметизацией стыков и других металлических изделий, используемых ранее в строительном производстве в качестве опалубки для формирования оголовков буронабивных и т. п. свай из литого бетона, а также бочек, баков, емкостей, бункеров и т. п. изделий из б/у полимерных материалов (пластик, полиэтилен, полиуретан и т. п.). Применение указанных выше изделий для устройства трубооболочек способствует их утилизации.

Минимальный диаметр трубы-оболочки с учетом разгрузочных (перфорационных) отверстий и допустимых отклонений при погружении сваи принимают равным 1,5–2 диаметра (размера в поперечном сечении) забивной или вдавливаемой сваи, т. е. в случае использования призматической сваи 30×30 см (С30) внутренний диаметр трубы-оболочки принимают равным не менее 50–65 см или устанавливают опытным путем в зависимости от вида материала засыпки.

Оптимальные параметры количества, размеров, расположения разгрузочных отверстий и других показателей в стенке трубы-оболочки назначают с учетом многофакторности влияния (физико-механические характеристики материала засыпки и окружающих грунтов природного сложения, углы заострения торца погружаемой сваи и т. п.) на основании результатов экспериментальных исследований. В частности, минимальный диаметр (размер в поперечном

сечении) разгрузочных отверстий, изображенных на рис. 1, ориентировочно может быть принят равным 0,25–0,3 диаметра трубы-оболочки.

Для минимизации влияния на беспрепятственное извлечение обсадной трубы, помимо приложения к ней вибрации, связанного с возможным вывалом сыпучего материала в зависимости от его вида, состава и др. факторов из разгрузочных отверстий трубы-оболочки допускается также использовать: предварительное наружное покрытие ее, например из синтетической пленки на участках с отверстиями с низкими значениями прочностных характеристик на растяжение-разрыв; в качестве грунта засыпки – смеси с местным глинистым грунтом, например из гравия, щебня, крупнозернистого песка и т. п. в пределах всей или только в уровне отверстий трубы-оболочки; антифрикционное покрытие-обмазку внутренней поверхности обсадной трубы или применять другие конструктивные и технические решения. При соответствующем обосновании, как указывалось выше, трубу-оболочку возможно заполнять жестким и сыпучим материалом после извлечения обсадной трубы.

Кроме того, при необходимости увеличения несущей способности сваи возможно повторное (или повторные – более одного раза) погружение в засыпанную трубу-оболочку инвентарной обсадной трубы с самораскрывающимся нако-

нечником до верха или с частичным погружением его в отсыпанное или сформированное в нижней части уширенное основание, отсыпку в трубу-оболочку сыпучего грунтового материала, ее извлечения и одновременного заполнения этим грунтом скважины перед погружением сборной железобетонной сваи по аналогии с технологической операцией, изложенной в [8, 10, 11].

Устройство набивной сваи осуществляют после формирования уширенного основания по описанным выше технологическим схемам с последующей установкой трубы-оболочки в обсадную трубу, арматурного каркаса и заполнением ее литой бетонной смесью с извлечением обсадной трубы, используемой для пробивки (продавливания) скважины. При установке трубы-оболочки с разгрузочными отверстиями в достаточно хорошо уплотняемых маловлажных и влажных грунтах бетонирование осуществляют с одновременным извлечением обсадной трубы, используемой для пробивки скважины, и заполнением затрубной полости зазора литым бетоном, что позволяет создать по внешнему периметру металлической трубы-оболочки дополнительный антикоррозийный экран.

При наличии в основании в верхней его части водонасыщенных (обводненных) слабых биогенных грунтов с модулем деформации $E \leq 5$ МПа в качестве трубы-оболочки используют б/у обсадные трубы или сварные бочки, емкости и т. п. преимущественно из полимерных материалов без устройства в них разгрузочных (перфорационных) отверстий-окон по аналогии с техническими решениями, изложенными в [8, 10, 11].

Следует отметить, что создание полости-скважины для засыпки в нее жесткого грунтового материала с последующим формированием уширенного основания в подстилающем несущем слое грунта с достаточно высокими физико-механическими характеристиками существенно снижает эффективность устройства свайного фундамента в пробитых скважинах из-за невозможности в некоторых случаях пробивки и тем более продавливания скважин существующими недостаточно мощными отечественными машинами и механизмами для погружения башмаков-пробойников диаметром (размером в поперечнике) свыше 600–650 мм. Поэтому был предпринят поиск таких конструкций и технологий производства работ, которые позволили бы решить поставленную проблему, направленную, например, на снижение лобового сопротивления подстилающего несущего слоя грунта (снижение энергоемкости) при погружении обсадной трубы с башмаком-пробойником без дополнительных капитальных затрат на создание новых или модернизацию парка существующих мощных крупногабаритных средств механизации, как правило, зарубежного производства.

В частности, одним из таких возможных вариантов, изложенных ниже, является применение сборного (составного) башмака-пробойника. В основе предлагаемого технического решения заложен принцип разбивки (разделения) величины лобового сопротивления подстилающего несущего слоя грунта при образовании полости, как правило, на две части.

Возможный вариант конструктивной и технологической схемы башмака-пробойника для пробивки и формирования полости-скважины в несущем слое грунта изображен на рис. 2.

Последовательность устройства полости-скважины в несущем слое грунта включает показанные на рис. 2 следующие основные технологические операции.

Погружают в грунт основания обсадную трубу 1 с башмаком-пробойником 2, состоящим из двух частей – верхней и нижней, и снабженным металлическим ободом-фартуком 3 или защитным кожухом, выполненным в виде усеченного конуса, как показано на рис. 2, или в виде сплошного конуса с частичным возможным заглублением башмака-пробойника 2 в подстилающий несущий слой грунта 4 и образованием полости-скважины 5, после чего в обсадную трубу 1 опускают штангу 6 или обсадную трубу со съемным (сменным) наконечником, торец которого вставляют во внутреннюю полость башмака-пробойника 2 (рис. 2, а). Наличие обода-фартука 3 или защитного кожуха в нижней части на боковой поверхности башмака-пробойника 2 объясняется необходимостью исключения возможного обрушения грунта в образуемую полость-скважину при погружении нижней части башмака-пробойника 2. На рис. 2 уплотненные зоны в несущем слое грунта условно не показаны.

Погружают в грунт основания 4 вначале нижнюю часть башмака-пробойника 2 вместе с ободом-фартуком 3 ударными или вдавливающими воздействиями на штангу 6. Необходимо отметить, что устройство полости-скважины предлагаемой конструкции и технологии наиболее целесообразно применять в грунтах: со степенью влажности не более $S_r < 0,6–0,7$; плотностью в сухом состоянии не более для: глинистых грунтов $\rho_d < 1,6–1,65$ т/м³, песчаных – $\rho_d < 1,50–1,55$ т/м³, потенциально способных уплотняться и обеспечивающих устойчивость вертикальной стенки образованной скважины-полости при глубине-высоте ее не более 1 м, или эти параметры устанавливают экспериментальным путем. При указанных выше параметрах образование скважины-полости погружением нижней части башмака-пробойника может быть выполнено сразу на заданную глубину, как показано на рис. 2, б. Если не удастся выполнить это условие, то погружение нижней и верхней частей башмака-пробойника выполняют поэтапно на высоту выпуска обода-фартука, как показано на рис. 2, или кожуха в верхней его части, т. е. погружение частей составного башмака выполняют поочередно вначале нижней, а затем верхней части с зазором на высоту выпуска фартука или кожуха в его верхней части.

Погружают верхнюю часть башмака-пробойника 2 путем приложения ударных или вдавливающих воздействий на обсадную трубу 1 до соприкосновения с верхним обрезом нижней части башмака 2 с образованием полости-скважины 7 с заданными геометрическими параметрами, после чего извлекают штангу со съемным наконечником 6 и устанавливают в полость башмака-пробойника 2 башмак-уширитель 8 (рис. 2, в) для формирования уширенного основания, описанного выше.

Применение сборного (составного) башмака-пробойника не только способствует расширению области применения рассматриваемых типов свай за счет увеличения диаметра (размера в поперечном сечении) пробиваемых скважин и забивных свай, но и снижению энергоемкости и трудоемкости при одновременном увеличении надежности устройства уширенных оснований и возведения свайных фундаментов в целом.

Выбор той или иной описанной выше технологической схемы зависит от физико-механических характеристик грунтов основания, наличия или отсутствия подземных вод, величины и вида действующих нагрузок и других факторов.

Таким образом, изложенные технологические схемы устройства свайных фундаментов позволяют существенно расширить область их применения по грунтовым условиям, повысить их несущую способность, надежность применения и являются дальнейшим продолжением работ по совершенствованию устройства фундаментов в уплотненном грунте, а также забивных и набивных свай в пробитых скважинах с уширенным основанием из жесткого грунтового материала, но в то же время, как отмечалось выше, требуют проведения дополнительных экспериментальных исследований.

Кроме того, предлагаемые технические решения устройства забивных свай при соответствующем технико-экономическом обосновании могут быть полностью или частично с некоторой интерпретацией использованы и при устройстве полых забивных свай с теряемым башмаком-пробойником [12], а также набивных свай в пробитых (продавленных) скважинах.

Список литературы

1. Крутов В.И., Ковалев В.А., Ковалев А.С. Совершенствование технологий устройства забивных свай в пробитых скважинах // *Механизация строительства*. 2015. № 5. С. 14–17.
2. Патент РФ 2582530. *Устройство забивной свай в пробитой скважине с уширенным основанием* / Крутов В.И., Ковалев А.С., Ковалев В.А. Заявл. 30.04.2014. Опубл. 27.04.2016. Бюл. № 12.
3. Патент РФ 2601630. *Способ устройства забивной свай* / Крутов В.И., Ковалев А.С., Ковалев В.А. Заявл. 16.10.2014. Опубл. 10.05.2016. Бюл. № 13.
4. Крутов В.И., Ковалев А.С., Ковалев В.А. Проектирование и устройство оснований и фундаментов на просадочных грунтах. М.: АСВ, 2016. 544 с.
5. Крутов В.И., Ковалев А.С., Ковалев В.А. Современные конструкции и технологии устройства фундаментов в уплотненном грунте. М.: Перо, 2016. 150 с.
6. Крутов В.И., Ковалев А.С., Ковалев В.А. Основания и фундаменты на насыпных грунтах. М.: АСВ, 2016. 470 с.
7. Крутов В.И., Когай В.К., Когай В.А., Пономарев Р.Ю. Исследование вдавливаемых железобетонных свай с уширенным основанием // *Промышленное и гражданское строительство*. 2016. № 10. С. 42–45.
8. Ковалев В.А., Ковалев А.С. Технологические схемы устройства забивных свай в пробитых скважинах // *Строительство: наука и образование*. 2017. Т. 7. Вып. 1 (22). Ст. 2. http://nso-journal.ru/public/journals/1/issues/2017/01/02_01_2017.pdf (Дата обращения 18.01.2018).
9. Ковалев В.А., Ковалев А.С. Технические решения устройства фундаментов в уплотненном грунте // *Строительство: наука и образование*. 2017. Т. 7. Вып. 2 (25). Ст. 1. http://nso-journal.ru/public/journals/1/issues/2017/02/01_02_2017.pdf (Дата обращения 18.01.2018).
10. Патент РФ 2634912. *Способ устройства забивной свай в пробитой скважине в слабых водонасыщенных грунтах (варианты)* / Крутов В.И., Ковалев А.С., Ковалев В.А. Заявл. 14.07.2016. Опубл. 08.11.2017. Бюл. № 31.
11. Патент РФ 2640467. *Способ устройства забивной свай* / Крутов В.И., Ковалев А.С., Ковалев В.А. Заявл. 10.04.2017. Опубл. 09.01.2018. Бюл. № 1.
12. Ковалев В.А., Ковалев А.С. Устройство круглой полый свай с уширенным основанием // *Жилищное строительство*. 2018. № 1–2. С. 66–68.

References

1. Krutov V.I., Kovalev A.S., Kovalev V.A. Improvement of technologies of the device of driven piles in the punched wells. *Mehanizatsiya stroitel'stva*. 2015, No. 5, pp. 14–17. (In Russian).
2. Patent RF 2582530. Krutov V. I., Kovalev A.S., Kovalev V.A. *Ustroistvo zabivnoi svai v probitoi skvazhine s ushirenym osnovaniem* [Installation of a Driven Pile in a Bored Well with a Spread Base]. Declared 30.04.2014. Published 27.04.2016. Bulletin No. 12. (In Russian).
3. Patent RF 2601630. Krutov V.I., Kovalev A.S., Kovalev V.A. *Sposob ustroistva zabivnoi svai* [Driven Pile Installation Method]. Declared 16.10.2014. Published 10.05.2016. Bulletin No. 13. (In Russian).
4. Krutov V.I., Kovalev A.S., Kovalev V.A. *Proektirovanie i ustroistvo osnovanii i Fundamentov na prosadochnykh gruntakh* [Designing and installation of bases and foundation on collapsible soils]. Moscow: ASV, 2013. 544 p.
5. Krutov V.I., Kovalev A.S., Kovalev V.A. *Sovremennye konstruksii i tekhnologii ustroistva fundamentov v uplotnenom grunte* [Modern construction of foundations and technologies in soil compaction]. Moscow: Pero. 2016. 150 p.
6. Krutov V.I., Kovalev A.S., Kovalev V.A. *Osnovaniya i fundamenti na nasypanykh gruntakh* [Basements and foundations on the fillings of soils]. Moscow: ASV. 2016. 470 p.
7. Krutov, V.I., Kogay, V.K., Kogay, V.A., Ponomarev, R.Yu. Study of pressed reinforced concrete piles with expanded base. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2016. № 10, pp. 42–45.
8. Kovalev V.A., Kovalev A.S. Process diagrams for installation of driven piles in penetrated wells. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie*. 2017. Vol. 7. No. 1 (22). St. 2. http://nsojournal.ru/public/journals/1/issues/2017/01/02_01_2017.pdf (Date of access 18.01.2018). (In Russian).
9. Kovalev V.A., Kovalev A.S. Specification of engineering proposals for foundations on compacted fills. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie*. 2017. Vol. 7. No. 2 (25). St. 1. http://nsojournal.ru/public/journals/1/issues/2017/02/01_02_2017.pdf (Date of access 18.01.2018). (In Russian).
10. Patent RF 2634912. *Sposob ustroistva zabivnoi svai v probitoi skvazhine v slabyykh vodonasyshchennykh gruntakh (varianty)* [Sposob ustroistva zabivnoi svai/Method of driving a driven pile in punctured well in weak water-saturated soil (variants)]. Krutov V. I., Kovalev A.S., Kovalev V.A. Declared 14.07.2016. Published 08.11.2017. Bulletin No. 31. (In Russian).
11. Patent RF 2640467. *Sposob ustroistva zabivnoi svai v probitoi skvazhine v slabyykh vodonasyshchennykh gruntakh (varianty)* [Driven Pile Installation Method]. Krutov V.I., Kovalev A.S., Kovalev V.A. Declared 10.04.2017. Published 09.01.2018. Bulletin No. 1. (In Russian).
12. Kovalev V.A., Kovalev A.S. Installation of a round hollow blunt pile. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2018. No. 1–2, pp. 66–68. (In Russian).

УДК 69:685.51.073.9

А.Д. ЖУКОВ¹, канд. техн. наук (lj211@yandex.ru); К.А. ТЕР-ЗАКАРЯН², управляющий директор;
С.Д. КОЗЛОВ¹, магистрант, А.Ю. ЖУКОВ¹, магистрант¹ Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (129337, г. Москва, Ярославское ш., 26)
² ООО «ТЕПОФОЛ» (140301, Московская обл., г. Егорьевск, ул. Профсоюзная, 34)

Бесшовная изоляция в системах «плавающего пола»

Рассматривается концепция формирования бесшовного стыка между отдельными изоляционными изделиями. Получение бесшовного изоляционного полотна, герметичного как по отношению к прохождению тепла, паров воды и структурных шумов, позволяет проектировать перекрытия, максимально обеспечивающие комфорт в жилых помещениях. В изоляционных системах пола или перекрытий пенополиэтилен (рулонный или маты) выполняет функцию тепло- и звукоизоляции, а также пароизоляционной мембраны. Рассмотрены два типа конструкций: на металлических саморезах, используемых в качестве опор, и конструкция «плавающего пола». Для оценки деформируемости пенополиэтилена под нагрузкой был проведен эксперимент, подтвердивший возможность его применения в системах «плавающего пола». Чем больше площадь образца (отношение площади образца к его толщине), тем большая его площадь работает при сжатии, и тем выше его сопротивляемость этому сжатию под нагрузкой P . Этот эффект проявляется в той степени больше, чем более отношение S/h , а это в свою очередь предопределяет применение полотен, соединенных в замок с последующей сваркой горячим воздухом, из НПЭ в качестве изоляционной основы плавающего пола.

Ключевые слова: пенополиэтилен, сварка феном, бесшовное соединение, звукоизоляция, теплоизоляция, «плавающий пол».

Для цитирования: Жуков А.Д., Тер-Закарян К.А., Козлов С.Д., Жуков А.Ю. Бесшовная изоляция в системах плавающего пола // *Жилищное строительство*. 2018. № 9. С. 48–51.

A.D. ZHUKOV¹, Candidate of Sciences (Engineering) (lj211@yandex.ru); K.A. TER-ZAKARYAN², Managing Director;
S.D. KOZLOV¹, Graduate Student, A.Yu. ZHUKOV¹, Graduate Student¹ Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (26, Yaroslavskoye Shosse, Moscow, 129337, Russian Federation)
² ООО «ТЕПОФОЛ» (34, Profsoyuznaya Street, Egor'evsk, Moscow Region, 140301, Russian Federation)

Seamless Insulation in Floating Floor Systems

The concept of formation of a seamless joint between separate insulating products is considered. Obtaining a seamless insulating fabric, hermetic as in relation to the passage of heat, water vapor and structural noises makes it possible to design the ceilings, providing the maximum comfort in the living rooms. In insulation systems of floor or ceilings, foam polyethylene (rolled or mats) performs the function of heat and sound insulation, as well as vapor barrier membrane. Two types of structures are considered: on metal screws used as supports, and the «floating floor» design. To assess the deformability of foam polyethylene under load, an experiment was conducted, which confirmed the possibility of its use in «floating floor» systems. Than larger the area of the sample (the ratio of the sample area to its thickness), the greater its area works under compression, and the higher its resistance to this compression under load P . This effect manifests itself to a greater extent than greater the S/h ratio, and this in turn predetermines the application of cloths locked connected with subsequent welding by hot air, from the NPE as the insulating base of the floating floor.

Keywords: foam polyethylene, welding by hot air un, seamless joint, sound insulation, heat insulation, «floating floor».

For citation: Zhukov A.D., Ter-Zakaryan K.A., Kozlov S.D., Zhukov A.Yu. Seamless insulation in floating floor systems. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2018. No. 9, pp. 48–51. (In Russian).

Изоляционные элементы пола, как и междуэтажных перекрытий, выполняют две основные функции: защиту от передачи структурного шума; предотвращение движения паровоздушной смеси из нижележащих помещений и ограничение теплопередачи через перекрытие. Последнее свойство становится особо актуальным, если перекрытие располагается над аркой уличного прохода. Основные требования к подобным конструкциям отражены в СП 54.13330.2011 «Здания жилые многоквартирные. Актуализированная редакция СНиП 31-01-2003» и СП 29.13330.2011 «Полы. Актуализированная редакция СНиП 2.03.13-88» [1–4].

Пенополиолефины (пенополиэтилены) характеризуются низкой теплопроводностью, звукоизолирующей способностью, эластичностью и гидроизоляционными свойствами. В строительстве используются пенополиэтилены плотностью в диапазоне 20–80 кг/м³. Материал применяют для борьбы с кровель-

ным конденсатом, в качестве гидро- и теплоизоляции тоннелей и фундаментов, тепло- и звукоизоляции воздуховодов и трубопроводов, уплотнения оконных рам и стыков строительных конструкций; в качестве тепло-, гидро-, звукоизолирующего слоя в бетонных стяжках; в виде амортизирующего слоя под паркетом, «плавающим полом», лестничными ступенями и др. К преимуществам этой группы материалов относится также возможность формирования бесшовного стыка [5, 6].

Концепция формирования бесшовного стыка с применением рулонного пенополиэтилена (с отражающим слоем или без него) основана на следующих положениях:

– изделия из несшитого пенополиэтилена (НПЭ) имеют не только низкую теплопроводность, не превышающую 0,039 Вт/(м·К) даже для условий эксплуатации по группе В, но и низкую паропроницаемость – не более 0,001 мг/(Па·м·с), и водопоглощение не более 2 мас. %;



Рис. 1. Пол по лагам с фиксацией наклонными саморезами



Рис. 2. Система утепления деревянного пола

– формирование непроницаемого покрытия достигается за счет реализации соединения отдельных листов НПЭ (матов, рулонов) внахлест с последующей сваркой поверхностей контакта листов горячим воздухом с помощью строительного фена. **Данная технология замкового соединения разработана и запатентована компанией ООО «ТЕПОФол» (патент № 2645190);**

– создание бесшовного покрытия (по глади стены или пола) минимизирует количество мостиков холода, а также неплотностей между отдельными теплоизоляционными элементами, через которые возможна миграция тепла и паровоздушной смеси из помещения наружу;

– низкая паропроницаемость бесшовной изоляционной оболочки и низкое водопоглощение пенополиэтилена позволяют исключить применение дополнительной паро- и гидроизоляции.

Учитывая, что вспененный полиэтилен является горючим материалом, во всех системах его применения должны быть предусмотрены конструктивные способы защиты от контакта с внешней средой.

Другой не менее интересной областью применения НПЭ являются конструкции «плавающего пола», в которых пенополиэтилен выполняет функцию тепло- и звукоизоляции [7, 8]. Полученное единое изоляционное полотно является герметичным, т. е. в нем отсутствуют щели и стыки, что препятствует выходу теплового потока наружу. Такой подход к утеплению обеспечивает сохранение тепла внутри и существенно повышает теплосберегающие свойства системы изоляции, препятствует прохождению пара и формированию акустических мостиков [9, 10].

При утеплении деревянного пола укладку рулонной теплоизоляции Тепофол рекомендуется производить по всей площади пола на лаги (рис. 1). Замковые системы на стыке двух полотен привариваются друг другу таким образом,

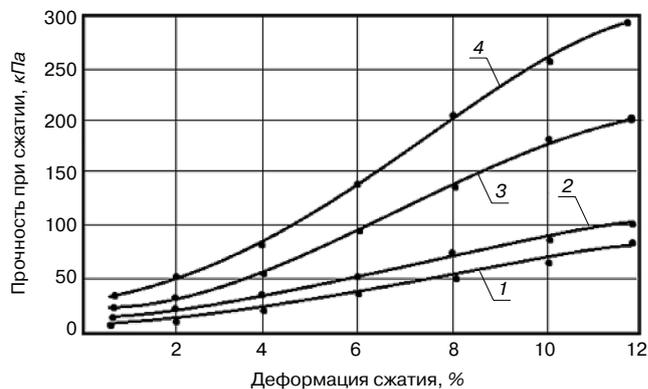


Рис. 3. Зависимость прочности при сжатии образцов НПЭ от деформации при величине их геометрического фактора (S/h): 1 – 0,1 м²/м; 2 – 0,2 м²/м; 3 – 0,4 м²/м; 4 – 0,8 м²/м

чтобы получилось герметичное теплоизоляционное полотно. При этом по всему периметру теплоизоляция фиксируется к основанию.

Сверху на слой утеплителя укладываются деревянные бруски, которые крепятся к лагам непосредственно через теплоизоляционный слой по особой схеме посредством специальных саморезов из нержавеющей стали диаметром 8 мм и длиной 300–320 мм (рис. 2). Схемой размещения саморезов предусматривается, что они крепятся попарно под углом 45° друг к другу так, чтобы расстояние между шляпками саморезов не превышало 100 мм. Расстояние между каждой такой парой саморезов, фиксирующей бруски через теплоизоляционную оболочку к лагам по указанной схеме, составляет не менее 500 мм.

В результате примененного особого способа крепления утеплителя к лагам образуется ферма, посредством которой нагрузка пола равномерно перераспределяется с утеплителя на бруски и болты. Далее на бруски собирается финишное покрытие из половой доски. За счет брусков между половой доской и теплоизоляционным слоем остается воздушная прослойка (зазор), которая повышает теплозащитные свойства конструкции и способствует снижению теплопотерь объекта в целом. Следовательно, воздушная подушка функционирует как теплоизолятор.

Строительная практика показывает, что как с точки зрения тепло- и пароизоляции, так и акустических свойств требуемые результаты можно получить при применении плавающего пола. Основа концепции плавающего пола заключается в создании конструкции с изолированной от перекрытия и стен несущего покрытия финишного пола. При этом основание может быть любое: железобетонная плита перекрытия, деревянный черновой пол и др., а изоляционная оболочка должна обладать минимальной проницаемостью. В качестве покрытия могут использоваться заливаемая армированная бетонная стяжка или элементы сухой сборки: гипсокартонные листы, древесно-волоконные или ориентированно-стружечные плиты [11, 12].

Пенополиэтилен является эластичным материалом (деформирующимся под нагрузкой), поэтому для оценки возможности его применения в системах плавающего пола был осуществлен эксперимент.

Прочность при сжатии образцов вспененного полиэтилена определялась в интервале деформаций от 0 до 12%. Испытывались изделия из вспененного полиэтилена (с отрывающим слоем или без него) размером 100×100×100;

100×100×50 и 200×200×50 мм с отношением площади и толщины (геометрический фактор S/h , м²/м) соответственно 0,1; 0,2; 0,4 и 0,75 м.

По результатам испытаний установлено, что металлизирование изделий и климатическое воздействие влияния на механические свойства образцов пенополиэтилена практически не оказывает. Повышение прочности за счет металлизирования не превышает 2,1%, что является меньшим, чем статистическая ошибка эксперимента, равная 4,9%.

Влияние геометрического фактора (отношения площади образца материала к его толщине S/h) очень велико (рис. 1). Это объясняется условиями деформации образца при сжатии и структурой материала. Пенополиэтилен является эластичным материалом с высокой прочностью при растяжении. Поры вспененного полиэтилена заполнены газом, а мембраны, разделяющие ячейки, практически газонепроницаемы.

На ранних стадиях нагружения, когда напряжения в мембранах еще не превысили критическое, ячейки материала центральной области работают на сжатие, а расширение образца происходит в тангенциальном направлении (рис. 4). Упругая деформация растяжения пропорциональна тангенциальным напряжениям (σ_t) в образце. А сопротивляемость сжатию пропорциональна нормальным напряжениям (σ_n) и определяется упругостью газа в ячейках полиэтилена и прочностными характеристиками полимера.

Чем больше площадь образца (отношение площади образца к его толщине), тем большая его площадь работает при сжатии и тем выше его сопротивляемость этому сжатию под нагрузкой P . Этот эффект проявляется в той степени больше, чем более отношение S/h , а это в свою очередь предопределяет применение полотен (рулоном, соединенных в замок с последующей сваркой горячим воздухом) из НПЭ в качестве изоляционной основы плавающего пола.

Рекомендуемая конструкция плавающего пола (рис. 5) включает: сплошное основание 1 , уложенное по лагам 2 . В качестве основания рекомендуется обрезная доска толщиной не менее 25 мм. Все деревянные части конструкции пола, включая сплошное основание, которые будут покрыты слоем утеплителя, рекомендуется обработать специальными средствами. По сплошному основанию укладывается теплоизоляционный слой из рулонного НПЭ «Теплофол®» 3 толщиной 100 мм.

Утеплитель плотно прижимается к стене несущей конструкции в распор и на расстоянии до 150 мм от стен несущей конструкции по всему периметру крепится к сплошному основанию пола. Для надежной и долговременной фиксации материала размещать саморезы по всему периметру поверхности следует достаточно часто, в среднем на расстоянии 100–150 мм друг от друга. После укладки слоя теплоизоляции замковые системы, расположенные на стыках полотен, свариваются между собой горячим воздухом таким образом, чтобы получилось единое герметичное теплоизоляционное полотно. Затем края теплоизоляционного полотна, фактически замковые части утеплителя толщиной 30 мм, заводят на поверхность стен и по всему периметру через брусок или деревянную рейку фиксируют самореза-

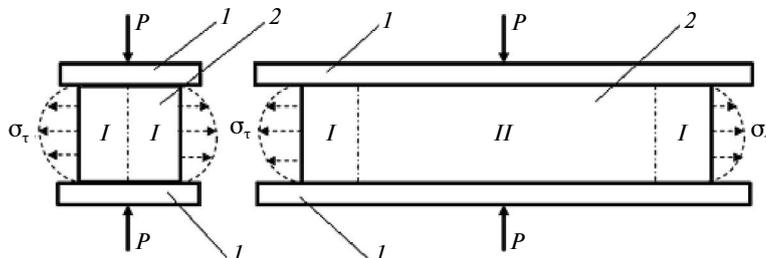


Рис. 4. Схема деформации образцов пенополиэтилена (НПЭ) под нагрузкой P . σ_t — тангенциальные напряжения; I — области образца, работающие на растяжение; II — области образца, работающие на сжатие; 1 — поверхности пресса; 2 — образец НПЭ

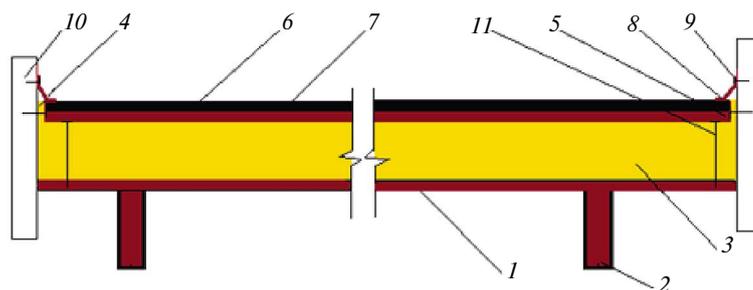


Рис. 5. Схема «плавающего» пола по лагам: 1 — сплошное основание; 2 — лаги; 3 — теплоизоляционный слой из рулонного НПЭ; 4 — участок единого теплоизоляционного полотна, примыкающего к стенам; 5 — крепление теплоизоляции к основанию; 6 — несущее покрытие пола (сборная стяжка, основание); 7 — финишное покрытие пола; 8 — плинтус; 9 — крепление плинтуса; 10 — стена; 11 — крепление теплоизоляции к основанию

ми к стенам так, чтобы слой материала вплотную примыкал к участку стены. При этом высота теплоизоляции, край которой заводится на стены, равна высоте пола до финишного покрытия. Таким образом, по линии «пол-стена» не образуется зазор и обеспечивается надежное утепление самого уязвимого участка пола — всего периметра и углов. Далее на теплоизоляцию укладывают защитное покрытие: два слоя ОСБ-плит и финишное покрытие пола. В качестве финишного покрытия рекомендуется использовать половую доску, паркет, паркетную доску, ламинат, линолеум. Плинтус по периметру помещения прикрепляют к стене (рис. 5).

Пенополиэтиленовые рулоны заводят на стену (рис. 6) и надежно фиксируют саморезами с шайбами к основанию. Этим полностью обеспечивается основная задача плавающего пола — создание изоляционной оболочки с минимальным количеством стыков и теплопроводящих элементов при отделении конструкции покрытия пола от его несущих элементов.

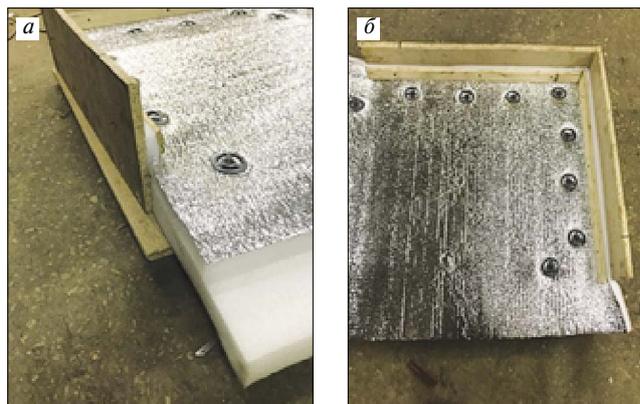


Рис. 6. Пример выполнения узла примыкания «плавающего пола» к стене (а) и фиксации теплоизоляционного рулона к основанию (б)

Оценка деформативных свойств пенополиэтилена, а также возможности его применения в системах «плавающего пола» была проведена в рамках реализации договоров между ООО «ТЕПОФОЛ» и НИУ МГСУ «Разработка расчетной схемы конструкции для применения несшитого вспененного полиэтилена «Тепофол®», а звукоизоляция проверялась в соответствии с договором НИИСФ РААСН (лаборатория «Стройфизика-ТЕСТ»): «Определение эксплуатационных характеристик теплоизоляционного материала из вспененного полиэтилена марки Тепофол®». Исследования касались типовых проектных решений, определения эксплуатационных характеристик материала, а также проведения натурного обследования жилого частного дома, утепленного вспененным полиэтиленом.

Список литературы

1. Орлович Р.Б., Гиль З., Дмитриев П.А. Тенденции в развитии соединений деревянных конструкций в строительстве за рубежом // *Известия высших учебных заведений. Строительство*. 2004. № 11 (551). С. 4–9.
2. Крышов С.И. Проблемы звукоизоляции строящихся зданий // *Жилищное строительство*. 2017. № 6. С. 8–10.
3. Жук П.М., Жуков А.Д. Нормативная правовая база экологической оценки строительных материалов: перспективы совершенствования // *Экология и промышленность России*. 2018. № 4. С. 52–57.
4. Ярцев В.П., Бучнева Е.М., Долженкова М.В., Блюм А.В. Влияние пропитки на эксплуатационные характеристики деревянных изделий и конструкций // *Вестник Тамбовского государственного технического университета*. 2016. Т. 22. № 1. С. 150–157.
5. Семенов В.С., Розовская Т.А., Губский А.Ю. Перспективы применения вторичных полиэфирных волокон для производства тепло- и звукоизоляционных материалов // *Строительные материалы*. 2016. № 6. С. 21–24.
6. Gnip I.J., Keršulis V.J., Vaitkus S.J. Analytical description of the creep of expanded polystyrene under compressive loading. *Mechanics of Composite materials*. 2005. No. 41 (4), pp. 357–364.
7. Анджелов В.Л., Анджелов Л.В. Звукоизоляция междуэтажных перекрытий современных крупнопанельных зданий. *Материалы международной научно-практической конференции «Энергосбережение и экология в строительстве и ЖКХ, транспортная и промышленная экология»*. Москва–Будва. 2010. С. 195–197.
8. Герасимов А.И., Никонова Е.В. Звукоизоляция акустически однородным перекрытием с покрытием из рулонных материалов. *Материалы международной научно-практической конференции «Проблемы экологической безопасности и энергосбережения в строительстве и ЖКХ»*. Москва–Кавала. 2014. С. 173–177.
9. Патент РФ № 2645190. *Замковая технология теплоизоляционного материала для бесшовной сварки соединительных замков* / Тер-Закарян К.А. Заявл. 26.09.2016. Опубл. 16.02.2018. Бюл. № 5.
10. Жуков А.Д., Тер-Закарян К.А., Тучаев Д.У., Петровский Е.С. Энергоэффективное утепление продовольственных складов и овощехранилищ // *Международный сельскохозяйственный журнал*. 2018. № 1. С. 65–67.
11. Жуков А.Д., Тер-Закарян К.А., Заяфаров А.В., Петровский Е.С., Тучаев Д.У. Системы изоляции скатных крыш // *Кровельные и изоляционные материалы*. 2017. № 6. С. 27–29.
12. Семенов В.С., Тер-Закарян К.А., Жуков А.Д., Сазонова Ю.В. Особенности реализации изоляционных систем в условиях Крайнего Севера // *Строительные материалы*. 2018. № 4. С. 65–69.

References

1. Orlovich R.B., Gil Z., Dmitriev P.A. Trends in the development of joints of wooden structures in construction abroad. *Izvestiya Vysshikh Uchebnykh Zavedenii. Stroitel'stvo*. 2004. No. 11 (551), pp. 4–9. (In Russian).
2. Kryshov S.I. Problems of soundproofing of buildings under construction. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing construction]. 2017. No. 6, pp. 8–10. (In Russian).
3. Zhuk P.M., Zhukov A.D. Normative legal base of environmental assessment of building materials: prospects for improvement. *Ecology and industry of Russia*. 2018. No. 4, pp. 52–57. (In Russian).
4. Yartsev V.P., Buchneva E.M., Dolzhenkova M.V., Blum A.V. Influence of Impregnation on the Performance Characteristics of Wooden Products and Structures. *Vestnik Tambovskogo gosudarstvennogo tekhnicheskogo universiteta*. 2016. Vol. 22. No. 1, pp. 150–157. (In Russian).
5. Semenov V.S., Rozovskaya T.A., Gubsky A.Yu. Prospects of Using Recycled Polyester Fibers for Manufacturing Heat- and Sound Insulation Materials. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2016. No. 6, pp. 21–24. (In Russian).
6. Gnip I.J., Keršulis V.J., Vaitkus S.J. Analytical description of the creep of expanded polystyrene under compressive loading. *Mechanics of Composite materials*. 2005. No. 41 (4), pp. 357–364.
7. Andzhelov V.L., Andzhelov L.V. Sound insulation between the floors of modern large-panel buildings. *Materials of the international scientific and practical conference «Energy saving and ecology in construction and housing and communal services, transport and industrial ecology»*. Moscow-Budva. 2010, pp. 195–197.
8. Gerasimov A.I., Nikonova E.V. Sound insulation with acoustically homogeneous overlapping with a coating of rolled materials. *Proceedings of the International Scientific and Practical Conference «Problems of Ecological Safety and Energy Saving in Construction and Housing and Communal Services»*. Moscow-Kavala. 2014, pp. 173–177.
9. Patent RF 2645190. *Zamkovaya tekhnologiya teploizolyatsionnogo materiala dlya besshovnoi svarki soedinitel'nykh zamkov* [Lock technology of heat-insulating material for seamless welding of connecting locks]. Ter-Zakaryan K.A. Declared 26.09.2016. Published 16.02.2018. Bulletin No. 5. (In Russian).
10. Zhukov A.D., Ter-Zakaryan K.A., Tuchaev D.U., Petrovsky E.S. Energy-efficient warming of food stores and vegetable stores. *Mezhdunarodnyi sel'skokhozyaistvennyi zhurnal*. 2018. No. 1, pp. 65–67. (In Russian).
11. Zhukov A.D., Ter-Zakaryan K.A., Zayafarov A.V., Petrovsky E.S., Tuchaev D.U. Rattan roof insulation systems. *Krovel'nye i izolyatsionnye materialy*. 2017. No. 6, pp. 27–29. (In Russian).
12. Semenov V.S., Ter-Zakaryan K.A., Zhukov A.D., Sazonova Yu.V. Features of realization of insulation systems under conditions of the Far North. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2018. No. 4, pp. 65–69. (In Russian).

КОМПЛЕКСНОЕ ТЕПЛОТЕХНИЧЕСКОЕ ОБСЛЕДОВАНИЕ КАК ИНСТРУМЕНТ ПОВЫШЕНИЯ ТЕПЛОЗАЩИТЫ СТРОЯЩИХСЯ ЗДАНИЙ

Комплексное теплотехническое обследование включает прежде всего внутреннюю и наружную тепловизионную съемку и определение фактических значений приведенного сопротивления теплопередаче ограждающих конструкций.

Выявление слабых мест в теплозащите здания, их совершенствование и сравнительная количественная оценка эффективности различных конструкций, внедрение наиболее эффективных технических решений в практику массового строительства – тот путь, который следует использовать для повышения теплозащиты зданий.

Рассмотрим возможности такого подхода на примере трехэтажного жилого дома с техническим подпольем (см. общий вид здания на фото).

Сведения об объемно-планировочных и конструктивных решениях обследуемого объекта приведены из проектной документации. Жилой дом односекционный с техническим подпольем входит в состав комплекса трехэтажных жилых домов.

Конструктивная схема здания – монолитный железобетонный каркас с несущими пилонами в жилой части, монолитными лестничными клетками, монолитными дисками перекрытий.

Наружные стены двух типов.

Состав стены 1-го типа:

- цементно-песчаная штукатурка 30 мм;
- кладка из мелкоячеистых пенобетонных блоков $\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$ на растворе;
- плиты из экструзионного пенополистирола ПЕНОПЛЭКС® ФАСАД $\gamma = 25\text{--}33 \text{ кг/м}^3$, 80 мм;
- клинкерная плитка 10 мм.

Состав стены 2-го типа:

- цементно-песчаная штукатурка 10 мм;
- железобетонная конструкция (пилоны) 160 мм;
- плиты из экструзионного пенополистирола ПЕНОПЛЭКС® ФАСАД $\gamma = 25\text{--}33 \text{ кг/м}^3$, 80 мм;
- плиты из экструзионного пенополистирола ПЕНОПЛЭКС® ФАСАД $\gamma = 25\text{--}33 \text{ кг/м}^3$ (дополнительный слой в местах пилонов), 40 мм;
- клинкерная плитка 10 мм.

Кровля плоская, неэксплуатируемая. Состав кровли:

- выравнивающий слой раствора М50 20 мм;
- пароизоляция ИЗОСПАН 1 слой;
- утеплитель «ПЕНОПЛЭКС®-КРОВЛЯ» 150 мм;
- керамзитовый гравий по уклону 50–300 мм;
- цементно-песчаная стяжка М150, армированная сеткой 4Вр1-100 40 мм;
- гидроизоляционный ковер из материала Филлизол, два слоя по битумной мастике;
- материал Филлизол марки «В» на битумной мастике, один слой.

Окна и балконные двери жилых этажей – двухкамерный стеклопакет в ПВХ-профиле.

Уровень теплозащиты согласно приведенным в проекте расчетным показателям (данные из представленной проектной документации):

приведенное сопротивление теплопередаче

- наружные стены $3 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$;
- окна $0,56 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$;
- покрытие $5,48 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$;
- перекрытие над техническим подпольем $4,85 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$.

На тринадцати фрагментах исследуемых наружных ограждений были установлены датчики температуры и теплового потока. Показания датчиков записывались в автоматическом режиме в течение десяти суток. В последующем по этим данным проводились расчеты, результаты которых были использованы для оценки теплофизических качеств ограждений.

В ходе проведения испытаний по определению фактических теплотехнических параметров наружных ограждающих конструкций обследуемого объекта выполнены измерения величин, характеризующих теплопередачу стен, покрытия, пола и стен подвала, окон обследуемого здания. Продолжительность испытаний фрагментов ограждающих конструкций составляла десять суток (3–13 марта 2017 г.).

В течение периода испытаний в автоматическом режиме с интервалом десять минут регистрировалось до 1430 записей измеряемых величин температуры и тепловых потоков.

Накопленная статистика мониторинга процессов теплопередачи через испытываемые фрагменты позволяет оценить фактическое сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций объекта.

Сопротивление теплопередаче R_o , $\text{м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$, испытываемой ограждающей конструкции определяется по формуле:

$$R_o = R_{si} + R_k + R_{se}, \quad (1)$$

где $R_{si} = 1/\alpha_{int}$; α_{int} – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающей конструкции, принимаемый по данным измерений; $R_{se} = 1/\alpha_{ext}$ и α_{ext} – коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждающей конструкции для условий холодного периода, принимаемый по СП 23-101–2004 (табл. 8); R_k – термическое сопротивление ограждающей конструкции, $\text{м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$, определенное по результатам анализа данных мониторинга процессов теплопередачи через испытываемые фрагменты.

Вследствие нестационарных процессов теплопередачи определение сопротивления теплопередаче возможно только на основе совместного анализа временных зави-



Общий вид здания

симостей температуры наружного и внутреннего воздуха, тепловых потоков через ограждающую конструкцию, коэффициентов теплоотдачи внутренней поверхности, а также функции сопротивления теплопередаче $R_k(x)$:

$$R_k(x) = R_{si} + \frac{\tau_{int}(x) - \tau_{ext}(x)}{q(x)} + R_{se}, \quad (2)$$

где x – время, мин; $\tau_{int}(x)$ – температура внутренней поверхности стены, °С; $\tau_{ext}(x)$ – температура наружной поверхности стены, °С; $q(x)$ – плотность теплового потока через ограждение, Вт/м².

Для повышения точности измерений каждый испытуемый фрагмент разбивался на зоны (от трех до десяти), в которых устанавливались датчики теплового потока и температуры.

Временная зависимость плотности теплового потока, представленная в формуле (2), имеет усредненное значение по зонам в каждый момент времени:

$$q(x) = \frac{\sum_{i=1}^n q_i(x) \cdot F_i}{\sum_{i=1}^n F_i}, \quad (3)$$

где n – число зон, на которые разделен фрагмент в соответствии с установкой датчиков температуры и тепловых потоков; F_i – площадь i -й зоны, м².

Приведенное сопротивление теплопередаче фрагмента ограждения определялось по формуле:

Таблица 1

Наименование фрагмента испытуемой конструкции	Приведенное сопротивление теплопередаче $R_{пр}$, м ² ·°С/Вт			
	Измеренное значение	Расчетное среднее по результатам испытаний	Требуемое значение по СП 50.13330.2012	Расчетное (проектное) значение
Стена торцевая	2,87	2,76	2,99	3,02 (кладка из блоков) 2,98 (ж/б пилон)
Стена торцевая	3,33			
Стена со светопроемом	1,91			
Стена со светопроемом	2,56			
Стена со светопроемом	2,75			
Стена со светопроемом	2,68			
Стена со светопроемом	3			
Стена (ж/б пилон)	1,97			
Покрытие	2,63	2,85	4,47	5,48
Покрытие	3,11			
Стена техподполья	1,11	1,11	–	3,72
Пол техподполья	1,59	1,59	–	4,14

Таблица 2

Наименование элемента	Приведенное сопротивление теплопередаче $R_{пр}$, м ² ·°С/Вт		
	Измеренное значение	Требуемое значение по СП 50.13330.2012	Расчетное (проектное) значение
Оконный блок	0,56	0,49	0,56
– профиль коробки	0,82		
– профиль створок	0,89		
– стеклопакет	0,48		

$$R_k(x) = \frac{\sum_{i=1}^n F_i}{\sum_{i=1}^n (F_i / R_i(x))}, \quad (4)$$

где $R_i(x)$ – сопротивление теплопередаче i -й зоны в момент времени x , м²·°С/Вт.

В формулах (2) и (4) под сопротивлением теплопередаче понимается временная функциональная зависимость между входящими переменными.

В частном случае стационарного режима теплопередачи эти соотношения определяют приведенное сопротивление теплопередаче фрагмента стены в стандартном понимании, изложенном в нормативных документах.

Результаты определения приведенного сопротивления теплопередаче для фрагментов стен, покрытия и пола техподполья сведены в табл. 1.

Результаты измерений сопротивления теплопередаче оконного блока приведены в табл. 2.

Выводы по представленным результатам измерений.

1. Наблюдается значительный разброс показателей разных фрагментов стен. Диапазон измеренных значений сопротивления теплопередаче от 1,9 до 3,3 м²·°С/Вт. Это типичная ситуация, связанная с различиями в конструктивных решениях, на теплотехнические качества которых влияют различные теплопроводные включения. При экспертизе соответствия проекту или требованиям норм наиболее объективным показателем является средневзвешенное значение сопротивления теплопередаче по всем фрагментам стен. Для обследуемого здания оно составляет 2,76 м²·°С/Вт, что близко к проектному 3 м²·°С/Вт.

2. Менее благоприятна ситуация с конструкцией покрытия. Измеренное значение сопротивления теплопередаче почти в два раза меньше заявленного в проекте. Причина заключается в методике проектирования, не учитывающей в полной мере влияния теплотехнических неоднородностей совмещенного покрытия.

3. Еще более проблемной с позиций соблюдения норм является зона полов и стен техподполья. Требуется принципиальное изменение конструктивных решений подземной части для повышения ее теплозащитных качеств.

4. Фактическое сопротивление оконного блока соответствует требованиям нормативной и проектной документации. Однако сопротивление теплопередаче стеклопакета почти в два раза ниже среднего значения по данным испытаний более 200 оконных блоков, проведенных ГБУ «ЦЭИИС» за последние четыре года в Москве (0,7 м²·°С/Вт).

5. Теплотехнические показатели стен обследованного здания в сравнении со статистикой подобных испытаний, выполненных ГБУ «ЦЭИИС», свидетельствуют о том, что в сравнении со средними значениями для панельных стен (1,7–1,8 м²·°С/Вт) и стен с вентфасадами (2,2–2,4 м²·°С/Вт) наблюдаются существенно лучшие результаты (среднее 2,76 м²·°С/Вт). Для покрытия и подвальной части здания ситуация является типичной для большинства обследованных зданий.

Таким образом, выполненное обследование задает направления совершенствования теплозащитных качеств наружных ограждений подобных зданий для последующего применения в массовом строительстве.

С.И. Крышов,
начальник отдела экспертиз зданий и сооружений
на соответствие теплотехническим
и акустическим требованиям ГБУ «ЦЭИИС»

УДК 692.23

М.К. ИЩУК, канд. техн. наук, зав. лабораторией (kamkon@ya.ru)

Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций им. А.В. Кучеренко
(ЦНИИСК им. А.В. Кучеренко) (109428, г. Москва, ул. 2-я Институтская, 6)

Вертикальные температурные швы в стенах с лицевым слоем из каменной кладки

Одними из основных причин образования в кладке лицевого слоя наружных многослойных стен трещин являются большие расстояния между вертикальными деформационными швами и отсутствие их на углах стен. На основе анализа дефектов в кладке лицевого слоя, результатов отечественных и зарубежных исследований, проведенных экспериментальных, численных исследований разработаны методы расчета напряженно-деформированного состояния каменной кладки лицевого слоя наружных стен и усилий в гибких связях. Оптимизация расстояний между вертикальными деформационными швами производится исходя из соблюдения прочности и трещиностойкости кладки лицевого слоя при растяжении по вертикальному сечению и прочности на вырыв расположенных на углах стен гибких связей. Разработаны конструктивные мероприятия по назначению мест устройства деформационных швов, армированию кладки лицевого слоя, гибким связям и связевым сеткам, устанавливаемым на углах.

Ключевые слова: трехслойные стены с гибкими связями, лицевой слой из кирпичной и каменной кладки, вертикальные деформационные швы, оптимизация расстояний между температурными швами, усилия в гибких связях, температурно-влажностные деформации, связевые сетки, методы расчета многослойных стен, прочность кладки на растяжение, прочность связей на вырыв.

Для цитирования: Ищук М.К. Вертикальные температурные швы в стенах с лицевым слоем из каменной кладки // Жилищное строительство. 2018. № 9. С. 54–59.

M.K. ISHCHUK, Candidate of Science (Engineering), Head of Laboratory (kamkon@ya.ru)
Central Research Institute of Building Constructions named after A.V. Kucherenko (TSNIISK named after A.V. Kucherenko)
(6, 2-nd Institutskaya Street, Moscow, 109428, Russian Federation)

Vertical Deformation Joints in Walls with a Facing Layer Made of Masonry

One of the main reasons for the formation of cracks in the masonry of the facing layer of external multi-layered walls are large distances between the vertical deformation joints and the lack of them in the corners of the walls. On the basis of the analysis of defects when laying the facing layer, the results of domestic and foreign studies, conducted experimental, computational and theoretical studies, methods for calculating the stress-strain state of the masonry of the facing layer of the external walls and the forces in flexible ties have been developed. Optimization of distances between the vertical deformation joints is made on the basis of compliance with the strength and crack resistance of the masonry of facing layer under tension along the vertical cross-section and pull-out strength of flexible ties located at the corners of the walls. Constructive measures have been developed for the purpose of places of the arrangement of deformation joints, reinforcement of the masonry of the facing layer, flexible ties and bonding grids installed at the corners.

Keywords: three-layered walls with flexible ties, facing layer made of masonry, vertical deformation joints, optimization of distances between temperature joints, forces in flexible ties, temperature-humidity deformations, bonding grids, calculation methods for multi-layered walls, tensile strength of masonry, pull-out strength of ties.

For citation: Ishchuk M.K. Vertical deformation joints in walls with a facing layer made of masonry. *Zhiliishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2018. No. 9, pp. 54–59. (In Russian).

Одними из основных причин образования трещин в кладке лицевого слоя наружных многослойных стен (рис. 1) являются большие расстояния между вертикальными деформационными швами и отсутствие их на углах стен.

В работах немецких авторов [1, 2] приводятся результаты расчетов методом конечных элементов (МКЭ) однослойных стен, выполненных кладкой из ячеисто-бетонных блоков. Кладка свешивается на несколько сантиметров с плиты, и на эту толщину торец плиты закрывается эффективным утеплителем (рис. 2, а). В России такая конструкция в большинстве регионов неприемлема в силу необходимости установки утеплителя толщиной 10–20 см. В этой связи утеплитель располагают в отверстиях в плите перекрытия и торец плиты оказывается открытым и подверженным температурным колебаниям (рис. 2, б).

Авторы статьи принимают опирание стены на недеформируемое по всем направлениям основание. В работе [1] предельную длину стен без трещин l_R вычисляют по формуле:

$$l_R \leq -\ln \left(1 - \frac{\beta_{z,mw}}{E_{z,mw} \cdot ges \varepsilon \cdot R_{\mu}} \right) \cdot \frac{h_w}{0,23}, \quad (1)$$

где $\beta_{z,mw}$ – предел прочности кладки при растяжении; $E_{z,mw}$ – модуль упругости кладки; $ges \varepsilon$ – суммарные деформации от усадки и температуры; h_w – высота стены; R_{μ} – коэффициент, характеризующий граничные условия (при наличии прокладки, снижающей трение, $R_{\mu} = 0,6$, а при ее отсутствии $R_{\mu} = 1$).

В работе [3] анализируются приведенные в рассмотренной выше статье исследования, а также положения нормативных европейских документов. Авторы считают, что



Рис. 1. Вертикальные трещины в кладке лицевого слоя

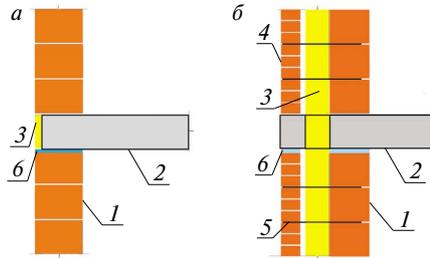


Рис. 2. Наружная стена: а – однослойная с закрытым торцом плиты перекрытия; б – трехслойная с открытым торцом плиты перекрытия; 1 – кладка из крупноформатных керамических камней; 2 – железобетонная плита перекрытия; 3 – утеплитель; 4 – кладка лицевого слоя; 5 – гибкая связь; 6 – горизонтальный деформационный шов

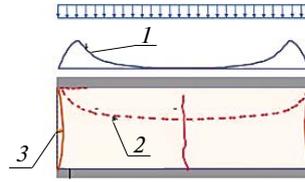


Рис. 3. Эпюры напряжений и деформаций в кладке: 1 – эпюра касательных напряжений по шву между кладкой и плитой перекрытия τ ; 2 – эпюра горизонтальных растягивающих напряжений σ_x ; 3 – деформации усадки ε_s

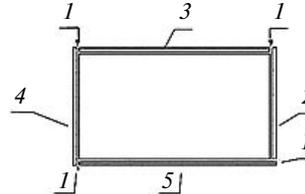


Рис. 4. Рекомендуемое расположение вертикальных деформационных швов в зависимости от ориентации относительно частей света: 1 – деформационный шов; 2 – восточный фасад; 3 – северный фасад; 4 – западный фасад; 5 – южный фасад

перенос зарубежных решений по устройству деформационных швов без адаптации к российским условиям неприемлем. При этом требуется проведение дополнительных исследований.

В работе [4] продолжены численные исследования трещиностойкости стен из ячеисто-бетонных блоков на действие деформаций усадки кладки. Как и в работе [1], свободные деформации в горизонтальном направлении сдерживались снизу и сверху недеформируемым по всем направлениям перекрытием (рис. 3).

Для определения предельной длины стены l_R без трещин предложено выражение:

$$l_R = p_1 \cdot h_w \frac{e^{-p_2 \frac{\sigma_y}{a}}}{\left(\frac{\tau_{lim}}{\beta_{z,mw}} \right)^{p_3} \frac{\beta'_{HS}}{\beta_{z,mw}} + p_4} + \frac{h_{mw} \cdot \left(p_5 \frac{\beta_{z,mw}}{E_{z,mw}} + p_6 \right)}{\left(1 - \frac{\beta_{z,mw}}{(E_{z,mw} \cdot \varepsilon_s - \nu \cdot \sigma_y) \cdot r} \right)^{p_7} \frac{\beta_{z,mw}}{E_{z,mw}} + p_8}, \quad (2)$$

где ε_s – деформации усадки кладки; σ_y – вертикальные напряжения; ν – коэффициент Пуассона; r – коэффициент, характеризующий граничные условия (при полном проскальзывании кладки на опоре $r = 1$); τ_{lim} – предельные напряжения сдвига; β'_{HS} – предел прочности на сдвиг по шву между кладкой и плитой; $f = 1$ Н/мм²; p_1 – p_8 – параметры, определяемые по табл. 1.

Остальные обозначения аналогичны принятым в выражении (1).

В работе бельгийского автора [5] отмечается, что не существует единообразных правил определения расстояния между деформационными швами, принятых в Национальных приложениях ЕС 6. С научной точки зрения не может быть объяснено, почему расстояние между деформационными швами должно быть разным в соседних странах, таких как Бельгия, Нидерланды и Германия, поскольку климатические условия сопоставимы. Иногда расстояние принимается не более нескольких метров, в то время как для других зданий вертикальные швы располагаются каждые 20 м и более без видимых трещин. В большинстве аналитических и численных исследований, касающихся расстояния между вертикальными деформационными швами,

влияние зависящего от времени поведения кладки пренебрегается и моделирование основывается на критериях без трещин. Эти предположения приводят к нереалистичным значениям расстояния между деформационными швами. Вместе с тем автором статьи принято также допущение, что стена покоится на недеформируемом по вертикали и горизонтали основании.

На основе проведенных численных исследований МКЭ в работах [5, 6] даны следующие рекомендации. Суммарные температурно-влажностные деформации должны быть меньше 60% ширины вертикального деформационного шва во избежание потери устойчивости стен при их расширении. Допускаются небольшие трещины в кладке. Расстояние между вертикальными швами должно быть не менее чем в 1,5 раза больше высоты стены и не превышать 30 м для кладки из керамического кирпича и 20 м из бетонных камней и блоков.

Упомянутые работы наиболее полно отражают уровень зарубежных исследований напряженно-деформированного состояния (НДС) кладки наружных стен при температурно-влажностных воздействиях. При этом исследования не сопровождались экспериментальной проверкой и в лучшем случае ограничивалось получением прочностных и деформационных характеристик небольших фрагментов кладки на отдельные силовые воздействия.

Следует отметить несовершенство расчетных схем, когда принимается, что кладка покоится на плите перекрытия, рассматриваемой в виде недеформируемого основания. В этом случае не учитываются температурные деформации плиты как в плоскости, так и из плоскости стены, некорректно учитывается перераспределение усилий между стенами и перекрытиями. Далее будет показано, что эти деформации плиты перекрытия играют существенную роль.

В работе [7] приведены результаты расчетов МКЭ фрагментов наружных стен на температурные воздействия. Принятые расчетные схемы, методология, терминология и большинство выводов совпадают с приведенными в работах автора, опубликованных ранее в 2006–2008 гг., а также в монографии, в которой были подытожены результаты проведенных исследований (Ищук М.К. Отечественный опыт

Таблица 1
Параметры в формуле (2)

p_1	0,17
p_2	0,24
p_3	3,4
p_4	2,14
p_5	4004
p_6	0,77
p_7	$4,5 \cdot 10^{-5}$
p_8	0,2

возведения зданий с наружными стенами из облегченной кладки. М: РИФ «СТРОЙМАТЕРИАЛЫ», 2009. 360 с.).

В зарубежной практике распространены конструктивные ограничения на расстояние между вертикальными температурными швами [8–10 и др.]. В европейских нормах EN 1996-2:2006 Eurocode 6 [11] приведена таблица с рекомендуемыми максимальными значениями расстояний между вертикальными деформационными швами в неармированных ненесущих стенах (табл. 2).

Расстояние от угла стены до первого после него деформационного шва не рекомендуется выполнять более чем половина значений, приведенных в табл. 2. При этом в несущих наружных стенах расстояния между вертикальными швами не регламентированы и предлагается учитывать местный опыт, особенности конструкции перекрытий и ряд других деталей. Такие же требования содержатся и в немецкой редакции документа [12]. При этом для кладки, армированной в соответствии с EN 845-3 [13], расстояния между вертикальными швами не регламентируются.

В работах [14, 15] подчеркивается, что многолетний опыт эксплуатации не всегда подтверждает приведенные в [16, 12] ограничения на расстояния между вертикальными швами. Так, при небольших одно-, двухфамильных зданиях с габаритами в плане от 10 до 12 м можно обойтись вообще без вертикальных швов. Это положение отражено в DIN 1053-1 [17, 18]. Приведенные в табл. 2 предельные величины расстояний применяются независимо от цвета фасада, ориентации по сторонам света, наличия или отсутствия воздушной прослойки.

В работах немецких авторов [15, 19, 20], разъясняющих положения EN 1996-2:2006 Eurocode 6 [11, 15], расстояния между вертикальными швами принимаются в интервале от 10 до 20 м для неармированной кладки из керамического кирпича. В работе [15] даны рекомендуемые предельные величины расстояний между вертикальными деформационными швами в различных странах Европы. Приведенные материалы были систематизированы автором настоящей работы в табл. 2.

В работах [19, 21] говорится о том, что вероятность образования вертикальных трещин в лицевом слое зависит от ориентации фасадов относительно частей света (рис. 4). При этом при назначении мест и расстояний между вертикальными деформационными швами рекомендуется руководствоваться DIN 1053-1 [18].

В ряде регионов с жарким летом, например в южных штатах США, ограничиваются расстояния между вертикальными деформационными швами и их ширина исходя из возможного расширения кладки. В ряде стран выполняется конструктивное армирование кладки.

Особенности проектирования наружных стен в России

В практике российского строительства наружные стены с лицевым слоем из кирпичной кладки выполняются, как правило, трехслойными. Соединение слоев кладки осуществляется стальными гибкими связями или из полимерных композитных материалов. В многоэтажных зданиях опирание кладки лицевого слоя производится на плиты перекрытий с устройством там горизонтальных деформационных швов (рис. 2, б).

В российских нормативных документах толщина кладки лицевого слоя не должна быть менее 120 мм, а рассто-

Таблица 2
Рекомендуемые в странах Европы максимальные расстояния между вертикальными деформационными швами в трехслойных стенах с неармированной кладкой

Расстояния между вертикальными швами $l_{m, м}$				
Материал	Бельгия	Норвегия	Еврокоды (5.68)	По П. Шуберту (Германия)
Керамический кирпич и камни	30	15	12	12–30
Силикатный кирпич и камни	8	10	8	7,5–9
Бетонные камни	8	6	6	12–15
Природный камень	–	–	12	–
Автоклавный ячеистый бетон	6	8	6	6–8

яние между горизонтальными деформационными швами не должно превышать 3,5 м [22–24]. В европейских нормах толщина кирпичной кладки лицевого слоя, обычно, не превышает 115 мм, а зачастую и 80–90 мм. Расстояние между горизонтальными швами, как правило, составляет два-три этажа. Таким образом, конструкция стен в России при прочих равных условиях оказывается более надежной. Необходимость в этом объясняется более суровым климатом и в ряде случаев более низким качеством строительства. В дальнейшем при получении экспериментальных данных возможно проектирование по СП [22, 23] для кладки толщиной 90–120 мм. Меньшая толщина может быть допущена только для двухслойных стен, а также вентфасадов с подсистемой, обеспечивающей устойчивость кладки от опрокидывания.

Назначение расстояний между вертикальными температурными швами

В проекте первой редакции изменений к СП 15.13330.2012 предложена следующая откорректированная на основе проводимых исследований [25, 26 и др.] таблица назначения расстояний между вертикальными температурными швами (табл. 3).

Расстояния между швами назначаются по изменению температуры воздуха с момента замыкания конструкции в теплое время года и температуры воздуха в холодное время года, принимаемые по СП 20.13330 «Нагрузки и воздействия» [27].

В целях оптимизации расхода арматуры на армирование кладки лицевого слоя, устройства гибких связей, мест расположения и расстояний между вертикальными деформационными швами назначение последних возможно провести на основании расчетов стен на температурно-влажностные воздействия.

В работах [28–31 и др.] приведены методы определения расстояний между вертикальными температурными швами в наружных стенах из массивной кладки. Для тонкого лицевого слоя расстояния между температурными швами могут назначаться из соблюдения следующих условий:

- проверки неармированной кладки на возможность образования вертикальных трещин;
- неперевышения предельно допустимых значений ширины раскрытия трещины;
- неперевышения прочности связей и их анкерных узлов на растяжение.

Таблица 3

Назначения расстояний между вертикальными температурными швами

Изменение температуры Δt_{cr} , °C по СП 20.13330	Максимальные значения расстояний между вертикальными деформационными швами в лицевом (наружном) слое кладки наружных стен, м			
	Форма участка стены из керамического кирпича, керамических и природных камней		Форма участка стены из силикатного кирпича, бетонных, ячеисто-бетонных камней	
	Прямолинейная	L-образная	Прямолинейная	L-образная
80	6	3	4,2	2,1
60	8,4	4,3	5,9	2,4
40	10,8	5,4	7,6	3,8

Примечания:
 1. Расстояния между вертикальными деформационными швами назначены для случая конструктивного армирования кладки и установки гибких связей и угловых связевых сеток и расстояния между горизонтальными деформационными швами не более 3,5 м.
 2. В случае дополнительного армирования кладки расстояния между вертикальными швами назначаются по результатам расчета.
 3. Расстояния между вертикальными швами приведены в настоящей таблице для лицевого слоя толщиной 12 см. При толщине лицевого слоя 19–25 см эти значения принимаются с коэффициентом 1,5; при толщине более 25 см – по таблице 33 [22] как для массивной кладки.
 4. Изменение температуры Δt_{cr} определяют в соответствии с приложением Б [22] с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$ при допущении трещин с шириной раскрытия до 0,5 мм в местах концентрации напряжений. В остальных случаях принимается $\gamma_f = 1,1$ и приведенные в таблице значения умножают на коэффициент условий работы $\gamma_{cr} = 0,8$.

Расчет по образованию трещин производится при коэффициенте надежности по температурной нагрузке $\gamma_f = 1$. Горизонтальные усилия N_i в лицевом слое определяются по формуле:

$$N_i = \sigma_i \cdot A_i, \quad (3)$$

где σ_i – горизонтальные растягивающие напряжения на i -м по высоте участке лицевого слоя, определяемые численными методами либо по инженерной методике, где принято, что напряжения распределены по высоте по треугольной эпюре [27].

Проверка неармированной кладки на возможность образования вертикальных трещин производится из условия:

$$N_i \leq (\gamma_r \cdot R_i) \cdot A_i, \quad (4)$$

где R_i – расчетное сопротивление кладки растяжению по перевязанному сечению; γ_r – коэффициент условий работы кладки при расчете на растяжение по второй группе предельных состояний, назначаемый равным 1,5 для зданий с предполагаемым сроком службы 100 лет, 2 – со сроком службы 50 лет и 3 – со сроком службы 25 лет.

На основе проведенных экспериментальных и численных исследований получена формула для определения максимальных значений горизонтальных растягивающих напряжений в лицевом слое, возникающих в основании стены от температурно-влажностных воздействий:

$$\sigma_i = -m_1 \cdot [\chi_1 \cdot L - \chi_2] \cdot \gamma_f, \text{ МПа}, \quad (5)$$

где $\chi_1 = 0,0005 \text{ МПа}/(\text{м} \cdot ^\circ\text{C})$; $\chi_2 = 0,0008 \text{ МПа}/^\circ\text{C}$; $m_1 = -\chi_3 \cdot \chi_4 \cdot \chi_5 \cdot \chi_6$; $\chi_3 = 1$ для кладки из керамического кирпича и $\chi_3 = 1,3$ для кладки из силикатного кирпича, бетонных камней; $\chi_4 = 1$ при $\Delta t_{плит} = 0^\circ\text{C}$; 1,1 при $\Delta t_{плит} = 5^\circ\text{C}$ и 1,25 при $\Delta t_{плит} = 10^\circ\text{C}$ и выше, учитывающий влияние температуры замыкания и температуры плиты перекрытия в эксплуатационный период $\Delta t_{плит}$; $\chi_5 = 1,4$ для кладки из керамического кирпича и $\chi_5 = 1,1$ для кладки из силикатного кирпича и бетонных камней, учитывающий возможность концентрации растягивающих напряжений на опоре вблизи соединяющих торцевую часть плиты с внутренней железобетонных ребер; $\chi_6 = 114 \text{ МПа} \cdot ^\circ\text{C}$; L – расчетная длина стен, определяемая по формуле:

$$L = L_x + L_y, \quad (6)$$

где L_x и L_y – длины стен от угла до деформационного шва; $\gamma_f = \Delta t_{cr} \cdot \alpha_{t,клад} \cdot E_{клад}$; $\alpha_{t,клад}$ – коэффициент линейного (температурного) расширения кладки; $E_{клад}$ – модуль деформаций

кладки с учетом ползучести; $\Delta t_{расч}$ – расчетная температура кладки:

$$\Delta t_{расч} = \Delta t_c + t_{экр}, \quad (7)$$

где Δt_c – разность температуры при замыкании конструкции в теплое время и температуры воздуха в холодное время, определяемые по СП «Нагрузки и воздействия».

Для кладки из силикатного кирпича:

$$t_{экр} = \varepsilon_{sh} / \alpha_{t,силикат}, \quad (8)$$

где ε_{sh} – деформации усадки кладки, принимаемые равными 0,00015; $\alpha_{t,силикат}$ – коэффициент линейного расширения кладки из силикатного кирпича.

Температурному расширению кладки лицевого слоя препятствуют расположенные на углах связи. Усилия в связях зависят от длины стены между деформационными швами и от угла стены до швов. Назначение расчетной суммарной длины производится для Г-образных фрагментов с внешним углом с двумя температурными швами для связей, расположенных соответственно вдоль осей X и Y по следующим формулам:

$$L_{x,расч} = L_x + \beta_1 \cdot L_y / L_x; \quad (9)$$

$$L_{y,расч} = L_y + \beta_1 \cdot L_x / L_y, \quad (10)$$

где L_x и L_y – длина стены от угла до деформационного шва соответственно по осям X и Y .

Усилия в связях определяются по формуле:

$$N_x = (d \cdot L_{x,расч} + e) \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot \Delta t_w, \quad (11)$$

где коэффициенты принимают следующие значения: $d = 0,0076 \text{ кН}/\text{м}$, $e = 0,0072 \text{ кН}$ при L_x и $L_y > 0,42 \text{ м}$; $d = 0,0008 \text{ кН}/\text{м}$, $e = 0,0019 \text{ кН}$ при L_x или $L_y \leq 0,42 \text{ м}$; $\beta_1 = 0,25 \text{ м}$; $\beta_2 = 1^\circ\text{C}^{-1}$ при кладке лицевого слоя из керамического кирпича и камней и $\beta_2 = 1,5^\circ\text{C}^{-1}$ при кладке лицевого слоя из силикатного, бетонного кирпича и камней; $\beta_3 = 1$ для стальных связей; $\beta_3 = 0,5$ для связей из полимерных композитных материалов; Δt_w – расчетный перепад температуры, определяемый для теплого времени года с учетом солнечной радиации, $^\circ\text{C}$.

При отсутствии на углах стен вертикальных деформационных швов кладка лицевого слоя и в ряде случаев внутреннего должна армироваться Г-образными стальными сварными

ми сетками. В этом случае расположенные на углах гибкие связи работают совместно с продольными стержнями сеток.

Подбор сечений расположенных на углу связей и продольных стержней Г-образных связевых сеток при отсутствии там вертикального деформационного шва производится по результатам расчетов на растяжение от суммарного усилия от температурно-влажностных воздействий и ветровой нагрузки. При наличии деформационного шва расчет с учетом температурно-влажностных воздействий производится только для той стены, в лицевом слое которой отсутствует деформационный шов.

Расчет на растяжение расположенных на углу гибких связей и продольных стержней Г-образных связевых сеток производят из условия:

$$N_s \leq m_c \cdot \gamma_{cs,c} \cdot R_{s,c} \cdot A_{s,c} + \gamma_{cs} \cdot R_{s,m} \cdot A_{s,m}, \quad (13)$$

где N_s – суммарное горизонтальное растягивающее усилие в связях и продольных стержнях Г-образных сеток того же направления, расположенных на углу стены на участке высотой на один этаж, от температурно-влажностных воздействий при расчетном перепаде температуры для теплого времени и от ветровой нагрузки; m_c – коэффициент условий работы связей, зависящий от неравномерности включения в работу отдельных связей, зависящий от конструкции связи, наличия или отсутствия предварительного натяжения связей; при отсутствии данных принимается $m_c = 0,5$.

Для связей из полимерных композитных материалов коэффициент m_c учитывает снижение несущей способности связей по сравнению со стальными по следующим причинам: более высокой неравномерности включения связей в работу, снижения несущей способности узла анкеровки после термического воздействия и ряда других факторов.

$A_{s,c}$, $A_{s,m}$ – суммарная площадь сечения соответственно связей и продольных стержней связевых сеток; $R_{s,c}$, $R_{s,m}$ – расчетное сопротивление растяжению соответственно связей и продольных стержней связевых сеток; $\gamma_{cs,c}$, γ_{cs} – понижающие коэффициенты условий работы соответственно связей и продольных стержней связевых сеток, определяемые по [22].

Прочность анкерного узла связи $N_{t,a}$ проверяют по формуле:

$$N_s \leq m_c \cdot N_{t,a} + \gamma_{cs} \cdot R_{s,m} \cdot A_{s,m}. \quad (14)$$

При незначительных ветровых нагрузках максимальные расстояния назначаются из соблюдения не превышения прочности кладки на растяжение по перевязанному сечению и прочности гибких связей и Г-образных связевых сеток на углах стен.

Отметим что при назначении мест расположения вертикальных швов рекомендуется придерживаться следующих правил:

– рекомендуется разбивка вертикальными швами стен на прямолинейные фрагменты, Z-образные фрагменты не допускаются;

– швы располагаются на углах, в местах пересечений стен, перепадах высот, вблизи проемов;

– при разбивке Z-образных фрагментов швов назначается в наиболее длинной стене в месте пересечения со средней стеной фрагмента.

Оптимальным является устройство вертикального шва на расстоянии 12 см от угла, однако из конструктивных соображений расстояние до угла будет не менее 25 см.

При значительных ветровых нагрузках, прогибах перекрытий и других опорных элементов, неравномерных деформациях каркаса, осадках фундаментов усилия в связях и кладке в соответствующие формулы подставляется суммарное горизонтальное растягивающее усилие N :

$$N = N(t) + N(w) + N(e), \quad (15)$$

где $N(t)$ – горизонтальное растягивающее усилие от температурно-влажностных воздействий; $N(w)$ – горизонтальное растягивающее усилие от ветровой нагрузки; $N(e)$ – горизонтальное растягивающее усилие от неравномерных деформаций каркаса, осадок фундаментов.

Выводы.

1. Расстояния между вертикальными температурными швами могут назначаться по табл. 3 в зависимости от расчетной температуры наружного воздуха либо из соблюдения условий прочности кладки лицевого слоя и расположенных на углах стен гибких связей и связевых сеток на растяжение.

2. Независимо от результатов расчета должны соблюдаться рекомендации по выбору мест расположения деформационных швов.

Список литературы / References

1. Schubert P., Caballero Gonzalez A., Hannawald J. Rißfreie Wandlänge von tragenden, senkrecht zu den Lagerfugen belasteten Mauerwerkswänden aus Porenbetonsteinen. Aachen. Institut für Bauforschung. 1999. Forschungsbericht. 595 s.
2. Schubert P. Vermeiden von schädlichen Rissen in Mauerwerk Bauteilen. *Mauerwerk-Kalender*. 1996, pp. 621–651.
3. Орлович Р.Б., Зимин С.С., Рубцов Н.М. О расположении вертикальных деформационных швов в каменной облицовке наружных стен каркасно-монолитных зданий // *Государственный университет – учебно-научно-производственный комплекс*. 2014. № 3 (53). С. 15–20.
3. Orlovich R.B., Zimin S.S., Rubtsov N.M. On the location of vertical expansion joints in the masonry of the outer walls of frame-monolithic buildings. *State University – educational-scientific-production complex*. 2014. No. 3 (53), pp. 15–20. (In Russian).
4. Brameshuber W., Schubert P., Schmidt U., Hannawald J. Rißfreie Wandlänge von Porenbeton-Mauerwerk. *Mauerwerk*. 2006. No. 10. Part 4, pp. 132–139.
5. Martens D.R.W. New approach for spacing of movement joints in reinforced and unreinforced masonry veneer walls Part 1 (Neue Bemessungsmethode für die Abstände von Dehnungsfugen in bewehrten und unbewehrten Verblendmauerwerksschalen Teil 1: Unbewehrtes Mauerwerk). *Mauerwerk*. 2016. Vol. 20. Part 4, pp. 461–468. DOI: <https://doi.org/10.1002/dama.201600701>
6. Martens D.R.W. New method for determining spacing of movement joints in solid unreinforced veneer walls. *IBMAC: 16th International Brick and Block Masonry Conference*. Padova, Italy. 26–30 June 2016, pp. 255–262. DOI: 10.1201/b21889-32.
7. Пономарев О.И., Горбунов А.М., Григорьев Д.С. Напряженно-деформированное состояние энергоэффективной трехслойной кладки при температурных деформациях. Строительная теплофизика и энергоэффективное проектирование ограждающих конструкций зданий // *Сборник*

- трудов II Всероссийской научно-технической конференции. Санкт-Петербург. 10–11 декабря 2009. С. 112–115.
7. Ponomarev O.I., Gorbunov A.M., Grigor'ev D.S. Stress-strain state of energy-efficient three-layer masonry under temperature deformations. *Building Thermophysics and Energy-Efficient Design of Building Enclosures. Proceedings of the II All-Russian Scientific and Technical Conference*. St. Petersburg, 10–11 December 2009, pp. 112–115. (In Russian).
 8. Brick veneer concrete masonry unit backing. Best practice guide building technology. Canada Mortgage and Housing Corporation. 2001. 304 p. http://tboake.com/guides/brick_cb.pdf (Date of access 06.12.16).
 9. Designing for movement in brickwork. Brick Development Association: London 2016, p. 13. <http://brick.org.uk/admin/resources/d-designing-for-movement-in-brickwork.pdf> (Date of access 06.12.16).
 10. Accommodating Expansion of Brickwork. Technical Notes 18A. Brick Industry Association p. 11. <http://www.gobrick.com/docs/default-source/read-research-documents/technicalnotes/18a-accommodating-expansion-of-brickwork.pdf?sfvrsn=0> (Date of access 06.12.16).
 11. EN 1996-2:2006 Eurocode 6. Design of masonry structures. Part 2: Design considerations, selection of materials and execution of masonry. 37 p.
 12. DIN EN 1996-2:2006-03 (D) Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 2 / Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk. Deutsche Fassung EN 1996-2:2006. 30 s.
 13. EN 845-3 Specification for ancillary components for masonry / Bed joint reinforcement of steel meshwork. 34 p.
 14. Altaha N. Zweischaliges Ziegelverblendmauerwerk. // *Stand der Technik Mauerwerk*. 2011 Vol. 15. Heft 4, pp. 214–222.
 15. Altaha N. Verblendmauerwerk. Planung und Ausführung. 2012. 45 s.
 16. DIN 1053/1990 Teil 1. Rezeptmauerwerk. Berechnung und Ausführung. 863 p.
 17. Gränzer M., Irmshler H.-J., Kirtschig K., Mann W., Oppermann B., Schellbach G., Schießl P. Kommentar zu DIN 1053 Teil 1, Teil 3. Beuth-Kommentare. Mauerwerk. Rezeptmauerwerk. Bewehrtes Mauerwerk. Ausgaben Februar 1990. Hrsg. Berlin 1990.
 18. DIN 1053-1. Mauerwerk. Teil 1: Berechnung und Ausführung. 32 p.
 19. Figge D. Ausführung von zweischaligem Mauerwerk. Ziegel-Zentrum NordWest e. Vol. 46. DOI: <https://doi.org/10.1002/dama.200900443>
 20. Oswald R., Schubert P. Praxistipps für die Ausführung von Mauerwerk Mit Erläuterungen zu DIN EN 1996 (Eurocode 6). Herausgeber: Zentralverband des Deutschen Baugewerbes Deutsche Gesellschaft für Mauerwerks- und Wohnungsbau e.V. 2013. 55 S.
 21. Schubert P. Zweischalige Außenwände – Ausführung der Außenschale Verblendschale. *Mauerwerk*. 2003. Heft 6, 202–204 S.
 22. СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции. М.: Минрегион России, 2013. 86 с.
 22. Code of Regulations 15.13330.2012 Masonry and reinforced masonry structures. Moscow: Ministry of Regional Development of Russia. 2013. 86 p. (In Russian).
 23. СП 327.13255800.2017 Стены наружные с лицевым кирпичным слоем. Правила проектирования, эксплуатации и ремонта. М.: Минрегион России, 2017. 37 с.
 23. Code of Regulations 327.13255800.2017 External walls with a facial brick layer. The rules of design, operation and repair. Moscow: Ministry of Regional Development of Russia. 2017. 37 p. (In Russian).
 24. СТО 36554501-013–2008 Методы расчета лицевого слоя из кирпичной кладки наружных облегченных стен с учетом температурно-влажностных воздействий. М.: ФГУП «НИЦ «Строительство», 2008. 19 с.
 24. Standard of organization 36554501-013–2008 Methods for calculating the face layer from the brickwork of external lightweight walls with allowance for temperature and humidity effects. Moscow: FGUP NIC Stroitel'stvo. 2008. 19 p. (In Russian).
 25. Ищук М.К. Исследование напряженно-деформированного состояния кладки лицевого слоя наружных стен с гибкими связями при температурно-влажностных воздействиях // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2018. № 1. С. 72–76.
 25. Ishchuk M.K. Investigation of the stress-strain state of the laying of the face layer of external walls with flexible connections at temperature-humidity influences. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenii*. 2018. No. 1, pp. 72–76. (In Russian).
 26. Ищук М.К. Учет совместной работы кирпичной кладки лицевого слоя наружных стен и плиты перекрытия // *Промышленное и гражданское строительство*. 2018. № 6. С. 30–36.
 26. Ishchuk M.K. Accounting for the joint work of the brickwork of the face layer of the outer walls and the slab. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2018. No. 6, pp. 30–36. (In Russian).
 27. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России, 2017. 104 с.
 27. Code of Regulations 20.13330.2016 Loads and effects. Moscow: Ministry of Regional Development of Russia. 2017. 104 p. (In Russian).
 28. Шапиро Г.И., Коровкин В.С. К вопросу о напряженно-деформированном состоянии жилых и общественных зданий при температурных воздействиях // *Промышленное и гражданское строительство*. 2008. № 12. С. 5–8.
 28. Shapiro G.I., Korovkin V.S. On the issue of the stress-strain state of residential and public buildings under temperature influences. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2008. No. 12, pp. 5–8. (In Russian).
 29. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций» к СНиП П-22–81 / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. 152 с.
 29. Manual on the design of masonry and reinforced-masonry structures to SNiP P-22–81 / TsNIISK named after V.A. Kucherenko. Moscow: TsITP Gosstroy USSR. 1987. 152 p. (In Russian).
 30. Емельянов А.А., Вишняков Ю.В., Сидько И.Н. Рекомендации по расчету конструкций крупнопанельных зданий на температурно-влажностные воздействия. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, ЛенЗНИИЭП. 1983. 138 с.
 30. Emel'yanov A.A., Vishnyakov Yu.V., Sid'ko I.N. Recommendations for the calculation of large-panel buildings for temperature and humidity. TsNIISK named after V.A. Kucherenko, LenZNIIEP. 1983. 138 s. (In Russian).
 31. Designing for movement in brickwork. Brick Development Association: London 2016, p. 14. <http://brick.org.uk/admin/resources/d-designing-for-movement-in-brickwork.pdf> (Date of access 06.12.16).

УДК 699.841

А.В. МАСЛЯЕВ, канд. техн. наук (victor3705@mail.ru)

Научно-исследовательская сейсмическая лаборатория (400117, г. Волгоград, ул. Землячки, 27, корп. А, к. 51)

Строительная система России не защищает жизнь и здоровье людей в населенных пунктах при землетрясении

В настоящее время наибольшая часть жилых и общественных зданий России рассчитывается только на минимальную нормативную интенсивность землетрясения, так как федеральные законы и нормативные документы РФ строительного содержания устанавливают только нормальный уровень ответственности со сроком эксплуатации «не менее 50 лет». Федеральные законы и нормативные документы РФ строительного содержания только для высотных жилых и общественных зданий, которые должны рассчитываться на максимальную нормативную интенсивность землетрясения, установили повышенный уровень ответственности. Известно, что в населенных пунктах на сейсмоопасных территориях основной капитальной застройкой являются жилые и общественные здания высотой 3–5 этажей. При возможном землетрясении жилые и общественные здания разрушатся с гибелью людей. О высокой вероятности землетрясения с максимальной интенсивностью за тысячу лет на территории России говорит нормативный комплект сейсмических карт ОСР-2015. В статье обосновывается использование в федеральных законах и нормативных документах РФ строительного содержания парадигмы по защите жизни и здоровья людей в населенных пунктах при землетрясении.

Ключевые слова: землетрясение, опасные природные воздействия, здание, сейсмоопасная территория, населенный пункт, защита жизни людей, федеральный закон, нормативный документ.

Для цитирования: Масляев А.В. Строительная система России не защищает жизнь и здоровье людей в населенных пунктах при землетрясении // *Жилищное строительство*. 2018. № 9. С. 60–63.

A.V. MASLYAEV, Candidate of Sciences (Engineering), (victor3705@mail.ru)
Seismic Research Laboratory (27, bldg. A, rm 51, Zemlyachki Street, Volgograd, 400117, Russian Federation)

Construction System of Russia Does Not Protect the Lives and Health of People in Settlements during the Earthquake

At present, the largest part of residential and public buildings in Russia is calculated only for the minimum normative intensity of the earthquake, as Federal laws and regulations of the Russian Federation of construction content establish only a normal level of responsibility with a service life of «at least 50 years». Federal laws and regulations of the Russian Federation of construction content have established an increased level of responsibility only for high-rise residential and public buildings, which should be calculated for the maximum regulatory intensity of the earthquake. It is known that in settlements in earthquake-prone areas, the main capital development is residential and public buildings with a height of 3–5 floors. At a possible earthquake, residential and public buildings will collapse with the death of people. The high probability of an earthquake with a maximum intensity for a thousand years in Russia is indicated by the normative set of seismic maps OSR-2015. The article substantiates the use of the paradigm for the protection of life and health of people in settlements during the earthquake in Federal laws and regulations of the Russian Federation of construction content.

Keywords: earthquake, hazardous natural exposures, building, earthquake-prone territory, settlement, protection of people's life, federal law, regulatory document.

For citation: Maslyayev A.V. Construction system of Russia does not protect the lives and health of people in settlements during the earthquake. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2018. No. 9, pp. 60–63. (In Russian).

Основные технические характеристики парадигмы федеральных законов и нормативных документов РФ строительного содержания. Первой и самой важной технической характеристикой парадигмы следует считать **отсутствие** в федеральных законах РФ № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений», № 190-ФЗ «Градостроительный кодекс Российской Федерации» и основных нормативных документах РФ СП 42.13330.2016 «Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений», СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмических районах» **признания населенного пункта** самым крупным объектом капитального строительства на территории России [1, 2]. Более того, в федеральных законах и нормативных документах РФ строительного содержания

даже не говорится, что проектируемые здания и сооружения предназначены для возведения на территории городов и сельских населенных пунктов, что **является грубейшим нарушением современных реальных условий расселения людей**. Так, в [3–5] приводятся основные нормативные характеристики зданий, по которым делается вывод, что в федеральных законах и нормативных документах РФ строительного содержания рассматриваются только «отдельно стоящие здания» (за пределами населенных пунктов). Поэтому следует отметить совершенно другие показатели технических характеристик у населенных пунктов, которые требуют от проектировщиков в расчетах по защите, например, большей части жилых и общественных зданий использовать только максимальные воздействия опасных природ-

ных явлений: защита населенного пункта – это прежде всего защита жизни и здоровья людей в жилых и общественных зданиях; длительность жизненного цикла эксплуатации населенного пункта составляет одну тысячу и более лет – время, за которое значительно увеличивается вероятность воздействия опасного природного явления с максимальной интенсивностью; высокая плотность населения на территории населенного пункта. Поэтому можно утверждать, что защищенность населенного пункта при воздействии опасного природного явления будет зависеть в основном от защищенности его жилых и общественных зданий.

К сожалению, такая усиленная защитная функция жилых и общественных зданий при опасных природных воздействиях в федеральных законах и нормативных документах РФ не предусмотрена [4]. **Второй технической характеристикой парадигмы** следует считать **волевое решение авторов** федеральных законов и нормативных документов РФ строительного содержания о признании, например, только высотных жилых и общественных зданий с повышенным уровнем ответственности. При этом многим специалистам известно, что большая часть населения России в сейсмоопасных районах проживает в жилых 3–5-этажных зданиях, которые, как будет показано ниже в статье, считаются с нормальной ответственностью и поэтому рассчитываются только на **самые минимальные нормативные интенсивности землетрясения**. Так, в п. 2.1 ст. 48.1 Федерального закона № 190-ФЗ указывается, что к повышенной ответственности относятся только жилые и общественные здания при их высоте «...**более чем 100 метров**». В табл. 3 СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмических районах» указывается, что к повышенной ответственности относятся только жилые и общественные здания с **высотой более 75 м**. А в табл. 1 ГОСТ 27751–2014 «Надежность строительных конструкций и оснований» показывается преимущество в сроках службы для зданий и сооружений с повышенным уровнем ответственности: для зданий высотой более 75 м – 100 лет и более, а для зданий менее 75 м – всего лишь не менее 50 лет. Но, например, в [3] предлагается на территориях населенных пунктов возводить жилые и общественные только с **максимальным сроком эксплуатации (200 и более лет)** (это гораздо ближе ко времени эксплуатации населенного пункта, на территории которого они размещаются).

Известно, что если увеличить прочностные характеристики здания, например на 1% сметной стоимости для обычных условий строительства, то срок службы увеличивается примерно на 10 лет. Решение авторов федеральных законов и нормативных документов РФ, что только высотные жилые и общественные здания следует считать с повышенной ответственностью, грубо нарушает требование ст. 72 Конституции РФ, которая четко указывает, что защита жизни и здоровья людей в зданиях при воздействиях опасных природных явлений должна решаться **только совместно федеральной и региональной властью**. Даже более того, в п. 11 ст. 4 Федерального закона № 384-ФЗ указывается, что, например, уровень ответственности зданий решает заказчик. В примечаниях к табл. 3, 4 СП 14.13330.2014 имеются записи о том, что уровень ответственности для ряда зданий определяет заказчик по представлению генпроектировщика. Уровень ответственности зданий и сооружений принимается для того, чтобы определить, на какой уровень воздействия опасного природного явления их рассчитывать. Так, например, в п. 4.3* СП 14.13330.2014 четко ука-

зывается, что здания с нормальным и пониженным уровнем ответственности рассчитываются только на интенсивность землетрясения по карте А (на **самую минимальную нормативную интенсивность**), а на максимальную интенсивность землетрясения рассчитываются только объекты с повышенным уровнем ответственности. Или для защиты населенного пункта, например от расчетного воздействия максимального уровня высоких вод, в п. 13.6 СП 42.13330.2016 «Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений» указывается: «За расчетный горизонт высоких вод следует принимать отметку наивысшего уровня воды повторяемостью один раз в 100 лет...» Длительность жизненного цикла населенного пункта – 1 тыс. лет, поэтому для его защиты следует использовать наивысший уровень воды с повторяемостью тоже один раз в тысячу лет.

Неграмотность определения уровня ответственности объектов можно увидеть на конкретных примерах уже возведенных ответственных сооружений. Примеры **несейсмостойких** зданий в разных регионах России: в г. Волгограде мостовой переход и стадион «Волгоград-Арена»; в г. Кемерово здание торгового центра «Зимняя вишня» (сгорело в марте 2018 г., погибло 60 чел.). Все эти сооружения должны были проектироваться с повышенным уровнем ответственности и должны были быть **только сейсмостойкими объектами**. В [6] обосновывается, что по причине расположения разных населенных пунктов России в различных природно-климатических, гидрогеологических, тектонических условиях уровень ответственности их зданий и сооружений должна решать только рабочая группа лучших региональных специалистов, которая будет нести юридическую ответственность за свою работу. Поэтому в настоящее время на территориях населенных пунктов России сложилась очень опасная ситуация, когда большая часть жилых и общественных зданий проектировалась с нормальной ответственностью и поэтому рассчитывалась только на минимальные нормативные воздействия опасных природных явлений. Но в любое время, например в сейсмоопасных районах, может произойти землетрясение с максимальной интенсивностью [4], от воздействия которого могут произойти разрушения этих зданий с гибелью людей. Поэтому уже сегодня и как можно быстрее необходимо уровень ответственности жилых и общественных зданий во всех населенных пунктах России переоценить группой региональных специалистов с целью сравнения с их реальной ответственностью.

Третьей технической характеристикой парадигмы, которая не способствует защите жизни людей в зданиях, например при землетрясении, следует считать **прямое неисполнение** рядом нормативных документов РФ важных положений федеральных законов РФ. Например, в п. 6 ст. 16 Федерального закона № 384-ФЗ указано, что при расчетах сейсмостойких зданий следует учитывать воздействия повторных толчков при землетрясении. Правильность требования этого положения Федерального закона № 384-ФЗ подтвердил факт разрушения многих повторных толчков при ряде сильных землетрясений [7, 8]. Однако в положениях СП 14.13330.2014 отсутствует требование о расчете сейсмостойких зданий на повторные толчки при землетрясении. Или требование в п. 2 ст. 10 Федерального закона № 384-ФЗ о том, что в жилых и общественных зданиях уровень вибрации их конструкций при землетрясении не должен приводить к потере здоровья населения. Однако в расчетных положениях СП 14.13330.2014 отсутствуют правила по учету влияния разного уровня вибрации

зданий при землетрясении на потери здоровья людей [9, 10]. Например, в [11] обосновывается для надежной защиты жизни и здоровья людей при землетрясении использовать возможности панельной конструктивной системы зданий.

Четвертой технической характеристикой парадигмы следует считать **отсутствие**, например в СП 14.13330.2014, **указания о предельно допустимой эксплуатационной степени повреждений** в сейсмостойких зданиях и сооружениях при землетрясении. Дело в том, что за длительное время эксплуатации зданий в течение 50–70 лет в их конструкциях по разным причинам, как правило, образуются повреждения. Как свидетельствует статистика, большая часть зданий и сооружений подвергается воздействию землетрясения уже во время необходимости их капитального ремонта. Ведь в момент землетрясения положения СП 14.13330.2014 допускают в зданиях образование предельно допустимой третьей степени повреждения (без обрушения). Согласно данным табл. 7 ГОСТ Р 57546–2017 «Землетрясения. Шкала сейсмической интенсивности», при третьей степени повреждения здание приобретает аварийное состояние. Но, что важно для понимания этой проблемы, согласно СП 14.13330.2014 эту предельную третью степень повреждения здание может получить только при условии, что до землетрясения оно не имело никакой степени повреждения. Это часто не соответствует реальному состоянию конструкций большей части зданий со сроком эксплуатации 50–70 лет. Именно поэтому в [12, 13] обосновывается возможность получения зданиями повышенной ответственности во время длительной эксплуатации до землетрясения **не более первой степени повреждения**. Специалистам известно, что получаемая зданиями степень повреждения при землетрясении обязательно суммируется с той степенью, которая у них уже была до землетрясения. Эту особенность суммирования разных степеней повреждения зданий от различных силовых воздействий проектировщики должны учитывать в расчетах зданий. Значения о предельно допустимой эксплуатационной степени повреждения сейсмостойких зданий на территориях населенных пунктов России необходимы прежде всего сотрудникам по обеспечению безопасности населения при вероятных воздействиях опасных природных явлений. Статистика по эксплуатационной степени повреждения свидетельствует, что ее значение в сейсмостойких зданиях может быть до второй степени по ГОСТ Р 57546–2017. В таких случаях это означает только одно, что в зданиях с уже имеющейся второй степенью повреждения при землетрясении образуется еще дополнительная третья степень повреждения. Это приведет к образованию в здании общей пятой степени повреждения, при которой согласно ГОСТ Р 57546–2017 наступает полное обрушение зданий с гибелью людей. Эта статистика показывает вероятную разрушительную роль эксплуатационной степени повреждения в здании при землетрясении, когда ее значение до землетрясения превышает первую степень. Но к сожалению, на сегодняшний день в федеральных законах и нормативных документах РФ отсутствует указание о конкретном значении предельно допустимой степени повреждения, которую могут получить сейсмостойкие здания в течение эксплуатации до землетрясения.

Так, например, в п. 6.10 СП 255.1325800.2016 «Здания и сооружения. Правила эксплуатации. Основные положения» указывается только необходимость расчета деформаций в конструкциях сейсмостойких зданий, но не говорится об эксплуатационной степени повреждения до землетрясения:

«При размещении здания (сооружения) в сейсмоопасных районах ... в проекте указывают предельные значения деформаций конструкций...» В разделе 3 «Термины и определения» СП 255.1325800.2016 даже отсутствует определение по понятию «эксплуатационная степень повреждения здания». Поэтому конкретное значение предельно допустимой эксплуатационной степени повреждения для сейсмостойких зданий должно быть в обязательном порядке указано в федеральном законе или нормативном документе РФ строительного содержания, так как оно необходимо многим специалистам:

- проектировщикам для расчетов зданий (учет эксплуатационной степени повреждения в расчетах повышает степень сейсмостойкости здания);
- сотрудникам эксплуатационной службы зданий (эту службу необходимо будет дополнить специалистами);
- различным службам по обеспечению жизнедеятельности населения в зданиях при воздействиях землетрясений.

Поэтому из-за отсутствия в федеральных законах нормативных документов РФ указания о том, что эксплуатационная служба России должна отслеживать предельно допустимую степень повреждения во время эксплуатации жилых и общественных зданиях и эти данные предоставлять службам по защите жизни и здоровья населения при землетрясении, такая работа в зданиях, особенно в сейсмоопасных районах России, не ведется.

Пятой технической характеристикой парадигмы служит отсутствие на сейсмоопасных территориях населенных пунктов достаточного количества инженерно-сейсмометрических станций в жилых и общественных зданиях, что отрицательно отражается в расчетах этих зданий на воздействия землетрясения. Ведь специалистам хорошо известно, что только расчеты зданий с применением инструментальных (реальных) акселерограмм могут обеспечить надежную их сейсмостойкость. Однако по причине отсутствия на территории России достаточного количества инструментальных акселерограмм, которые записываются только сейсмостанциями, в п. 5.2.2 СП 14.13330.2014 были вынуждены допустить производить расчеты жилых и общественных зданий даже с повышенной ответственностью с использованием синтезированных акселерограмм (полученных с помощью расчетных методов). Поэтому нередко синтезированные акселерограммы в расчетах зданий не обеспечивают их надежную сейсмозащиту. С целью начала развития в России сети сейсмостанций в конце 2017 г. был утвержден нормативный документ СП 330.1325800.2017 «Здания и сооружения в сейсмических районах. Правила проектирования инженерно-сейсмометрических станций». В настоящее время количество работающих сейсмостанций в жилых и общественных зданиях на огромной территории России измеряется несколькими десятками, а на маленькой территории Японии их около 2 тыс. В отличие от вышеперечисленных технических характеристик парадигмы федеральных законов и нормативных документов РФ для защиты жизни людей в «**отдельно стоящих зданиях**» при землетрясении в [13, 14] перечисляются технические характеристики другой парадигмы федеральных законов и нормативных документов РФ, которые защищают жизнь и здоровье людей в **населенных пунктах России при землетрясении**.

Выводы

1. Рассмотренные в статье основные технические характеристики парадигмы федеральных законов и нормативных документов РФ строительного содержания не защищают жизнь и здоровье населения в населенных пунктах при землетрясении.

2. Основные положения федеральных законов № 190-ФЗ, № 384-ФЗ и нормативных документов СП 14.13330.2014, СП 42.13330.2016, ГОСТ 27751–2014 при определении уровня ответственности большей части жилых и общественных зданий **не признали реальных условий** их размещения в населенных пунктах, что послужило основанием в расчетах их конструкций использовать самые минимальные нормативные интенсивности землетрясения. При этом на сейсмоопасных территориях любого населенного пункта России **всегда существует вероятность очередного землетрясения с максимальной нормативной интенсивностью** [4].

3. За парадигму федеральных законов и основных нормативных документов РФ строительного содержания ответственность несут Правительство РФ и Генпрокуратура РФ.

Список литературы

1. Масляев А.В. Защита населенных пунктов России от воздействия опасных природных явлений // *Жилищное строительство*. 2014. № 4. С. 40–43.
2. Масляев А.В. Неадекватность Федеральных Законов и нормативных документов РФ в отсутствие перечня «объектов защиты» при опасных природных и техногенных воздействиях // *Жилищное строительство*. 2018. № 4. С. 44–48.
3. Масляев А.В. Недолговечность жилых зданий в населенных пунктах России // *Жилищное строительство*. 2017. № 8. С. 39–42.
4. Масляев А.В. Сейсмозащита населенных пунктов России с учетом фактора «непредсказуемости очередного опасного природного явления» // *Жилищное строительство*. 2017. № 11. С. 43–47.
5. Масляев А.В. Сейсмозащита города при землетрясении в зависимости от уровня ответственности жилых зданий // *Вестник ВолгГАСУ. Строительство и архитектура*. 2013. № 33 (52). С. 57–62.
6. Масляев А.В. Сейсмозащита зданий с большим числом людей при землетрясении по требованиям Федеральных законов РФ // *Вестник ВолгГАСУ. Строительство и архитектура*. 2013. № 34 (53). С. 3–36.
7. Масляев А.В. Сейсмостойкость зданий с учетом повторных толчков при землетрясении // *Жилищное строительство*. 2007. № 10. С. 20–21.
8. Масляев А.В. Время между первыми толчками землетрясения на Гаити определялось заранее // *Жилищное строительство*. 2010. № 2. С. 26–27.
9. Масляев А.В. Вибрационное воздействие конструкций зданий на людей при землетрясении // *Жилищное строительство*. 2007. № 12. С. 23–24.
10. Масляев А.В. Увеличение потерь здоровья населения в зданиях при землетрясении в федеральных законах и нормативных документах РФ // *Жилищное строительство*. 2017. № 4. С. 43–47.
11. Масляев А.В. Особенности возведения крупнопанельных зданий в сейсмоопасных районах // *Жилищное строительство*. 2016. № 3. С. 64–68.
12. Масляев А.В. Анализ положений федеральных законов и нормативных документов РФ по применению карт сейсмической опасности (ОСР-2015) в строительстве // *Жилищное строительство*. 2016. № 8. С. 3–8.
13. Масляев А.В. Анализ парадигмы СП 14.13330.2014 по обеспечению сейсмозащиты зданий повышенной ответственности при землетрясении // *Жилищное строительство*. 2015. № 8. С. 51–55.
14. Масляев А.В. Анализ соответствия федеральных законов и нормативных документов РФ строительного содержания требованиям Конституции РФ // *Жилищное строительство*. 2016. № 11. С. 38–43.

References

1. Maslyayev A.V. Protection of Russia settlements against effect of dangerous natural phenomena. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2014. No. 4, pp. 40–43. (In Russian).
2. Maslyayev A.V. Inadequacy of the RF Federal Laws and normative documents in the absence of a list of “Objects of Protection” under dangerous natural and antropogenic effect. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2018. No. 4, pp. 44–48. (In Russian).
3. Maslyayev A.V. Short Live of Residential Buildings in Settlements of Russia. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2017. No. 8, pp. 39–42. (In Russian).
4. Maslyayev A.V. Seismic protection of settlements of Russia with due regard for “UnCpredictability of the next dangerous natural phenomenon”. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2017. No. 11, pp. 43–47. (In Russian).
5. Maslyayev A.V. Seismoprotection of the city at an earthquake depending on a level of responsibility of residential buildings. *Vestnik VolgGASU. Stroitel'stvo I Arhitektura*. 2013. No. 33 (52), pp. 57–62. (In Russian).
6. Maslyayev A.V. Seismoprotection of buildings with a large number of people at an earthquake according to requirements of Federal laws of the Russian Federation. *Vestnik VolgGASU. Stroitel'stvo I Arhitektura*. 2013. No. 34 (53), pp. 3–36. (In Russian).
7. Maslyayev A.V. Seismic stability of buildings taking into account repeated pushes at earthquake. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2007. No. 10, pp. 20–21. (In Russian).
8. Maslyayev A.V. Time between the first pushes of earthquake to Haiti it was defined in advance. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2010. No. 2, pp. 26–27. (In Russian).
9. Maslyayev A.V. Vibration impact of structures of buildings on people in case of an earthquake. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2007. No. 12, pp. 23–24. (In Russian).
10. Maslyayev A.V. Increase in the Loss of Health of the Population in Buildings During EarthquakeS in Federal Laws and Normative Documents of the Russian Federation. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2017. No. 4, pp. 43–47. (In Russian).
11. Maslyayev A.V. Features of Construction of Large-Panel Buildings in Earthquake-Prone Regions. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2016. No. 3, pp. 64–68. (In Russian).
12. Maslyayev A.V. Analysis of Provisions of the RF Federal Laws and Normative Documents Concerning the Use of the RF Maps of Seismic Hazards (OSR-2015) in Construction. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2016. No. 8, pp. 3–8. (In Russian).
13. Maslyayev A.V. Analysis of the Paradigm of CR 14.13330.2014 on Providing the Earth-aquake Protection of Buildings of Increased Liability at Earthquake. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2015. No. 8, pp. 51–55. (In Russian).
14. Maslyayev A.V. Analysis of the Compliance of RF Federal laws and Normative Documents of Building Content with Requirements of the RF Constitution. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2016. No. 11, pp. 38–43. (In Russian).

Как подготовить к публикации научно-техническую статью



Журнальная научно-техническая статья – это сочинение небольшого размера (до 5–6 журнальных страниц), что само по себе определяет границы изложения темы статьи.

Необходимыми элементами научно-технической статьи являются:

- постановка проблемы в общем виде и ее связь с важными научными или практическими задачами;
- анализ последних достижений и публикаций, в которых начато решение данной проблемы и на которые опирается автор, выделение ранее не решенных частей общей проблемы, которым посвящена статья;
- формулирование целей статьи (постановка задачи);
- изложение основного материала исследования с полным обоснованием полученных результатов;
- выводы из данного исследования и перспективы дальнейшего поиска в избранном направлении.



Научные статьи рецензируются специалистами. Учитывая открытость журнала «Жилищное строительство» для ученых и исследователей многих десятков научных учреждений и вузов России и СНГ, представители которых не все могут быть представлены в редакционном совете издания, желательно представлять одновременно со статьей отношение ученого совета организации, где проведена работа, к представляемому к публикации материалу в виде сопроводительного письма или рекомендации.

Библиографические списки цитируемой, использованной литературы должны подтверждать следование автором требованиям к содержанию научной статьи и включать не менее 10 позиций.

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 2–3 года в ведущих отраслевых 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.

ВНИМАНИЕ! При подготовке рукописи статьи к отправке в редакцию обязательно ознакомьтесь с требованиями на сайте издательства в разделе «Авторам»!

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

- текст статьи должен быть набран в редакторе Microsoft Word и сохранен в формате *.doc или *.rtf и не должен содержать иллюстраций;
- 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 авторами**; рефератом объемом не менее 150 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. Иллюстративный материал должен быть передан в виде оригиналов фотографий, негативов или слайдов, распечатки файлов.

В 2006 г. в журнале «Строительные материалы»[®] был опубликован ряд статей «Начинающему автору», ознакомиться с которыми можно на сайте журнала www.rifsm.ru/files/avtoru.pdf



Подробнее можно ознакомиться с требованиями на сайте издательства <http://rifsm.ru/page/7/>



INTERNATIONAL
ASSOCIATION OF
FOUNDATION
CONTRACTORS

МЕЖДУНАРОДНАЯ АССОЦИАЦИЯ
ФУНДАМЕНТОСТРОИТЕЛЕЙ

14-15 НОЯБРЯ / 2018

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ
**«СОВРЕМЕННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ
ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА
ФУНДАМЕНТОВ НА
МНОГОЛЕТНЕМЕРЗЛЫХ ГРУНТАХ»**

Место проведения:

Москва, Дизайн Отель, конференц-зал «Galaxy» (ст. метро «ВДНХ»)

www.fc-union.com, info@fc-union.com, тел.: +7 (495) 66-55-014, моб.: +7 916 36-857-36

22-25 января 2019 | Красноярск

ПРИГЛАШАЕМ ПРИНЯТЬ УЧАСТИЕ В
XXVII СПЕЦИАЛИЗИРОВАННОЙ ВЫСТАВКЕ

**СТРОИТЕЛЬСТВО
АРХИТЕКТУРА**

**ВЕДУЩАЯ СТРОИТЕЛЬНАЯ И ИНТЕРЬЕРНАЯ ВЫСТАВКА
СИБИРИ И ДАЛЬНЕГО ВОСТОКА**

Совместно с выставкой строительной и складской техники

«ТехСтройЭкспо. Дороги»

Итоги 2018:

5 146 посетителей, **3 320** специалистов отрасли,
1 700 компаний.

175 экспонентов из России, Китая, Южной Кореи,
Беларуси.

Официальная поддержка:



Организатор:



МВДЦ «Сибирь», ул. Авиаторов, 19
тел.: (391) 200-44-00
www.krasfair.ru

0+



✓ **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**



ОАО «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