



ISSN 0044-4472

9'2020

ЖИЛИЩНОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

научно-технический и производственный журнал

www.rifsm.ru

издается с 1958 г.



ИНЖ
ПРОЕКТ
СТРОЙ

MALININ GROUP

(499) 372 51 64

(342) 204 01 15

www.jet-grouting.info



ГЕОРЕКОНСТРУКЦИЯ



ПРОЕКТИРОВАНИЕ

ОБСЛЕДОВАНИЯ

ИЗЫСКАНИЯ

ГЕОТЕХНИКА

- АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ;
- ВСЕ ВИДЫ ИНЖЕНЕРНЫХ ИЗЫСКАНИЙ;
- ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ;
- РАСЧЕТЫ ОСНОВАНИЙ И ЗДАНИЙ (СООРУЖЕНИЙ);
- ГЕОТЕХНИЧЕСКИЙ МОНИТОРИНГ;
- СОХРАНЕНИЕ ОБЪЕКТОВ КУЛЬТУРНОГО НАСЛЕДИЯ;
- НАУЧНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ В ОБЛАСТИ ГЕОТЕХНИКИ И ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ОСНОВАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ.

ПИ «ГЕОРЕКОНСТРУКЦИЯ»
 190005, Санкт-Петербург,
 Измайловский пр., дом 4
 Тел.: +7 (812) 575 35 87
 +7 (812) 339 35 87
 Факс +7 (812) 575 36 25
 e-mail: mail@georec.spb.ru
 www.georeconstruction.ru

Реклама

НАУЧНО-ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ ОБЪЕДИНЕНИЕ 22

Опалубка Proster®21

Простая. Для сложного

экономию на логистике и складах
 свободу формообразования
 скорость монтажа
 рост прочности

+7(495)409-36-34
 mail@proster21.ru
 proster21.ru



Реклама

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

ЖИЛИЩНОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

Главный редактор

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

Редакционный совет:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

ТИХОНОВ И.Н.,
д-р техн. наук (Москва)

Авторы

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

Редакция

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

Перепечатка

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

Редакция не несет ответственности за содержание рекламы и объявлений.

Подземное строительство

А.Г. МАЛИНИН, И.А. САЛМИН

Расчет предельных нагрузок для грунтовых анкеров «Атлант» 3

Р.А. МАНГУШЕВ, А.В. ГУРСКИЙ, В.М. ПОЛУНИН

Учет влияния технологических осадок зданий окружающей застройки при устройстве шпунтовых ограждений соседних котлованов 9

В.И. ДЕМЬЯНЕНКО, З.Г. ТЕР-МАТИРОСЯН, А.З. ТЕР-МАТИРОСЯН

Осадка слабого основания под песчаной подушкой, вмещающей фундамент конечной ширины 20

О.А. МАКОВЕЦКИЙ, Д.С. КОНЮХОВ, С.С. ЗУЕВ

Опыт применения струйной цементации для устройства противοфильтрационных завес в скальных грунтах 27

А.Г. ШАШКИН, В.А. ВАСЕНИН, В.Н. ПАРАМОНОВ

Развитие сверхнормативных деформаций городской застройки при строительстве подземных сооружений метрополитена 34

И.В. НОСКОВ

Возведение нулевого цикла без стационарного крана. 44

Н.С. СОКОЛОВ

Методика расчета и технология устройства буроинъекционных свай 49

В порядке обсуждения

И.Б. РЫЖКОВ, М.А. МИНКИН, О.Н. ИСАЕВ

Об определении длительной прочности мерзлых грунтов и несущей способности свай методом статического зондирования 54

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)ALEKSEEV Yu.V.,
Doctor of Architecture, Professor
(Moscow)AZAROV V.,
Doctor of Sciences (Engineering),
(Volgograd)AKIMOV P.,
Doctor of Sciences (Engineering),
Academician of RAACS (Moscow)VAVRENIUK S.,
Doctor of sciences (Engineering),
Corresponding member of RAACS
(Vladivostok)VOLKOV A.,
Doctor of Sciences (Engineering),
Corresponding member of RAACS
(Moscow)GAGARIN V.,
Doctor of Sciences (Engineering),
Corresponding member of RAACS
(Moscow)ZHUSUPBEKOV A.,
Doctor of Sciences (Engineering)
(Astana, Kazakhstan)ZVEZDOV A.,
Doctor of Sciences (Engineering),
President, Association «Zhelezobeton»
(Moscow)IL'ICHEV V.,
Doctor of Sciences (Engineering),
Academician of RAACS, Research
Supervisor of the Academic Scientific
and Creative Center of RAACS (Moscow)KOLCHUNOV V.,
Doctor of Sciences (Engineering),
Academician of RAACS (Kursk)MANGUSHEV R.,
Doctor of Sciences (Engineering),
Corresponding member of RAACS
(Saint-Petersburg)ORELSKAYA O.V.,
Doctor of Architecture, Corresponding
Member of RAACS, Professor (Nizhny
Novgorod)SUBBOTIN O.,
Doctor of Architecture (Krasnodar)TER-MARTIROSIAN A.,
Doctor of sciences (Engineering)
(Moscow)TIKHONOV I.N.,
Doctor of Sciences (Engineering)
(Moscow)**The authors**of published materials are responsible for the
accuracy of the submitted information, the
accuracy of the data from the cited literature
and for using in articles data which are not
open to the public.**The Editorial Staff**can publish the articles as a matter for discus-
sion, not sharing the point of view of the author.**Reprinting**and reproduction of articles, promotional and
illustrative materials are possible only with the
written permission of the editor-in-chief.**The Editorial Staff is not responsible for
the content of advertisements and
announcements.**

ZHILISHCHNOE STROITEL'STVO

Underground construction

A.G. MALININ, I.A. SALMIN

Calculation of Limit Loads for Ground Anchors "Atlant" 3

R.A. MANGUSHEV, A.V. GURSKIY, V.M. POLUNIN

Taking into Account the Influence of Technological Precipitation of Buildings
of the Surrounding Development when Installing Sheet Piling Fences
of Neighboring Ditches 9

V.I. DEMIANENKO, Z.G. TER-MARTIROSIAN, A.Z. TER-MARTIROSIAN

Sediment of a Weak Base under a Sand Cushion Containing a Foundation
of Finite Width 20

O.A. MAKOVETSKIY, D.S. KONYUKHOV, S.S. ZUEV

Experience in the Application of Jet Cementation for Arrangement
of Anti-Filtration Curtains in Rocky Soils 27

A.G. SHASHKIN, V.A. VASENIN, V.N. PARAMONOV

Development of Excess Deformations of Urban Development During
the Construction of Underground Metro Structures 34

I.V. NOSKOV

Construction of a Zero Cycle without a Stationary Crane 44

N.S. SOKOLOV

Method of Calculation and Design Technology of Bored-Injection Piles 49

As a matter for discussion

I.B. RYZHKOV, M.A. MINKIN, O.N. ISAEV

Determination of Long-Term Strength of Frozen Soils and Bearing Capacity
of Piles by Means of Cone Penetration Test 54**Editorial address:** 9/3 Dmitrovskoye Hwy, 127434, Moscow, Russian Federation**Tel.:** (499) 976-22-08, 976-20-36**Email:** mail@rifsm.ru **http://www.journal-hc.ru** **http://www.rifsm.ru**

УДК 624.1

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-9-3-8>

А.Г. МАЛИНИН, канд. техн. наук, директор (perm@maliningroup.com),
И.А. САЛМИН, руководитель проектного отдела

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

Расчет предельных нагрузок для грунтовых анкеров «Атлант»

Рассмотрены методики расчета анкеров «Атлант» при действии растягивающей осевой нагрузки, изгибающего момента и перерезывающей силы. Подбор сечения анкеров в зависимости от величины растягивающей осевой нагрузки осуществляется на основе требований к проведению контрольных испытаний с полутора-кратным превышением величины расчетной нагрузки. С учетом требования о недопустимости возникновения пластических деформаций в тяге анкера во время испытаний приходим к выводу, что расчетная величина растягивающей осевой нагрузки не должна превышать 60% от величины усилия на условном пределе текучести. Расчет анкера при действии перерезывающей нагрузки показывает, что величина максимальных касательных напряжений превышает величину среднего касательного напряжения в 1,84–1,98 раза в зависимости от типоразмера. Эпюра касательных напряжений в сечении имеет квадратичный характер, подобный эпюре касательных напряжений в круглом сечении, квадрате сечении или двутавре. Обобщенные результаты расчетов сведены в итоговую таблицу, которая послужит справочником при проектировании анкеров на различные силовые воздействия.

Ключевые слова: анкер «Атлант», расчет на растяжение, расчет на срез, расчет на изгибающий момент, перерезывающая сила, расчет на прочность, эпюра касательных напряжений, формула Журавского.

Для цитирования: Малинин А.Г., Салмин И.А. Расчет предельных нагрузок для грунтовых анкеров «Атлант» // Жилищное строительство. 2020. № 9. С. 3–8. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-9-3-8>

A.G. MALININ, Candidate of Sciences (Engineering), Director (perm@maliningroup.com),
I.A. SALMIN, Head of Design Department

ООО «Construction Company «InzhProektStroy» (34, Off. 105, Komsomolskiy Prospect, Perm, 614000, Russian Federation)

Calculation of Limit Loads for Ground Anchors "Atlant"

The article considers methods for calculating "Atlant" anchors under the action of a tensile axial load, bending moment, and shearing force. The selection of the anchor cross-section depending on the value of the axial tension load is based on the requirements for conducting control tests with a one-and-a-half-fold excess of the calculated load. Taking into account the requirement that plastic deformations should not occur in the anchor rod during testing, we conclude that the calculated value of the tensile axial load should not exceed 60% of the force at the required yield strength. The calculation of the anchor under the action of a shearing load shows that the value of the maximum tangential stresses exceeds the value of the average tangential stress by 1.84–1.98 times, depending on the size. The plot of tangential stresses in a cross section has a quadratic character, similar to the plot of tangential stresses in a round section, square section, or I-beam. The generalized results of calculations are summarized in the final table, which will serve as a reference when designing anchors for various force effects.

Keywords: anchor «Atlant», tensile calculation, shear calculation, bending moment calculation, shearing force, strength calculation, tangential stresses plot, Zhuravsky formula.

For citation: Malinin A.G., Salmin I.A. Calculation of limit loads for ground anchors "Atlant". *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2020. No. 9, pp. 3–8. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-9-3-8>

При устройстве ограждений котлованов широкое применение нашли грунтовые анкера «Атлант» (рис. 1), металлическая тяга которых выполнена из высокопрочной толстостенной трубы с накатанной винтовой поверхностью (СТО 63317637-001–2019 «Анкерные системы «Атлант». Правила применения и контроль выполнения работ по устройству грунтовых анкеров, нагелей и свай»).

Расчет анкера

при действии осевой растягивающей нагрузки

В настоящее время в нормативных документах отсутствует методика подбора сечений анкерных тяг с учетом прочностных свойств материала и необходимости проведения контрольных, приемочных испытаний, а также последующего натяжения и блокировки анкеров с целью введения их в работу.

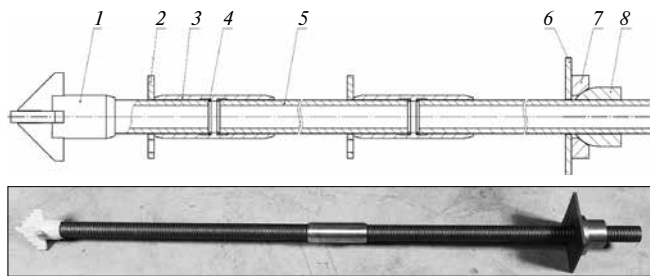


Рис. 1. Состав комплектующих анкера «Атлант»: 1 – буровая головка в виде двух- или трехлопастного долота; 2 – центратор; 3 – муфта соединительная; 4 – уплотнение; 5 – штанга винтовая; 6 – плита опорная; 7 – шайба коническая; 8 – гайка сферическая

Fig. 1. Components of the Atlant anchor: 1 – a drill head in the form of a two- or three-bladed bit; 2 – a centralizer; 3 – a coupling; 4 – a seal; 5 – a screw rod; 6 – a support plate; 7 – a conical washer; 8 – a spherical nut

Рассмотрим методику СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*» (с Поправкой, с Изменениями № 1, 2).

Расчет на прочность растянутых элементов из стали с нормативным сопротивлением $R_{yn} > 440$ Н/мм² следует выполнять по формуле [1–4]:

$$\frac{N}{A_n \frac{R_u}{\gamma_u} \gamma_c} \leq 1, \quad (1)$$

где $R_u = \frac{R_{un}}{\gamma_m}$; A_n – площадь сечения нетто; $\gamma_c = 1$ для случаев, не оговоренных в табл. 1 СП 16.13330; $\gamma_m = 1,1$ как для горячедеформированных труб; $\gamma_u = 1,3$ – коэффициент надежности для элементов конструкций, рассчитываемых на прочность с использованием расчетного сопротивления R_w ; R_{un} – временное сопротивление стали, принимаемое равным минимальному значению σ_b по национальным стандартам и техническим условиям на сталь.

После соответствующих преобразований из формулы (1) получим критерий для предельного значения осевой нагрузки в следующем виде:

$$N \leq 0,7 \cdot A_n \sigma_b. \quad (2)$$

Свод правил СП 45.13330 «Земляные сооружения, основания и фундаменты» не определяет величину коэффициента запаса, но регламентирует требования к величине испытательной нагрузке в табл. 12.2. Несущая способность для 10% анкеров проверяется при контрольных испытаниях, а оставшиеся 90% анкеров проверяются при приемочных испытаниях. Величина нагрузки при контрольных испытаниях должна в 1,5 раза превышать проектную нагрузку, при приемочных испытаниях в 1,25 раза превышать проектную нагрузку [6–12].

Пробные испытания проводят на максимально возможную нагрузку по материалу анкерных тяг, но не менее чем в 1,75 раза превышающую проектную. Пробные испытания следует проводить до величины

$0,9A_s$, где A_s – предельная нагрузка на тягу (в обозначении СП 45.13330.2017). Для осуществления этих испытаний следует увеличить сечение тяги или уменьшить длину корня анкера по сравнению с проектным значением и довести нагрузку до величины, вызывающей напряжение в тяге $0,95\sigma_T$ (ВСН 506–88 «Проектирование и устройство грунтовых анкеров»).

Распространяя эту же рекомендацию по ограничению предельной нагрузки на контрольные и приемочные испытания, определим величину коэффициента надежности по нагрузке: $\gamma_m = 1,5/0,9$.

В терминах СП 45.13330.2017 этот коэффициент необходимо применить к «предельной нагрузке на тягу». Под этим термином можно понимать либо величину F_b – нагрузку при временном сопротивлении σ_b , либо величину F_T – нагрузку на условном пределе текучести σ_T . Для безопасной работы большинство проектировщиков выбирают вариант $F_T = A_n \sigma_T$ – нагрузку на условном пределе текучести, что позволяет безопасно провести контрольные и приемочные испытания без образования необратимых пластических деформаций.

Сложившуюся практику проектирования анкеров на базе СП 45.13330.2017 можно представить выражением для допустимой осевой нагрузки на анкер:

$$N \leq 0,6 \cdot A_n \sigma_T. \quad (3)$$

Произведем сравнительную оценку допустимой осевой нагрузки по СП 16.13330 (формула 2) и по СП 45.13330.2017 (формула 3) для анкеров «Атлант». Результаты сравнения представлены в табл. 1.

Как видно из табл. 1, результаты расчета по СП 16.13330 близки с величиной усилия на пределе

Таблица 1
Table 1

Сравнительная таблица результатов расчетов допустимой продольной нагрузки
Comparative table of results of calculations of permissible longitudinal load

Тип	Усилие на пределе текучести, кН	Усилие при временном сопротивлении, кН	Допустимая осевая нагрузка по СП 16.13330, кН	Допустимая осевая нагрузка по СП 45.13330, кН
30×8	260	326	228	156
42×8	470	590	413	281
42×10	553	694	485	331
57×6	576	759	531	345
57×8	730	973	680	435
57×10	856	1166	815	513
73×9	1050	1430	1000	628
73×11	1285	1692	1183	770
73×13	1445	1800	1259	880
103×13	1800	2270	1587	1244
103×26	2670	3660	2559	1770

ле текучести. Принимая во внимание требование СП 45.13330 по величине нагрузки при контрольных испытаниях, приходим к выводу о необходимости выполнения расчета анкеров на растягивающую осевую нагрузку по СП 45.13330, так как данная методика обеспечивает более высокий запас прочности. Именно эта формула применяется при проектировании СТО «Анкерные системы «Атлант» (Стандарт организации СТО 63317637-001–2019 «Анкерные системы «Атлант». Правила применения и контроль выполнения работ по устройству грунтовых анкеров, нагелей и свай»).

Расчет анкера при действии изгибающего момента

Кроме осевых нагрузок анкера могут испытывать воздействие момента.

Расчет анкера при действии момента в одной из главных плоскостей в соответствии с СП 16.13330.2017 следует выполнять по формуле [1–4]:

$$\frac{M}{W_{n,min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (4)$$

где $\gamma_c=1$. Для случаев, не оговоренных в табл. 1, следует принимать $\gamma_c=1$; $R_y=R_{yn}/\gamma_m$, $\gamma_m=1,1$ как для горячедеформированных труб; R_{yn} – предел текучести стали, принимаемый равным значению предела текучести σ_T по национальным стандартам и техническим условиям на сталь; $W_{n,min}$ – момент сопротивления сечения тяги анкера.

После соответствующих преобразований из (4) получим формулу для допустимого значения изгибающего момента в следующем виде:

$$M \leq 0,91 \cdot W_{n,min} \sigma_T.$$

Результаты расчета допустимого изгибающего момента приведены в табл. 2.

Расчет анкера при действии перерезывающей нагрузки

При расчете на действие перерезывающей силы часто ошибочно выполняют проверку по величине среднего значения касательных напряжений Q/F . В справочнике [2] представлен вывод формулы Журавского для определения касательных напряжений при поперечном изгибе балки произвольного сечения (формула 10.12, с. 253):

$$\tau = \frac{Q \cdot S_x(y)}{b(y) \cdot J_x}, \quad (5)$$

где $S_x(y)$ – статический момент инерции относительно нейтральной линии той части площади, которая расположена ниже или выше рассматриваемого слоя материала на расстоянии y от нейтрального

Таблица 2
Table 2

Сводная таблица результатов расчета величины допустимого изгибающего момента для анкеров «Атлант»
Summary table of the results of calculating the permissible value of bending moment for "Atlant" anchors

Тип	Условный предел текучести σ_T , МПа	Допустимый изгибающий момент M , кН·м
30×8	470	0,5
42×8	550	1,6
42×10	550	1,7
57×6	600	3
57×8	590	3,6
57×10	580	3,9
73×9	580	6,8
73×11	600	7,9
73×13	600	8,6
103×13	565	18,9
103×26	470	21,5

слоя балки; $b(y)$ – ширина сечения в рассматриваемом слое материала.

Формула (5) была получена в 1855 г. выдающимся русским инженером-мостовиком проф. Д.И. Журавским в ходе разработки методов расчета деревянных раскосных ферм при проектировании и строительстве Петербургско-Московской железной дороги [1, 5].

Характер изменения касательных напряжений по высоте балки в общем случае зависит от формы сечения балки.

Расчеты по формуле (5), представленные в [1–4] для круглых, квадратных, треугольных и двутавровых сечений, указывают на квадратичный характер эпюры распределения касательных напряжений с максимумом на нейтральной линии. Максимальная величина касательных напряжений для прямоугольной формы сечения:

$$\tau_{max} = \frac{3}{2} \frac{Q}{F};$$

для круглой формы сечения:

$$\tau_{max} = \frac{4}{3} \frac{Q}{F}.$$

Следовательно, величина максимальных касательных напряжений τ_{max} превышает величину средних напряжений Q/F в 1,5 раза для прямоугольных сечений и в 1,33 раза для круглых.

Для оценки величины касательных напряжений в сечении анкера воспользуемся формулой Журавского (5) на примере анкера «Атлант» 73×11 мм [1–4].

Известно, что величины Q и J_x не зависят от высоты сечения, а величины $S_x(y)$ и $b(y)$ зависят от высоты сечения.

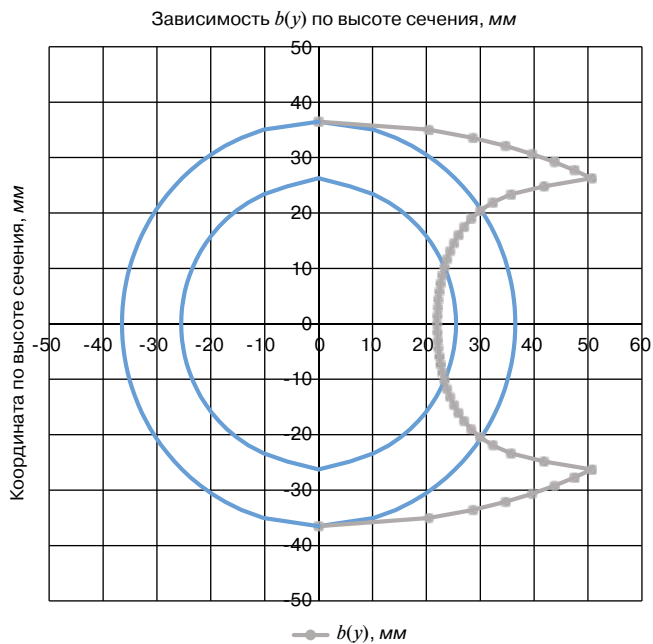


Рис. 2. Зависимость $b(y)$ по высоте сечения
Fig. 2. Dependence of $b(y)$ along the cross-section height

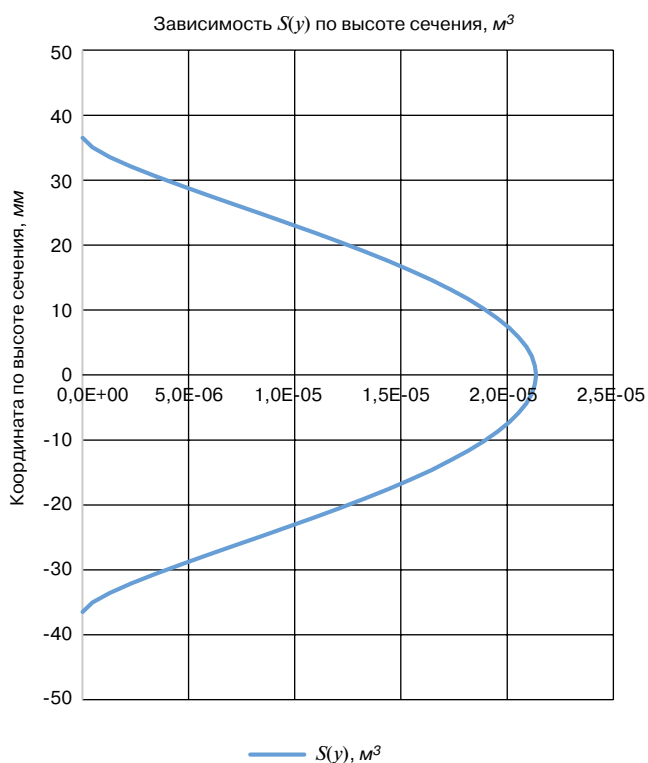


Рис. 3. Эюра статического момента инерции $S(y)$
Fig. 3. Plot of the static moment of inertia $S(y)$

Для сечения анкера 73×11 мм величина $b(y) = 22$ мм для нейтральной линии, что соответствует удвоенному значению толщины стенки анкера. Зависимость $b(y)$ по высоте сечения представлена на рис. 2.

Статический момент $S(y)$ части кольцевого сечения анкера можно представить как разность статиче-

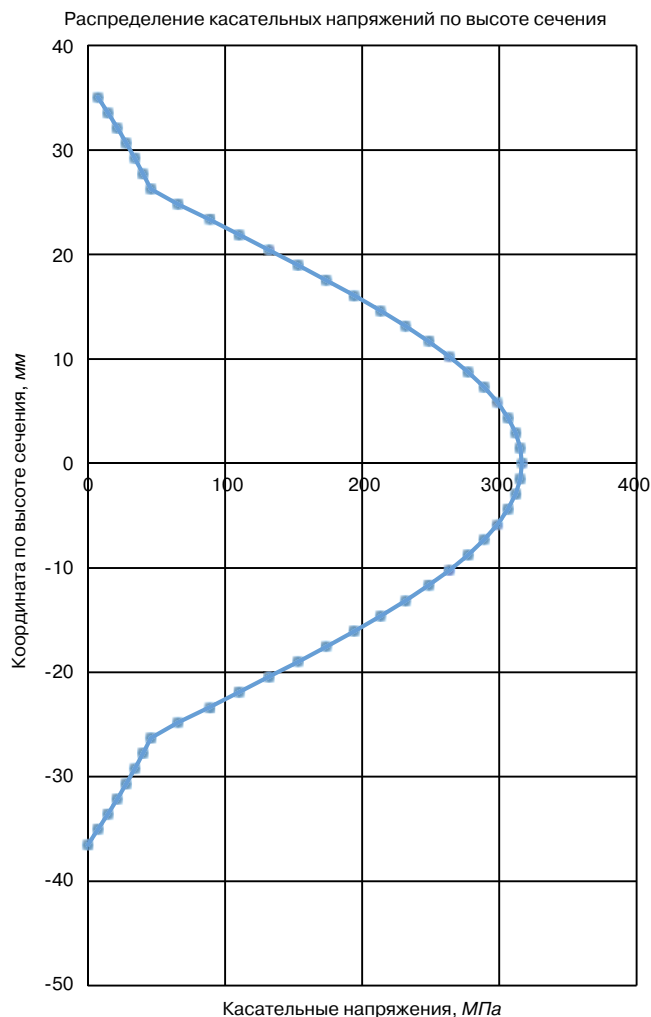


Рис. 4. Зависимость касательных напряжений $\tau(y)$ по высоте сечения
Fig. 4. Dependence of tangential stresses $\tau(y)$ on the cross-section height

ских моментов кольцевых сегментов внешней и внутренней границ сечения анкера:

$$S = S_{\text{внешн}} - S_{\text{внутр}};$$

$$S = F_{\text{внешн}} \cdot y_{0 \text{ внешн}} - F_{\text{внутр}} \cdot y_{0 \text{ внутр}}.$$

Формулы для определения центра тяжести и площади кругового сегмента представлены в [2]:

$$F = \frac{r^2}{2} (2\alpha - \sin 2\alpha);$$

$$\alpha = \frac{\pi \alpha^{\circ}}{180^{\circ}};$$

$$y_0 = \frac{4r \sin^3 \alpha}{3(2\alpha - \sin 2\alpha)}.$$

Эюра статического момента инерции $S(y)$ представлена на рис. 3.

После подстановки значений в формулу Журавского (5) получим эюру распределения касательных напряжений $\tau(y)$ по высоте сечения (рис. 4).

Таблица 3
Table 3

Сводная таблица результатов расчета величины допустимой
перерезывающей силы
Summary table of the result of calculating the value
of the permissible cutting force

Тип	Предел текучести σ_T , МПа	Статический момент S , м ³	Момент инерции I , м ⁴	t_w , мм	Допустимая перерезывающая сила Q , кН
30×8	470	2,0E-06	3,8E-08	16	74
42×8	550	4,7E-06	1,3E-07	16	128
42×10	550	5,3E-06	1,4E-07	20	155
57×6	600	7,8E-06	3,2E-07	12	153
57×8	590	9,7E-06	3,8E-07	16	195
57×10	580	1,1E-05	4,3E-07	20	232
73×9	580	1,9E-05	9,4E-07	18	280
73×11	600	2,1E-05	1,1E-06	22	346
73×13	600	2,4E-05	1,2E-06	26	399
103×13	565	5,3E-05	3,8E-06	26	555
103×26	470	8,0E-05	5,2E-06	52	836

Таблица 4
Table 4

Результирующая таблица величин допустимых силовых факторов
для анкеров «Атлант»
The resulting table of values for permissible power factors
for anchors "Atlant"

Тип	Несущая способность штанги, кН	Разрывное усилие, кН	Предельные расчетные усилия		
			Продольная сила растяжения N , кН	Изгибающий момент M , кН·м	Перерезывающая сила, кН
30×8	260	326	156	0,5	74
42×8	470	590	281	1,6	128
42×10	553	694	331	1,7	155
57×6	576	759	345	3	153
57×8	730	973	435	3,6	195
57×10	856	1166	513	3,9	232
73×9	1050	1430	628	6,8	280
73×11	1285	1692	770	7,9	346
73×13	1445	1800	880	8,6	399
103×13	1800	2270	1244	18,9	555
103×26	2670	3660	1770	21,5	836

Из рис. 4 видно, что максимальная величина касательных напряжений возникает в середине сечения аналогично сплошному квадратному, сплошному круглому, двутавровому и другим сечениям. При нагружении анкера «Атлант» 73×11 перерезывающей силой 346 кН в сечении анкера максимальное касательное напряжение составит $\tau_{max}=316$ МПа. Величина среднего значения касательного напряжения в сечении анкера составляет $\tau_{cp}=161$ МПа. Величина максимальных касательных напряжений τ_{max} превышает величину среднего касательного напряжения Q/F для анкера «Атлант» 73×11 в 1,96 раза. Расчеты для остальных анкеров показывают, что τ_{max} превышает величину среднего касательного напряжения Q/F в 1,84–1,98 раза в зависимости от типоразмера. Отметим, что вышеприведенные расчеты основаны на требовании о недопустимости пластических деформаций в процессе действия перерезывающей нагрузки.

Расчет анкера при действии в сечении перерезывающей силы в соответствии с СП 16.13330.2017 следует выполнять по преобразованной формуле Журавского:

$$\frac{QS}{I_w R_s \gamma_c} \leq 1, \quad (6)$$

где Q – перерезывающая сила, Н; S – статический момент сдвигаемой части сечения брутто относительно нейтральной оси, м³; I – момент инерции целого сечения, м⁴; t_w – ширина сечения в рассматриваемом слое материала, м; R_s – расчетное сопротивление стали сдвигу, МПа.

В соответствии с табл. 2 СП 16.13330.2017:

$$R_s = 0,58 \frac{R_{yn}}{\gamma_m},$$

где $\gamma_m=1,1$ как для горячедеформированных труб; $\gamma_c=1$ для случаев, не оговоренных в табл. 1, следует принимать $\gamma_c=1$; R_{yn} – предел текучести стали, принимаемый равным значению предела текучести σ_T по национальным стандартам и техническим условиям на сталь.

После соответствующих преобразований из (6) получим критерий в следующем виде:

$$Q \leq 0,527 \cdot \frac{I_w \sigma_T}{S}. \quad (7)$$

Либо в терминах допустимых касательных напряжений:

$$\tau \leq 0,527 \sigma_T. \quad (8)$$

Максимальное касательное напряжение для анкера «Атлант» 73×11 мм, рассчитанное по формуле (8), составит $\tau_{max} \leq 316,2$ МПа.

Величина допустимой перерезывающей силы для анкера «Атлант» 73×11 мм, рассчитанная по формуле (7), составляет 346 кН.

Результаты расчета величины допустимой перерезывающей силы для анкеров «Атлант» представлены в табл. 3.

Объединяя результаты табл. 1–3, получим результирующую табл. 4 рекомендаций по подбору анкеров в зависимости от расчетной величины силового воздействия.

Вывод

Хотя для каждого типа анкера существуют гарантированные заводом-изготовителем параметры – несущая способность штанги на пределе текучести (столбец 2) и при ее разрыве (столбец 3), окончательное решение должно основываться на вышеприведенных зависимостях. Для анкеров «Атлант» конкретные значения предельной величины продольной осевой силы, изгибающего момента, перерезывающей силы приведены в табл. 4.

Список литературы

1. Александров А.В., Потапов В.Д., Державин Б.П. Сопrotivlenie материалов. М.: Высшая школа, 2003. 560 с.
2. Писаренко Г.С., Яковлев А.П., Матвеев В.В. Справочник по сопротивлению материалов. Киев: Наука думка, 1988. 736 с.
3. Феодосьев В.И. Сопrotivlenie материалов. М.: Наука. Гл. ред. физ.-мат. лит., 1986. 512 с.
4. Тимошенко С.П. Сопrotivlenie материалов. Т. 1. Элементарная теория и задачи. М.: Наука. Гл. ред. физ.-мат. лит., 1965.
5. Тимошенко С.П. История науки о сопротивлении материалов с краткими сведениями из истории теории упругости и теории сооружений. М.: Государственное издательство технико-теоретической литературы, 1957.
6. Малинин Д.А. Несущая способность винтовых анкеров «Атлант» // *Жилищное строительство*. 2012. № 9. С. 46–49.
7. Малинин А.Г., Малинин Д.А. Анкерные сваи «Атлант» // *Жилищное строительство*. 2010. № 5. С. 60–62.
8. Малинин А.Г., Смирнов А.Н., Малинин Д.А. Извлекаемые винтовые анкера «Атлант» // *Жилищное строительство*. 2015. № 9. С. 36–40.
9. Малинин А.Г., Малинин Д.А. Экспериментальное исследование прочности контакта армирующего элемента с цементным камнем // *Жилищное строительство*. 2011. № 4. С. 34–36.
10. Малинин П.А., Струнин П.В., Гульшина Ю.Г., Салмин И.А. Опыт применения новой технологии грунтовых анкеров «Атлант Jet» при креплении глубокого котлована в Москве. *Сб. трудов международной научно-технической конференции «Современные геотехнологии в строительстве и их научно-техническое сопровождение»*. СПб., 2014. С. 142–148.
11. Салмин И.А. Мониторинг ограждающей конструкции глубокого котлована // *Жилищное строительство*. 2017. № 9. С. 29–33.
12. Чернов Р.И., Китайкин В.А., Салмин И.А. Исследование работы грунтовых анкеров в группе при разработке котлована под защитой ограждения в виде «стены в грунте» // *Геотехника*. 2019. № 3. С. 38–51.

References

1. Aleksandrov A.V., Potapov V.D., Derzhavin B.P. Soprotivlenie materialov [Resistance of materials]. Moscow: Vysshaya shkola, 2003. 560 p.
2. Pisarenko G.S., Yakovlev A. P., Matveev V.V. Spravochnik po soprotivleniyu materialov [Handbook of materials resistance]. Kiev: Naukova Dumka, 1988. 736 p.
3. Feodosyev V.I. Soprotivlenie materialov [Resistance of materials]. Moscow: Nauka, Glavnaya redaktsiya fiziko-matematicheskoi literatury, 1986. 512 p.
4. Timoshenko S.P. Soprotivlenie materialov. Tom pervyi. Elementarnaya teoriya i zadachi [Resistance of materials. Volume one. Elementary theory and problems]. Moscow: Nauka, Glavnaya redaktsiya fiziko-matematicheskoi literatury, 1965.
5. Timoshenko S.P. Istoriya nauki o soprotivlenii materialov s kratkimi svedeniyami iz istorii teorii uprugosti i teorii sooruzhenii [History of the science of resistance of materials with brief information from the history of the theory of elasticity and the theory of structures]. Moscow: Gosudarstvennoe izdatel'stvo tekhniko-teoreticheskoi literatury, 1957.
6. Malinin D.A. Bearing capacity of screw anchors "Atlant". *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2012. No. 9, pp. 46–49. (In Russian).
7. Malinin A.G., Malinin D.A. Anchor piles "Atlant". *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2010. No. 5, pp. 60–62. (In Russian).
8. Malinin A.G., Smirnov A.N., Malinin D.A. Extractable screw anchors "Atlant". *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2015. No. 9, pp. 36–40. (In Russian).
9. Malinin A.G., Malinin D.A. experimental study of the contact strength of a reinforcing element with a cement stone. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2011. No. 4, pp. 34–36. (In Russian).
10. Malinin P.A., Strunin P.V., Gulshina Yu.G., Salmin I.A. Experience of applying the new technology of ground anchors "Atlant Jet" when fixing a deep pit in Moscow. *Proceedings of the international scientific and technical conference "Modern geotechnologies in construction and their scientific and technical support"*. Saint Petersburg. 2014, pp. 142–148.
11. Salmin I.A. Monitoring of the enclosing structure of a deep pit. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2017. No. 9, pp. 29–33. (In Russian).
12. Chernov R.I., Kitaykin V.A., Salmin I.A. Investigation of the work of ground anchors in a group when developing a pit under the protection of a fence in the form of a "wall in the ground". *Geotekhnika*. 2019. No. 3, pp. 38–51. (In Russian).

УДК 624

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-9-9-19>

Р.А. МАНГУШЕВ¹, д-р техн. наук; А.В. ГУРСКИЙ², канд. техн. наук;
В.М. ПОЛУНИН¹, инженер-строитель (n1ce2u@yandex.ru)

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

² ООО «ПКТИ Фундамент-тест»
(194017, г. Санкт-Петербург, Удельный пр., 5)

Учет влияния технологических осадок зданий окружающей застройки при устройстве шпунтовых ограждений соседних котлованов

При устройстве ограждений котлованов больших размеров в плане и глубине дополнительная осадка зданий соседней застройки может достигать до 70% от общей дополнительной при строительстве нулевого цикла нового сооружения. Фактором возникновения и развития дополнительных технологических осадок может быть расструктурирование грунтов основания под существующими сооружениями в результате динамического либо статического погружения шпунта. При высокочастотном вибропогружении (извлечении) шпунтовых свай в условиях мощной толщи слабых грунтов энергия вибропогружателя расходуется на разрушение структурных связей в околосвайном пространстве. При этом на небольшом расстоянии от свай грунт может переходить в состояние тяжелой, вязкой жидкости. На большем расстоянии из-за динамического воздействия, чувствительные озерно-морские и озерно-ледниковые отложения теряют до 90% от своих первоначальных физико-механических характеристик, вследствие чего дневная поверхность и окружающие здания могут получить существенные дополнительные деформации. При использовании технологии статического вдавливания шпунта, в грунтовом массиве возникают дополнительные напряжения за счет сил лобового сопротивления острия шпунтовой сваи и сил бокового трения по ее боковой поверхности. Дополнительные напряжения приводят к уплотнению слоев грунта и впоследствии к дополнительным деформациям примыкающих зданий. Рассмотрены методики оценки дополнительных осадок зданий и сооружений при погружении около них металлического шпунта методом вибрирования и статического вдавливания и результаты расчетов сопоставлены с данными мониторинга осадок реальных сооружений.

Ключевые слова: технологические осадки, статическое вдавливание шпунта, дополнительные деформации, виброизвлечение шпунта, колебания грунта.

Для цитирования: Мангушев Р.А., Гурский А.В., Полунин В.М. Учет влияния технологических осадок зданий окружающей застройки при устройстве шпунтовых ограждений соседних котлованов // *Жилищное строительство*. 2020. № 9. С. 9–19. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-9-9-19>

R.A. MANGUSHEV¹, Doctor of Sciences (Engineering), A.V. GURSKIY², Candidate of Sciences (Engineering),
V.M. POLUNIN¹, Engineer-Builder (n1ce2u@yandex.ru)

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

² ООО "ПКТИ Фундамент-тест" (5, Udelnyy Prospect, Saint-Petersburg, 194017, Russian Federation)

Taking into Account the Influence of Technological Precipitation of Buildings of the Surrounding Development when Installing Sheet Piling Fences of Neighboring Ditches

When constructing large-size pit fences in terms of plan and depth, the additional settlement of neighboring buildings can reach up to 70% of the total additional during the construction of the zero cycle of a new structure. The factor of occurrence and development of additional technological settlements may be the unstructuring of the foundation soils under existing structures as a result of dynamic or static sinking of the sheet pile. At high-frequency vibro-driving (extraction) of sheet piles in a thick layer of weak soils, the energy of the vibratory pile driver is spent on the destruction of structural connections in the near-pile space. At the same time, at a short distance from the piles, the soil can turn into a state of heavy, viscous liquid. At a greater distance, due to dynamic impact, sensitive lake-sea and lake-glacial deposits lose up to 90% of their original physical and mechanical characteristics. As a result, the day surface and surrounding buildings can get significant additional deformations. When using the technology of static sheet pile indentation, additional stresses occur in the soil mass due to the drag forces of the sheet pile tip and the forces of lateral friction along its side surface. Additional stresses lead to compaction of the soil layers, and, subsequently, to additional deformations of adjacent buildings. Methods for estimating additional precipitation of buildings and structures when a metal sheet pile is submerged near them

by the method of vibrating and static indentation are considered, and the results of calculations are compared with data from monitoring of precipitations of real structures.

Keywords: technological precipitation, static indentation of sheet pile, additional deformations, vibration extraction of sheet pile, ground vibrations.

For citation: Mangushev R.A., Gurskiy A.V., Polunin V.M. Taking into account the influence of technological precipitation of buildings of the surrounding development when installing sheet piling fences of neighboring ditches. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2020. No. 9, pp. 9–19.
DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-6-9-19>

В крупных городах-мегаполисах новые здания и сооружения, возводимые в районах с плотной застройкой, часто устраиваются с развитым подземным пространством, что приводит к необходимости отрыва глубоких котлованов с устройством их ограждений [1]. При устройстве последних дополнительная осадка зданий соседней застройки может достигать до 70% от общей дополнительной при строительстве нулевого цикла нового сооружения [2].

Это связано не только с изменением напряженно-деформированного состояния грунтового массива вследствие откопки в нем выемки для устройства глубокого котлована, но и с воздействием на грунтовой массив и на надземные и подземные конструкции сооружений работы механизмов, устраивающих подземные объекты или защитные мероприятия для ограждения выемок и сохранения окружающей застройки.

В соответствии с СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений» при возведении новых объектов или реконструкции существующих сооружений на застроенной территории необходимо учитывать его воздействие на окружающую застройку с целью предотвращения недопустимых дополнительных деформаций. На необходимость учета технологической осадки указывается в действующих технических нормативных документах: СП 24.13330.2012 «Свайные фундаменты», СП 45.13330.2012 «Земляные сооружения, основания и фундаменты», СП 248.1325800.2016 «Сооружения подземные. Правила проектирования», ТСН 50-304–2001 «Основания, фундаменты и подземные сооружения», ТСН 50-302–2004. «Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге», СМП НОСТРОЙ 3.27.3–2014 «Освоение подземного пространства. Комплексное использование подземного пространства в мегаполисах. Общие требования».

Вместе с тем существующие нормативные технические документы, по сути дела, не дают рекомендаций, как реально учитывать изменение расчетных характеристик грунтов при применении тех или иных защитных мероприятий и возникающие при этом дополнительные осадки сооружений.

Фактором возникновения и развития дополнительных технологических осадок может быть расструктурирование грунтов основания под существующими сооружениями в результате динамического

либо статического погружения шпунта, устройства ограждений типа «стена в грунте», переустройства фундаментов и их усиления буроинъекционными или буронабивными сваями, работы транспорта и механизмов вблизи этих зданий и т. п.

При этом часть общей осадки, связанной с производством работ на площадке, содержит обязательную и вероятную часть осадки [3]. Вероятная часть осадки, как правило, связана с нарушением технологического регламента при устройстве работ «нулевого» цикла, а также с особенностями строения грунтового массива или наличием каналов, куда бесконтрольно может уходить цементный раствор.

Работа строительных машин может вызывать различные последствия. Вибрационные и ударные воздействия, как правило, приводят к дополнительному уплотнению песчаных грунтов, в особенности рыхлых, но могут вызывать и виброразжижение песчаных грунтов. В слабых глинистых грунтах малой степени литификации наблюдается расструктурирование грунтов, вызывающее снижение прочностных и деформационных характеристик.

Вышеизложенное во многом является причиной так называемой технологической осадки поверхности зданий и сооружений в зоне влияния подземного строительства, вследствие чего прогнозируемая вертикальная деформация грунтового массива может оказываться меньше реальной, полученной в результате строительства.

С целью минимизации влияния нового строительства на сохраняемые окружающие здания все чаще используются щадящие технологии производства работ. Так, в Санкт-Петербурге, в центральной части которого залегает большая мощность слабых озерно-ледниковых тиксотропных грунтов, при строительстве сооружений с развитым подземным пространством стал широко использоваться метод статического погружения стальных шпунтовых свай и способ устройства ограждений котлованов методом «стена в грунте».

Вместе с тем реальный опыт строительства показывает, что даже такие технологии, ранее считавшиеся безосадочными, вызывают осадку окружающей застройки, что подтверждено на ряде объектов при строительстве в Санкт-Петербурге. При этом наиболее активно технологические осадки проявляются в проблемных структурно-неустойчивых грунтах: рых-



Рис. 1. Разжижение связного грунта вблизи шпунтовых свай при их виброизвлечении
Fig. 1. Liquefaction of cohesive soil during vibratory sheet pile extraction

лых песках, как водонасыщенных, так и неводонасыщенных, а также в связных водонасыщенных тиксотропных грунтах, подверженных расструктуриванию.

При этом даже такие популярные меры, как усиление фундаментов здания в зоне влияния глубокого котлована буроинъекционными сваями, не всегда оказываются эффективными и часто приводят к дополнительным осадкам существующих сооружений [4].

Технологическая осадка с трудом поддается прогнозированию. Тем не менее проведенные в последнее время в этом направлении экспериментальные и исследовательские работы позволили разработать методики прогноза и расчета осадки окружающей застройки от влияния некоторых из указанных технологических факторов.

В настоящей статье приведены примеры развития технологических осадок при устройстве вертикальных ограждений из металлического шпунта, погруженного по разным технологиям, и возможные пути их оценки при изменении напряженно-деформированного состояния массива грунтов при их устройстве.

Вибропогружение и виброизвлечение металлического шпунта

Высокочастотное вибропогружение/виброизвлечение шпунтовых свай считаются строителями относительно безопасными технологиями в условиях плотной городской застройки [5]. Она намного эффективнее по отношению к безопасности соседних зданий чем, например, забивка свай и шпунта, и оказывает значительно меньшее негативное воздействие на них в зоне влияния погружения. Однако, как показывает опыт строительства, технология вибропогружения/извлечения шпунта не является абсолютно «безосадочной».

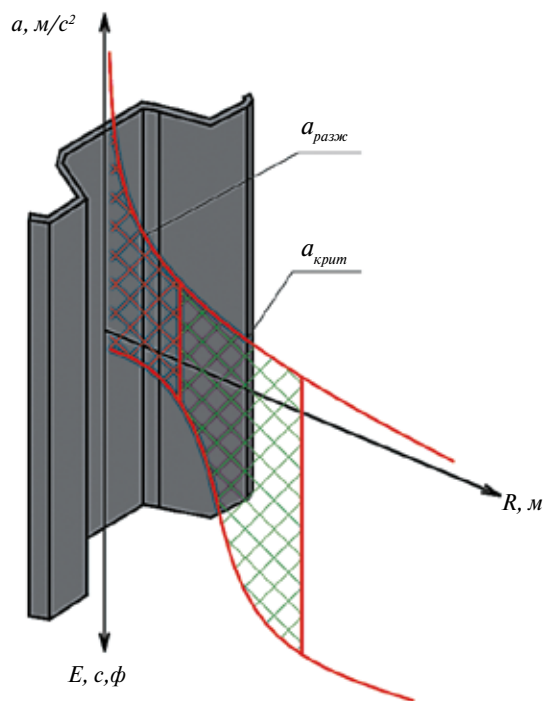


Рис. 2. Расчетная схема к прогнозу деформаций от вибрирования элементов в слабых грунтах
Fig. 2. Calculation scheme for prediction additional settlements during vibratory sheet piles in soft soils

При вибропогружении/виброизвлечении жестких элементов в слабых водонасыщенных грунтах внешняя динамическая нагрузка, создаваемая вибропогружателем, передается на окружающий массив грунта за счет сил трения по боковой поверхности сваи и лобового сопротивления острия шпунтовой сваи. Внешнее динамическое воздействие расходуется на нарушение структурных связей околоствайного пространства.

Оценкой динамического воздействия на грунтовый массив принято считать уровень его колебаний. На сегодняшний день нормативные документы регламентируют следующие величины: a , м/с² – ускорение, ТСН 50-302–2004; v , мм/с – скорость, ГОСТ 52892–2007 «Вибрация и удар»; ВСН 490–87 регламентирует обе величины.

Максимальная величина колебаний грунта достигается в непосредственной близости к погружаемой/извлекаемой свае. С удалением от источника колебаний она затухает по экспоненциальной зависимости, описанной в [6].

Поэтому характеризовать уровни колебаний можно следующим образом. Вблизи сваи ускорения колебаний грунта могут превышать величину ускорения разжижения – $a_{разж}$, м/с², вследствие чего грунт переходит в состояние, близкое к тяжелой, вязкой жидкости (рис. 1). Согласно [7], величина $a_{разж}$ варьируется в пределах от 1,2–9,3 м/с², зависит от бытового давления, плотности грунта и его связности.

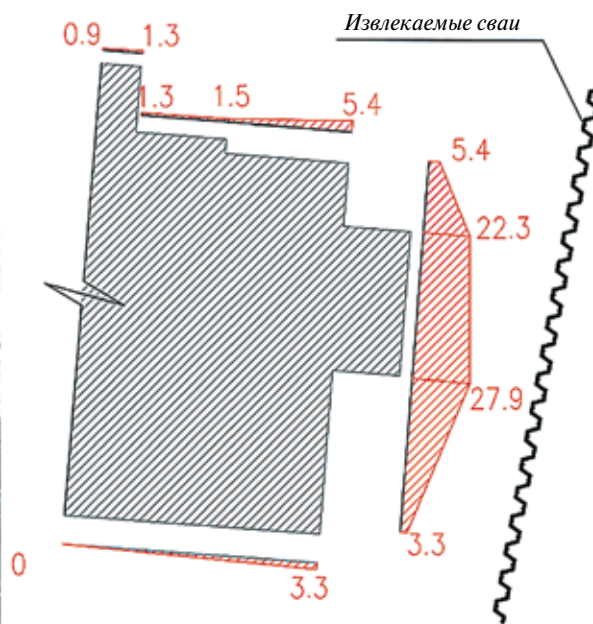


Рис. 3. Исследуемое здание. Эпюры развития осадок примыкающего к ограждению здания в процессе виброизвлечения шпунтовых свай
Fig. 3. Investigation building. Diagrams of the development of the settlement of the building adjacent to the fence in the process of vibration extraction of sheet piles

С удалением от шпунтовой сваи в грунте возникают ускорения, близкие к критическим ускорениям $a_{крит}$, м/с². Данная величина характеризует начало уплотнения для песчаных грунтов и разуплотнение для связных, что приводит к нарушению его структурных связей и снижению физико-механических свойств, это отмечается в работах [8–10]. Согласно [7], величина $a_{крит}$ варьируется в пределах от 0,1–0,8 м/с².

В общем виде расчетную схему для прогноза деформаций от вибрирования шпунтовых свай можно представить следующим образом (рис. 2).

На схеме сопоставлены величины ускорений с изменением основных прочностных и деформационных параметров грунта в зависимости от удаления от сваи. Можно выделить две принципиальные зоны. Зона 1 (оранжевая), где фактические величины ускорения находятся за пределами ускорений разжижения (1):

$$a_{факт} > a_{разжж} \quad (1)$$

Грунт в этой зоне близок к поведению тяжелой вязкой жидкости (коэффициент Пуассона $\nu_{вр} = 0,499$; модуль сдвига $G = 100$ кПа; угол внутреннего трения $\varphi \approx 0^\circ$). Зона 2 (зеленая), уровень колебаний находится в диапазоне (2):

$$a_{разжж} > a_{факт} > a_{крит} \quad (2)$$

Прочностные и деформационные параметры грунта изменяются по нелинейному закону, зависят от величины ускорения в каждой точке.

Фактическое снижение прочностных свойств грунта в условиях конкретной площадки строительства возможно при выполнении полевых испытаний грунтов, например, методом статического зондирования, в некоторых ситуациях – динамического зондирования.

Рассмотрим пример высокочастотного виброизвлечения шпунтовых свай вблизи трехэтажного здания, отнесенного к объектам культурного наследия в г. Санкт-Петербурге. Ширина подошвы фундаментов варьируется от 0,9–1,2 м; глубина заложения – 2 м. Основанием фундаментов являются водонасыщенные мелкие и пылеватые пески средней плотности морских и озерных отложений (mI-IV) мощностью порядка 4 м. Подстилающие слои – текучепластичные и текучие суглинки озерно-ледниковых отложений (lg-III) мощностью 5 м. Ледниковые (g-III) отложения начинаются с отметки -14 м от дневной поверхности. Уровень грунтовых вод отмечен на отметке -1 м от дневной поверхности.

На рис. 3 представлены: фотография фасадной части (слева), результаты приращения вертикальных деформаций (осадок) основания фундаментов в процессе извлечения шпунтовых свай (справа).

В процессе работ по извлечению шпунта отслеживались колебания конструкций фундаментов здания. Измерение колебаний на расстоянии 9,2 м от извлекаемой сваи приведено на рис. 4.

На основании результатов измерения колебаний конструкции здания и расчетных предпосылок, приведенных выше, была построена численная модель и определены дополнительные осадки фундаментов. Ситуация моделировалась в пространственной постановке, в расчетном конечно-элементном комплексе Plaxis 3D (рис. 5) [11].

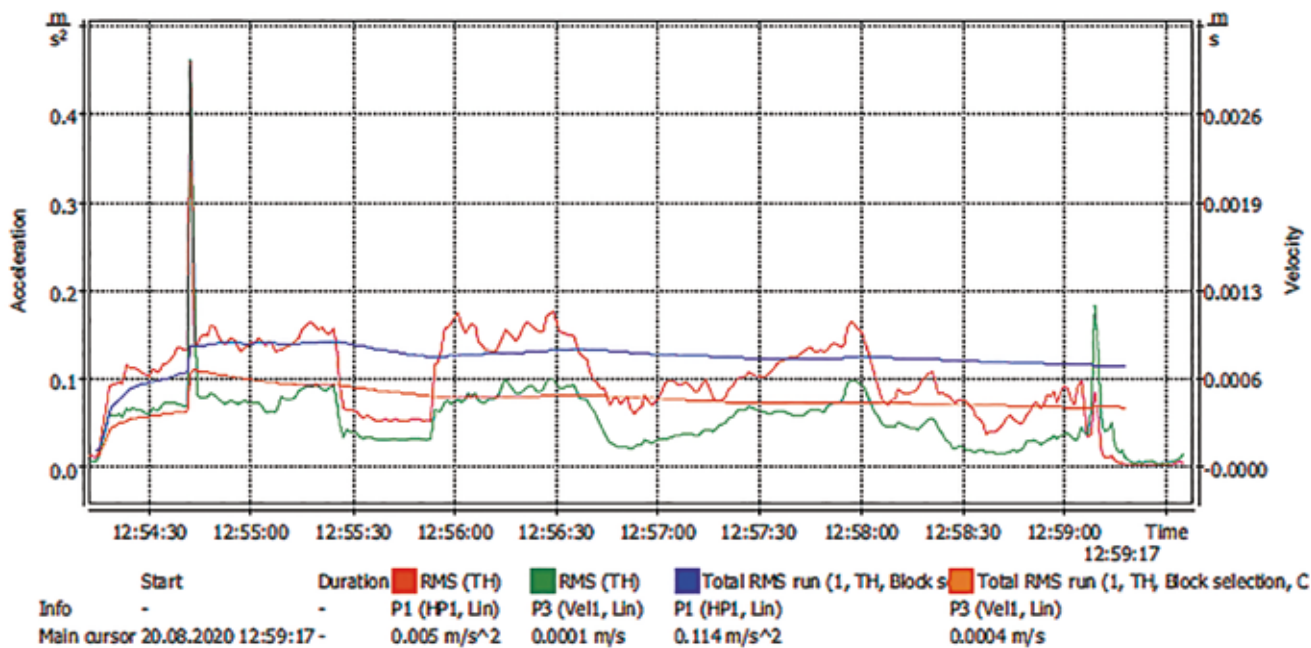


Рис. 4. Фактические колебания фундаментов при извлечении шпунтовой сваи на расстоянии 9,2 м
Fig. 4. Actual vibrations of the foundations during sheet pile extraction at a distance of 9.2 m

Наземная часть здания и фундаменты моделировались с помощью объемных конечных элементов, модель материала «Линейно-упругая». Грунт моделируется моделью упрочняющегося грунта (Hardening soil model) на основе характеристик, полученных из инженерно-геологических изысканий. Зона 1 моделировалась со следующими характеристиками: тип дренирования – недренированный (Б); модуль деформации при 50% нагружении $E_{50} = 0,1$ МПа; одометрический модуль $E_{oed} = 0,1$ МПа; модуль разгрузки – $E_{ur} = 0,3$ МПа; сопротивление недренированного сдвига $s_u = 4$ кПа). Данные параметры соответствуют грунту полностью нарушенной структуры в разжиженном состоянии. В зоне 2 усредненно характеристики грунтов снижались на 50 % от их первоначальных [12]. На рис. 6 приведены результаты деформационного расчета.

В результате расчетов отмечено, что максимальная расчетная деформация здания составила порядка 24 мм при измеренных значениях по результатам мониторинга 27,9 мм.

Выводы

1. На сегодняшний день отсутствуют аналитические инженерные методы, позволяющие спрогнозировать дополнительные технологические осадки зданий окружающей застройки при вибропогружении или виброизвлечении шпунтовых свай.

2. Численная методика расчета с использованием программного комплекса Plaxis позволила с удовлетворительной сходимостью спрогнозировать развитие дополнительных вертикальных деформаций основания от вибрационных воздействий погружения шпунта.

Устройство ограждения из металлического шпунта методом статического вдавливания

Основным преимуществом статического вдавливания шпунта является значительное снижение колебаний и шума при погружении. Дополнительно из плюсов современных установок для вдавливания шпунта следует отметить: небольшие габариты, малый вес и большое вдавливающее усилие, которое обеспечивается креплением установки за ранее погруженные шпунтовые сваи. Благодаря этим достоинствам метод статического вдавливания шпунта приобрел популярность в Санкт-Петербурге. Не последнее место в популяризации данного метода за-

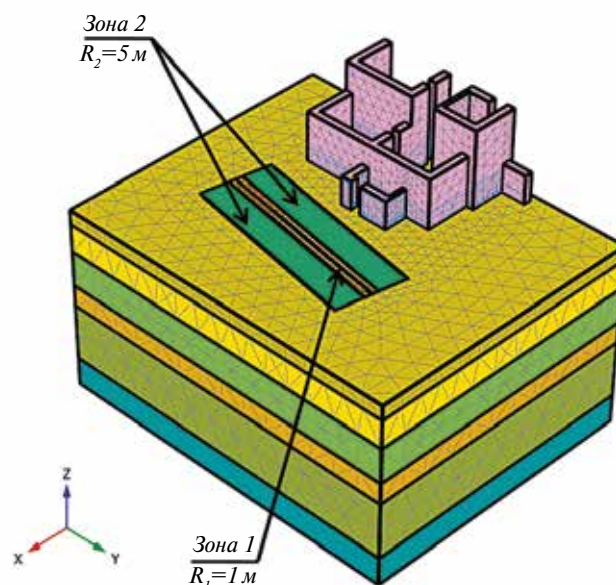


Рис. 5. Пространственная конечно-элементная модель в Plaxis 3D
Fig. 5. Finite element model Plaxis 3D

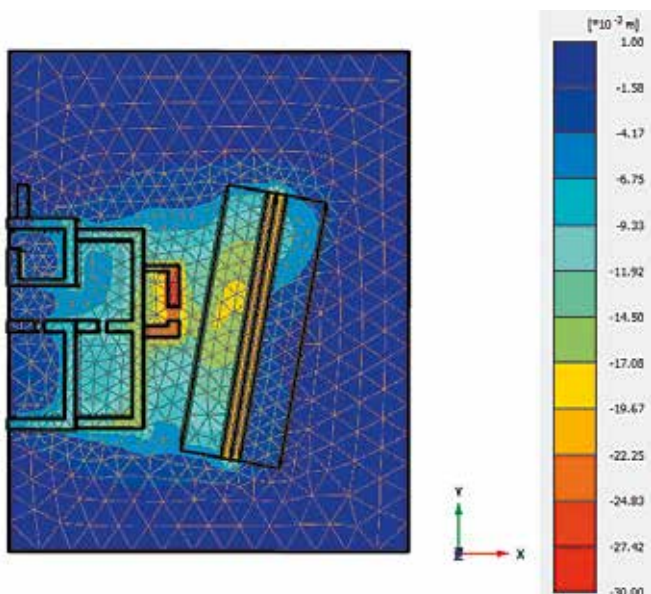


Рис. 6. Дополнительные деформации примыкающего здания в процессе виброизвлечения шпунтовых свай
Fig. 6. Additional settlements of investigation building during vibratory sheet piles extraction

нимает устоявшееся мнение о минимальном влиянии вдавливания шпунта на дополнительную осадку зданий окружающей застройки.

Исследования Р.А. Мангушева и А.В. Гурского [13], проведенные на строительных площадках Санкт-Петербурга, свидетельствуют, что величина технологической осадки зданий с фундаментами на естественном основании при устройстве ограждения котлована или отсечного экрана из шпунта, погружаемого вдавливанием в слабые глинистые грунты, перекрытые в верхней части песками, может достигать 2–3 см.

С целью изучения этой задачи и обеспечения возможности прогнозирования технологической осадки соседних зданий при вдавливании шпунта была разработана методика расчета, позволяющая определить величину и распространение возникающих при погружении шпунта дополнительных напряжений и деформаций [13].

Предложено рассматривать шпунты как плоские элементы бесконечной жесткости, что предполагает оценку влияния только сил трения, действующих по боковым граням погружаемого шпунта. Давление, возникающее под лобовой поверхностью шпунта, в расчетах не учитывалось.

Изменение напряженного состояния грунтового массива рассчитывалось интегрированием известного решения Милана с дополнениями Горбунова-Посадова об определении напряжений от силы, приложенной внутри линейно-деформируемого упругого полупространства [14].

По результатам интегрирования были получены изополя напряжений в грунтовом массиве от равно-

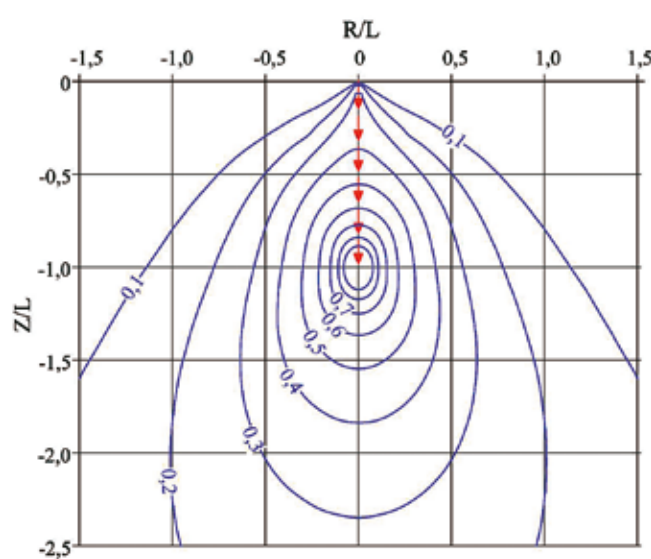


Рис. 7. Изополя напряжений в массиве грунта (представлены синим цветом) от сил трения (выделены красным цветом), возникающих вдоль боковой поверхности шпунта
Fig. 7. Isofields of stresses in the soil mass (shown in blue) from friction forces (highlighted in red) arising along the side surface of the sheet pile

мерно распределенной вертикальной нагрузки, представленные на рис. 7.

На рис. 7 расстояние от места погружения шпунта (R/L) и глубина от поверхности (Z/L) представлены с привязкой к длине шпунта, где R – расстояние от места погружения шпунта, Z – глубина от поверхности грунта, L – длина погружаемого шпунта. Изополя напряжений представлены в проценте от величины равномерно распределенной нагрузки, действующей вдоль стенки шпунта (сила трения), принятой для данного примера равной 1 кПа. При большей силе трения возникающие напряжения в грунте увеличиваются пропорционально увеличению силы трения.

Необходимо отметить, что усреднение силы трения вдоль всей длины шпунта может приводить к большим погрешностям в расчете. Разработанной методикой предлагается разделять шпунт на дискретные участки в соответствии с количеством прорезаемых инженерно-геологических элементов и требуемой точности расчета. На каждом из выделенных дискретных участков определяется средняя сила трения и поэтапно производится расчет влияния каждого из отрезков на напряженное состояние массива грунта. Чем больше количество дискретных участков, тем выше точность и результат расчета.

Силы, действующие по боковой поверхности шпунта, определяются по формуле (3):

$$f = p_y \cdot \operatorname{tg} \varphi; f = k \cdot p_y \cdot \operatorname{tg} \varphi, \quad (3)$$

где p_y – горизонтальное бытовое давление грунта на шпунт, кПа; φ – угол внутреннего трения грунта, k – понижающий коэффициент трения шпунта о грунт, равный 0,7.

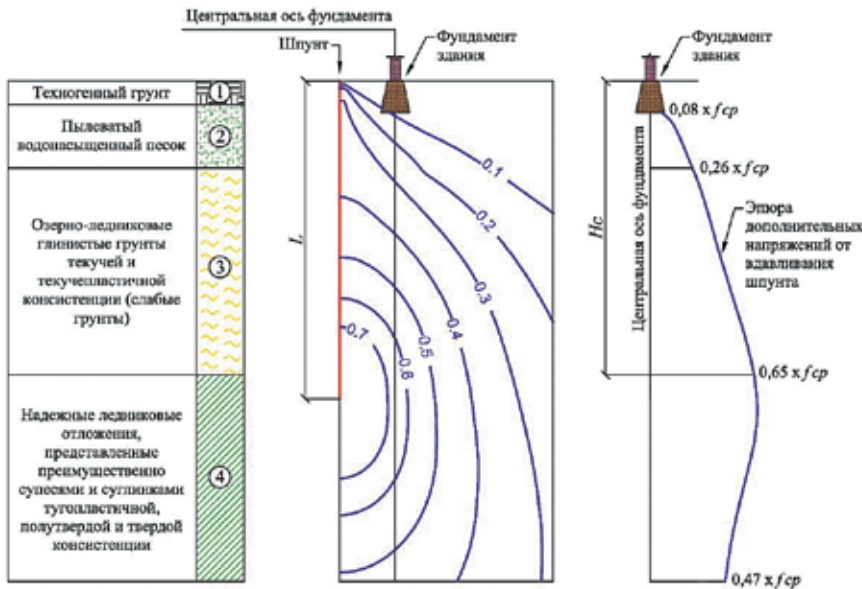


Рис. 8. Изополя и эпюра дополнительных напряжений от вдавливания шпунта
Fig. 8. Isofields and diagram of additional stresses from indentation of the tongue

Среднее горизонтальное бытовое давление на шпунт от i -го слоя грунта, залегающего на глубине h рассчитывается с использованием коэффициента бокового давления ξ , определенного Н.Н. Масловым [15]:

$$p_{yi} = \xi_i \cdot (\lambda_i \cdot h_i / 2 + \lambda_{cp} \cdot h), \quad (4)$$

где λ_{cp} – усредненный удельный вес вышележащих слоев грунта, kH/m^3 ; h – мощность вышележащих слоев грунта, м; ξ_i – коэффициент бокового давления i -го слоя грунта, равный $\xi_i = \tan^2(45^\circ - \varphi_i / 2)$; φ_i – угол внутреннего трения грунта; λ_i – удельный вес i -го слоя грунта, kH/m^3 ; h_i – мощность i -го слоя грунта, м.

Усредненное значение сдвигающего усилия по всей длине шпунта можно рассчитать по формуле (5):

$$f_{cp} = \left(\sum_{j=1}^n f_j \cdot h_j \right) / \left(\sum_{j=1}^n h_j \right), \quad (5)$$

где j – количество инженерно-геологических слоев, пересекаемых шпунтом; f_j – сопротивление сдвигу j -го слоя, kPa , рассчитываемое по формуле (1); h_j – мощность j -го слоя, м.

Принципиальный подход к расчету технологической осадки от вдавливания шпунта с типовым геологическим разрезом центральной части Санкт-Петербурга представлен на рис. 8.

Возникающие в процессе вдавливания шпунта силы трения приводят к появлению дополнительных напряжений в сжимаемой толще грунтов соседних зданий, которые в свою очередь влияют на дополнительную осадку соседних зданий, часто неравномерную. Возникающие напряжения в основании зданий на рис. 6 представлены в процентном отношении от усредненных сил трения.

Технологическую осадку от вдавливания шпунта предлагается рассчитывать методом послойного суммирования по полученным дополнительным напряжениям в основании зданий.

При этом граница сжимаемой толщи определяется исходя из условия (4) со следующими дополнениями:

1. Граница сжимаемой толщи находится ниже отметки погружения шпунта.

2. Во всех слоях грунта, залегающих ниже границы сжимаемой толщи, также должно выполняться условие (6), в противном случае глубина сжимаемой толщи увеличивается.

3. Расчет осадки производится по деформациям всех слоев грунта сжимаемой толщи вне зависимости от выполнения условия:

$$\sigma_{тр} / E \leq 3 \cdot 10^{-4}, \quad (6)$$

где $\sigma_{тр}$ – дополнительное напряжение в грунте, вызванное вдавливанием шпунта, kPa ; E – модуль деформации рассматриваемого слоя грунта, kPa .

Расчет полной технологической осадки соседнего здания, вызванной всеми компонентами создающихся при вдавливании шпунта усилий, состоит из следующих компонентов:

$$S_{тех} = S_f + S_{р,бок} + S_{р,лоб}, \quad (7)$$

где $S_{тех}$ – общая технологическая осадка здания, м; S_f – осадка от сил трения, действующих по прилегающей к соседнему зданию стороне шпунта, м; $S_{р,бок}$ – осадка от давления на подстилающие грунты

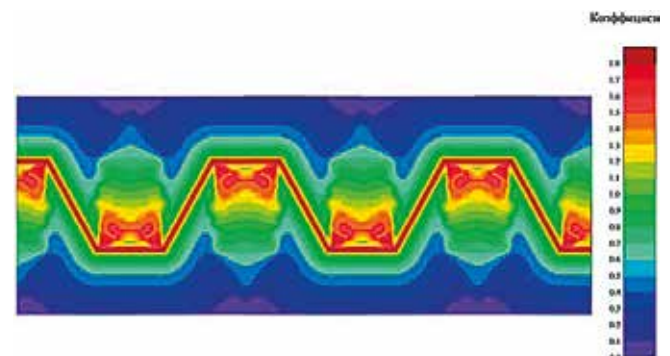


Рис. 9. Концентрация напряжений внутри шпунтового ряда на примере профиля Арселор AZ 28, где α – коэффициент распределения давления

Fig. 9. Concentration of stresses inside the sheet piling on the example of the Arcelor AZ 28 profile, where α – is the pressure distribution coefficient

вызванного силами трения с противоположной стороны шпунта, м; $S_{p, \text{лоб}}$ – осадка от давления, возникающего в центральной зоне шпунтового ряда, м.

Оставшиеся две составляющие общей осадки $S_{p, \text{бок}}$ и $S_{p, \text{лоб}}$ определяются путем вычисления концентрации напряжений в уровне лобовой поверхности шпунта и оценки их влияния на напряженно-деформированное состояние грунтов в основании зданий.

Пример напряжений, возникающих в центральной зоне шпунтового ряда, графически представлен на рис. 9.

На основании полученных результатов разработана методика расчета давления $p_{\text{лоб}}$.

Концентрация напряжений внутри шпунтового ряда представлена на рис. 9 в виде распределения коэффициентов α_i^z . В соответствии с разработанной методикой, $p_{\text{лоб}}$ определяется как произведение средней распределенной силы трения f_{cp} на коэффициент α_i^z .

Внутри шпунтового ряда коэффициент α_i^z предлагается усреднить и принять равным 1, тогда при рассмотрении шпунта того же профиля и длины $p_{\text{лоб}} = f_{\text{cp}}$.

Формула для определения $p_{\text{лоб}}$ может быть представлена в виде:

$$p_{\text{лоб}} = \frac{L}{7 \cdot b} \cdot f_{\text{cp}} = n \cdot f_{\text{cp}}, \quad (8)$$

где n – коэффициент увеличения давления, рассчитываемый по формуле (8); f_{cp} – среднее значение распределенной по длине шпунта силы трения:

$$n = \frac{L}{7 \cdot b}, \quad (9)$$

где L – длина шпунта; b – ширина шпунтового ряда.

Напряжение в массиве грунта от $p_{\text{лоб}}$ рассчитывается по формуле (10):

$$\sigma_{\text{лоб}, i} = p_{\text{лоб}} \cdot \alpha_{L, i}^z = n \cdot \alpha_{L, i}^z \cdot f_{\text{cp}}, \quad (10)$$

где $\alpha_{L, i}^z$ – коэффициент распределения напряжений от лобового давления $p_{\text{лоб}}$, определяемый по формуле:

$$\alpha_{L, i}^z = \frac{1}{\pi} \cdot \left[\arctg \frac{a-x}{z} + \arctg \frac{a+x}{z} - \frac{2 \cdot a \cdot z \cdot (x^2 - z^2 - a^2)}{(x^2 + z^2 - a^2)^2 + 4 \cdot a^2 \cdot z^2} \right], \quad (11)$$

где a – половина ширины шпунтового ряда: $a=b/2$; b – ширина полосовой нагрузки; x, z – координаты точки, для которой определяются напряжения.

Расчет значений $\alpha_{L, i}^z$ производится в относительных координатах $x/L, a/L$ и z/L .

Расчет дополнительной осадки $S_{\text{тех}}$ производится методом послойного суммирования по известной формуле:

$$S_{\text{тех}} = k \cdot \beta \cdot \sum \frac{\sigma_{\text{дон}, i} \cdot h_i}{E_i}, \quad (12)$$

где k – поправочный коэффициент, определяемый по формуле (13); β – коэффициент, зависящий от коэффициента Пуассона, принимаемый 0,8; $\sigma_{\text{дон}, i}$ – среднее суммарное дополнительное напряжение на i -том дискретном участке, создаваемое давлением $p_{\text{лоб}}$ и силой трения f_i [13]; h_i – мощность i -го дискретного слоя грунта, принимается не более ширины шпунтового ряда (b – ширина одной шпунтовой сваи); E_i – модуль деформации i -го дискретного слоя.

$$k = 1,8 \cdot \left(1 - \sqrt[3]{\frac{x}{L}} \right), \quad (13)$$

где x – расстояние от шпунта до рассматриваемого фундамента; L – длина шпунта.

Разработанная методика расчета технологической осадки окружающих зданий от вдавливания стального шпунта была опробована на одном из объектов в центральной части Санкт-Петербурга [13].

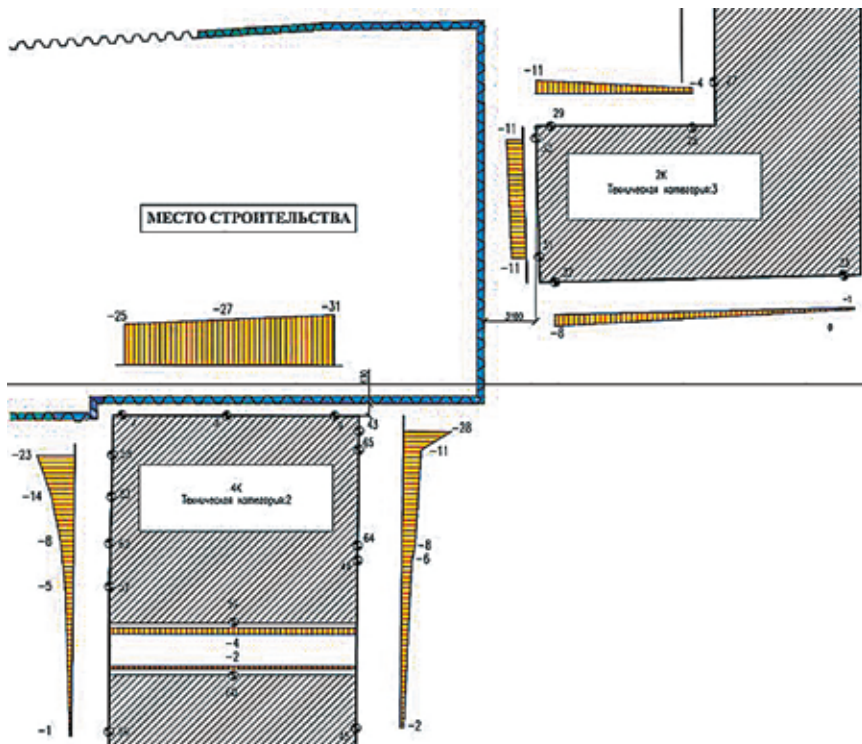


Рис. 10. План участка строительства с эпюрами измеренных осадок ственных марок [13]
Fig. 10. Plan of the construction site with diagrams of measured settlement of wall marks [13]

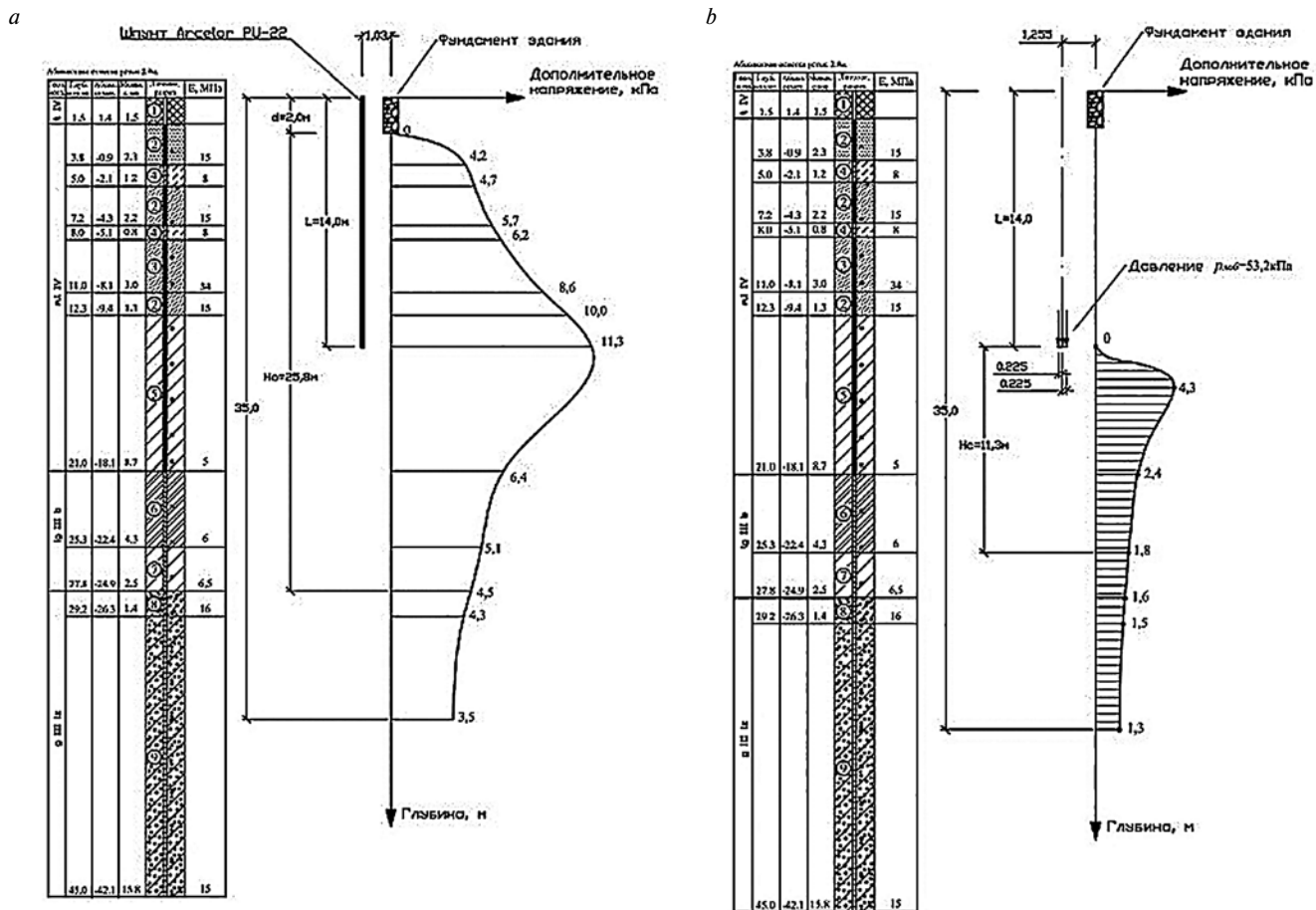


Рис. 11. Эпюра дополнительных напряжений, полученных по предложенной инженерной методике расчета, в сопоставлении с геологической колонкой: а – эпюра дополнительных напряжений от сил трения f_f ; б – эпюра дополнительных напряжений от действия давления p_{lob} .
Fig. 11. Diagram of additional stresses obtained by the proposed engineering calculation method in comparison with the geological column: а – diagram of additional stresses from friction forces f_f ; б – diagram of additional stresses from pressure p_{lob} .

В 30-ти метровой зоне риска находились два здания соседней застройки разной этажности: четырехэтажное с расстоянием до погружаемого шпунта 0,63 м, и двухэтажное с расстоянием до погружаемого шпунта 3,1 м. (рис. 10).

В инженерно-геологическом строении участка было выделено три группы грунтов. При этом, путем построения эпюры напряжений по глубине при вдавлении шпунта была установлена доля осадки, приходящейся на каждую группу грунтов (рис. 8):

– I группа грунтов (1,5–12,3 м). Морские и озерные отложения – пылеватые пески среднеплотного и плотного сложения, насыщенные водой ИГЭ 2,3, переслаивающиеся с пластичными супесями ИГЭ 4. Осадка при вдавлении шпунта 3 мм (14% от общей осадки -22,6 мм);

– II группа грунтов (12,3–27,8 м). Слабые морские и озерные отложения;

– ИГЭ5, а также озерно-ледниковые отложения, представленные текучепластичными суглинками ИГЭ 6,7. Осадка при вдавлении шпунта 17,7 мм (78% от общей осадки 22,6 мм);

– III группа грунтов (27,8–35 м). Надежные ледниковые отложения Лужского стадиала – супеси пластичные с гравием и галькой ИГЭ 8 и полутвердыми суглинками ИГЭ 9. Осадка при вдавлении шпунта 1,9 мм (8% от общей осадки 22,6 мм).

По результатам расчета суммарная осадка четырехэтажного здания S_{mex} при вдавлении около него на расстоянии 0,6 м 14-метрового шпунта Ларсена 5-УМ составила 25,1 мм (20,6 мм – осадка от действия силы трения f_f ; 4,5 мм – осадка от давления p_{lob}). Результаты расчета напряжений от действия сил трения f_f и давления p_{lob} используемых при определении S_{mex} представлены в графическом виде на рис. 11.

Согласно результатам геодезического мониторинга, при погружении шпунта средняя технологическая осадка четырехэтажного здания составила 23 мм, что показало хорошую сходимость с расчетными значениями, полученными по разработанной методике. При этом наибольшую осадку получили слабые грунты II группы – 17,7 мм. Данное обстоятельство объясняется их высокой сжимаемостью. Грунты I группы воспринимали сходные по величине напряжения и

имели сходную мощность, но в силу меньшей сжимаемости (в сравнении с грунтами II группы) получили меньшую осадку – 3 мм. Грунты III группы при мощности 7,2 м дали осадку всего 1,9 мм.

Измеренная осадка здания, находящегося на расстоянии 3,1 м от вдавливаемого шпунта для ограждения котлована, составила 11 мм при рассчитанной по предложенной методике – 9,7 мм.

Заключение

Установлено, что вибропогружение и вдавливание шпунта в определенных условиях может вызывать значительные дополнительные осадки окружающих зданий, а прогноз технологических осадок при проектировании является актуальным при современном строительстве.

На сегодняшний день отсутствуют аналитические инженерные методы, позволяющие спрогнозировать дополнительные технологические осадки зданий окружающей застройки при вибропогружении/виброизвлечении шпунтовых свай.

Численная методика расчета с использованием программного комплекса Plaxis позволяет с удовлетворительной сходимостью, спрогнозировать развитие дополнительных вертикальных деформаций основа-

ния фундаментов соседних зданий от вибрационных воздействий при погружении шпунта.

Разработанная инженерная методика аналитического расчета дополнительной осадки сооружений при статическом погружении шпунта позволяет рассчитывать вертикальные напряжения, создаваемые боковой и лобовой поверхностями шпунта по отдельности, что дает возможность более точно определить причину дополнительной осадки соседних зданий и, в случае необходимости разработать превентивные меры для снижения дополнительной технологической осадки.

Установлено, что наиболее неблагоприятным при вдавливании шпунта сочетанием является залегание в верхней части основания толщи песчаных грунтов, которые подстилаются слабыми глинистыми грунтами. Песчаные грунты создают большие усилия трения по боковой поверхности погружаемого шпунта, оказывающие дополнительное давление на подстилающие слабые грунты, которые в большей мере определяют значение дополнительной осадки окружающих зданий.

Сопоставление результатов расчета с данными геотехнического мониторинга показало удовлетворительную сходимость и возможность использования предложенной методики для расчета дополнительной осадки зданий от вдавливания шпунта.

Список литературы

1. Мангушев Р.А., Никифорова Н.С., Конюшков В.В. Проектирование и устройство подземных сооружений в открытых котлованах. М.; СПб.: АСВ, 2013. 256 с.
2. Мангушев Р.А., Никифорова Н.С. Технологические осадки зданий и сооружений в зоне влияния подземного строительства / Под. ред. Мангушева Р.А. М.: АСВ, 2017. 168 с.
3. Разводовский Д.Е., Чепурнова А.А. Оценка влияния усиления фундаментов зданий по технологии струйной цементации на их осадку // *Промышленное и гражданское строительство*. 2016. № 10. С. 64–72.
4. Мангушев Р.А., Осокин А.И. Геотехника Санкт-Петербурга: Монография. М.: АСВ, 2010. 264 с.
5. Верстов В.В., Гайдо А.Н., Иванов Я.В. Технологии устройства ограждений котлованов в условиях городской застройки и акваторий / Под ред. В.В. Верстова. СПб.: Лань, 2014. 366 с.
6. Баркан Д.Д. Виброметод в строительстве. М.: Госстройиздат, 1959. 315 с.
7. Ершов В.А. Динамические свойства песчаных грунтов и их учет в оценке устойчивости земляных сооружений. Дис... д-ра техн. наук. Л., 1970. 180 с.

References

1. Mangushev R.A., Nikiforova N.S., Konushkov V.V. & et al. *Proyektirovaniye i ustroystvo podzemnykh sooruzheniy v otkrytykh kotlovanakh* [Design and construction of underground structures in open pits]. Moscow, Saint-Petersburg: ASV. 2013. 256 p. (In Russian).
2. Mangushev R.A., Nikiforova N.S. *Tekhnologicheskkiye osadki zdaniy i sooruzheniy v zone vliyaniya podzemnogo stroitel'stva*. Pod red. R.A. Mangusheva [Technological settlements of buildings and structures in the zone of influence of underground construction. Edited by R.A. Mangushev]. Moscow: ASV. 2017. 256 p.
3. Razvodovskiy D.E., Chepurnova A.A. Assessment of the effect of strengthening the foundations of buildings using jet cementation technology on their settlement. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2016. No. 10, pp. 64–72. (In Russian).
4. Mangushev R.A., Osokin A.I. *Geotekhnika Sankt-Peterburga: Monografiya* [Geotechnics of St. Petersburg: Monograph]. Moscow: ASV. 2010. 264 p.
5. Verstov V.V., Gaydo A.N., Ivanov YA.V. *Tekhnologiyi ustroystva ograzhdeniy kotlovanov v usloviyakh gorodskoy zastroyki i akvatoriy*. Pod red. V.V. Verstov. [Technologies for the construction of fencing for foundation pits in urban development and water areas. Edited by V.V. Verstov]. Saint Petersburg: Lan'. 2014. 366 p.

8. Deckner F., Viking K. & Hintze, S. Wave Patterns in the ground: case studies related to vibratory sheet pile driving // *Geotechnical and Geological Engineering*. 2017. Vol. 35. Iss. 6, pp. 2863–2878. DOI: 10.1016/j.soildyn.2017.01.039
9. Korff M., Meijers P., Wiersma A., Kloosterman F. Mapping liquefaction based on CPT data for induced seismicity in Groningen // *Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions- Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*. Rome. 2019, pp. 3418–3425.
10. Deckner F., Viking K., Guillemet C., Hintze S. Instrumentation system for ground vibration analysis during sheet pile driving // *Geotechnical Testing Journal*. 2015. Vol. 38. Iss. 6, pp. 893–905. DOI: 10.1520/GTJ20140275
11. Brinkgerve R.B.J. Plaxis: Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. Balkema, 2006, pp. 53–56.
12. Denies N., Holeyman A., Shear strength degradation of vibrated dry sand // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2017. Vol. 95, pp. 106–117. DOI: 10.1007/s10706-017-0285-x
13. Мангушев Р.А., Гурский, А.В. Оценка влияния вдавливания шпунта на дополнительные осадки соседних зданий // *Геотехника*. 2016. № 2. С. 34–41. DOI: 10.25296/2221-5514-2020-12-1-32-44
14. Флорин В.А. Основы механики грунтов. Т. 1. М.: 1959. 356 с.
15. Маслов Н.Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии. М.: 1969. 511 с.
6. Barkan D.D. Vibrometod v stroitel'stve [Vibration method in construction]. Moscow: Gosstroyizdat. 1959. 315 p.
7. Ershov V.A. Dynamic properties of sandy soils and their consideration in assessing the stability of earth structures. Doc. Diss. Leningrad. 1970. 180 p. (In Russian).
8. Deckner F., Viking K., Hintze S. Wave Patterns in the ground: case studies related to vibratory sheet pile driving. *Geotechnical and Geological Engineering*. 2017, Vol. 35, pp. 2863–2878. DOI: 10.1016/j.soildyn.2017.01.039
9. Korff M., Meijers P., Wiersma A., Kloosterman F. Mapping liquefaction based on CPT data for induced seismicity in Groningen. *Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions- Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*. 2019, pp. 3418–3425.
10. Deckner F., Viking K., Guillemet C., Hintze S. Instrumentation system for ground vibration analysis during sheet pile driving. *Geotechnical Testing Journal*. 2015. Vol. 38, pp. 893–905. DOI: 10.1520/GTJ20140275
11. Brinkgerve R.B.J. Plaxis: Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. Balkema. 2006, pp. 53–56.
12. Denies N., Holeyman A. Shear strength degradation of vibrated dry sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2017. Vol. 95, pp. 106–117. DOI: 10.1007/s10706-017-0285-x
13. Mangushev R.A., Gursky A.V. Impact assesment of indentation of steel piles on additional settlements of adjacent buildings. *Geotekhnika*. 2016. No. 2, pp. 34–41. (In Russian). DOI: 10.25296/2221-5514-2020-12-1-32-44
14. Florin V.A. Osnovy mekhaniki gruntov. T. 1 [Fundamentals of soil mechanics. Vol.1]. Moscow. 1959. 356 p.
15. Maslov N.N. Osnovy mekhaniki gruntov i inzhenernoy geologii [Fundamentals of soil mechanics and engineering geology]. Moscow. 1969. 511 p.

**Вниманию строителей, проектировщиков,
специалистов сферы ЖКХ!**

18-20 ноября

Волгоград Арена

ВЫСТАВКА

СТРОЙ-ВОЛГА



Выставочный центр ЦАРИЦЫНСКАЯ ЯРМАКА

www.zarexpo.ru, (8442) 26-50-34

УДК 624.15

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-9-20-26>

В.И. ДЕМЬЯНЕНКО, магистр (demianenkovi@gmail.com), З.Г. ТЕР-МАРТИРОСЯН, д-р техн. наук (gic-mgsu@mail.ru), А.З. ТЕР-МАРТИРОСЯН, д-р техн. наук (gic-mgsu@mail.ru)

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

Осадка слабого основания под песчаной подушкой, вмещающей фундамент конечной ширины

Приводится постановка и решение задачи, посвященной количественной оценке осадки слабого основания под песчаной подушкой, вмещающей фундамент конечной ширины. Рассматривается напряженно-деформированное состояние (НДС) слабого слоя основания под воздействием распределенной нагрузки $p=\text{const}$ по полосе $b=2a$ (плоская задача). В качестве расчетной для описания объемных и сдвиговых деформаций рассматриваются нелинейные модели, в том числе упругопластическая модель. Для описания связи между напряжениями и деформациями используется система уравнений Генки, позволяющая учитывать влияние среднего напряжения $\sigma=(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)/3$ на деформационные свойства грунтов. Показано, что осадка и боковые перемещения основания могут иметь нелинейный характер и переходить к незатухающей стадии при $\tau \rightarrow \tau^*$. Поставленная задача решается аналитическим и численным методами с помощью ПК MathCad. В графической части приводятся зависимости $\varepsilon-\sigma$ и $\tau_i-\gamma_i$ в соответствии с выбранными моделями, а также графическое представление развития относительной деформации слабого основания под фундаментом конечной ширины, развитие осадки слабого слоя основания под фундаментом конечной ширины и расчет осадки фундамента конечной ширины методом послойного суммирования.

Ключевые слова: слабое основание, осадка, напряженно-деформированное состояние, фундамент, нелинейные модели, деформационные свойства грунтов, система уравнений Генки.

Для цитирования: Демьяненко В.И., Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З. Осадка слабого основания под песчаной подушкой, вмещающей фундамент конечной ширины // *Жилищное строительство*. 2020. № 9. С. 20–26. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-9-20-26>

V.I. DEMIANENKO, Master (demianenkovi@gmail.com); Z.G. TER-MARTIROSIAN, Doctor of Sciences (Engineering) (gic-mgsu@mail.ru);
A.Z. TER-MARTIROSIAN, Doctor of Sciences (Engineering) (gic-mgsu@mail.ru)
Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (26, Yaroslavskoye Highway, Moscow, 129337, Russian Federation)

Sediment of a Weak Base under a Sand Cushion Containing a Foundation of Finite Width

The article presents the formulation and solution of a problem devoted to the quantitative assessment of the precipitation of a weak base under a sand cushion containing a foundation of finite width. The stress-strain state (SSS) of a weak base layer under the influence of a distributed load $p=\text{const}$ over the band $b=2a$ (flat problem) is considered. Nonlinear models, including the elastic-plastic model, are considered as a computational model for describing volume and shear deformations. To describe the relationship between stresses and deformations, a system of Hencky equations is used, which makes it possible to take into account the influence of the average stress $\sigma=(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)/3$ on the deformation properties of soils. It is shown that the sediment and lateral movements of the base can have a non-linear character and can pass to a non-damping stage at $\tau \rightarrow \tau^*$. The problem is solved analytically and numerically using the Mathcad PC. The graphic part contains $\varepsilon-\sigma$ and $\tau_i-\gamma_i$ dependencies in accordance with the selected models, as well as a graphical representation of the development of the relative deformation of a weak base under the foundation of finite width, the development of precipitation is a weak base layer under the foundation of finite width and calculation of the settlement of the foundation of finite width by the method of layer-by-layer summation.

Keywords: weak foundation; sediment; stress-strain state; foundation; nonlinear models; soil deformation properties; equation system of Hencky.

For citation: Demianenko V.I., Ter-Martirosian Z.G., Ter-Martirosian A.Z. Sediment of a weak base under a sand cushion containing a foundation of finite width. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2020. No. 9, pp. 20–26. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-9-20-26>

Известно, что если на строительной площадке залегают слабые водонасыщенные грунты (илы, текучие глинистые грунты, торф или заторфованные грунты), обладающие низкой несущей способностью и повышенной сжимаемостью, то их использование в качестве естественного основания чаще всего оказывается невозможным или нецелесообразным. В таких случаях ис-

пользуют грунтовые подушки, вмещающие конструкцию фундамента, который воспринимает нагрузку от сооружения и передает через подушку на слабое основание.

Грунтовая подушка – искусственно созданный (послойным тромбованием) массив из песка средней крупности в котловане, отрытом в слабом грунте под фундаментной железобетонной плитой.

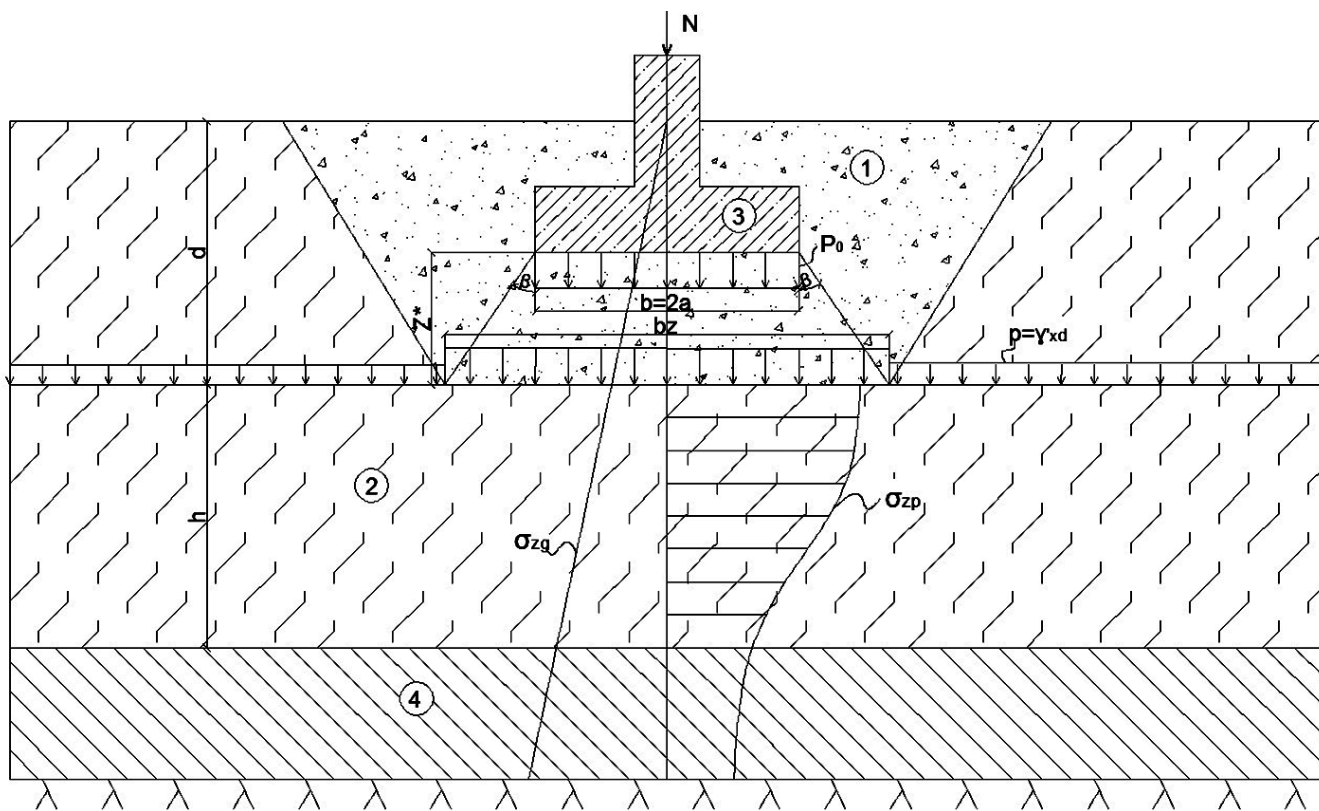


Рис. 1. Расчетная схема грунтовой подушки (1) на слабом основании (2), вмещающая фундамент (3), подстилаемая сравнительно плотными грунтами (4): a – половина ширины фундамента; b – ширина фундамента; N – распределенная нагрузка; P_0 – распределенная нагрузка от фундамента; p – нагрузка от верхнего слоя; d – мощность сильного слоя; h – мощность слабого слоя; σ_{zp} – эпюра дополнительного давления; σ_{zg} – эпюра природного давления

Fig. 1. Design scheme of a ground cushion (1) on a weak base (2), containing the foundation (3), underlain by relatively dense soils (4): a – half the width of the foundation, b – the width of the foundation, N – distributed load, P_0 – distributed load from the foundation, p – load from the upper layer, d – power of the strong layer, h – power of the weak layer, σ_{zp} – additional pressure plot, σ_{zg} – natural pressure plot

В качестве материала для грунтовой подушки обычно используют крупнообломочные грунты (гравий, щебень), крупные и среднезернистые пески и др. Когда пласт слабого грунта имеет большую толщину (более 3 м), целесообразным является устройство грунтовых подушек. При этом возникает необходимость определения толщины грунтовой подушки. Она должна быть подобрана таким образом, чтобы обеспечивались условия предельного состояния слабого основания по деформациям и по устойчивости (прочности) [1,2].

При этом распределенная нагрузка на уровне поверхности слабого слоя (p_z) оказывается меньше, чем нагрузка под подошвой фундамента (p_d), что обусловлено распределительной способностью подушки (рис. 1) [3].

Порядок проектирования грунтовых подушек известен и сводится к следующему. Задавшись расчетными значениями физико-механических свойств материала подушки, определяют ориентировочную ширину фундамента. Варьируют толщиной подушки и устанавливают такую ее толщину, чтобы на контакте подушка–основание выполнялось условие:

$$q_z = \gamma \cdot d + \alpha \cdot q_0 \quad (1)$$

Далее производится расчет осадок слабого основания методом послойного суммирования для обеспечения

$$S_p \leq S_{cr} \quad (2)$$

Ширина подушки на уровне ее контакта со слабым слоем bz зависит от толщины подушки под фундаментом z^* и от угла распределения напряжений β , который обычно принимают 30–35° для песка и 40–50° для щебня, причем модуль их деформации в уплотненном состоянии достигает 40 МПа. Ширина подушки на уровне контакта ее со слабым основанием:

$$bz = b + 2 \cdot z^* \cdot \operatorname{tg} \beta. \quad (3)$$

Опыт проектирования грунтовых подушек показывает, что изложенный выше порядок расчета слабых оснований дает удовлетворительные результаты [4].

Однако иногда наблюдается развитие чрезмерных осадок фундаментов вместе с подушками, а порой и аварийные ситуации. Более глубокое рассмотрение

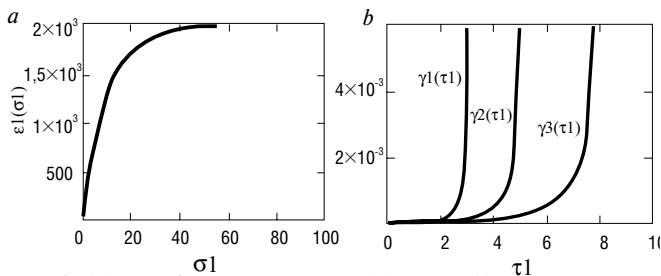


Рис. 2. Общий вид зависимостей $\varepsilon-\sigma$ (a) и $\tau_i-\gamma_i$ (b) в соответствии с моделями (5, 6)

Fig. 2. General view of the dependencies $\varepsilon-\sigma$ (a) and $\tau_i-\gamma_i$ (b) in accordance with the models (5, 6)

взаимодействия системы фундамент – подушка основания с учетом степени водонасыщения, консолидации, сдвиговой ползучести и нелинейных свойств слабых грунтов показал, что учет этих факторов может привести к результатам, существенно отличающимся от результатов стандартного метода расчета подушек [5].

В настоящей работе ставятся и решаются задачи по количественной оценке осадки и несущей способности слабого слоя основания под грунтовой подушкой, вмещающей фундамент конечной ширины, с учетом свойств нелинейной деформируемости и ползучести грунтов слабого слоя. В качестве расчетной для количественной оценки НДС слабого водонасыщенного основания рассматривается слой конечной толщины $h > b$, подстилаемый сравнительно плотными грунтами ($E > 40$ МПа) (рис. 1). Такая расчетная модель соответствует условиям взаимодействия грунтовой подушки, вмещающей фундамент конечной ширины.

Характер формирования и развития НДС существенно зависит от расчетной модели грунтовой среды, в том числе линейной (упругой), нелинейной (упругопластической) и реологической (упруго-вязкой или вязкопластической). Ниже приводится описание этих моделей, необходимых для решения задач по количественной оценке НДС основания фундамента конечной ширины.

Расчетные модели грунтовой среды, используемые в настоящей статье, – линейная, нелинейная и реологическая

Линейная модель грунта, как известно, характеризуется модулями деформации сдвига и объемом (G, k) или линейным модулем деформации E и коэффициентом Пуассона ν , причем между этими параметрами существует зависимость вида:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; K = \frac{E}{(1 - 2\nu)}. \quad (4)$$

Нелинейные модели грунтов основания при объемной и сдвиговой деформации скелета грунта описы-

ваются следующим образом. Объемные деформации (рис. 2) подчиняются экспоненциальной функции вида:

$$\varepsilon(\sigma) = \varepsilon^* \cdot (1 - e^{-\alpha\sigma}), \quad (5)$$

где ε^* – предельное значение средней деформации $\varepsilon = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3) / 3$ при $\sigma = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3$; α – параметр нелинейности.

Сдвиговые деформации (рис. 2, a) описываются дробно-линейной функцией Тимошенко, которая для грунтовой среды принимает вид

$$\gamma_i = \frac{\tau_i}{G_i^e} \cdot \frac{\tau_i^*}{\tau_i^* - \tau_i}, \quad (6)$$

где τ_i и τ_i^* – интенсивность действующего и предельного касательного напряжений; G^e – модуль сдвига при $\tau_i \rightarrow 0$, причем,

$$\tau_i^* = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i, \quad (7)$$

φ_i и c_i – параметры прочности грунта в плоскости $\tau_i - \sigma$.

Секущий модуль объемной деформации по зависимости (8) имеет вид:

$$\frac{1}{K_c} = \frac{\varepsilon}{\sigma} = \frac{\varepsilon^*}{\varepsilon} (1 - e^{-\alpha\sigma}), \text{ или } K_c = \frac{1}{\varepsilon} \cdot \frac{1}{1 - e^{-\alpha\sigma}}. \quad (8)$$

Тангенциальный модуль объемной деформации

$$\frac{1}{K_T} = \frac{d\varepsilon}{d\sigma} = \varepsilon^* \cdot \alpha \cdot e^{-\alpha\sigma}, \text{ или } K_T = \frac{e^{\alpha\sigma}}{\alpha \cdot \varepsilon^*}. \quad (9)$$

Секущий модуль сдвига по зависимости (6) имеет вид:

$$\frac{1}{G_c} = \frac{\gamma_i}{\tau_i} = \frac{1}{G^e} \cdot \frac{\tau_i^*}{\tau_i^* - \tau_i} \text{ или } G_c = \frac{G^e \cdot (\tau_i^* - \tau_i)}{\tau_i^*}. \quad (10)$$

Тангенциальный модуль сдвиговой деформации:

$$G_t = \frac{G^e \cdot (\dot{\tau}_i - \tau_i)}{\tau_i^* \cdot \dot{\tau}_i} \text{ при } \tau \rightarrow \tau_i^*, G_t \rightarrow 0. \quad (11)$$

Из методики обработки в отличие от линейных моделей исключаются также такие субъективные моменты, как назначение линейного участка кривой деформирования и использование в расчете результата табличного значения коэффициента Пуассона [6, 7].

Осадка основания в стабилизированном НДС

Стабилизированное НДС в водонасыщенном основании возникает (при $S_r < 0,8$ и при $S_r > 0,8$) после завершения фильтрационной консолидации, когда избыточное поровое давление полностью рассеивается по всему объему основания, а деформации объема грунта стабилизировались. Компоненты напряжения в стабилизированном состоянии определяются по формулам Фламана:

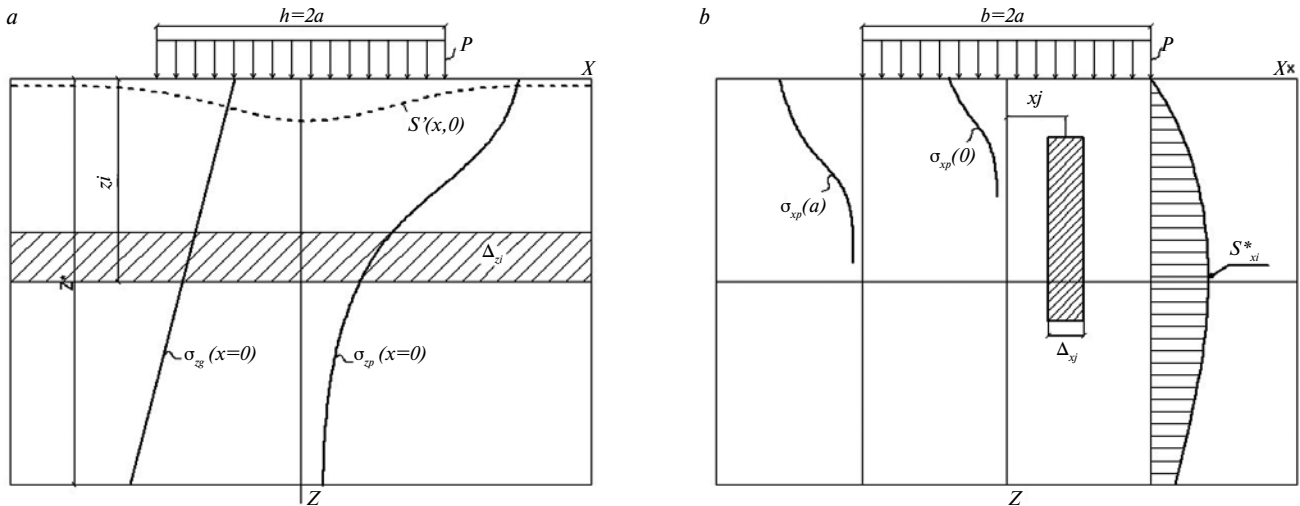


Рис. 3. Расчетные схемы деформации слоев Δz_i и Δx_i грунтов основания фундамента конечной ширины: *a* – осадка основания на оси $z(x=0)$ методом послойного суммирования деформаций i -го слоя; *b* – горизонтальные перемещения на осях $x\pm a$ на разной глубине
Fig. 3. Design schemes of deformation Δz_i , and Δx_i layers of soils underlying the foundation of finite width: *a* – base settlement along the z -axis ($x=0$) by the method of layer-by-layer summation of deformations of the i -th layer; *b* – horizontal movements l on axes $x\pm a$ at different depths

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{a-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a+x}{z} \right] + \frac{2apz(x^2 - z^2 - a^2)}{\pi \cdot [(x^2 + z^2 - a^2)^2 + 4a^2z^2]}$$

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{a-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a+x}{z} \right] - \frac{2apz(x^2 - z^2 - a^2)}{\pi \cdot [(x^2 + z^2 - a^2)^2 + 4a^2z^2]}$$

На осях $0 < x < a$:

$$\tau_{xz} = \frac{p}{\pi} \cdot \frac{4axz^2}{[(x-a)^2 + z^2] \cdot [(x+a)^2 + z^2]}$$

$$\sigma = \frac{2p \cdot (1+\nu)}{3\pi} \cdot \left[\operatorname{arctg} \frac{a-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a+x}{z} \right]. \quad (12)$$

На оси $x=0$

$$\sigma_x = \frac{2 \cdot p}{\pi} \cdot \operatorname{arctg} \frac{a}{z} + \frac{2apz(-z^2 - a^2)}{\pi \cdot [(z^2 - a^2)^2 + 4a^2z^2]}$$

$$\sigma_z = \frac{2 \cdot p}{\pi} \cdot \operatorname{arctg} \frac{a}{z} - \frac{2apz(-z^2 - a^2)}{\pi \cdot [(z^2 - a^2)^2 + 4a^2z^2]}$$

$$\sigma = \frac{4p \cdot (1+\nu)}{3\pi} \cdot \operatorname{arctg} \frac{a}{z}. \quad (13)$$

На оси $x=\pm a$.

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} \cdot \operatorname{arctg} \frac{\pm 2a}{z} + \frac{-2apz^3}{\pi \cdot [z^4 + 4a^2z^2]}$$

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \cdot \operatorname{arctg} \frac{\pm 2a}{z} - \frac{-2apz^3}{\pi \cdot [z^4 + 4a^2z^2]}$$

$$\tau_{xz} = \frac{p}{\pi} \cdot \frac{4a^2z^2}{z^2 \cdot [4 \cdot a^2 + z^2]}$$

$$\sigma = \frac{2p \cdot (1+\nu)}{3\pi} \cdot \operatorname{arctg} \frac{\pm 2a}{z}. \quad (14)$$

Осадку слабого основания в стабилизированном НДС следует определять, когда $Pz - P < P^*$. Для этого подбирают соответствующее значение z^* и bz .

В качестве расчетной для определения осадки элементарного слоя Δh_i воспользуемся системой физических уравнений Генки, которая в общем случае нелинейных и реологических свойств записывается в следующем виде.

При нелинейной зависимости зависимость между напряжениями и деформациями имеет вид:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \chi(\sigma_x - \sigma_m) + \chi^* \sigma_m; & \gamma_{xy} &= 2\chi\tau_{xy}; \\ \varepsilon_y &= \chi(\sigma_y - \sigma_m) + \chi^* \sigma_m; & \gamma_{yz} &= 2\chi\tau_{yz}; \\ \varepsilon_z &= \chi(\sigma_z - \sigma_m) + \chi^* \sigma_m; & \gamma_{zx} &= 2\chi\tau_{zx}; \end{aligned} \quad (15)$$

где

$$\chi = \frac{\gamma_i}{2\tau_i} = \frac{f(\tau_i, \sigma_m, \mu_\sigma, t)}{2\tau_i}; \quad \chi^* = \frac{\varepsilon_m}{\sigma_m} = \frac{f^*(\sigma_m, \tau_m, \mu_\sigma, t)}{\sigma_m}; \quad (16)$$

$G(\tau, \sigma)$ и $K(\sigma, \tau)$ – модули сдвиговой и объемной деформации, определяемые по (10) и (8).

В частном случае, когда имеет место линейная зависимость, $\chi=1/2G$, $\chi^*=1/K$, и тогда уравнения (15) совпадают с системой физических уравнений Гука.

Важность использования уравнений Генки заключается в том, что они учитывают влияние среднего напряжения. И что с их помощью удается получить аналитические решения задач о взаимодействии нелинейно-деформируемого грунта с подземными кон-

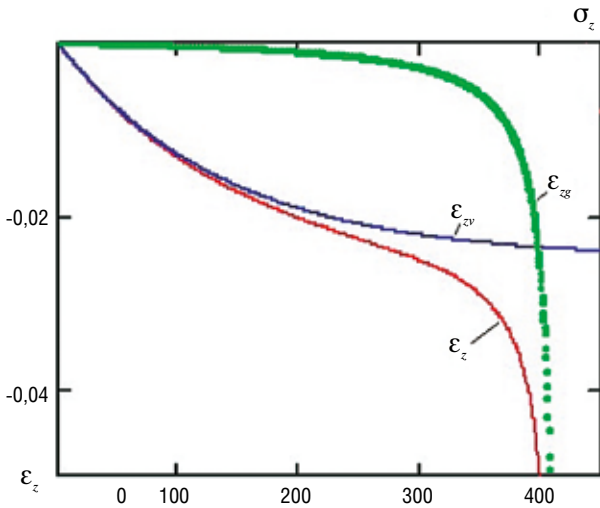


Рис. 4. Графическое представление развития относительной деформации слабого основания под фундаментом конечной ширины: ϵ_{zg} – сдвиговые деформации; ϵ_{zv} – объемные деформации; ϵ_z – суммарные деформации [9, 10] при следующих расчетных параметрах: $b=2a=6\text{ м}$; $E=5\text{ МПа}$; $G_e=20\text{ МПа}$; $c=30\text{ МПа}$; $\Phi=15$; $\nu=0,42$; $\alpha=0,1$

Fig. 4. Graphical representation of the development of relative deformation of a weak base under the foundation of finite width: ϵ_{zg} – shear deformations; ϵ_{zv} – volume deformations; ϵ_z – total deformations [9, 10] for the following design parameters: $b=2a=6\text{ m}$; $E=5\text{ МПа}$; $G_e=20\text{ МПа}$; $c=30\text{ МПа}$; $\Phi=15$; $\nu=0,42$; $\alpha=0,1$

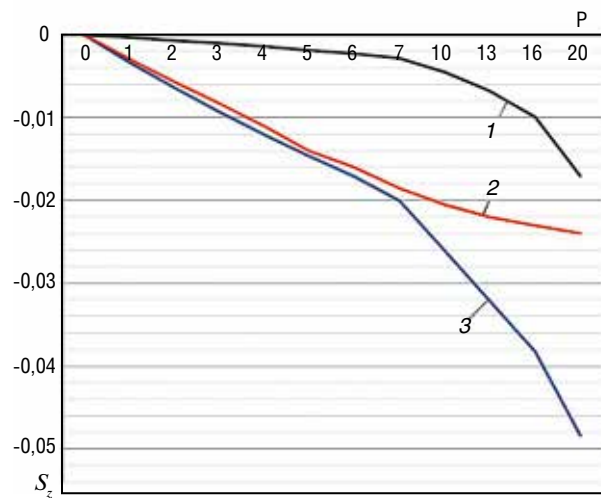


Рис. 5. Развитие осадки слабого слоя основания под фундаментом конечной ширины, рассчитанное по (21) на оси z при $x=0$ с помощью MathCad: 1 – осадка, обусловленная девиаторными составляющими деформаций слоев $\epsilon_{zi}(\gamma)$; 2 – осадка, обусловленная составляющими объемных деформаций слоев $\epsilon_{zi}(\nu)$; 3 – суммарная осадка

Fig. 5. Development of the sediment of a weak base layer under the foundation of finite width, calculated by (21) on the z axis at $x=0$ using MathCad: 1 – sediment due to deviator components of layer deformations; 2 – sediment due to components of bulk deformations of layers $\epsilon_{zi}(\nu)$; 3 – total sediment

струкциями (свая, барретта, стена в грунте, плита) во всем диапазоне изменения внешней нагрузки, в том числе от линейного до нелинейного участков деформирования.

Отмечается, что влиянием среднего напряжения σ_m на прочность и деформируемость конструкционных материалов (металл, бетон и др.), как правило, пренебрегают из-за его малости.

В качестве примера осадку основания определяют на оси $z(x=0)$ методом послойного суммирования деформаций i -го слоя (рис. 3, а):

$$S_z = \sum_{i=1}^{i=n} \epsilon_{zi} \cdot \Delta h_i, \quad (17)$$

где

$$\epsilon_{zi} = \frac{\sigma_{zi} - \sigma(z_i)}{2G} + \frac{\sigma(z_i)}{K}. \quad (18)$$

Аналогичным образом можно определить горизонтальные перемещения на осях $x \pm a$ на разной глубине (рис. 3, б) полагая, что $0 < x \leq a$, т. е. получаем,

$$S_{xi} = \sum_{j=1}^{j=m} \epsilon_{xi} \cdot \Delta x_i, \quad (19)$$

где

$$\epsilon_{xi} = \frac{\sigma_{xi} - \sigma(z_i)}{2G} + \frac{\sigma(z_i)}{K}, \quad 0 < x_i \leq a. \quad (20)$$

Осадку основания и деформацию i -го слоя в нелинейной постановке можно определить аналогично линейной постановке, заменяя постоянные G и K на $G(\tau_i, \sigma)$ и $K(\sigma, \tau_i)$ согласно формулам (17) и (18), т. е. получим:

$$\epsilon_{zi} = \frac{\sigma_{zi} - \sigma(z_i)}{2G_i(\tau_i, \sigma)} + \frac{\sigma(z_i)}{K_i(\sigma, \tau_i)} \rightarrow S_z = \sum_{j=1}^{j=m} \epsilon_{zi} \cdot \Delta h_i. \quad (21)$$

Аналогичным образом можем записать выражение для определения деформаций i -го слоя и перемещений S_{xi} в виде:

$$\epsilon_{xi} = \frac{\sigma_{xi} - \sigma(z_i, x_i)}{2G_i(\tau_i, \sigma)} + \frac{\sigma(z_i, x_i)}{K_i(\sigma, \tau_i)} \rightarrow S_x = \sum_{j=1}^{j=m} \epsilon_{xi} \cdot \Delta x_i. \quad (22)$$

Из структуры формул (21) и (22) следует, что ϵ_{zi} с ростом $\sigma_{zi} - \sigma(z_i)$ на определенной глубине z_i^* может расти нелинейно, а порой и перейти на стадию прогрессирующей незатухающей деформации (рис. 4). Действительно, учитывая, что $G(\tau_i, \sigma)$ определяется по формуле (10), следует предположить, что модуль сдвига при $\tau_i \rightarrow \tau_{i*}$ стремится к «0». Следовательно, $\epsilon_{zi} \rightarrow \infty!$ Это означает, что и осадка основания определяется по формулам (21), (22) и может расти нелинейно и стремиться к бесконечности, особенно если условие $\tau_i - \tau_{i*}$ выполняется в нескольких слоях, т. е.:

$$S = \sum_{i=1}^{i=n} \epsilon_{zi} \Delta h_i \rightarrow \infty \text{ при } \tau_i \rightarrow \tau_{i*}^*.$$

Тогда зависимость осадка–нагрузка ($S-p$), определяемая по формуле по части девиаторной составляющей, может иметь нелинейный характер (рис. 5), причем независимо от объемной составляющей осадки, т. е. $S=S_v+S_p$.

Расчет осадки фундамента методом послойного суммирования (рис. 6) при следующих параметрах:

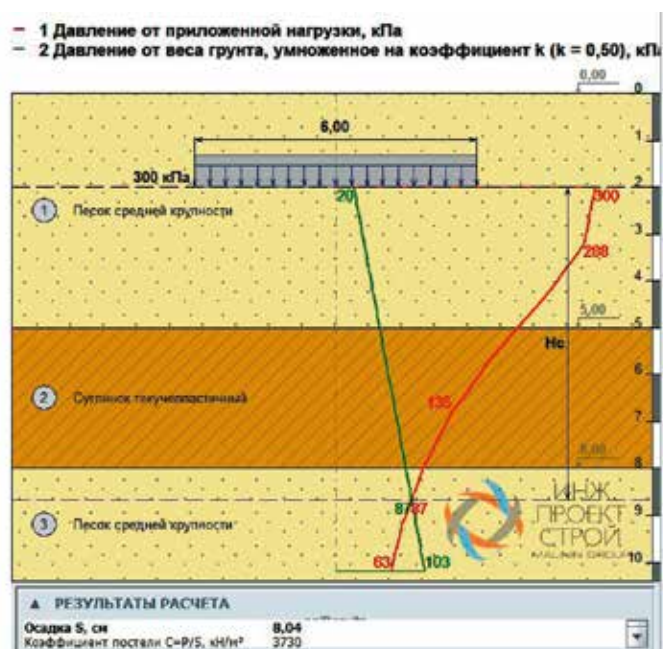


Рис. 6. Расчет осадки методом послойного суммирования
Fig. 6. Calculation of the sediment by layer-by-layer summation

1 – песок средней крупности: $h=5$ м; $\gamma=20,2$ кН/м³; $E=38$ МПа; $\nu=0,34$; $\phi=39$; $c=1$ МПа; 2 – слабый слой (суглинок текучепластичный): $h=3$ м; $E=5$ МПа; $c=30$ МПа; $\phi=15$; $\nu=0,42$; 3 – песок средней крупности: $h=5$ м; $\gamma=20,2$ кН/м³; $E=38$ МПа; $\nu=0,34$; $\phi=39$; $c=1$ МПа.

Список литературы

1. Тер-Мартirosян З.Г., Сидоров В.В., Тер-Мартirosян А.З., Манукян А.В. Выдавливание слабого слоя из основания фундамента конечной ширины // *Жилищное строительство*. 2016. № 9. С. 5–10.
2. Тер-Мартirosян А.З., Тер-Мартirosян З.Г., Сидоров В.В. Взаимодействие грунтовых свай конечной жесткости с окружающим грунтом в составе фундамента с учетом расширения диаметра свай // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2016. № 3. С. 10–15.
3. Пудова В.Г., Каменская М.В. Исследование напряженного состояния в грунтовой подушке под фундаментом многоэтажного здания и определение его экономической эффективности // *Матрица научного познания*. 2018. № 1. С. 5–11.
4. Выхребенцев В.С. О применении грунтовых подушек на слабых грунтах оснований инженерных сооружений // *Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова*. 2015. № 5. С. 16–20.
5. Мангушев Р.А., Усманов Р.А. Пути повышения эффективности применения уплотненных грунтовых подушек на слабых грунтах // *Вестник гражданских инженеров*. 2019. № 2 (73). С. 62–70. DOI: 10.23968/1999-5571-2019-16-2-62-70

Выводы

В статье сформулирована постановка и решение задачи по определению осадки основания фундамента конечной ширины, опирающегося на песчаную подушку, подстилаемую слабым слоем грунта в нелинейной постановке.

Для определения деформации слоев в сжимаемой толще основания используется физическая система уравнений Генки, позволяющая представить линейную деформацию в виде суммы объемной и сдвиговой деформаций ($\epsilon = \epsilon_v + \epsilon_s$), причем модули объемной и сдвиговой деформаций зависят от среднего показателя $K(\sigma)$, $G(\sigma)$.

Показано, что применение нелинейных моделей грунта при объемном изменении и формоизменении может привести к развитию затухающей или незатухающей осадки при росте нагрузки на фундамент.

Приведенный численный расчет осадки основания на основе нелинейных моделей деформирования слоев методом послойного суммирования осадки слоев ($S = \sum \Delta S_i$) подтвердил предположение о возможности неограниченности развития осадки основания при росте внешней нагрузки, что недопустимо.

Предложенный метод расчета осадки слабого основания может быть рекомендован для применения в проектировании фундаментов конечной ширины на слабом основании.

References

1. Ter-Martirosyan Z.G., Sidorov V.V., Ter-Martirosyan A.Z., Manukyan A.V. Extrude a weak layer from the base of the final width foundation. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2016. No. 9, pp. 5–10. (In Russian).
2. Ter-Martirosyan A.Z., Ter-Martirosyan Z.G., Sidorov V.V. Interaction of final stiffness soil piles with surrounding soil as part of foundation taking into account expansion of pile diameter. *Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov*. 2016. No. 3, pp. 10–15. (In Russian).
3. Pudova V.G., Kamenskaya M.V. Study of the stress condition in the soil cushion under the foundation of the multi-storey building and determination of its economic efficiency. *Matrica nauchnogo poznaniya*. 2018. No. 1, pp. 5–11. (In Russian).
4. Vyskrebencev V.S. On application of soil cushions on weak soils of the bases of engineering structures. *Vestnik Belgorodskogo gosudarstvennogo tekhnologicheskogo universiteta im. V.G. Shuhova*. 2015. No. 5, pp. 16–20. (In Russian).
5. Mangushev R.A., Usmanov R.A. Ways to improve the effectiveness of compacted soil cushions on weak soils. *Vestnik grazhdanskih inzhenerov*. 2019. No. 2 (73), pp. 62–70. (In Russian). DOI: 10.23968/1999-5571-2019-16-2-62-70

6. Алехин А.Н., Алехин А.А. Эффективный метод определения параметров нелинейной модели грунта из полевых испытаний // *Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура*. 2017. Т. 8. № 4. С. 54–63. DOI: 10.15593/2224-9826/2017.4.06
7. Буслов А.С., Бахолдин Б.В., Ставницер Л.Р. Уравнения ползучести грунта на основе вероятностной реологической модели // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2017. № 1. С. 2–8.
8. Киселев Н.Ю. Экспериментальное исследование работы плитного фундамента с демпфирующим слоем на грунтовом основании // *Геотехника*. 2016. № 1. С. 51–60.
9. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З. Экспериментально-теоретические основы преобразования слабых водонасыщенных глинистых грунтов при поверхностном и глубинном уплотнении // *Инженерная геология*. 2015. № 4. С. 16–25.
10. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Сидоров В.В. Начальное критическое давление под подошвой круглого фундамента и под пятой буронабивной сваи круглого сечения // *Естественные и технические науки*. 2014. № 11–12. С. 372–376.
6. Alekhin A.N., Alekhin A.A. Effective method of determining parameters of a nonlinear soil model from field tests. *Vestnik PNIPU. Stroitel'stvo i arhitektura*. 2017. Vol. 8. No. 4, pp. 54–63. (In Russian). DOI: 10.15593/2224-9826/2017.4.06
7. Buslov A.S., Bakholdin B.V., Stavnitser L.R. Soil creep equations based on probabilistic rheological model. *Osnovaniya, fundamenty i mekhanika grunтов*. 2017. No. 1, pp. 2–8. (In Russian).
8. Kiselev N.YU. Experimental study of the work of a slab foundation with a damping layer on a soil base. *Geotekhnika*. 2016. No. 1, pp. 51–60. (In Russian).
9. Ter-Martirosyan Z.G., Ter-Martirosyan A.Z. Experimentally – theoretical foundations of transformation of weak water-saturated clay soils at surface and deep compaction. *Inzhenernaya geologiya*. 2015. No. 4, pp. 16–25. (In Russian).
10. Ter-Martirosjan Z.G., Ter-Martirosjan A.Z., Sidorov V.V. Initial critical pressure under the heel of the round foundation and bored piles under the heel of round section. *Estestvennye i tehicheskie nauki*. 2014. No. 11–12 (78), pp. 372–376. (In Russian).



XV Международный симпозиум по реологии грунтов «Теория и практика фундаментостроения»

г. Казань



2–4 июня 2021 г.



Тематика XV Международного симпозиума по реологии грунтов:

- Теория и реологические модели грунтов
- Экспериментальная реология грунтов
- Теория и расчетные модели грунтов, опыт решения геотехнических задач
- Экспериментальные исследования геотехнических систем
- Аналитические решения на основе реологических моделей
- Численное моделирование НДС массивов на основе реологических моделей

Организаторы симпозиума:

Российское общество по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению (РОМГГиФ)
Казанский государственный архитектурно-строительный университет
Министерство строительства архитектуры и жилищно-коммунальных хозяйств Республики Татарстан

Организационный комитет симпозиума:

Председатель:
Р.К. Низамов – ректор КГАСУ д.т.н., профессор
Заместители председателя:
И.Т. Мирсаяпов – зав. кафедрой ОФДСиИГ КГАСУ д.т.н., профессор
З.Г. Тер-Мартirosян – профессор кафедры геотехники НИУ МГСУ д.т.н., профессор

Информационные спонсоры

Научно-технический журнал «Основания, фундаменты и механика грунтов»
Журнал «Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета»
Журналы «Жилищное строительство», «Строительные материалы»®, «Бетон и железобетон»

Секретариат: И.В. Королева – КГАСУ, г. Казань; Д.Д. Сабирзянов – КГАСУ, г. Казань

Адрес секретариата

420043 г. Казань ул. Зелёная, 1, КГАСУ, каф. ОФДСиИГ
Тел. 8-095-170-27-67 (Г.К. Фурсова)
Тел. 8-843-510-47-15 (И.В. Королева, Д.Д. Сабирзянов)
Факс: 8-843-238-79-72, e-mail: mirsayapov1@mail.ru

Для регистрации в качестве участника XV Международного симпозиума по реологии грунтов обращайтесь по электронному адресу: e-mail: reologiya@mail.ru или по факсу: +7-843-238-79-72

УДК 624.1

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-9-27-33>

О.А. МАКОВЕЦКИЙ¹, канд. техн. наук (omakovetskiy@gmail.com);
Д.С. КОНЮХОВ², канд. техн. наук (gidrotehnik@inbox.ru);
С.С. ЗУЕВ³, зам. ген. директора (s.zuev@new-ground.ru)

¹ Российский университет транспорта (МИИТ) (127994, г. Москва, ул. Образцова, 9, стр. 9);

² АО «Мосинжпроект» (125252, г. Москва, Ходынский бул., 10);

³ АО «Нью Граунд» (614081, г. Пермь, ул. Кронштадтская, 35)

Опыт применения струйной цементации для устройства противofiltrационных завес в скальных грунтах

Время и сложившиеся обстоятельства диктуют необходимость перехода от горизонтального к вертикальному зонированию городского пространства, которое способно обеспечить формирование комфортной жилой и производственной среды на основе глубинно-пространственной организации всей системы объектов. Конструкция и технология устройства котлована при строительстве подземного сооружения открытым способом должны обеспечивать его водонепроницаемость, если невозможно или экономически нецелесообразно водопонижение. При размещении подземного сооружения ниже уровня подземных вод и невозможности заглубления ограждения котлована в водоупор (несовершенное ограждение котлована) широкое применение находит устройство вертикальных и горизонтальных противofiltrационных завес (ПФЗ) вокруг подземной части здания. Как правило, для снижения фильтрации подземных вод по трещинам используется цементация методом заполнения под малым давлением. Но начиная с глубин 10–12 м от поверхности грунта этот метод является недостаточно эффективным, высокие скорости движения напорных вод приводят к вымыванию смеси. В статье описывается опыт проектирования и устройства ПФЗ в трещиноватых грунтах с использованием технологии струйной цементации грунтов «jet-grouting». Проведенные работы показали, что струйная цементация имеет определенные преимущества перед традиционными методами заполнительной цементации в трещиноватых и разрушенных до рухляков скальных грунтах в зоне напорных подземных вод.

Ключевые слова: трещиноватые скальные грунты, струйная цементация, горизонтальный противofiltrационный экран.

Для цитирования: Маковецкий О.А., Конюхов Д.С., Зув С.С. Опыт применения струйной цементации для устройства противofiltrационных завес в скальных грунтах // *Жилищное строительство*. 2020. № 9. С. 27–33. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-9-27-33>

O.A. MAKOVETSKIY¹, Candidate of Sciences (Engineering) (omakovetskiy@gmail.com); D.S. KONYUKHOV², Candidate of Sciences (Engineering) (gidrotehnik@inbox.ru); S.S. ZUEV³, Deputy General Director (s.zuev@new-ground.ru)

¹ Russian University of Transport (MIIT) (9, bldg. 9 Obrazcova Street, Moscow, 127994, Russian Federation)

² JSC “Mosinzhporeekt” (10, Khodynsky Blvd., Moscow, 125252, Russian Federation)

³ JSC “New Ground” (35, Kronshtadtskaya Street, Perm, 614081, Russian Federation)

Experience in the Application of Jet Cementation for Arrangement of Anti-Filtration Curtains in Rocky Soils

Time and current circumstances dictate the need to move from horizontal to vertical zoning of urban space, which can ensure the formation of a comfortable residential and industrial environment, based on the deep-spatial organization of the entire system of objects. The design and technology of the pit excavation during the construction of an underground structure in an open way should ensure its waterproofness, if dewatering is impossible or economically impractical. When placing the underground structure below the level of underground water and it is impossible to bury the pit fence in a water barrier (imperfect pit fence), the construction of vertical and horizontal anti-filtration curtains (AFC) around the underground part of the building is widely used. As a rule, cementation by the method of filling under low pressure is used to reduce the filtration of underground water through cracks. But starting from a depth of ten to twelve meters from the ground surface, this method is not effective enough, high speeds of pressure water movement lead to washing out the mixture. The article describes the experience of designing and installing AFC in fractured soils using jet-grouting technology. The conducted works have shown that jet cementation has certain advantages over traditional methods of filling cementation in rock soils fractured and destructed to earthy marls in the zone of pressure underground water..

Keywords: fractured rock soils; jet cementation; horizontal anti-filtration screen.

For citation: Makovetskiy O.A., Konyukhov D.S., Zuev S.S. Experience in the application of jet cementation for arrangement of anti-filtration curtains in rocky soils. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2020. No. 9, pp. 27–33. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-9-27-33>

Время и сложившиеся обстоятельства диктуют необходимость перехода от горизонтального к вертикальному зонированию городского пространства, которое способно обеспечить формирование комфортной жилой и производственной среды на основе глубинно-пространственной организации всей системы объектов [1–3]. К факторам, удорожающим использование подземного пространства, относятся: геологические и гидрогеологические условия, усложнение инженерно-конструктивных решений подземных сооружений, стесненность при производстве работ в сложившейся городской застройке (СП 473.1325800.2019 «Здания, сооружения и комплексы подземные. Правила градостроительного проектирования»).

Конструкция ограждения котлована при строительстве открытым способом должна обеспечивать устойчивость стен котлована в процессе и после полной разработки грунта и водонепроницаемость в условиях высокого уровня подземных вод. При размещении подземного сооружения ниже уровня подземных вод и невозможности заглубления ограждения котлована в водоупор (несовершенное ограждение котлована) широкое применение находит устройство вертикальных и горизонтальных противofильтрационных завес вокруг подземной части здания (СП 250.1325800.2016 «Здания и сооружения. Защита от подземных вод»). Для устройства подобных конструкций наиболее широко применяются струйная цементация грунтов «jet-grouting» и технология возведения подземных сооружений «стена в грунте» [4–8].

Как правило, устройство подземных частей происходит в рыхлых дисперсных грунтах четвертичного возраста, но с увеличением глубины котлованов все чаще приходится при производстве работ сталкиваться со скальными и сцементированными полускальными грунтами: известняками, песчаниками, аргиллитами и алевролитами. В верхней зоне залегания они фиксируются в виде отдельных рыхляков и сильно-трещиноватых слоев. В этом случае они имеют малую прочность и высокий коэффициент фильтрации подземных вод, достигающий 2–10 м/сут, причем горизонты трещинных вод в большинстве случаев являются напорными.

Одной из основных задач в этом случае является устройство горизонтального противofильтрационного экрана в основании котлована, обеспечивающего восприятие напора подземных вод и ликвидацию притоков воды в котлован. Как правило, для снижения фильтрации подземных вод по трещинам использовалась цементация методом заполнения под малым давлением (0,5–2 МПа) [9–12]. Но начиная с глубин 10–12 м от поверхности грунта этот метод является недостаточно эффективным, высокие скорости дви-

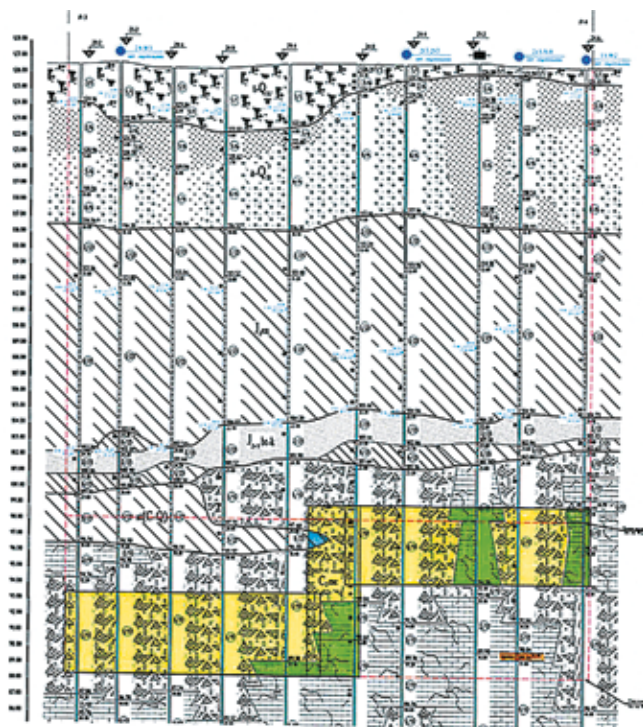


Рис. 1. Инженерно-геологический разрез площадки строительства
Fig. 1. Engineering and geological section of the construction site.

жения напорных вод приводят к вымыванию смеси. Применение струйной цементации с давлением 35–40 МПа позволяет отжать воду из трещин, заполнить их скрепляющей смесью и «замонолитить» трещиноватый массив грунта.

Специалисты-геотехники настороженно относятся к использованию струйной цементации в скальных грунтах, но успешный опыт применения при строительстве подземных сооружений показал ее эффективность. Таким опытом мы хотели поделиться в этой статье.

Устройство горизонтальной противofильтрационной завесы в скальных грунтах при строительстве станционного комплекса «Терехово» в Москве

Целью работы являлось закрепление струйной цементацией слоя известняков в основании котлована для ограничения фильтрации подземной воды и

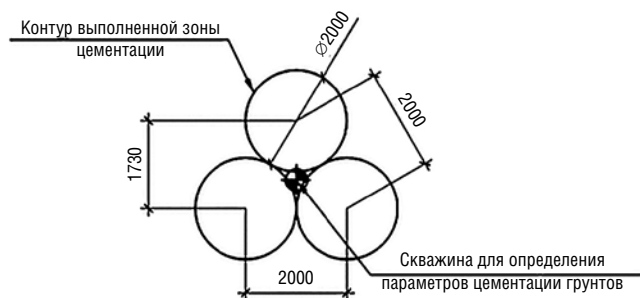


Рис. 2. Схема зоны цементации
Fig. 2. Scheme of the cementation zone

восприятия гидростатического давления, исключения прорыва потока подземных вод при разработке котлована. Закрепляемый грунт находится в интервале глубин 28–38 м от поверхности и представлен: известняками, разрушенными до глыб, щебня дресвы и муки с глинистым заполнителем, и известняками микрозернистыми, сильнотрещиноватыми, малопрочными и средней прочности (рис. 1).

Проектный диаметр зоны цементации составлял 2000 мм, скважины размещались по треугольной сетке 1700x2000 мм, междусеовое расстояние составило также 2000 мм (рис. 2).

Одним из важных моментов выполнения работ было точное достижение зоны цементации рабочим буровым органом (рис. 3). При допустимом отклонении 10 мм на 1 п. м бурения такая точность была обеспечена и контролировалась во время опытно-исследовательских работ и производственного процесса.

При опытных работах подбирался состав скрепляющей смеси и технологические параметры процесса. Механизм действия водоцементной струи на такие слои грунта представляется следующим образом. Под высоким давлением водоцементная смесь (ВЦС) вырывается из сопла. При этом струя после выхода из сопла представляет собой цепочку капелек водоцементной смеси. Разрыв струи и образование капелек происходят за счет высокого давления в сопле, трения ВЦС о стенки сопла и движения по полукружности потока воздуха в затрубном пространстве. Реактивный поток ВЦС за счет вращения и подъема колонны воздействует на грунт в различных точках по образующей скважины. Характерным физическим процессом, определяющим зону разрушения грунта, является процесс соударения капли ВЦС с массивом грунта и формирование напряженного состояния в грунте. При превышении динамическим напряжением от удара капли предела прочности грунта на сжатие происходит его разрушение с отделением от массива грунта.

В дисперсных грунтах происходит замещение части минеральных частиц цементным раствором, в трещиноватых полускальных грунтах происходит добавление цементных связей в массив грунта без подъема минеральных частиц [13].

В ходе опытных работ для формирования зоны закрепления проектного диаметра в условиях напорных вод использованы добавки: снижающая скорость фильтрации воды – бентонит; ускорители твердения бетона – силикат натрия (жидкое стекло) и хлористый кальций. Бентонит – это высокодисперсный слоистый алюмосиликат, который используется как гелеобразователь, снижающий скорости филь-

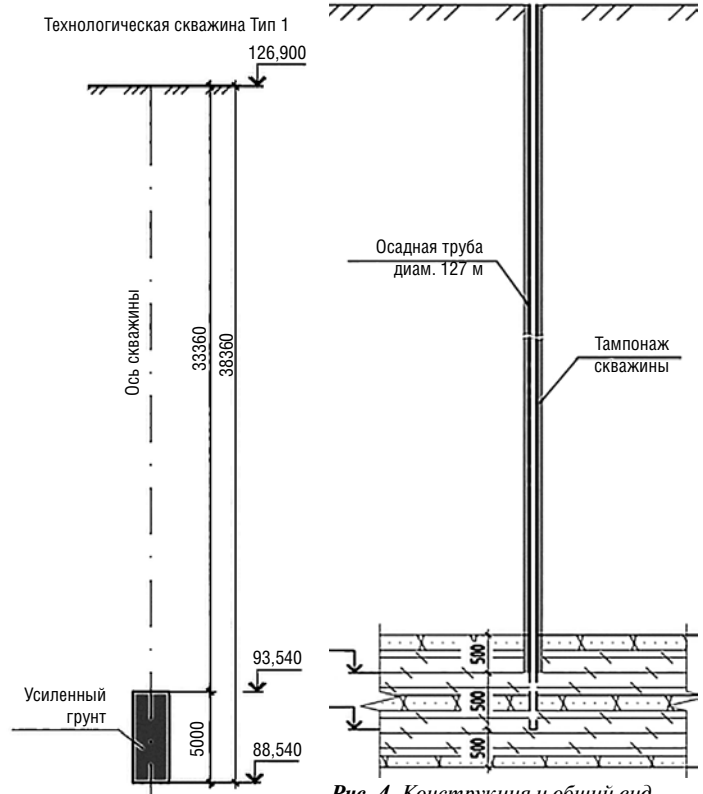


Рис. 3. Схема технологической скважины

Fig. 3. Process well scheme

Рис. 4. Конструкция и общий вид опытной нагнетательной скважины

Fig. 4. Design and general view of the pilot injection well

трации за счет формирования тонкого водонепроницаемого слоя.

При добавлении силиката натрия к воде, идущей на затворение цемента, его сроки схватывания сильно сокращаются. Обусловлено это тем, что в результате химической реакции между щелочным силикатом (жидкое стекло) и составными частями цементного клинкера (гидроалюминат кальция) образуются коллоидные гидросиликат кальция и алюминат натрия. Именно образующийся в составе грунтобетона алюминат натрия является очень сильным ускорителем его схватывания. Кроме того, проходит еще одна реакция – между жидким стеклом и известью, находящейся в цементе, с образованием силиката кальция. Отлагаясь в порах твердеющего камня, силикат кальция придает ему повышенную плотность и водонепроницаемость. Вся совокупность свойств – ускорение схватывания грунтобетона от образования алюмината натрия и пониженная проницаемость порового пространства за счет кольматирующего действия силиката кальция обусловила применение жидкого стекла в качестве добавки для производства работ в зоне с высокими напорами подземной воды [14].

Процессы твердения грунтобетона в раннем возрасте протекают интенсивнее и с большей полнотой, когда его температура повышается. Добавка 1% хлористого кальция от массы цемента по его

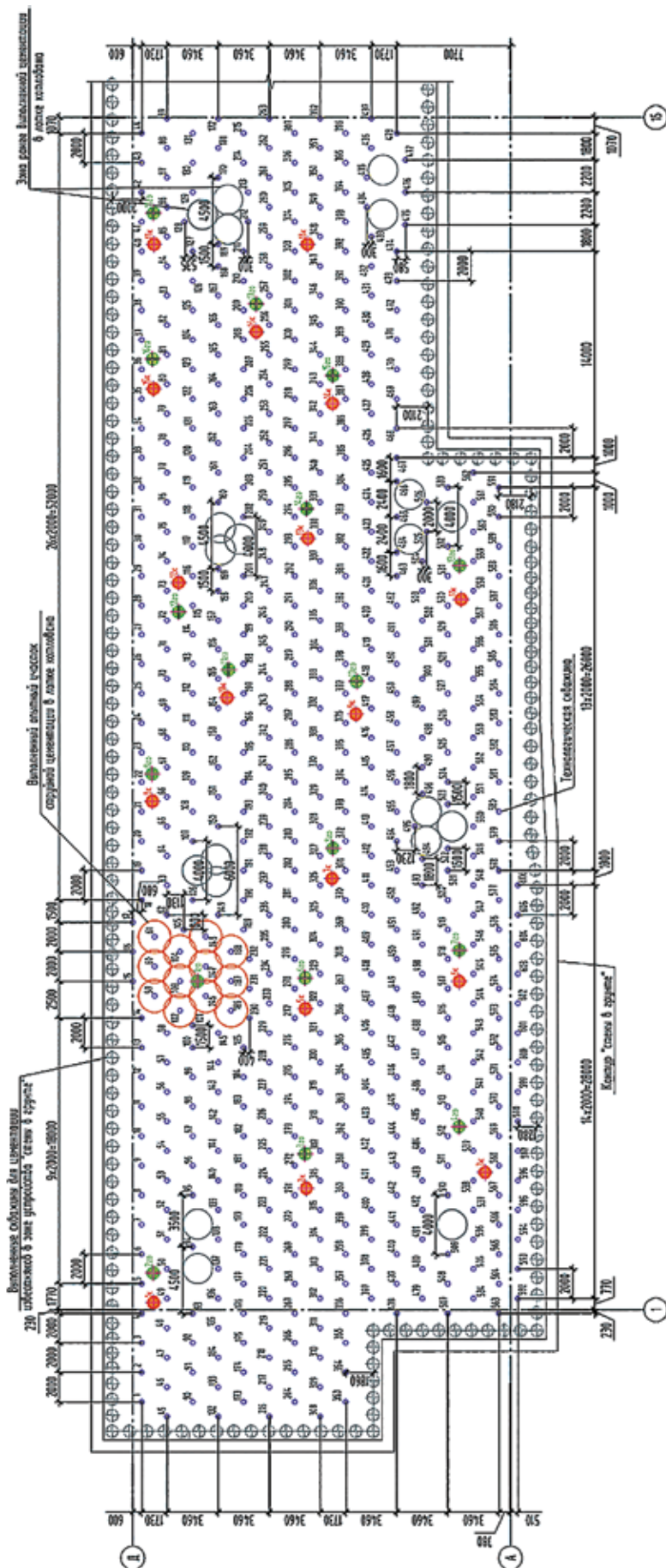


Рис. 5. Схема цементации площадки
Fig. 5. Site cementation scheme

влиянию на схватывание цемента равносильна повышению температуры на 15–20°C. Таким образом, хлористый кальций может быть применен как в работах при нормальной температуре (от +10°C до +25°C) для ускорения процессов схватывания и твердения, так и в работах при пониженной температуре (ниже +10°C). И хотя в обоих случаях он дает значительную интенсификацию процессов схватывания и твердения при пониженной положительной температуре (характерной для грунта), его сравнительная эффективность значительно выше.

Свойства всех добавок реализуются в ходе формирования и начального периода кристаллизации грунтобетонного элемента, дальнейший набор прочности грунтоцементного композита происходит по законам твердения цементного вяжущего [15].

В ходе опытных работ подобран следующий состав скрепляющей смеси: водоцементное отношение – 0,8; цемент марки М500 – 764 кг/м³; хлористый кальций (CaCl₂) – до 5% от массы сухого цемента.

Цементирование выполнялось по двухкомпонентной технологии Jet-2 с подачей воздуха под давлением до 0,8 МПа, скоростью вращения 11 оборотов в минуту и скоростью подъема 1 м за 400 с.

Контроль качества и достаточность законченных работ по цементации устанавливаются путем гидравлического опробования контрольных скважин до и после струйной цементации грунтов [16, 17]. Количество контрольных участков составило 18 шт. до производства работ и 30 шт. после их проведения.

Гидравлическое опробование выполнялось методом нагнетания воды в скважину под давлением 1 МПа. Конструкция и общий вид опытной скважины представлены на рис. 4. Нагнетание воды под давлением должно поддерживаться неизменным в течение 10–15 мин после его стабилизации, за это время следует произвести 2–3 измерения расхода воды.

По результатам гидравлического опробования должно быть определено удельное водопоглощение грунтов:



Рис. 6. Схема испытания кернов
Fig. 6. Core testing scheme

$$q = Q / (H \cdot l) \text{ [л/(мин} \cdot \text{м}^2 \text{)] или } \mu = Q / (P \cdot l) \text{ [люжон],}$$

где Q – расход поглощаемой воды л/мин; H – напор воды в зоне, м; P – давление воды в зоне, МПа; l – длина опробуемой зоны, м.

Грунты исследуемой зоны в исходном состоянии имели удельное водопоглощение в интервале 10–25 люжон, достигая в отдельных точках значения 90 люжон, что в целом превышало требуемое предельное в 5 люжон, обеспечивающее защиту от прорыва подземных вод в котлован. После проведения цементации значение удельного водопоглощения снизилось до величины 0,9–3,5 люжона.

По результатам опытных работ была разработана схема закрепления грунтов по всему пятну котлована (рис. 5) размерами 81×42 м и выполнены работы по закреплению грунта. Гидравлическое опробование в тридцати точках грунтов закрепленной зоны по описанной методике показало, что удельное водопоглощение находится в диапазоне значений 0,5–4,2 люжона и ни в одной точке не превышает предельно допустимого значения 5 люжон.

После закрепления грунтов струйной цементацией, они представляют из себя сплошной экран горизонтальной противодиффузионной завесы и воспринимают по своей нижней плоскости гидростатическое давление воды. В этом случае рассматриваем его как прямоугольную пластину, закрепленную по четырем сторонам (границы ограждения котлована), толщиной в зону закрепления, выполненную из грунтоцементного композита. Пластина рассчитывается на прорыв, отрыв от незакрепленного слоя грунта и изгиб.

Для выполнения этих расчетов требуется определение механических свойств грунтоцементного композита [18]. Для этого из закрепленной зоны выбурены керны и проведены лабораторные исследования прочности на сжатие и растяжение (рис. 6). При це-



Рис. 7. Общий вид сухого котлована после экскавации
Fig. 7. General view of the dry pit after excavation

ментации происходит только заполнение трещин и пор грунтов закрепляемой зоны, а характеристики вмещающего грунта не меняют своих физико-механических свойств. Поэтому прочностные характеристики закрепленного грунта приняты по наименьшим значениям: прочность на сжатие $R_c = 2,5$ МПа; прочность на растяжение $R_p = R_c \cdot 0,1 = 0,25$ МПа.

Для определения напряжений в конструкции ПФЗ произведен расчет в объемной постановке в программном комплексе Plaxis 3D [19]. В качестве нагружающих факторов учтены объемный вес грунтов и гидростатическое давление воды. Получены следующие результаты: максимальная величина вертикальных перемещений конструкции ПФЗ составляет 30 мм; максимальное значение сжимающих напряжений в конструкции ПФЗ – 560 кПа; максимальное значение растягивающих напряжений – 40 кПа. Поскольку действующие в конструкции сжимающие и растягивающие напряжения не превышают прочности на сжатие и растяжение грунтоцементного композита (материала конструкции), прочность на сжатие и растяжение обеспечена.

Эффективность устройства противодиффузионной завесы (цементация трещиноватой зоны известняков) определяется временем инфильтрации воды сквозь нее [20]. При напорном градиенте 15 и коэффициенте фильтрации закрепленной зоны 1×10^{-6} м/сут (п. 6.4.6 СП 291.1325800.2017 «Конструкции грунтоцементные армированные. Правила проектирования»), скорость фильтрации составляет $1,5 \times 10^{-5}$ м/сут. При толщине завесы 5 м время фильтрации составит около 300 тыс. сут или 900 лет, что превышает нормативный срок эксплуатации такого сооружения. Условие защиты подземной части сооружения от проникновения подземных вод выполнено.

Описанные работы успешно проведены при устройстве станционного комплекса «Терехово» на западном участке третьего пересадочного контура

ст. «Нижние Мневники» – ст. «Можайская», что позволило вести работы в котловане без организации мероприятий, связанных с поступлением в него подземных вод, и обеспечить требуемую эксплуатационную надежность подземного сооружения (рис. 7).

Выводы

Опыт проведенных работ показал, что струйная цементация имеет определенные преимущества перед традиционными методами заполнительной цементации в трещиноватых и разрушенных до рыхляков скальных грунтах в зоне напорных подземных вод.

Получаемый в результате такого применения грунтоцементный композит обладает достаточно высокими прочностными и низкими фильтрационными характеристиками, позволяющими использовать его в конструкции горизонтальной противотрационной завесы.

Рецептуры скрепляющего раствора и технологические параметры процесса струйной цементации должны определяться в ходе опытно-конструкторских работ, до накопления статистического материала, позволяющего выявить устойчивые закономерности и разработать рекомендации по применению данной технологии.

Список литературы

1. Зерцалов М.Г., Конюхов Д.С., Меркин В.Е. Использование подземного пространства. М.: АСВ, 2015. 416 с.
2. Конюхов Д.С. Основные принципы комплексного освоения подземного пространства при реновации жилой застройки Москвы // *Метро и тоннели*. 2019. № 2. С. 38–40.
3. Merkin V., Konyukhov D. Development of Moscow underground space plans, results, perspectives // *Procedia Engineering*. 2016. Vol. 165, pp. 663–672.
4. Makovetskiy O., Zuev S. Practice device artificial improvement basis of soil technologies jet grouting // *Procedia Engineering*. 2016. Vol. 165, pp. 504–509.
5. Зуев С.С., Маковецкий О.А. Опыт использования метода «up-down» при строительстве подземной и надземной части здания // *Жилищное строительство*. 2019. № 9. С. 24–30. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2019-9-24-30>
6. Henn Raymond W. Practical guide to grouting of underground structures // *American Society of Civil Engineers*, 1996. 200 p.
7. Karol Reuben H. Chemical grouting and soil stabilization // *American Society of Civil Engineers*, 2003. 536 p.
8. Moseley M.P. Ground improvement. London. 2004. 440 p.
9. Хмяляйнен В.А., Майоров А.Е. Новые способы цементационного упрочнения горных пород // *Горный информационно-аналитический бюллетень*. 2010. № 10. С. 212–217.
10. Хмяляйнен В.А., Майоров А.Е. Особенности течения цементационных растворов при упрочнении трещиноватых горных пород. // *Горный информационно-аналитический бюллетень*. 2012. № 10. С. 199–205.
11. Шубин А.А. Моделирование процесса ликвидации подземных пустот в условиях техногенной активизации // *Записки Горного института*. 2013. Т. 204. С. 101–104.
12. Должиков П.Н., Шубин А.А. Ликвидация водопри токов в условиях развития карста // *Научно-тех-*

References

1. Zertsalov M.G., Konyukhov D.S., Merkin V.E. Ispol'zovanie podzemnogo prostranstva [Use of underground space]. Moscow: ASV, 2015. 416 p.
2. Konyukhov D. S. Basic principles of complex development of underground space during renovation of residential buildings in Moscow. *Metro i tonneli*. 2019. No. 2, pp. 38–40. (In Russian).
3. Merkin V., Konyukhov D. Development of Moscow underground space plans, results, perspectives. *Proceedings Engineering*. 2016. Vol. 165, pp. 663–672.
4. Makovetskiy O., Zuev S. Practice device artificial improvement basis of soil technologies jet grouting. *Proceedings Engineering*. 2016. Vol. 165, pp. 504–509.
5. Zuev S. S., Makovetsky O. A. Experience of using the “up-down” method in the construction of underground and aboveground parts of buildings. *Zhilishchnoe stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2019. No. 9, pp. 24–30. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2019-9-24-30>
6. Henn Raymond W. Practical guide to grouting of underground structures. *American Society of Civil Engineers*, 1996. 200 p.
7. Karol Reuben H. Chemical grouting and soil stabilization. *American Society of Civil Engineers*, 2003. 536 p.
8. Moseley M.P. Ground improvement. London. 2004. 440 p.
9. Khyamalyainen V. A., Mayorov A. E. New ways of cementation hardening of rocks. *Gornyi informatsionno-analiticheskii byulleten'*. 2010. No. 10, pp. 212–217. (In Russian).
10. Khyamalyainen V. A., Mayorov A. E. peculiarities of grouting mortars during the hardening of fractured rocks. *Gornyi informatsionno-analiticheskii byulleten'*. 2012. No. 10, pp. 199–205. (In Russian).
11. Shubin A. A. Modeling of the process of elimination of underground voids in the conditions of technogenic activation. *Zapiski Gornogo instituta*. 2013. Vol. 204, pp. 101–104.
12. Dolzhikov P. N., Shubin A. A. Elimination of water flows in the conditions of karst development. *Nauch-*

- нические проблемы разработки угольных месторождений, шахтного и подземного строительства: Сб. науч. тр. Шахтинский ин-т ЮРГТУ (НПИ). Новочеркасск: УПЦ «Набла» ЮРГТУ (НПИ), 2005. С.180–185.
13. Воронкевич С.Д. Основы технической мелиорации грунтов. М.: Науч. мир, 2005. 498 с.
14. Ружинский С.И. Ускорители схватывания и твердения в технологии бетонов // *Популярное бетоноведение*. 2005. № 1. С. 2–76.
15. Нургалиев Е.И., Майоров А.Е. Реологические характеристики специализированных цементных смесей для комплексной изоляции горных выработок // *Вестник Кузбасского государственного технического университета*. 2018. № 4. С. 56–64.
16. Гринбаум И.И. О методике и особенностях расходометрических исследований фильтрационных свойств трещиноватых пород в основаниях высоконапорных сооружений. *ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева*. 1970. Вып. 48. С. 125–134.
17. Ильина О.В. Фильтрационная устойчивость заполнителя трещин в скальных породах, определяемая в полевых условиях и в лаборатории. *ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева*. 1970. Вып. 48. С. 149–156.
18. Максимова И.Н., Макридин Н.И., Ерофеева В.Т., Скачков Ю.П. Структура и конструкционная прочность цементных композитов: Монография. М.: АСВ, 2017. 400 с.
19. Bull John W. Linear and nonlinear numerical analysis of foundations. New York, 2009. 465 p.
20. Адамович А.Н. Закрепление грунтов и противофильтрационные завесы. М.: Энергия, 1980. 320 с.
- no-tekhnicheskie problemy razrabotki ugol'nykh mestorozhdenii, shakhtnogo i podzemnogo stroitel'stva: Sb. nauch. tr. Shakhtinskii in-t YuRGTU (NPI). Novoчеркасск: Nabla (NPI), 2005, pp. 180–185. (In Russian).
13. Voronkevich S.D. Osnovy tekhnicheskoi melioratsii gruntov [Fundamentals of technical soil reclamation]. Moscow: Nauchnyi Mir, 2005, 498 p.
14. Ruzhinsky S.I. Accelerators of setting and hardening in concrete technology. *Populyarnoe betonovedenie*. 2005. No. 1, pp. 2–76. (In Russian).
15. Nurgaliev E.I., Mayorov A.E. Rheological characteristics of specialized cement mixtures for complex isolation of mine workings. *Vestnik Kuzbasskogo gosudarstvennogo tekhnicheskogo universiteta*. 2018. No. 4, pp. 56–64. (In Russian).
16. Grinbaum I.I. On the methodology and features of flowmetric studies of the filtration properties of fractured rocks in the bases of high-pressure structures. *VNIIG im. B.E. Vedeneev*. 1970. Iss. 48, pp. 125–134. (In Russian).
17. Iliina O. V. Filtration stability of crack filler in rocks, determined in the field and in the laboratory. *VNIIG im. B. E. Vedeneev*. 1970. Iss. 48, pp. 149–156. (In Russian).
18. Maksimova I.N., Makridin N.I., Erofeeva V.T., Skachkov Yu.P. Struktura i konstruktsionnaya prochnost' tsementnykh kompozitov [Structure and structural strength of cement composites]. Moscow: ASV, 2017. 400 p.
19. Bull John W. Linear and nonlinear numerical analysis of foundations. New York, 2009. 465 p.
20. Adamovich A.N. Soil Consolidation and anti-filtration curtains. Moscow: Energiya, 1980. 320 p.



ВІМФОРУМ Новые даты проведения **8-9 декабря** 2020 года
Amber Plaza, Москва, **М** Новослободская

ВАШ ДОСТУП В МИР ЦИФРОВОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

- ✔ Более 50 мероприятий деловой программы
- ✔ Только актуальные темы и кейсы
- ✔ 2000 специалистов отрасли

SAINT-GOBAIN
Генеральный партнер

КУПИТЬ БИЛЕТ **8 800 555 91 50** event@radidoma.ru
www.bimforum.pro

Организатор **ради дома**
bafactory group

УДК 624.1

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-9-34-43>А.Г. ШАШКИН, д-р геол.-мин. наук, В.А. ВАСЕНИН, канд. техн. наук,
В.Н. ПАРАМОНОВ, д-р техн. наук (9563513@gmail.com)

Институт «Геореконструкция» (190005, г. Санкт-Петербург, Измайловский пр., 4)

Развитие сверхнормативных деформаций городской застройки при строительстве подземных сооружений метрополитена

Строительство сооружений метрополитена, как и возведение гражданских зданий и сооружений, оказывает влияние на существующую застройку. Оно выражается в дополнительных осадках, которые во многих случаях значительно превышают допустимые нормы значения. В этом случае действующие нормы предписывают выполнение совместных расчетов взаимодействия тоннелей метро, вмещающего их массива грунта и зданий, расположенных на поверхности. Эти расчеты позволяют оценить напряженно-деформированное состояние подвергаемого риску здания, выявить потенциально аварийные конструкции и определить необходимые мероприятия по их усилению. Подобные расчеты всегда выполняются в том случае, если рассматривается влияние нового строительства на сооружения метрополитена, но игнорируются в обратном случае, хотя существующий уровень развития вычислительной техники вполне позволяет решать такого рода задачи. В статье приводятся примеры численного решения задач о взаимном влиянии зданий и сооружений метрополитена. Длительные наблюдения за осадками городской застройки показывают, что реальные величины осадок зданий над тоннелями метро существенно больше расчетных, а сроки развития деформаций растягиваются на несколько десятилетий после ввода метро в эксплуатацию. Это обусловлено, вероятнее всего, изменением девиатора напряжений в основании зданий вследствие проходки тоннелей, что приводит к потере структурной прочности водонасыщенных глинистых грунтов малой и средней степеней литификации и заново запускает механизм развития осадок городской застройки.

Ключевые слова: строительство сооружений метрополитена, оседание земной поверхности, дополнительные осадки зданий, обработка территории, структурная прочность грунта.

Для цитирования: Шашкин А.Г., Васенин В.А., Парамонов В.Н. Развитие сверхнормативных деформаций городской застройки при строительстве подземных сооружений метрополитена // *Жилищное строительство*. 2020. № 9. С. 34–43. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-9-34-43>

A.G. SHASHKIN, Doctor of Sciences (Geology and Mineralogy), V.A. VASENIN, Candidate of Sciences (Engineering),
V.N. PARAMONOV, Doctor of Sciences (Engineering) (9563513@gmail.com)
Institute "Georeconstruction" (4 Izmailovsky Prospect, Saint-Petersburg, 190005, Russian Federation)

Development of Excess Deformations of Urban Development During the Construction of Underground Metro Structures

The construction of metro structures, as well as the construction of civil buildings and structures, has an impact on the existing urban development. It is expressed in additional precipitations, which in many cases significantly exceeds the permissible values. In this case, the current regulations prescribe the implementation of joint calculations of the interaction of metro tunnels, their host mass of soil and buildings located on the surface. These calculations make it possible to assess the stress-strain state of the building at risk, identify potentially emergency structures and determine the necessary measures to strengthen them. Such calculations are always performed if the impact of new construction on metro structures is considered, but they are ignored in the opposite case, although the current level of computer technology development makes it possible to solve such problems. The article provides examples of numerical solutions to problems of mutual influence of metro buildings and structures. Long-term observations of urban development precipitation show that the actual values of precipitation of buildings above metro tunnels are significantly higher than calculated, and the time of deformation development stretches for several decades after the metro is put into operation. This is most likely due to a change in the stress deviator at the base of buildings due to tunneling, which leads to a loss of structural strength of water-saturated clay soils of low and medium degree of lithification and re-starts the mechanism of development of urban development sediments.

Keywords: construction of metro structures, subsidence of earth's surface, additional precipitation of buildings, underworking of territory, structural strength of soil.

For citation: Shashkin A.G., Vasenin V.A., Paramonov V.N. Development of excess deformations of urban development during the construction of underground metro structures. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2020. No. 9, pp. 34–43. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-9-34-43>

Нет более удобного вида транспорта в современном мегаполисе, чем метро. Нет более приемлемого вида транспортных коммуникаций для исторического города, чем подземные. Они не искажают архитектуру современными виадуками, освобождают улицы прошлых веков от современного транспорта, для того чтобы отдать их пешеходам. Именно поэтому в настоящее время так интенсивно развивается метрополитен Москвы. Именно поэтому план строительства метрополитена в Санкт-Петербурге, который в совершенствовании транспортной инфраструктуры отстает от столицы, необходим.

Но к сожалению, у строительства метрополитена есть и обратная сторона: ни один другой вид строительства не оказывает такого значительного влияния на деформации городской застройки. Это неудивительно, ведь устройство сооружений метро в Санкт-Петербурге связано преимущественно с так называемым закрытым способом производства работ – спреходкой перегонных тоннелей с помощью проходческого щита, с устройством большепролетных подземных станций, наклонных ходов для эскалаторных тоннелей. За почти 70 лет, прошедших с момента строительства первых станций ленинградского метро, существенным образом изменились технологии проходки. Если раньше проходка транспортных тоннелей шла с открытым забоем (именно для реализации этой возможности размещение сооружений осуществлялось в твердых глинах венда, в результате чего петербургское метро оказалось самым глубоким в мире), то теперь имеется возможность проходки механизированным щитом. Вместо необходимости устройства льдогрунтового массива для проходки наклонного хода, что приводило к весьма значительным осадкам поверхности грунта и даже разрушению исторической застройки, применяемая в настоящее время щитовая проходка с грунтовым пригрузом забоя снимает и эту проблему.

Но еще более радикально за это время изменилась наша страна: на место социалистическому строю, когда и дома, и метро принадлежали государству, а граждане были квартиросъемщиками и пассажирами, пришел капитализм, а с ним появился и собственник квартир, зданий. Советскому трудящемуся, в доме которого появились трещины от строительства метро, всегда можно было сказать: потерпи, ведь метро строится для таких же трудящихся, как ты сам. Да и государству порой было выгоднее отремонтировать или заново построить пострадавший дом, чем вкладываться в новые технологии метростроения. Времена изменились: ни один собственник не позволит безнаказанно нанести ущерб своей недвижимости. Как будто бы это очевидно, но... Создается впечатление, что в практике проектирования сооружений метрополитена мало что изменилось.

Нормативные ограничения дополнительных осадок зданий при строительстве метро. Еще в 2004 г. вступили в силу петербургские геотехнические нормы, в которых прямо указывалось, что они распространяются на проектирование объектов реконструкции и нового строительства, включая подземные сооружения и коммуникации в части определения допустимости их влияния на существующую застройку. С 2011 г. действует свод правил 22.13330 «Основания зданий и сооружений», который требует выполнять геотехнический прогноз влияния подземных инженерных и транспортных коммуникаций на городскую застройку. При этом и петербургские, и общедоказательные нормы ограничивают допустимые дополнительные осадки существующих зданий хорошо известными гражданским инженерам значениями 2–3 см, а для памятников и того меньше. Для сооружений метро никаких исключений при этом не делается: дополнительная деформация (осадка, неравномерность осадок) не должна превышать предельно допустимого значения.

Очень важно, что в СП 120.13330.2012 «Метрополитены» (Актуализированная редакция СНиП 32-02–2003. С Изменениями № 1–4) появился раздел «Геотехническое сопровождение проектирования и строительства», который гласит, что при проектировании метрополитена должна быть исключена возможность негативных воздействий на здания, сооружения, объекты культурного наследия. При этом предельно допустимые деформации зданий и сооружений, расположенных в зоне влияния строительства, ограничиваются для закрытого способа работ в несвязных грунтах предельными значениями осадок и относительной разности осадок по СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений» (Актуализированная редакция СНиП 2.02.01–83*. С Изменениями № 1, 2, 3), а в связных грунтах - относительной разностью осадок по тому же источнику. Заметим, что последнее ограничение входит в прямое противоречие с требованиями СП 22.13330.2016, в котором указано, что содержащиеся в нем ограничения по дополнительным деформациям зданий распространяются и на строительство сооружений метрополитена. Очевидно, такое разночтение нормативных документов отражает признание того факта, что при строительстве метро, даже с учетом применения самых современных технологий, нет никакой возможности остаться в пределах нормируемых СП 22.13330.2016 абсолютных значений дополнительных осадок.

Следует отметить, что в СП 22.13330.2016 содержится четкий алгоритм, каким образом действовать, если здание может получить сверхнормативные дополнительные осадки.

Дело в том, что предельные дополнительные деформации для основания фундаментов сооружений окружающей застройки, расположенных в зоне влияния нового строительства или реконструкции, которые приведены в СП 22.13330.2016, определены на основе обобщения многолетних опытных данных для сооружений разного типа. Удовлетворение условию, согласно которому дополнительные осадки не должны превышать этих предельных значений, означает, что соседнее строительство, в том числе метрополитена, не оказывает опасного влияния на соседнюю застройку и никаких мер по ее усилению не требуется.

В случае, если это условие нарушено (предельные осадки превышают предельные значения, указанные в СП) соседнее здание переходит в разряд «потерпевших», которое требует отдельного внимания. Соседнее здание далее следует рассматривать уже не как «окружающую застройку», а как «объект», вопрос усиления, реконструкции которого следует решить при любых причинах, вызвавших ухудшение его технического состояния. В этом случае следует выполнить расчет конструкций здания на усилия, возникающие при развитии осадок, превышающих предельные дополнительные осадки, т. е. решить совместную задачу деформирования массива грунта от влияния сооружения метрополитена и расположенного на поверхности этого массива здания.

Интересно отметить, что СП 120.13330.2012 прямо предписывает выполнение математического моделирования совместной работы подземного сооружения с вмещающим грунтовым массивом и окружающей застройкой, с учетом этапности строительства и мероприятий, предусмотренных проектом организации строительства, по результатам которого осуществляется проектирование мероприятий по обеспечению сохранности и безопасной эксплуатации существующей застройки на период строительства. Однако до сих пор, судя по проектам последних лет, это требование остается декларацией, не осуществляемой на практике.

По-видимому, оттого, что заказчиком проектирования и строительства метро как было, так и осталось государство, этим важным пунктам норм до сих пор не уделяется должного внимания. Такая ситуация представляется, мягко говоря, несвоевременной, поскольку в настоящее время в распоряжении гражданских инженеров появились такие возможности расчетов, которые еще два десятка лет назад казались невероятными. Уровень развития вычислительной техники и компьютерных программ позволяет рассчитывать конечно-элементные сетки с несколькими миллионами элементов [1]. Это позволяет моделировать как массив грунта, так и – весьма детально – устраиваемые в нем сооружения метрополитена, а также располо-

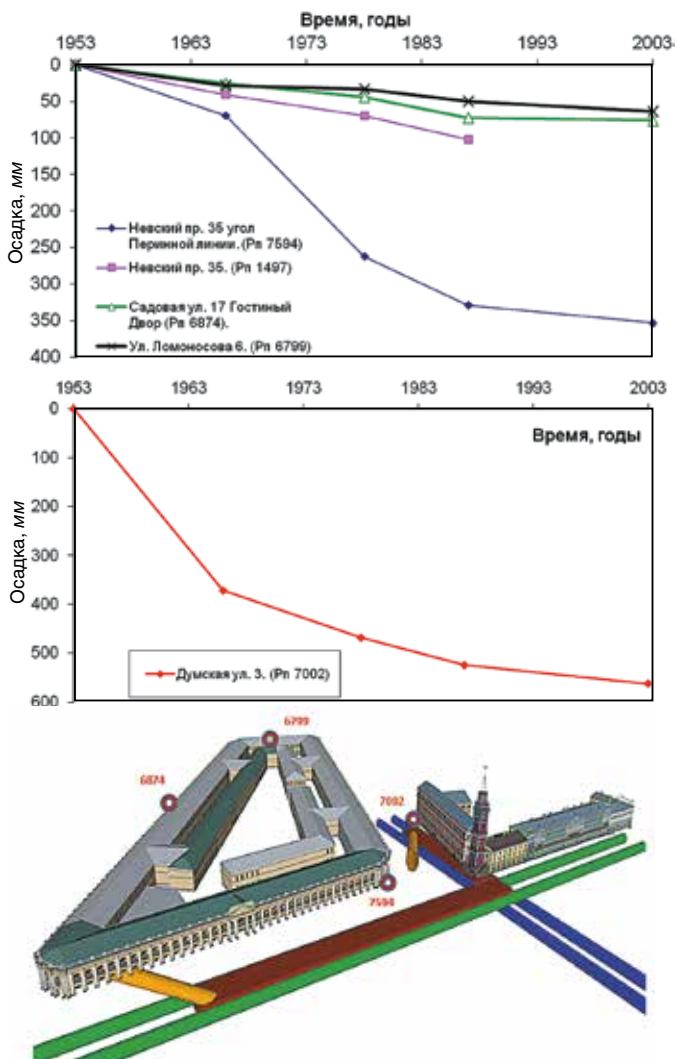


Рис. 1. Развитие осадок зданий в местах установки реперов городской нивелирной сети по результатам обобщения периодических нивелировок [3] в зоне влияния сооружений метрополитена станции «Невский проспект» (введена в эксплуатацию в 1967 г.)

Fig. 1. Development of building sediments in places where reference points of the urban leveling network are installed based on the results of generalization of periodic leveling [3] in the zone of influence of metro structures at the Nevsky Prospekt station (commissioned in 1967)

женные на поверхности здания [2]. Удивительно, что эти возможности остаются практически невостребованными проектировщиками метро. Но, быть может, этой проблемы не существует и строительство метро обходится без сверхнормативных осадок? Авторы попытаются ответить на этот вопрос.

Об осадках городской застройки от влияния сооружений метрополитена. При проектировании сооружений метрополитена всегда определяется муфта оседания поверхности. Эти расчеты преимущественно базируются на эффекте избыточного извлечения (перебора) грунта при проходке тоннеля или подземной станции, который приводит к осадкам дневной поверхности с максимальной амплитудой у оси проходки и снижением осадок по мере удаления от нее. При щитовом способе строительства метрополитена при проходке тоннелей происходит сдвиге-

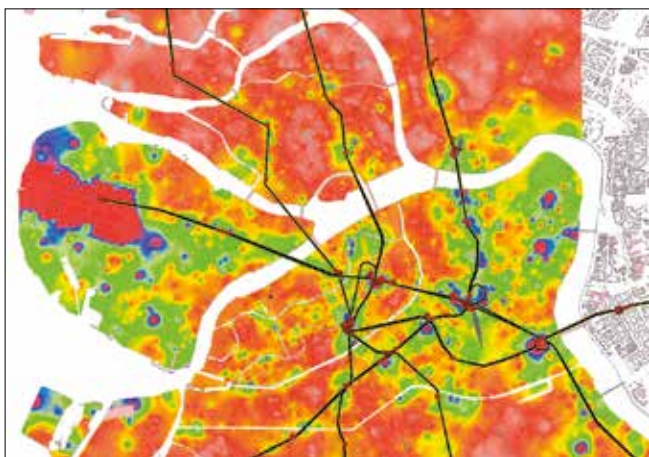


Рис. 2. Поле скоростей длительных осадок в центральных районах г. Санкт-Петербурга (преимущественно в период 1922–2005 гг.) с наложенным планом основных линий метрополитена, станций, пересадочных узлов, наклонных ходов и наземных вестибюлей (взяты из открытых источников)

Fig. 2. Long-term precipitation velocity field in the central districts of Saint Petersburg (mainly in the period 1922–2005) with superimposed plan of the main metro lines, stations, transfer points, inclined passages and ground lobbies (taken from open sources)

ние земной поверхности, которое распространяется на значительную площадь и затрагивает основания зданий, претерпевающих вследствие этого дополнительные осадки. При этом существует убеждение, что оседание земной поверхности не нарушает эксплуатационной способности этих зданий [3].

Наибольшее влияние на осадки городской застройки оказывает устройство наклонного хода (особенно под защитой льдогрунтового массива, оттаивание ко-

торого приводило к наиболее значительным деформациям), котлованов подземных кассовых вестибюлей. Известно, что при строительстве станции метро «Невский проспект» здание рядом с башней Городской Думы получило осадку более полуметра (рис. 1) [4]. Несколько меньшее влияние на осадки поверхности оказывает строительство подземных станций. Так, при строительстве метро «Обводный канал» поверхность земли, согласно данным мониторинга, получила максимальные осадки 123 мм, «Звенигородская» – 100 мм, а «Спасская» – 95 мм [3]. При этом утверждается, что все здания, попавшие в мульду оседания, сохранили свою эксплуатационную способность.

На протяжении многих лет расчеты мульды оседания для проектирования Петербургского метрополитена осуществляло АО «ВНИИ ГАЛУРГИИ» (Санкт-Петербург). В качестве критериев «возможной безопасной подработки» при анализе расчетов принимались наклоны земной поверхности (до 0,004), кривизна (0, 0002 м⁻¹), растяжение (0,002) [3].

Заметим, что СП 22.13330.2016 предусматривает другие, на порядок более строгие ограничения: относительная разность осадок для зданий категории технического состояния 2 не должна превышать 0,0006, а категории 3 – 0,0004. На фоне требований норм для гражданского строительства «допуски» проектировщиков метро представляются неоправданно смелыми.

Итак, мульда оседания земной поверхности достигает десятков сантиметров, а наклон земной поверх-

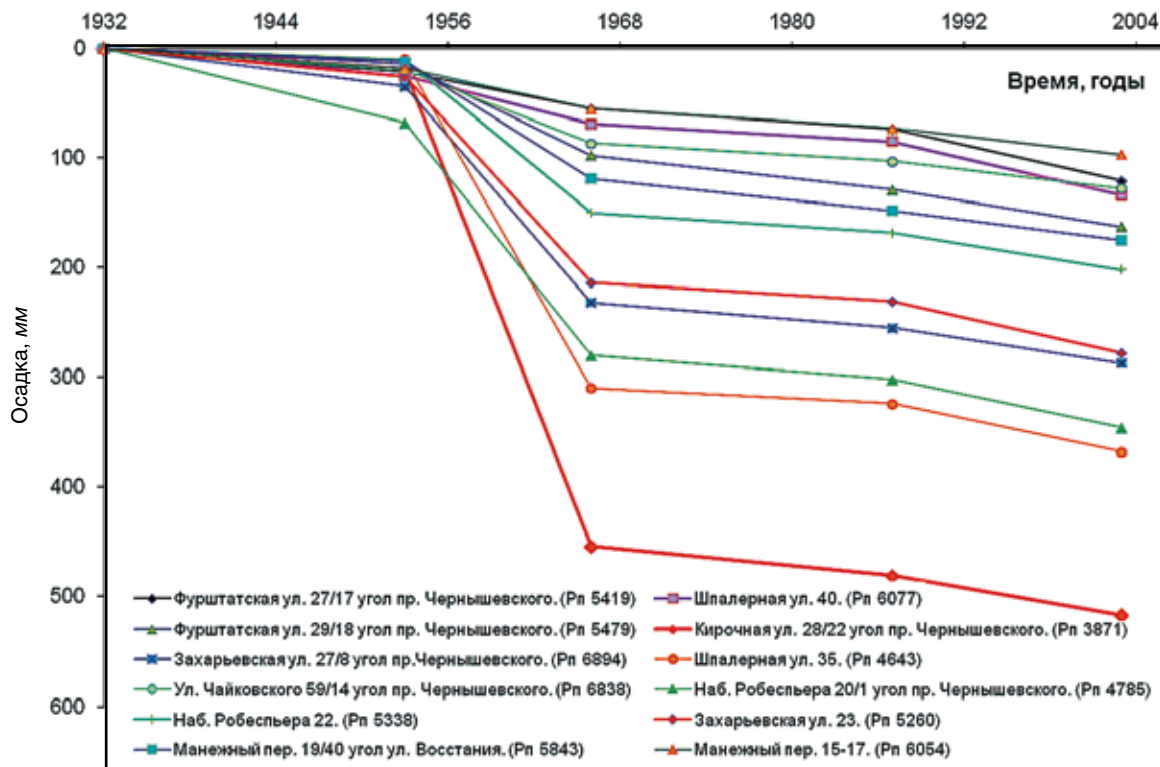


Рис. 3. Развитие осадок городской застройки в районе станции «Чернышевская» (введена в эксплуатацию в 1958 г.)

Fig. 3. Development of sedimentation of the urban development in the area of Chernyshevskaya station (commissioned in 1958)

ности на порядок превышает допустимые значения относительных разностей осадок по СП 22.13330.2016. Естественно, что оказавшиеся в ее пределах здания будут претерпевать деформации, которые могут намного превышать допустимые значения по СП 22.13330.2016.

Отмечается, что длительность развития осадок может достигать нескольких лет, причем значительная часть осадок (до 60%) реализуется мгновенно [5]. Имеются также исследования, согласно которым длительные осадки могут превышать величину мгновенных в 2,5 раза, при этом для мульды оседания характерно расширение в стороны со временем [5].

О длительности развития осадок городской застройки, обусловленных строительством метро, свидетельствуют результаты анализа положения реперов городской нивелирной сети. Репер, установленный на цоколе здания, можно рассматривать в качестве осадочной марки, если все проведенные по нему нивелировки сведены в единую систему. Такую работу выполнил один из авторов этой статьи, в результате чего ему удалось построить карту скоростей развития осадок территории центра Санкт-Петербурга (рис. 2) [6]. Оказалось, что здания на «спокойных» участках (где не ведется строительство или реконструкция) получают осадку примерно 0,5 мм/год, дома на набережных получают осадки со скоростью 1–2 мм/год. Наибольший прирост скоростей осадок (4–5 мм) зафиксирован в зонах пересадочных узлов метрополитена, для которых характерна наибольшая концентрация подземных сооружений.

Важно отметить, что последствие деформаций наблюдается на протяжении значительного времени. Например, в Литейной части застройка, оказавшаяся в пределах мульды оседания от станции «Чернышевская» и примыкающих сооружений метрополитена, получает осадки и по сей день, спустя почти более полувека после ее строительства (рис. 3).

Несмотря на прямые указания норм, разработанных для метростроения, даже те практические примеры, которые описываются в статьях как позитивные, не могут быть признаны таковыми в аспекте соответствия критериям допустимых дополнительных осадок городской застройки. В отличие от позитивного настроения ряда исследователей состояние городской застройки, оказавшейся в пределах мульды оседания, отнюдь нельзя признать удовлетворительным. Рассмотрим один из весьма показательных примеров.

Деформация башни Главного Адмиралтейства.

В 2009 г. институту «Геореконструкция» было поручено разобраться с причинами развития деформаций башни Главного Адмиралтейства – одного из символов города. Для оценки пространственного характера работы здания совместно с основанием была выполнена конечно-элементная модель в программном

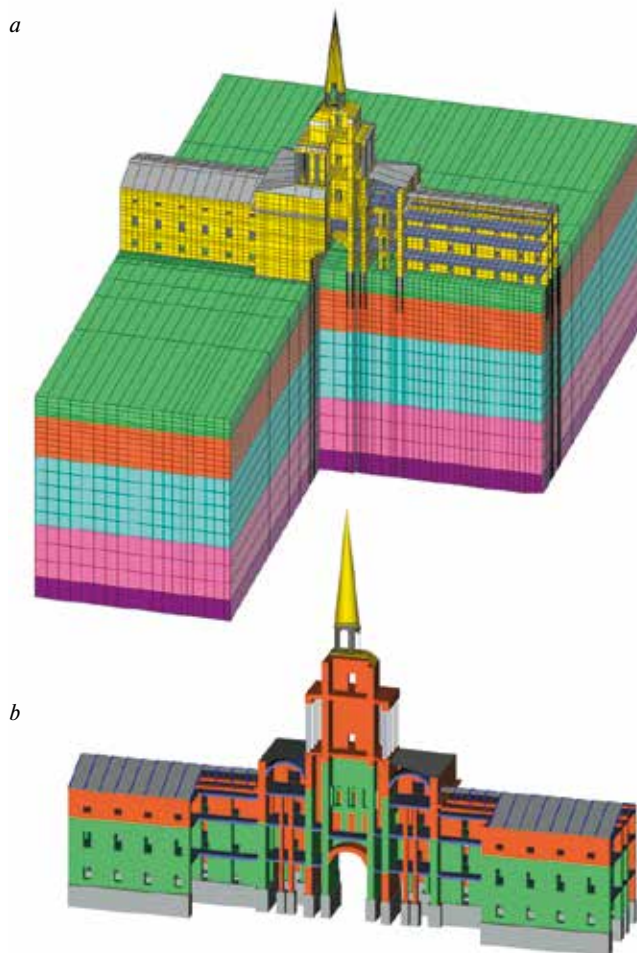


Рис. 4. Схема совместного расчета здания Главного Адмиралтейства и основания: а – конечно-элементная схема (1 – техногенный слой и пылеватый песок до глубины 3,5 м; 2 – супеси пластичные до глубины 8 м; 3 – супеси текучие до глубины 15 м; 4 – текучие суглинки на глубину до 20 м); б – продольный разрез здания (зеленым цветом обозначена кладка 1732 г., оранжевым – кладка 1816 г.)

Fig. 4. Scheme of joint calculation of the Main Admiralty building and the foundation: a – finite element scheme (1 – technogenic layer and powdery sand to a depth of 3.5 m; 2 – plastic sandy loam to a depth of 8 m; 3 – flowing sandy loam to a depth of 15 m; 4 – flowing loam to a depth of 20 m); b – longitudinal section of the building (green indicates masonry of 1732, orange – masonry of 1816)

комплексе FEM-models 2.0 [7]. Расчетная схема изображена на рис. 4, а. Для моделирования конструкций здания, состоящих из достаточно массивных кирпичных стен, использовались объемные упругие элементы. Такое моделирование позволяет выявить наиболее напряженные и опасные участки кладки по упругой стадии работы материала. Для моделирования работы грунта использовалась вязкопластическая модель с независимым описанием упрочнения при объемном деформировании и сдвиге [8]. Данная модель позволяет в наибольшей степени приблизиться к описанию работы слабых водонасыщенных глинистых грунтов. Параметры модели принимались по данным инженерно-геологических изысканий с учетом результатов статического зондирования.

При моделировании конструкций здания ставилась цель по возможности более точно приблизиться к кон-

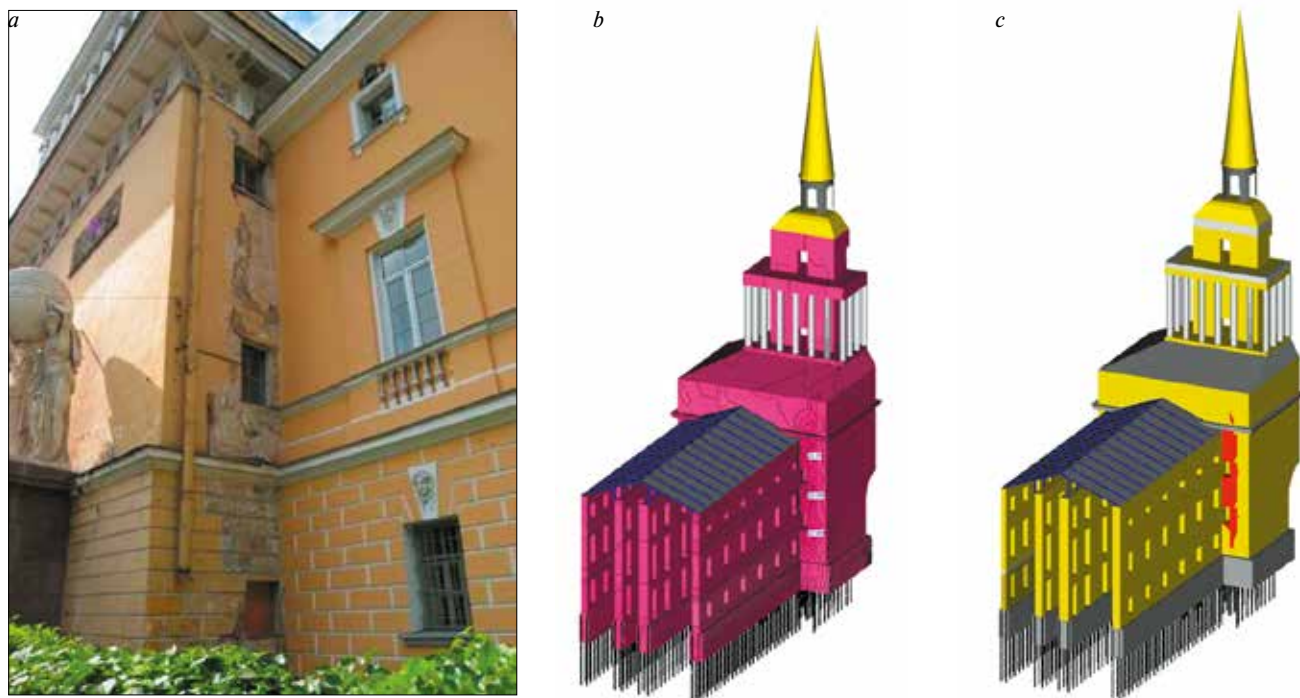


Рис. 5. Результаты расчета конструкций здания: а – фото 2009 г.; б – изолинии касательных напряжений в кладке (кПа), связанных с разностью осадок стены флигеля и башни; с – зоны развития наклонных трещин, связанных со сдвиговыми деформациями поперечной стены
Fig. 5. Results of calculation of building structures: а – photo (2009); б – isolines of tangential stresses in masonry (kPa) associated with the difference in precipitation of the wing and tower walls; с - zones of development of inclined cracks associated with shear deformations of the transverse wall

структивной схеме здания для оценки нагрузок, передаваемых на конструкции, и общей жесткости здания. Кроме того, для моделирования необходимо было учесть историю строительства здания в два этапа с включением старой кладки в работу и добавлением новых элементов конструкции. На рис. 4, б цветами показаны места расположения кладки разного времени на расчетной схеме здания. При расчете сначала определялись деформации конструкций здания Адмиралтейства, построенного по проекту Коробова (1732 г.), а затем учитывалось изменение расчетной схемы, связанное с появлением дополнительных конструкций и нагрузок при перестройке А. Захаровым в 1816 г.

Выполненный расчет характера развития осадок позволил выявить причины наблюдающихся дефектов в конструкциях здания (рис. 5, а). Основным и наиболее ярко выраженным дефектом является развитие трещин в поперечной стене в примыкании к стене главного фасада башни. В соответствии с выполненными расчетами центральная высокая часть получает большую осадку, чем менее нагруженные флигели. При этом наблюдается существенная неравномерность осадок в фасадной и поперечных стенах башни, что приводит к развитию в поперечных стенах существенных касательных напряжений (рис. 5, б), достигающих величин 235 кПа и приводящих к образованию наклонных трещин в поперечных стенах башни (рис. 5, с).

Таким образом, причины образования основных дефектов башни Адмиралтейства вполне понятны

– это неравномерные осадки здания, обусловленные его перестройкой. Между частями разного времени постройки образовался стихийный деформационный шов, проявившийся в виде трещин в поперечных стенах башни, примыкающих к ее главному фасаду. Следовательно, возникновение трещин предопределено особенностью конструктивного решения. Но почему же они возникли теперь, через 200 лет после реконструкции?

Ответ на этот вопрос дает созданная геоинформационная система [6]. Оказывается, под зданием Адмиралтейства проходят четыре тоннеля метро (рис. 6, а). При проходке метро в 1960-х гг. осадки здания существенно интенсифицировались (рис. 6, б), достигнув в некоторых точках 80–100 мм. Это произошло вследствие изменения напряженно-деформированного состояния основания под зданием (прежде всего изменения девиатора напряжений при подработке, на этом подробнее остановимся ниже), в результате чего произошло раскрытие стихийного деформационного шва между разновременными конструкциями на разнотипных фундаментах. Строительство станции «Адмиралтейская» и тоннелей Фрунзенско-Приморской линии оказало дополнительное влияние на памятник, увеличив как абсолютные значения осадок, так и их неравномерность. При этом осадки репера, расположенного рядом с башней Адмиралтейства, возросли с конца 1960-х к 2003 г. на 100 мм.

Можно ли было избежать осадок всемирно известного памятника архитектуры при строительстве

метро? Полагаем, что на этот вопрос должны отвечать горные инженеры. Но спрогнозировать влияние строительства метро на памятник было вполне возможно (что требовали уже в то время действующие территориальные нормы ТСН 50-302-2004), как возможно было и предусмотреть превентивные меры по обеспечению механической безопасности объекта культурного наследия. К сожалению, этого не было сделано, и сохранением памятника мы обязаны только его создателям – Коробову и Захарову, которые придали своему творению способность противостоять сверхнормативным деформациям.

Взаимодействие зданий, массива грунта в их основании и сооружений метрополитена. Задача о взаимодействии зданий и сооружений метрополитена решалась нами множество раз в связи с застройкой лакун, оставшихся на поверхности возле наземных вестибюлей метрополитена. Естественное желание современных инвесторов разместить торговые центры на самых рентабельных (т. е. близких к метро) участках, а именно над наклонными ходами, наталкивается на совершенно законное требование метрополитена об обязательном согласовании проектного решения. Проект будет согласован

только в том случае, если докажут отсутствие опасного влияния нового здания на сооружения метрополитена (логично ожидать, что с такой же щепетильностью проектировщики метро должны подходить и к вопросу влияния строительства метрополитена на городскую застройку).

Рассмотрим для примера здание, с которым было связано множество дискуссий в сообществе градозащитников. При строительстве наклонного хода станции метро «Достоевская» исторический дом Рогова на углу Щербакова пер. и Загородного пр. получил существенные деформации и на протяжении многих лет пребывал в руинированном состоянии. Он был признан аварийным и демонтирован (несмотря на протесты градозащитников), с тем, чтобы быть воссозданным в прежних габаритах в рамках нового проекта. Восстанавливаемый дом – трехэтажный, он объединяется с новым семиэтажным зданием в глубине участка подземным паркингом глубиной 4 м.

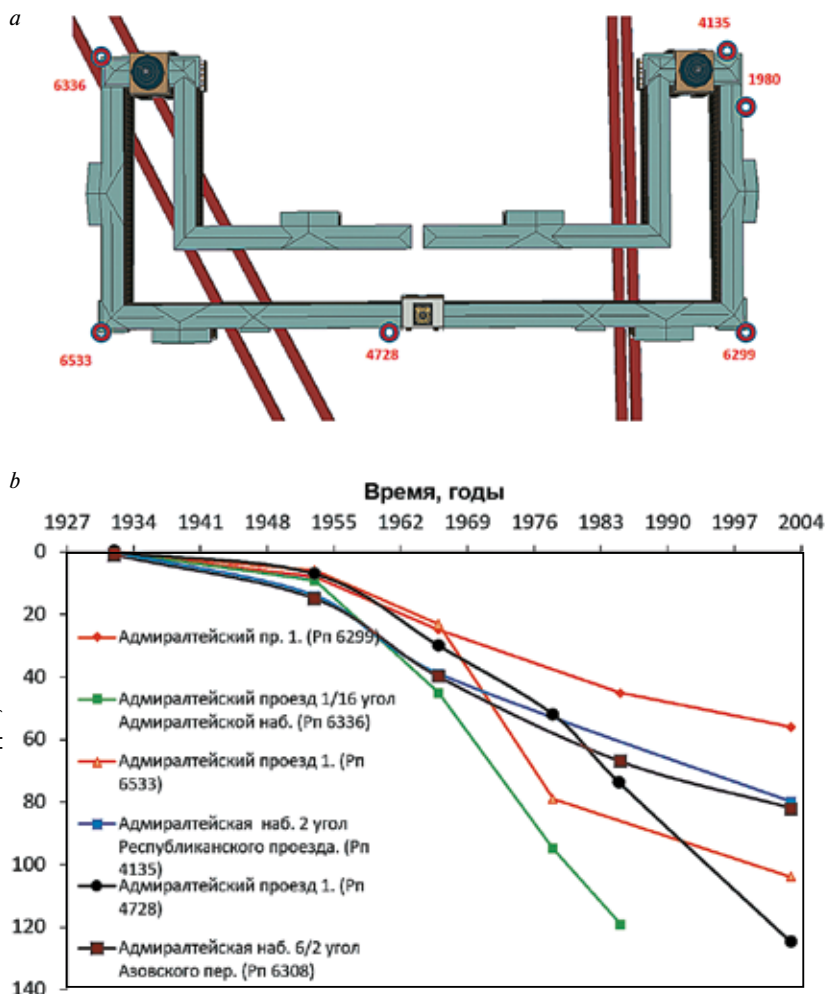


Рис. 6. Влияние проходки метро на здание Адмиралтейства: а – схема расположения тоннелей относительно здания; указаны номера реперов; б – развитие осадок реперов во времени

Fig. 6. The effect of metro tunneling on the Admiralty building: a – the layout of tunnels relative to the building; the reference points numbers are indicated; b – the development of reference points drafts over time

Геологический разрез в пределах глубины 70 м выполненных изысканий представлен техногенными, озерно-морскими, озерно-ледниковыми и ледниковыми отложениями, залегающими на коренных протерозойских глинах.

В зоне влияния нового строительства находятся три существующих здания постройки XVIII–XX в. и наклонный ход станции метро «Достоевская» (рис. 7). Под 7-этажный объем здания запроектированы буронабивные сваи диаметром 550 мм с расположением нижнего конца свай на глубине 28 м от поверхности. С двух сторон вдоль наклонного тоннеля метрополитена были предусмотрены сваи диаметром 620 мм с глубиной погружения нижнего конца 40 м (рис. 8).

Согласно расчетам, выполненным с применением вязкопластической модели грунта в программном комплексе FEM-models 2.0, максимальная расчетная осадка проектируемого здания составила 7 мм, приурочена она к участку над наклонным тоннелем. При этом расчетная осадка самого наклонного хода не

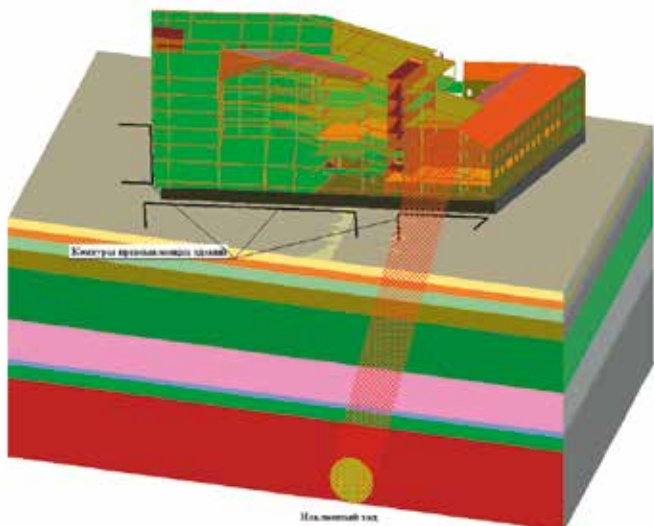


Рис. 7. Расчетная схема задачи (фрагмент)
Fig. 7. Calculation scheme of the problem (fragment)

превысила 1 мм. Дополнительные расчетные осадки примыкающих зданий – до 4 мм (рис. 9) находятся в пределах допустимых значений.

Дополнительное расчетное вертикальное давление на тоннель составило до 2 т/м^2 , горизонтальное давление – до $1,7 \text{ т/м}^2$ (рис. 10). Максимальный распределенный момент в обделке тоннеля составил 4 тм, в продольном – до 0,17 тм.

Таким образом, дополнительная нагрузка на тоннель фактически соответствует отсыпке сплошного слоя грунта метровой толщиной по всей дневной поверхности, что, разумеется, не может оказать негативного воздействия на его техническое состояние и эксплуатационную способность.

В настоящее время возведение здания находится в завершающей фазе, негативного влияния строительства на сооружения метрополитена не проявилось (чего нельзя сказать об обратном, иначе не пришлось бы перестраивать заново дом Рогова).

Итак, обратная задача – о влиянии нового строительства на сооружения метрополитена – вполне разрешима. Таким же способом разрешима и прямая задача.

Особенности прогноза развития осадок городской застройки при строительстве метро. Как уже указывалось выше, в основе расчета влияния строительства сооружений метрополитена, осуществляемого закрытым способом, на оседание земной поверхности лежит оценка деформаций подработки территории. Наиболее простым и распространенным способом моделирования подработки является задание такой интегральной характеристики, как перебор грунта при проходке тоннелей.

Следует отметить, что существенное развитие методы расчета мульды оседания при

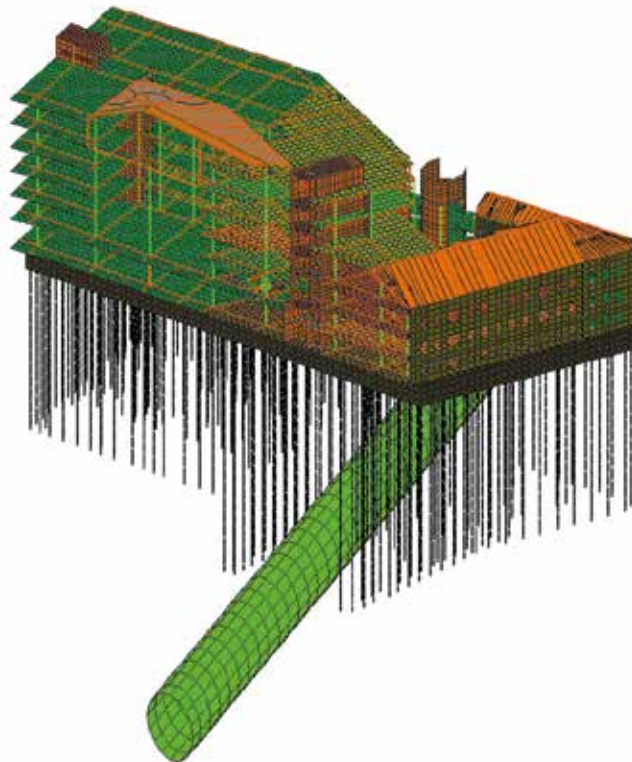


Рис. 8. Фрагмент расчетной схемы. Конструкции здания, наклонный ход
Fig. 8. Fragment of the calculation scheme. Building structures, inclined tunnel

строительстве сооружений метрополитена получили в работах ученых Горного университета [9]. Согласно исследованию [10], осадки земной поверхности, вызванные строительством тоннеля, слагаются из мгновенных осадок (связанных с устойчивостью лба забоя, скорости проходки, времени на установку обделки, на тампонаж пространства между обделкой и грунтом); осадок вследствие деформаций тоннельной обделки (которые в наилучшей степени поддаются минимизации за счет грамотного выбора параметров крепи); длительных осадок вследствие консолидации грунтов.

Исследователи отмечают, что существующие аналитические, полуэмпирические и эмпирические мето-



Рис. 9. Изолинии осадок примыкающей территории, м
Fig. 9. Sediment isolines of the adjacent territory, m

ды прогноза деформаций земной поверхности не позволяют в полной мере оценить процессы, происходящие в массиве грунта [5], и требуется развитие физических моделей работы грунта. В частности, в работах М.А. Карасева развитие получила модель работы глинистых отложений венда, учитывающая нелинейное поведение и анизотропию среды.

Анализ развития осадок городской застройки с помощью упомянутой выше геоинформационной системы позволяет установить реальную мульду оседания земной поверхности. В условиях центральной части Санкт-Петербурга, например в районе Литейной части (рис. 3) она оказывается развитой по 150 м в стороны от подземного сооружения метрополитена, а наибольшие осадки достигают 300–500 мм. Несложные прикидочные расчеты приведут к тому, что перебором грунта такие осадки никак объяснены быть не могут, иначе следовало бы признать, что при проходке тоннелей перебор грунта равен чуть ли не объему самой проходки.

Очевидно, здесь включаются какие-то дополнительные, неучтенные механизмы развития осадок. Наиболее логичный из них – эффект девиаторной разгрузки массива грунта при проходке метро. Этот механизм в своей основе весьма прост, и объяснить его можно на примере обычного трехосного испытания. Если в стабилометре образец грунта находится в состоянии равновесия между приложенными вертикальным и боковым давлениями, то заставить его снова деформироваться можно не только путем увеличения вертикального давления, но и путем снижения горизонтальных давлений при неизменном вертикальном. То же самое будет происходить и с элементарным объемом грунта в массиве. Снижение горизонтальных напряжений при проходке тоннеля приведет к увеличению девиатора напряжений. В глинистых грунтах изменение девиатора напряжений – это «спусковой крючок» для развития осадочных деформаций. Растягивающее воздействие в весьма ограниченной зоне провоцирует нарушение природной структуры (так называемой структурной прочности) в вышележащей толще глинистых грунтов малой и средней степеней литификации [11]. Или – говоря языком классической механики грунтов – исчерпывается эффект переуплотнения, стирается история взаимодействия исторического здания и грунта в его основании, в результате чего городская застройка снова начинает претерпевать осадки, которые сопоставимы или даже превосходят накопленные за всю историю ее существования. Представляется,

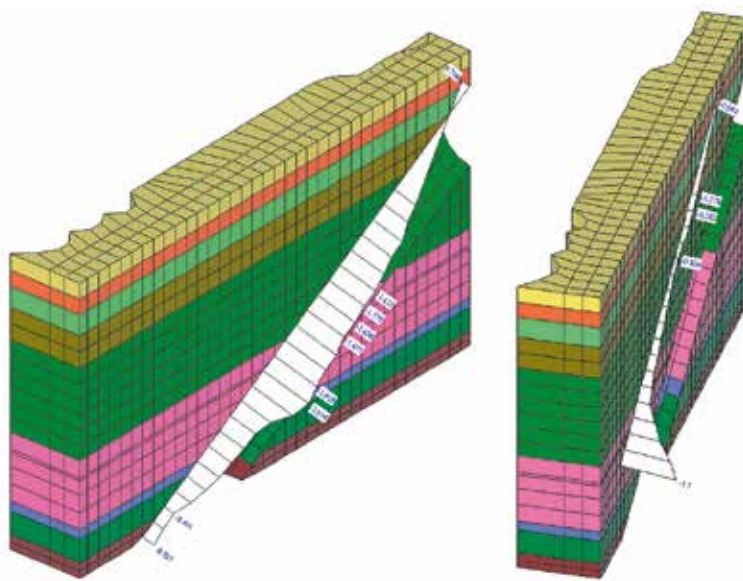


Рис. 10. Дополнительные давления на тоннель t/m^2 : справа – вертикальные, слева – горизонтальные

Fig. 10. Additional pressures on the tunnel (t/m^2): vertical on the right, horizontal on the left

что перспектива совершенствования прогноза оседания земной поверхности вследствие строительства метро заключается прежде всего в разработке или применении моделей грунта, учитывающих эффект нарушения структурных связей.

Заключение

Строительство подземных сооружений метрополитена, согласно требованиям современных нормативных документов, должно обеспечивать допустимые деформации городской застройки как по абсолютным значениям осадок, так и по их неравномерности. Следует признать, что это требование не выполняется. Здания, в том числе объекты культурного наследия, из-за строительства метро претерпевают осадки, на два порядка превышающие значения допустимых осадок и на порядок большие, чем их допустимая неравномерность.

В случае, если прогноз осадок превышает допустимые нормами значения, необходимо выполнить совместные расчеты системы сооружения метрополитена – массив грунта – городская застройка, на основании которых определить степень опасности сверхнормативных осадок и способы защиты или усиления конструкций зданий от планируемых воздействий. К сожалению, несмотря на развитие практики совместных расчетов в гражданском строительстве, они не получили необходимого развития при проектировании метро.

Причиной развития сверхнормативных длительных (более полувека после окончания строительства метро) осадок городской застройки является эффект девиаторного разгрузки массива грунта вследствие проходки тоннеля, что обуславливает нарушение природной структуры водонасыщенных глинистых грунтов малой и средней степеней литификации.

Список литературы

1. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г., Шашкин В.А. Основы совместных расчетов зданий и оснований. СПб.: Георекострукция, 2014. 328 с.
2. Парамонов В.Н., Сахаров И.И. Взаимное влияние эскалаторных тоннелей метрополитена и наземных сооружений // *Геотехника*. 2018. № 3. С. 38–53.
3. Хуцкий В.П. Безопасные параметры сдвижения земной поверхности при строительстве метрополитена в Санкт-Петербурге // *Записки Горного института*. 2012. Т. 199. С. 263–268.
4. Васенин В.А. Оценка развития осадок исторической застройки Санкт-Петербурга по результатам наблюдений с конца XIX века // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2013. № 4. С. 2–7.
5. Карасев М.А. Анализ причин деформации земной поверхности и характер формирования мульды оседания, вызванной строительством транспортных тоннелей // *Записки Горного института*. 2011. Т.190. С. 163–171.
6. Васенин В.А. Разработка геоинформационной системы по оценке длительных осадок зданий исторического центра Санкт-Петербурга // *Инженерные изыскания*. 2016. № 10–11. С. 62–70.
7. Ulitsky V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G., Shashkin V.A., Lisyuk M.B. Soil-structure interaction effects // *Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development – Proceedings of the XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, ECSMGE 2015.
8. Шашкин А.Г. Расчет сооружений на слабых глинистых грунтах. Saarbrücken: Lap Lambert Academic Publishing, 2016, 349 с.
9. Протосеня А.Г., Огородников Ю.Н., Деменков П.А., Лебедев М.О., Потемкин Д.А., Козин Е.Г. Механика подземных сооружений. Пространственные модели и мониторинг. СПб.: СПГГУ-МАНЭБ. 2011, 355 с.
10. Карасев М.А. Прогноз оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений глубокого заложения в условиях города Санкт-Петербург // *Записки Горного института*. 2014. Т. 204. С. 248–254.
11. Shashkin A.G., Shashkin K.G., Dashko R.E. Analysis of causes of deformations in historic buildings on weak clay soils // *Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New Materials, Structures, Technologies and Calculations – Proceedings of the International Conference on Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New Materials, Structures, Technologies and Calculations*, GFAC 2019.

References

1. Ulitsky V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G., Shashkin V.A. *Osnovy sovmestnykh raschetov zdaniy i osnovanii* [The basics of soil-structure interaction calculations]. Saint-Petersburg: Georeconstructsia. 2014. 328 p.
2. Paramonov V.N., Sakharov I.I. Mutual influence of metro escalator tunnels and ground structures. *Geotekhnika*. 2018. No. 3, pp. 38–53. (In Russian).
3. Khrutsky V.P. Safe parameters of the earth's surface displacement during the construction of the metro in St. Petersburg. *Zapiski Gornogo Instituta*. 2012. V. 199, pp. 263–268. (In Russian).
4. Vasenin V.A. Assessment of the development of sediments of historical buildings in St. Petersburg based on observations from the end of the XIX century. *Osnovaniya, fundamenti i mekhanika gruntov*. 2013. No. 4, pp. 2–7. (In Russian).
5. Karasev M.A. Analysis of the causes of deformation of the earth's surface and the nature of the formation of subsidence caused by the construction of transport tunnels. *Zapiski Gornogo Instituta*. 2011. Vol. 190, pp. 163–171. (In Russian).
6. Vasenin V.A. Development of a geoinformation system for assessing long-term precipitation of buildings in the historical center of St. Petersburg. *Inzhenernye izyskaniya*. 2016. No. 10–11, pp. 62–70. (In Russian).
7. Ulitsky V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G., Shashkin V.A., Lisyuk M.B. Soil-structure interaction effects. *Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development - Proceedings of the XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, ECSMGE 2015.
8. Shashkin A.G. *Raschet sooruzhenii na slabykh glinistykh gruntakh* [Calculation of structures on weak clay soils]. Saarbrücken: Lap Lambert Academic Publishing. 2016, 349 p.
9. Protosenya A.G., Ogorodnikov Yu.N., Demenkov P.A., Lebedev M.O., Potemkin D.A., Kozin E.G. *Prostranstvennye modeli i monitoring* [Mechanics of underground structures. Spatial models and monitoring]. Saint Petersburg: SPBU-MANEB. 2011, 355 p.
10. Karasev M. A. Forecast of subsidence of the earth's surface during the construction of deep underground structures in the conditions of the city of Saint Petersburg. *Zapiski Gornogo Instituta*. 2014. Vol. 204, pp. 248–254. (In Russian).
11. Shashkin A.G., Shashkin K.G., Dashko R.E. Analysis of causes of deformations in historic buildings on weak clay soils. *Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New Materials, Structures, Technologies and Calculations – Proceedings of the International Conference on Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New Materials, Structures, Technologies and Calculations*, GFAC 2019.

УДК 624.1

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-9-44-48>

И.В. НОСКОВ, ген. директор (noskov@npo22.com)

ООО «Научно-производственное объединение 22» (119334, г. Москва, 5-й Донской проезд, 15, стр. 2, оф. 207)

Возведение нулевого цикла без стационарного крана

Показана актуальность сокращения сроков строительства для застройщиков и подрядчиков в связи с изменениями в законодательной базе. Приведены факторы, влияющие на увеличение сроков на этапе возведения конструкций здания ниже нулевой отметки. Предложена технология стальной несъемной опалубки Proster®21 как средства оптимизации строительных процессов. Дана общая информация о технологии производства опалубки и ее основных физических характеристиках. Определено влияние вида опалубки на складские и транспортные затраты. В общих чертах описан процесс монтажа и состав бригады основных рабочих, указана экономия трудозатрат за счет отсутствия демонтажа, приведено влияние на накладные расходы и скорость оборачиваемости средств организации. Указана область применения в строительстве подземной части зданий. По результатам испытаний опалубки приведены данные о ее влиянии на несущую способность стен и колонн. Предложенное технологическое решение неоднократно отработано на объектах по всей территории РФ, внесено в Перечень инновационной высокотехнологичной продукции и технологий г. Москвы, сертифицировано и может быть практически реализовано.

Ключевые слова: сокращение сроков, оптимизация затрат, инновации, монолитный железобетон, несъемная опалубка, фундамент, цоколь, нулевой цикл, прочность конструкций.

Для цитирования: Носков И.В. Возведение нулевого цикла без стационарного крана // *Жилищное строительство*. 2020. № 9. С. 44–48. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-9-44-48>

I.V. NOSKOV, General Director (noskov@npo22.com)

LLC "Research and Production Association 22" (15, bldg. 2, Off. 207, 5th Donskoy Proezd, Moscow, Russian Federation)

Construction of a Zero Cycle without a Stationary Crane

The relevance of reducing the construction time for developers and contractors due to changes in the legal framework is shown. The factors influencing the increase in terms at the stage of construction of building structures below the zero mark are presented. The technology of steel fixed formwork Proster®21 is proposed as a means of optimizing construction processes. General information about the formwork production technology and its main physical characteristics is given. The influence of the type of formwork on storage and transport costs is determined. In general terms, the installation process and the composition of the team of main workers are described, labor savings due to the lack of dismantling are indicated, and the impact on overhead costs and the speed of turnover of the organization's funds is given. The scope of application in the construction of the underground part of buildings is indicated. Data on the influence of formwork on the load-bearing capacity of walls and columns are given. The proposed technological solution has been repeatedly tested at facilities throughout the Russian Federation, included in the list of innovative high-tech products and technologies of Moscow, certified and can be practically implemented.

Keywords: time reduction, cost optimization, innovation, monolithic reinforced concrete, fixed formwork, foundation, plinth, zero cycle, structural strength.

For citation: Noskov I.V. Construction of a zero cycle without a stationary crane. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2020. No. 9, pp. 44–48. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-9-44-48>

С введением в 2019-м г. поправок к Федеральному закону от 30.12.2004 № 214-ФЗ (ред. от 13.07.2020) «Об участии в долевом строительстве многоквартирных домов и иных объектов недвижимости и о внесении изменений в некоторые законодательные акты Российской Федерации» и появлением понятий проектного финансирования и эскроу-счетов важным для девелоперов и застройщиков является сокращение сроков строительства. Для привлечения средств основополагающим является именно нулевой цикл строительства. В то

же время для генподрядчика нулевой цикл – самый хлопотный период, когда в условиях городской стесненности идет первичная отработка всех процессов и проверка логистических схем. На площадке в это время идут земляные работы, зачастую присутствует несколько подрядчиков по прокладке и выносу сетей, отсутствует башенный кран, параллельно идет устройство бытового городка. Нельзя сказать, что все эти факторы положительно влияют на сроки начала работ по возведению непосредственно нулевого цикла.

Как найти ресурс для оптимизации пространства и времени в рамках отдельно взятой стройки и в устройстве фундаментов и конструкций цокольного этажа в частности? Арматура, бетон, опалубка, рабочая сила и грузоподъемное оборудование – вот пять главных составляющих, необходимых для монолита. Бетон и арматура – это не поддающиеся оптимизации опции. Для оптимизации трех остальных пунктов предлагается простое и технологичное решение – стальная несъемная опалубка Proster®21.

Опалубка представляет собой ячеистую панель с ребрами жесткости, формообразование происходит путем прокатки стального оцинкованного листа с диагональной резкой и вытяжением ячеистых участков (рис. 1).

В отличие от обычной сетки, которую применяют в рабочих швах, ребро жесткости принимает на себя нагрузку от давления бетонной смеси и позволяет сохранять геометрию конструкции аналогично профилированному листу, которым, по сути, и является (рис. 2).

Герметичность конструкции и отсутствие возможных потерь цементного молочка через ячейки обеспечиваются соблюдением инструкций по монтажу и добросовестным изготовлением бетонной смеси по-

ставщиком (рекомендуется подвижность П4): потери бетона при применении опалубки Proster®21 не превышают нормативные 1,5–2% (рис. 3).

Обладая низкой массой (1 м² весит 3,5 кг, а стандартная панель 0,6×2,5 м – 5,25 кг), Proster®21 позволяет вести монтаж *вручную* (рис. 4), сразу после доставки на объект, и исключить использование тяжелой грузоподъемной техники для установки опалубки (в это время башенный кран еще только монтируют, а использование автокрана затратно и не всегда безопасно).

Свойства материала и требования к его хранению позволяют складировать менее чем на 2 м² площади 600 м² опалубки Proster®21 (штабель в четыре яруса, четыре стандартные упаковки 2,7×0,7×0,6 по 150 м²). Для хранения не требуются отдельно оборудованные площадки или навесы – опалубка изготовлена из оцинкованной стали и может храниться на открытой площадке. Опыт показал, что в течение года панели Proster®21, складированные открытым способом, не подверглись коррозии и не утратили физико-механических свойств. Для сравнения, 600 м² инвентарной щитовой опалубки требуют для складирования не менее 80 м², плюс площадки для укрупнительной сборки и очистки щитов от бетона не менее 50 м² – итого 130 м², что в условиях стес-

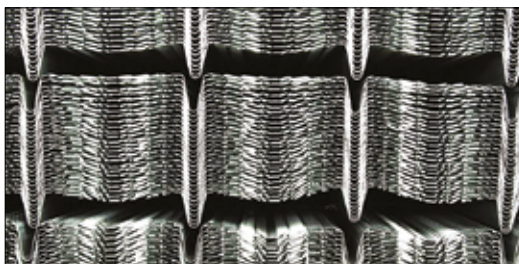
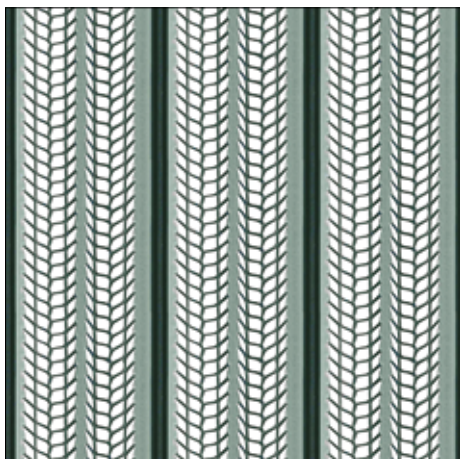


Рис. 1. Структура стальной несъемной опалубки Proster®21

Fig. 1. Structure of the Proster®21 steel fixed formwork



Рис. 2. Образец фундамента в несъемной опалубке Proster®21 (фото с сайта: <http://quickjet.it/>)

Fig. 2. Sample of the foundation in a fixed formwork Proster®21 (photo from the website: <http://quickjet.it/>)



Рис. 3. Пример монтажа опалубки
Fig. 3. An example of a formwork Assembly



Рис. 4. Разгрузка (a) и монтаж (b) опалубки вручную
Fig. 4. Unloading (a) and installing (b) the formwork manually





Рис. 5. Вязка опалубки к арматурному каркасу

Fig. 5. Connecting the formwork to the reinforcement frame



Рис. 6. Криволинейные конструкции, созданные с помощью опалубки Proster®21 (фото с сайта: <http://quickjet.it/>)



Fig. 6. Curvilinear structures created with the help of Proster®21 formwork (photo from the website: <http://quickjet.it/>)



ненной городской стройки не всегда доступно. Те же преимущества можно отнести и к транспортной составляющей – за счет низкой массы 1 м² до 30 раз снижаются транспортные затраты (рис. 4). Так, автомобиль «Газель» грузоподъемностью ≈1500 кг способен доставить к месту строительства до 450 м² опалубки Proster®21 (объем груза 2,25 м³, масса 1,53 т), тогда как для транспортировки аналогичного количества инвентарной щитовой опалубки (объем груза 67,5 м³, масса 22,5 т) потребуется два рейса автомобиля-длинномера (12 м) грузоподъемностью 20 т (на ввоз и вывоз щитов).

Дальнейшая экономия произойдет на этапе монтажа опалубки (рис. 5). Для установки Proster®21 не требуется отдельное звено или бригада монтажников. Технология предусматривает вязку опалубки непосредственно к каркасу из арматуры. Соответственно, это может быть выполнено теми же арматурщиками, которые вязали каркас (рис. 5). При сдельной системе оплаты труда состав бригады оптимизируется: на каждого члена приходится больше выработки в кубометрах, а следовательно, больше заработной платы.

Опалубка Proster®21 не требует демонтажа, поэтому трудозатраты на 1 м³ бе-



Рис. 7. Испытание образцов колонн

Fig. 7. Testing of column samples



Рис. 8. Испытание образцов конструкции простенков с применением опалубки Proster®21

Fig. 8. Testing of design samples of piers using Proster®21 formwork



Таблица 1
Table 1

Результаты испытания колонн с применением опалубки Proster®21
Test results for columns using Proster®21 formwork

Марка колонн*	S _{холл} , см ²	Армирование колонн	Класс бетона	e ₀ , см	N _{раз} , кН	R _{эксп} , МПа	N _{расч} , кН		%
							N _{разр} 1,6	N _{норм}	
БКД-1	1600	4∅12	B25	1,4	4480	28	2800	2560	+9
БКД-2		4∅12	B20	0,63	5000	31,2	3120	3270	-5
БКС-1		Опалубка Proster®21 без арматуры	B25	0,98	4500	28,1	2810	2360	+20
БКС-2		Опалубка Proster®21 + 4∅12	B22.5	0,48	5000	31,2	3120	2660	+17

* БКД – в деревянной опалубке; БКС – с опалубкой Proster®21.

Таблица 2
Table 2

Результаты испытания образцов конструкции простенков с применением опалубки Proster®21
Results of testing of samples of the construction of piers with the use of Proster®21 formwork

Марка*	Размер образца, см	Класс бетона панели	Армирование стен	N _{раз} , кН	e _x /e _y , см	R _{эксп} , МПа	N _{расч} , кН		%
							N _{разр} 1,6	N _{норм}	
БСД-1	100×100×20	B25	12∅12	5000	0,54/3,38	25	3120	3230	-4
БСС-1		B22.5	Опалубка Proster®21 без арматуры	4500	0,43/0,67	22,5	2810	2340	+20
БСС-2		B20	Опалубка Proster®21 +12∅10	5500	0,2/1,56	27,5	3437	2749,77	+25
БСС-3		B20	Опалубка Proster®21 +12∅12	5980	1,68/0,87	30	3750	2931	+28

* БСД – в деревянной опалубке; БСС – с опалубкой Proster®21.

тона снижаются на 44% – с 2 чел./ч до 1,12 чел./ч (рассчитано по ЕНиР. Сборник Е4. Монтаж сборных и устройство монолитных железобетонных конструкций. §§ Е4-1-34 и Е4-1-37), что почти в два раза сокращает сроки. Со сроками снижаются накладные расходы, такие как содержание управленческого аппарата и офиса, растет оборачиваемость средств, которые можно направить на развитие организации. Кроме перечисленных исключаются затраты на ремонт, смазку, обслуживание и комплектацию щитовой опалубки, содержание складов и баз. Также опалубка Proster®21 не является основным средством и списывается на производство, что приводит к снижению налогооблагаемой базы предприятия.

Опалубка Proster®21 позволяет оперативно вести монтаж фундаментов любого типа – ленточных, свайных ростверков, плит, столбчатых, а также стен, пилонов, колонн, прямиков и колодцев. При этом форма конструкции в плане может быть не только прямоугольной, но и криволинейной и радиусной, что часто требуется для строительства уникальных объектов. Добиться этого при использовании традиционных опалубочных систем трудно. Криволиней-

ность обеспечивает гибкость опалубки Proster®21 в продольном направлении, тогда как в поперечном форма продолжает сохраняться за счет ребер жесткости, которые воспринимают нагрузку от бетонной смеси (рис. 6).

При включении Proster®21 в расчет в качестве рабочего элемента конструкции возникает возможность экономии материалов за счет снижения расчетных сечений арматуры и бетона [1–4], это подтверждается испытаниями образцов конструкций, которые прошли в 2016 г. в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. По результатам испытаний был выпущен научно-технический отчет по теме «Провести экспериментальные исследования прочности и деформативности опытных образцов фрагментов железобетонных панелей и колонн, изготовленных с применением стальной опалубки Proster®21 производства Белорецкого завода сеток и настилов», подтвердивший совместную работу опалубки с бетоном конструкции за счет адгезии цементного молочка и металла ячеистых участков.

В табл. 1 приведено сравнение с контрольными образцами конструкции колонн с опалубкой Proster®21 (рис. 7).

В сравнении с контрольными образцами при использовании конструкций простенков с применением опалубки Proster®21 (рис. 8) можно добиться прироста прочности до 28% (табл. 2).

Кроме того, нельзя не отметить снижение водопроницаемости вертикальных конструкций на 35% за счет наличия оцинкованного ребра (в расчет принята только проекция сплошного металла, без ячеистых участков). Для подземных конструкций, так или ина-

че находящихся под воздействием грунтовых вод, это может стать заметным плюсом к гидроизоляции.

Таким образом, без переподготовки основных кадров и радикального изменения технологических цепочек несъемная опалубка Proster®21 позволяет сэкономить на транспорте, трудозатратах, грузоподъемных механизмах и, главное, сроках строительства, при этом улучшая механические и эксплуатационные свойства конструкций здания ниже нулевой отметки.

Список литературы

1. Rosati G. Test report. Department of Structural Engineering. Politecnico Di Milano, 2010, pp. 1–3
2. Liu Yan Lemin. Application of dipy construction formwork mesh in building of china. *Construction technology*, 2001. No. 8, pp. 29–30.
3. Coutinho J.S. Effect of controlled permeability formwork on white concrete. *ACI Materials Journal*. 2001, march-april, pp. 148–158.
4. Грановский А.В., Носков И.В. Прочность монолитных железобетонных конструкций, изготовленных с использованием стальной несъемной опалубки // *Промышленное и гражданское строительство*. 2016. № 10. С. 129–131.

References

1. Rosati G. Test report. Department of Structural Engineering. Politecnico Di Milano, 2010, pp. 1–3
2. Liu Yan Lemin. Application of dipy construction formwork mesh in building of china. *Construction Technology*, 2001. No. 8, pp. 29–30.
3. Coutinho J.S. Effect of controlled permeability formwork on white concrete. *ACI Materials Journal*, 2001, march-april, pp. 148–158.
4. Granovsky A.V., Noskov I.V. Strength of monolithic reinforced concrete structures produced with the use of steel leave-in-place formwork. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2016. No. 10, pp. 129–131. (In Russian).

СПЕЦИАЛИЗИРОВАННАЯ
ВЫСТАВКА

**ОТЕЧЕСТВЕННЫЕ
СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ**
Trade Fair for Construction Materials

★ **СПЕЦИАЛЬНЫЕ ПРОЕКТЫ:**
Салон станков, оборудования, технологий и сырья
для индустрии керамической промышленности

КЕРАМБРИКТЕХ
SERAMBRICKTECH

Переработка и управление отходами

RWEXPO
RECYCLING WASTE EXPO

26.01 | 29.01
МОСКВА 2021

www.osmexpo.ru

Организатор / Organizer: МОСКВА, РОССИЯ / EUROEXPO VIENNA, AUSTRIA / UFI

УДК 624.154.5

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-9-49-53>

Н.С. СОКОЛОВ, канд. техн. наук (ns_sokolov@mail.ru)

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

Методика расчета и технология устройства буроинъекционных свай

Наряду с другими передовыми геотехническими технологиями освоения подземного пространства разрядно-импульсная технология (технология ЭРТ) является одной из основополагающих в области устройства буроинъекционных свай – микросвай, а также строительного преобразования свойств грунтов оснований, имеющих слабые показатели физико-механических характеристик. В то же время, имея существенные отличия перед другими способами освоения подземной части зданий и сооружений, геотехническая технология ЭРТ имеет ряд преимуществ, таких как повышенная удельная несущая способность по грунту, технологичность устройства буроинъекционных свай в любых инженерно-геологических условиях, возможность производства геотехнических работ в стесненных условиях. Она, являясь базовой структурой для разработки новых технологий, имеет большой научный потенциал исследований для целей внедрения ее в современное подземное строительство.

Ключевые слова: геотехническая технология, разрядно-импульсная технология ЭРТ, микросвая, буронабивная свая, обсадная труба.

Для цитирования: Соколов Н.С. Методика расчета и технология устройства буроинъекционных свай // *Жилищное строительство*. 2020. № 9. С. 49–53. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-9-49-53>

N.S. SOKOLOV, Candidate of Sciences (Engineering) (ns_sokolov@mail.ru)
I.N. Ulianov Chuvash State University (15, Moskovsky Prospect, Cheboksary, 428015, Russian Federation)

Method of Calculation and Design Technology of Bored-Injection Piles

Along with other advanced geotechnical technologies for the development of underground space, the pulse-discharge technology (ERT technology) is one of the fundamental in the field of designing bored piles (electric discharge technology) such as micro piles, as well as the construction transformation of the foundation soils properties with weak indicators of their physical and mechanical characteristics. At the same time, having significant differences over other methods of developing the underground part of buildings and structures, the geotechnical technology of Electric Discharge Technology (ERT technology) possesses several advantages, such as: 1) increased specific bearing capacity on the ground, 2) manufacturability of the design for bored piles in any engineering and geological conditions, 3) possibility to carry out geotechnical work in any tight working space. Being the basic structure for the development of new technologies, it has great scientific research potential for the purpose of introducing it into modern underground construction.

Keywords: geotechnical technology, pulse-discharge technology (PDT), micro piles, bored piles, pipe casing.

For citation: Sokolov N.S. Method of calculation and design technology of bored-injection piles. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2020. No. 9, pp. 49–53. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-9-49-53>

Современное развитие городов и крупных населенных пунктов непрерывно связано с масштабным освоением подземного пространства с использованием новых геотехнических технологий. Существующие геотехнические технологии строительства объектов ниже нулевой отметки открытым способом (без закрепления стенок котлованов) являются весьма рискованными. Они, во-первых, предполагают удаление большого объема грунта и при этом являются очень дорогостоящими и нетехнологичными. Во-вторых, в зоне геотехнического влияния нового строительства или реконструкции, как правило, имеются здания и технологические коммуникации старой

застройки, которые могут получить дополнительные деформации, влекущие возможные аварийные ситуации. При застройке территорий с наличием объектов культурного наследия следует иметь в виду, что согласно действующей нормативной документации они не должны получать никаких дополнительных деформаций [1–5].

С учетом вышесказанного проблема обеспечения их дальнейшей надежной эксплуатации как объектов нового строительства, так и здания существующей застройки остается *актуальной задачей* [6–12]. Для решения этой проблемы зачастую приходится пользоваться геотехническими технологиями, не оказы-

Несущая способность свай ЭРТ и буронабивных свай \varnothing 600; 800; 1000; 2000 мм
Bearing capacity of ERT piles and bored piles \varnothing 600; 800; 1000; 2000 m

Тип сваи	Позиция	Несущая способность, кН	Расчетная нагрузка	Примечание	Объем сваи, м ³	Удельная несущая способность, кН/м ³	Удельная расчетная нагрузка, кН/м ³	
Буронабивная свая \varnothing 600 A=0,28 м ²	1	2330	1665	Буронабивная свая в обсадных трубах	5,6	416	297,3	
	2	2300	1640		5,6	410,7	293	
	3	2465	1760		5,6	440,2	314,3	
Буронабивная свая \varnothing 800 A=0,50 м ²	1	3760	2685		10	376	268,5	
	2	3725	2660		10	372,5	266	
	3	3935	2810		10	393,5	281	
Буронабивная свая \varnothing 1000 A=0,79 м ²	1	5540	3960		15,7	352,9	252,2	
	2	5500	3930		15,7	350,3	250,3	
	3	5770	4120		15,7	367,5	263,4	
Буронабивная свая \varnothing 2000 A=6,28 м ²	1	19400	13860		125,6	154,4	110,3	
	2	19850	14180		125,6	158	112,9	
	3	19860	14200		125,6	158,2	113	
Буроинъекционная свая ЭРТ \varnothing 350 A=0,1 м ²	4	1515	1080		Буроинъекционная свая ЭРТ без уширений	2	757,5	540
	5	1680	1200		Буроинъекционная свая ЭРТ с уширениями под пятой	2	840	600
	6	1880	1340		Буроинъекционная свая ЭРТ с уширениями под пятой и вдоль ствола	2	940	670
	7	1930	1380	Буроинъекционная свая ЭРТ с уширениями под пятой и двумя уширениями вдоль ствола сваи	2	965	690	

вающими негативного влияния на существующие строения и исключаяющими возникновение в них нежелательных деформаций [13–17].

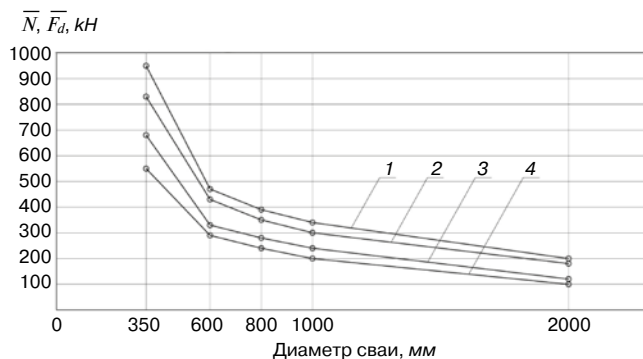
Одной из таких передовых геотехнических технологий освоения подземного пространства является разрядно-импульсная технология устройства буроинъекционных свай (технология ЭРТ) – микросвай, а также строительное преобразование свойств грунтов оснований, имеющих слабые показатели физико-механических характеристик [17–24]. Обладая существенными преимуществами перед другими способами строительства подземной части зданий и сооружений, геотехническая технология ЭРТ имеет *научную новизну*. Она, являясь базовой структурой для разработки изотопных технологий, имеет большой потенциал научных исследований для целей внедрения ее в современное подземное строительство. Симбиоз электроразрядной технологии с другими технологиями, например грунтоцементной технологией, перспективен для создания геотехнических способов укрепления оснований.

Следует отметить, что целесообразность применения микросвай определяется конкретными условиями строительной площадки и особенностью объекта на основе результатов технико-экономического сравнения возможных вариантов проектных решений. Т. е. должен быть соблюден принцип интерак-

тивного проектирования «технической целесообразности и экономической эффективности» принятого проектного решения.

Рассматриваемая геотехническая электроразрядная технология имеет подтвержденную опытом строительства *практическую значимость*. Широкое использование буроинъекционных свай ЭРТ в капитальном строительстве, реконструкции и капитальном ремонте наводит на мысль, что рассматриваемая технология с использованием этих заглубленных железобетонных конструкций может иметь большие перспективы. Это связано с тем, что для современного промышленного и гражданского строительства зачастую приходится использовать территории с пересеченным рельефом и наличием оврагов, прибрежными зонами рек, склонами и т. д. В то же время без освоения подземного пространства, невзирая на сложность строительных площадок и инженерно-геологических условий, для современного общества нет технического прогресса.

В большинстве случаев в своей производственной деятельности строители не учитывают влияния технологии возведения нового объекта на возможные негативные последствия (появившиеся трещины на фасадах вследствие неравномерных осадок, кренов и т. д.) эксплуатируемых зданий. До сих пор муссируется понятие минимальной цены при воз-



Зависимость удельной несущей способности \bar{F}_d , кН (1, 2) и удельной расчетной нагрузки \bar{N} , кН (3, 4) от диаметра сваи. 350 – диаметр сваи ЭРТ; 600, 800, 1000, 2000 – диаметры буронабивных свай, мм

The dependence of the specific bearing capacity \bar{F}_d , kN (1, 2) and specific design load \bar{N} , kN (3, 4) on the pile diameter. 350 – diameter of the ERT pile; 600, 800, 1000, 2000 – diameters of bored piles, mm

ведении части здания ниже нулевой отметки. В то же время строители идут на любые ухищрения для уменьшения стоимости строительно-монтажных работ устройства подземной части объекта. Для достижения этой цели уже на стадии проектирования закладывается минимальный коэффициент запаса несущей способности основания. Такой «иррациональный» способ строительства в конечном итоге в большинстве случаев приводит к существенному удорожанию строительства здания и, как правило, к увеличению сроков возведения. Это связано в основном с согласованием нового проекта в результате замены на другую геотехническую технологию, а также в связи с прохождением новой строительно-технической экспертизы.

Следует обратить внимание на следующий аспект, связанный с возможным увеличением несущей способности оснований, усиленных буровыми сваями. Устоялось мнение, что чем больше диаметр буровой сваи, тем больше ее несущая способность по грунту. Да, это так. Но на наш взгляд, критерием оценки должны служить не диаметр и длина сваи, а удельная несущая способность по грунту, т. е. несущая способность 1 м³ буровой сваи, а также удельная расчетная нагрузка.

В таблице и на рисунке приведены расчеты несущей способности для свай ЭРТ и буронабивных свай диаметрами 600; 800; 1000; 2000 мм. Анализируя результаты исследований, можно сделать

Список литературы

- 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.

вывод, что с увеличением диаметра буровых свай удельная несущая способность снижается, приближаясь к асимптоте.

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

1. При усилении перегруженных оснований фундаментов.

2. При усилении оснований фундаментов существующих зданий и сооружений в связи с планируемым повышением или изменением характера эксплуатационных нагрузок при изменении конструктивной схемы.

3. При строительстве новых объектов рядом с существующими, строительстве зданий и сооружений в стесненных условиях внутри действующих предприятий.

4. Для исправления сверхнормативных кренов зданий или отдельных фундаментов.

5. Для противооползневой защиты склонов, берегов рек и морей.

6. Для усиления оснований железнодорожных насыпей с нестабильным балластным шлейфом.

7. Для решения сложных геотехнических задач при реконструкции зданий и фундаментов, а также в случае капитального ремонта.

8. При строительстве новых объектов в сложных инженерно-геологических условиях, а также при наличии перемежающихся слабых грунтов оснований.

9. При устройстве подземных этажей в бесподвальных зданиях, углубления полов подвалов, влекущих за собой усиления тела существующих фундаментов, устройства противофильтрационной завесы, а также цементации контактного слоя подошвы фундаментов с несущим слоем.

10. При устройстве буроинъекционных свай ЭРТ для усиления оснований фундаментов.

11. При устройстве противофильтрационных завес.

12. Для устройства железобетонных шпонок по границе призмы обрушения при усилении оползневых склонов с целью стабилизации их деформаций.

References

- Ilichev V.A., Mangushev R.A., Nikiforova N.S. Experience of development of russian megacities underground space. *Osnovaniya, fundamenti i mekhanika gruntov*. 2012. No. 2, pp. 17–20. (In Russian).

2. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Геотехническое сопровождение развития городов. СПб.: Геореконструкция, 2010. 551 с.
3. Ilichev V.A., Konovalov P.A., Nikiforova N.S., Bulgakov L.A. Deformations of the Retaining Structures Upon Deep Excavations in Moscow. *Proc. Of Fifth Int. Conf on Case Histories in Geotechnical Engineering*, April 3–17. New York, 2004, pp. 5–24.
4. Ilyichev V.A., Nikiforova N.S., Koreneva E.B. Computing the evaluation of deformations of the buildings located near deep foundation trenches. *Proc. of the XVIth European conf. on soil mechanics and geotechnical engineering*. Madrid, Spain, 24–27th September 2007. «Geo-technical Engineering in urban Environments». Vol. 2, pp. 581–585.
5. Nikiforova N.S., Vnukov D.A. Geotechnical cut-off diaphragms for built-up area protection in urban underground development. *The pros, of the 7thl nt. Symp. «Geotechnical aspects of underground construction in soft ground»*, 16–18 May, 2011. tc28 IS Roma, AGI, 2011, № 157NIK.
6. Nikiforova N.S., Vnukov D.A. The use of cut off of different types as a protection measure for existing buildings at the nearby underground pipelines installation. *Proc. of Int. Geotech. Conf. dedicated to the Year of Russia in Kazakhstan*. Almaty, Kazakhstan, 23–25 September 2004, pp. 338–342.
7. Petrukhin V.P., Shuljatjev O.A., Mozgacheva O.A. Effect of geotechnical work on settlement of surrounding buildings at underground construction. *Proceedings of the 13th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Prague, 2003.
8. Triantafyllidis Th., Schafer R. Impact of diaphragm wall construction on the stress state in soft ground and serviceability of adjacent foundations. *Proceedings of the 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Madrid, Spain, 22–27 September 2007, pp. 683–688.
9. Sokolov N.S. Ground Ancher Produced by Electric Discharge Technology, as Reinforced Concrete Structure. *Key Enginiring Materials*. 2018, pp. 76–81.
10. Sokolov N.S. Use of the Piles of Effective Type in Geotechnical Construction. *Key Enginiring Materials*. 2018, pp. 70–74.
11. Sokolov N.S. One of Geotechnological Technologies for Ensuring the Stability of the Boiler of the Pit. *Key Enginiring Materials*. 2018, pp. 56–69.
12. Sokolov N.S. Regulated injection pile-electric discharge technology with multiple pile enlargements posed as an underground reinforced concrete structure with a controlled load capacity. *18 international multidisciplinary scientific GeoConference SGEM 2018 Albena Resort SPA Bulgaria*. 2018, pp. 601–608.
2. Ulickij V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G. Geotekhnicheskoe soprovozhdenie razvitiya gorodov [Geotechnical Support of Urban Development]. Saint Petersburg: Georeconstruction, 2010. 551 p.
3. Ilichev V.A., Konovalov P.A., Nikiforova N.S., Bulgakov L.A. Deformations of the Retaining Structures Upon Deep Excavations in Moscow. *Proc. Of Fifth Int. Conf on Case Histories in Geotechnical Engineering*, April 3–17. New York, 2004, pp. 5–24.
4. Ilyichev V.A., Nikiforova N.S., Koreneva E.B. Computing the evaluation of deformations of the buildings located near deep foundation trenches. *Proc. of the XVIth European conf. on soil mechanics and geotechnical engineering*. Madrid, Spain, 24–27th September 2007. «Geo-technical Engineering in urban Environments». Vol. 2, pp. 581–585.
5. Nikiforova N.S., Vnukov D.A. Geotechnical cut-off diaphragms for built-up area protection in urban underground development. *The pros, of the 7thl nt. Symp. «Geotechnical aspects of underground construction in soft ground»*, 16–18 May, 2011. tc28 IS Roma, AGI, 2011, № 157NIK.
6. Nikiforova N.S., Vnukov D.A. The use of cut off of different types as a protection measure for existing buildings at the nearby underground pipelines installation. *Proc. of Int. Geotech. Conf. dedicated to the Year of Russia in Kazakhstan*. Almaty, Kazakhstan, 23–25 September 2004, pp. 338–342.
7. Petrukhin V.P., Shuljatjev O.A., Mozgacheva O.A. Effect of geotechnical work on settlement of surrounding buildings at underground construction. *Proceedings of the 13th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Prague, 2003.
8. Triantafyllidis Th., Schafer R. Impact of diaphragm wall construction on the stress state in soft ground and serviceability of adjacent foundations. *Proceedings of the 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Madrid, Spain, 22–27 September 2007, pp. 683–688.
9. Sokolov N.S. Ground Ancher Produced by Electric Discharge Technology, as Reinforced Concrete Structure. *Key Enginiring Materials*. 2018, pp. 76–81.
10. Sokolov N.S. Use of the Piles of Effective Type in Geotechnical Construction. *Key Enginiring Materials*. 2018, pp. 70–74.
11. Sokolov N.S. One of Geotechnological Technologies for Ensuring the Stability of the Boiler of the Pit. *Key Enginiring Materials*. 2018, pp. 56–69.
12. Sokolov N.S. Regulated injection pile-electric discharge technology with multiple pile enlargements posed as an underground reinforced concrete structure with a controlled load capacity. *18 international multidisciplinary scientific GeoConference SGEM 2018 Albena Resort SPA Bulgaria*. 2018, pp. 601–608.

13. Sokolov N.S. One of the geotechnical technologies to strengthen the foundation base in constraint environment in the addition of 4 floors. *18 international multidisciplinary scientific GeoConference SGEM 2018 Albena Resort SPA Bulgaria*. 2018, pp. 513–522.
14. Sokolov N.S., Viktorova S.S. Method of aligning the turches of objects targe-sized foundations and increased loads on them. *Key Enginiring Materials*. 2018, pp. 1–11.
15. Соколов Н.С., Соколов А.Н., Соколов С.Н., Глушков В.Е., Глушков А.Е. Расчет буроинъекционных свай повышенной несущей способности // *Жилищное строительство*. 2017. № 11. С. 20–26.
16. Соколов Н.С. Фундамент повышенной несущей способности с использованием буроинъекционных свай ЭРТ с множественными уширениями // *Жилищное строительство*. 2017. № 9. С. 25–29.
17. Соколов Н.С., Викторова С.С. Исследование и раз работка разрядного устройства для изготовления буровой набивной сваи // *Строительство: Новые технологии – Новое оборудование*. 2017. № 12. С. 38–43.
18. Nikolay Sokolov, Sergey Ezhov, Svetlana Ezhova. Preserving the natural landscape on the construction site for sustainable ecosystem. *Journal of applied engineering science*. 15 (2017) 4, 482, pp. 518–523.
19. Соколов Н.С. Электроимпульсная установка для изготовления буроинъекционных свай // *Жилищное строительство*. 2018. № 1–2. С. 62–66.
20. Соколов Н.С. Один из подходов решения проблемы по увеличению несущей способности буровых свай // *Строительные материалы*. 2018. № 5. С. 44–47. DOI: <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2018-759-5-44-47>
21. Соколов Н.С. Критерии экономической эффективности использования буровых свай // *Жилищное строительство*. № 5. 2017. С. 34–38.
22. Соколов Н.С., Соколов С.Н., Соколов А.Н., Федоров П.Ю. Использование буроинъекционных свай ЭРТ в качестве оснований фундаментов повышенной несущей способности // *Промышленное и гражданское строительство*. 2017. № 9. С. 66–70.
23. Соколов Н.С. Технология увеличения несущей способности основания // *Строительные материалы*. 2019. № 6. С. 67–72. DOI: <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2019-771-6-67-71>
24. Соколов Н.С., Соколов С.Н., Соколов А.Н., Федоров П.Ю. Буроинъекционные сваи-ЭРТ как основания фундаментов повышенной несущей способности. *Труды Национально-технической конференции с иностранным участием «Нелинейная механика грунтов и численные методы расчетов в геотехнике и фундаментостроении»*. Воронежский государственный технический университет. Воронеж. 2019. С. 195–201.
13. Sokolov N.S. One of the geotechnical technologies to strengthen the foundation base in constraint environment in the addition of 4 floors. *18 international multidisciplinary scientific GeoConference SGEM 2018 Albena Resort SPA Bulgaria*. 2018, pp. 513–522.
14. Sokolov N.S., Viktorova S.S. Method of aligning the turches of objects targe-sized foundations and increased loads on them. *Key Enginiring Materials*. 2018, pp. 1–11.
15. Sokolov N.S., Sokolov A.N., Sokolov S.N., Glushkov V.E., Glushkov A.E. Calculation of increased bearing capacity bored piles. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2017. No. 11, pp. 20–26. (In Russian).
16. Sokolov N.S. The Foundation of increased bearing capacity employing bored electric discharge piles with multi-seat broadening. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2017. No. 9, pp. 25–29. (In Russian).
17. Sokolov N.S., Viktorova S.S. Research and development of a discharge device for manufacturing a bored pile. *Stroitelstvo: novije tekhnologiyi – novoye oborudovaniye*. 2017. No. 12, pp. 38–43. (In Russian).
18. Nikolay Sokolov, Sergey Ezhov, Svetlana Ezhova. Preserving the natural landscape on the construction site for sustainable ecosystem. *Journal of applied engineering science*. 15 (2017) 4, 482, pp. 518–523.
19. Sokolov N.S. Electric pulse installation for the manufacture of bored ppiles. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2018. No. 1–2, pp. 62–66. (In Russian).
20. Sokolov N.S. One approach to solve the issue of increasing the bearing capacity of boring piles. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2018. No. 5, pp. 44–47. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2018-759-5-44-47>
21. Sokolov N.S. Criteria of economic efficiency of boring piles application. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2017. No. 5, pp. 34–38. (In Russian).
22. Sokolov N.S., Sokolov S.N., Sokolov A.N., Fedorov P.Yu. The use of electric discharge technology bored piles as increased bearing capacity foundations base. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitelstvo*. 2017. No. 9, pp. 66–70. (In Russian).
23. Sokolov N.S. Technology of increasing a base bearing capacity. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2019. No. 6, pp. 67–72. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2019-771-6-67-71>
24. Sokolov N.S., Sokolov S.N., Sokolov A.N., Fedorov P.Yu. Bored Piles by Electric Discharge Technology as a base of increased bearing capacity foundations. *Works of the National Technical Conference with foreign participation «Nonlinear soil mechanics and numerical methods of calculation in geotechnics and foundation engineering»*. Voronezh State Technical University. Voronezh. 2019, pp. 195–201. (In Russian).

УДК 624

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-9-54-64>

И.Б. РЫЖКОВ¹, д-р техн. наук (ig-ryzhk@yandex.ru);
М.А. МИНКИН², д-р геол.-мин. наук (minkina@mail.ru);
О.Н. ИСАЕВ³, канд. техн. наук (geotechnika2017@mail.ru)

¹ ГУП «Институт БашНИИстрой» (450064, г. Уфа, ул. Конституции, 3)

² АО «Фундаментпроект» (125080, Москва, Волоколамское ш., 1, стр. 1)

³ НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство» (109428, г. Москва, Рязанский пр., 59)

Об определении длительной прочности мерзлых грунтов и несущей способности свай методом статического зондирования

В России и за рубежом традиционно уделяется большое внимание развитию полевых методов испытаний грунтов, что безусловно является положительным фактором, способствующим повышению качества и эффективности инженерно-геологических изысканий. К сожалению, иногда в публикуемых в последнее время статьях, в основном молодых авторов, отмечается общая негативная тенденция – их недостаточное качество, обусловленное слабым знанием результатов исследований отечественных специалистов, выполненных в предыдущие годы (иногда их полным игнорированием); недостаточным пониманием основных терминов и положений механики мерзлых грунтов, оснований и фундаментов. На примере одной из подобных статей, в рамках дискуссии по затронутой в ней проблеме, анализируются указанные недостатки. Приведены краткие исторические данные по статическому зондированию пластично-мерзлых грунтов со стабилизацией зонда. Показана разница между кривыми стабилизации сопротивлений грунта зондированию и кривыми длительной прочности; стабилизацией зонда и динамометрическим испытанием в лабораторных условиях. На основе анализа сделан вывод о геотехнически неверном понимании молодыми авторами таких ключевых терминов, как «стабилизация зонда», «релаксационное испытание», «релаксация напряжений», «динамометрический метод», «основание сваи», «сопротивление мерзлого грунта под нижним концом сваи», «сопротивление мерзлого грунта сдвигу по боковой поверхности смерзания сваи», «длительная прочность на сжатие», «длительная прочность на сдвиг». Даны рекомендации молодым авторам по повышению качества их научных статей. Обращено внимание, что при принятии решения о публикации статьи всегда следует помнить: любая научная статья поневоле выполняет и образовательную функцию – обучает и формирует уровень читателя как специалиста.

Ключевые слова: статическое зондирование, стабилизация, мерзлый грунт, длительная прочность, свая, стабилизация зонда, релаксационное испытание, релаксация напряжений, динамометрический метод, основание сваи, сопротивление мерзлого грунта под нижним концом сваи, сопротивление мерзлого грунта сдвигу по боковой поверхности смерзания сваи, длительная прочность на сжатие, длительная прочность на сдвиг.

Для цитирования: Рыжков И.Б., Минкин М.А., Исаев О.Н. Об определении длительной прочности мерзлых грунтов и несущей способности свай методом статического зондирования // *Жилищное строительство*. 2020. № 9. С. 54–64. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-9-54-64>

I.B. RYZHKOV¹, Doctor of Sciences (Engineering), (ig-ryzhk@yandex.ru);

M.A. MINKIN², Doctor of Sciences (Geology and Mineralogy), (minkina@mail.ru);

O.N. ISAEV³, Doctor of Sciences (Engineering), (geotechnika2017@mail.ru)

¹ GUP "Institute BashNIISstroy" (3, Konstitutsii Street, Ufa, 450064, Russian Federation)

² "Fundamentproekt" JSC (1, bldg. 1, Volokolamskoye Highway, Moscow, 125080, Russian Federation)

³ Research Institute of Bases and Underground Structures (NIIOSP) named after N.M. Gersevanov, Research Center of Construction JSC (59, Ryazanskiy Avenue, Moscow, 109428, Russian Federation)

Determination of Long-Term Strength of Frozen Soils and Bearing Capacity of Piles by Means of Cone Penetration Test

In the Russian Federation and abroad, great attention is traditionally paid to the development of field methods of soil testing, which is certainly a positive factor that contributes to improving the quality and efficiency of engineering and geological surveys. Unfortunately, in a number of articles published today, mostly by young authors, there is a general negative trend – their insufficient quality due to the lack of knowledge of the results of studies of domestic specialists carried out in previous years (sometimes completely ignored); insufficient understanding of basic terms and positions of soil mechanics, bases and foundations. On the example of one of such articles, in the context of the discussion on the issue addressed therein, analyse these shortcomings. Brief historical data on Cone Penetration Testing (CPT) of plastic-frozen soils with Relaxation-Creep Test (RCT) are given. The difference between CPT stabilization curves and long-term

strength curves, Relaxation-Creep Test and laboratory dynamometric testing is shown. Based on the analysis, it was concluded that the authors of the article had a strange understanding of such key terms as “relaxation-creep test”, “relaxation test”, “stress relaxation”, “dynamometric method”, “pile ground base”, “unit long-term resistance of frozen soil under pile end”, “unit long-term resistance of frozen soil to shear along frozen surface of the pile”, “long-term compression strength”, “long-term shear strength”. Recommendations are given to authors to improve the quality of scientific articles. It is noted that when deciding to publish an article, it should always be remembered that any scientific article also performs an educational function – teaches and forms the level of the reader as a specialist.

Keywords: CPT, stabilization, relaxation-creep test; frozen soil; long-term strength; time; pile, relaxation test, stress relaxation, dynamometric method, pile base, frozen ground resistance under the lower end of the pile, frozen ground resistance to shear along the side surface of the pile freezing, long-term compressive strength, long-term shear strength.

For citation: Ryzhkov I.B., Minkin M.A., Isaev O.N Determination of long-term strength of frozen soils and bearing capacity of piles by means of cone penetration test. *Zhiliishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2020. No. 9, pp. 54–64. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-9-54-64>

Традиционно во всем мире уделяется большое внимание развитию полевых методов испытаний грунтов (в том числе методу статического зондирования [1–11]), что безусловно является положительным фактором, способствующим повышению качества и эффективности инженерно-геологических изысканий. К сожалению, иногда в публикуемых статьях, в основном молодых авторов, отмечается общая негативная тенденция – их недостаточное качество, обусловленное слабым знанием результатов исследований отечественных специалистов, выполненных в предыдущие годы (иногда их полным игнорированием); недостаточным пониманием основных понятий, терминов и положений механики грунтов, оснований и фундаментов.

Публикация представлена в порядке дискуссии. Она анализирует указанную проблему на примере статьи «Расчет несущей способности свай на основе определения длительной прочности методом статического зондирования в массиве мерзлых грунтов» [12].

Анализ трактовки геотехнических понятий, терминов и положений авторами рассматриваемой статьи

В [12] рассматриваются два основных вопроса – длительная прочность и несущая способность свай в мерзлых грунтах. Анализ [12] выполнен путем последовательного (по мере их приведения) рассмотрения ключевых положений статьи, в виде цитат (выделены курсивом), в том порядке, как они в ней изложены. Иногда цитаты объединены, так как имеют сходные ошибки.

Цитата: *Для проектирования свайных фундаментов и оснований на мерзлых грунтах одними из ключевых параметров являются длительная прочность на сжатие (в частности, длительное сопротивление основания свай) и длительная прочность на сдвиг по поверхности смерзания (длительное сопротивление по боковой поверхности свай)* [12].

Комментарий 1. Авторы геотехнически неверно трактуют термин «основание» – в тексте они фактически приравнивают термины «основание свай» и «сопротивление грунта под нижним концом свай». Но

это разные понятия. Вероятно, авторы не понимают значения ключевого геотехнического термина «основание свай», а именно, что «основание свай – часть массива грунта, воспринимающая нагрузку, передаваемую сваей, и взаимодействующая со сваей», согласно СП 24.13330.2011 СНиП 2.02.03–85 «Свайные фундаменты. Актуализированная редакция». Аналогичная трактовка термина «основание свай» заложена и в свод правил СП 25.13330.2012 СНиП 2.02.04–88 «Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. Актуализированная редакция». Применительно же в целом к сооружению и его фундаменту «основание сооружения – массив грунта, взаимодействующий с сооружением», согласно СП 22.13330.2011 СНиП 2.02.01–83* «Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция».

Комментарий 2. Непонятно, почему «длительное сопротивление под нижним концом свай» (в статье авторы вместо этого общепринятого термина ошибочно используют другой термин «длительное сопротивление основания свай») рассматривается как частный случай «длительной прочности на сжатие». Непонятно, как можно приравнивать прочностную характеристику грунта, определяемую в лабораторных условиях методом одноосного сжатия по ГОСТ 12248–2010 «Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости» на образцах, как правило, ненарушенного сложения, отражающую его прочностные свойства и не связанную с каким-либо определенным типом фундамента, к сопротивлению грунта под нижним концом свай. Это совершенно разные понятия. Сопротивление под нижним концом свай зависит не только от свойств грунта, но и от многих других факторов – ее размеров, конструкции, материала, технологии устройства, режима и характера нагружения, природного напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтового массива.

Цитата: *Одним из первых аналитическое выражение процесса релаксации дал Максвелл, который исходил из предположения о существовании прямо пропорциональной зависимости между скоростью убывания напряжения с течением времени и величинами действующих напряжений. Однако эксперимен-*

тально эта теория не подтвердилась [5]. Попытки дать аналитическое выражение, отображающее весь ход релаксационной кривой, не увенчались успехом [12].

Комментарий 1. Неясно, почему авторы считают, что по Максвеллу скорость убывания напряжения с течением времени прямо пропорциональна величине действующего напряжения. В известной монографии С.С. Вялова [13] (см. формулу 4.74), посвященной реологическим основам механики грунтов, закон релаксации Максвелла дан в следующем виде:

$$\tau_i = \tau_{i(0)} e^{-\frac{t}{T_r}}, \quad (1)$$

где τ_i – действующее напряжение; $\tau_{i(0)}$ – начальное напряжение; t – время; T_r – время (период) релаксации.

Из формулы (1) видно, что утверждение авторов неверно.

Комментарий 2. В законе Максвелла действительно указывается особенность, которая несвойственна многим телам – при $t \rightarrow \infty$ напряжение падает до нуля. Но уравнение Ф.Н. Шведова (оно также приведено в [13]) лишено этого недостатка. Его используют в том числе и для грунтов. Проведенные недавно в НИИОСП им. Н.М. Герсеванова исследования релаксации напряжений при статическом зондировании зондом с датчиком бокового давления (3LSU-CPTU) подтвердили приемлемость применения уравнения Ф.Н. Шведова для дисперсных грунтов.

В связи с этим непонятно утверждение авторов статьи [12], что попытки дать более совершенные по сравнению с законом Максвелла решения не увенчались успехом.

Цитата: *В металловедении более плодотворными оказались попытки дать аналитическое выражение для участков I и II кривой релаксации в отдельности (рис. 2) [12].*

Комментарий 1. Непонятно, почему авторы статьи для описания процессов «релаксации напряжений» (термин применительно к анализу сопротивлений грунта статическому зондированию со стабилизацией зонда применен некорректно) в грунте используют описание аналогичных процессов в металлах с их специфическим, отличным от грунтов, строением и структурой. Тем более что эта информация в дальнейшем фактически не используется.

Комментарий 2. На рис. 2 [12] приведены две диаграммы. На правую диаграмму в тексте нет ссылки, при этом она содержит множество условных обозначений, которые никак не расшифрованы и в дальнейшем никак не описаны.

Цитата: *В работах С.С. Вялова предлагается использовать динамометрический прибор для проведения испытаний грунтов на длительную прочность. Принципиальная схема динамометрического метода реализована в релаксационном испытании грунта*

методом статического зондирования со стабилизацией... [12].

Комментарий 1. Динамометрический метод испытания грунта в лабораторных условиях и стабилизация зонда безусловно имеют много общего, однако между ними имеются существенные отличия, не позволяющие их приравнивать. При динамометрическом методе испытывают ненарушенный образец грунта; прикладываемая нагрузка меньше временного сопротивления грунта сжатию (чтобы образец в процессе испытания не разрушился); для испытания используется абсолютно жесткий или с контролируемой жесткостью динамометр [13, 14]. При стабилизации зонда условия испытания другие: прилегающий к зонду грунт уже нарушен (при задавливании зонда он уплотняется, образуя пластические зоны); жесткость задавливающей системы (штанг, гидросистемы и др.) зондирующей установки неизвестна и при этом зависит от глубины.

Комментарий 2. Из текста раздела у читателей создается впечатление, что методика зондирования со стабилизацией зонда была предложена авторами впервые, на основе метода динамометрических испытаний С.С. Вялова. Это не соответствует действительности. Впервые статическое зондирование со стабилизацией зонда начало применяться специалистами института БашНИИстрой в 1962 г. [2], независимо от исследований С.С. Вялова. Для испытания мерзлых грунтов впервые эта методика была применена в 1982 г. специалистами этого же института [2, 15]. Такая «забывчивость» авторов статьи представляется странной, поскольку ссылка на источник [15] в статье у них имеется.

Цитата 1: *...Запись значений производится до момента, когда наступит условная стабилизация величины считываемых параметров. После чего полученные данные обрабатываются отдельно по датчикам лобового сопротивления и трения грунта по боковой поверхности с применением логарифмического уравнения длительной прочности (1). Таким образом, получают индивидуальные значения длительной прочности грунта:*

– длительная прочность грунта на сжатие по данным, полученным с помощью датчика лобового сопротивления;

– длительная прочность на сдвиг для данных, полученных с помощью датчика трения грунта на боковой поверхности.

Логарифмическое уравнение длительной прочности записывается в следующем виде:

$$\tau = \frac{\beta}{\ln \frac{t_p + 1}{T}}, \quad (2)$$

где τ – измеряемое напряжение (лобовое сопротивление или боковое трение в МПа); t_p – время замера, с;

β и T – коэффициенты, зависящие от характера релаксации напряжений... [12].

Цитата 2: ...Кривая перестраивается в логарифмических и обратных координатах, а полученный отрезок аппроксимируется линейной функцией... Далее выводится функция длительной прочности... [12].

Цитата 3: Для глинистых грунтов значения длительной прочности, замеренные в ходе релаксации напряжений... [12].

Цитата 4: ...предлагаемая методика позволяет определить как мгновенную, так и длительную прочность мерзлых грунтов на сжатие и сдвиг. Эта информация особенно востребована как при проведении лабораторных испытаний механических свойств мерзлых грунтов ... [12].

Комментарий 1. Из текста статьи [12] создается ложное впечатление, что аппроксимация кривых стабилизации сопротивлений грунта зондированию во времени логарифмической функцией была выполнена авторами статьи впервые. Это не соответствует действительности. Впервые применение логарифмической зависимости для аппроксимации данных статического зондирования было выполнено специалистами институтов НИИпромстрой и Фундаментпроект в 1987 г. [16, 2]. Для статистического анализа кривых стабилизации были использованы результаты зондирования установками С-832М (установка с анкерными сваями, демпферным устройством; использовался стандартный электрический зонд по ГОСТ 19912–2012 «Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием») и СП-59Б (использовался стандартный механический зонд по ГОСТ 19912–2012) в гг. Воркута и Лабитнанги. Испытания показали, что начиная с определенного момента времени (как описано ниже, отклонения на начальном участке стабилизации очевидно объясняются влиянием интенсивного вмерзания зонда в грунт и процессами ползучести) сопротивления грунта под конусом зонда хорошо описываются логарифмической зависимостью (2). Кроме того, было выявлено подобие (но не идентичность, как у авторов!) кривой зависимости сопротивления мерзлого грунта основания вертикально нагруженной сваи от длительности действия нагрузки и кривой зависимости стабилизированного сопротивления грунта зондированию от длительности стабилизации. Данное подобие можно записать в виде:

$$\frac{q_{cs}(t)}{q_{cs}(t_0)} \approx \frac{R(t)}{R(t_0)}, \quad (3)$$

где q_{cs} – стабилизированное сопротивление грунта под конусом зонда; R – сопротивление мерзлого грунта под нижним концом и вдоль боковой поверх-

ности сваи; t – время длительности соответственно стабилизации и действия нагрузки на сваю; $t_0=5$ мин.

Очередная «забывчивость» авторов статьи [12], уже граничащая с плагиатом, также представляется странной, поскольку ссылка на источники [16, 2], в которых приведенная выше информация изложена достаточно подробно, у авторов имеется.

Комментарий 2. Авторы статьи приравнивают «длительную прочность грунта на сжатие» и расчетное сопротивление грунта под конусом зонда, полученное в результате аппроксимации кривой стабилизации логарифмической зависимостью. Подобная путаница понятий недопустима и свидетельствует о полном непонимании авторов статьи [12] основ механики мерзлых грунтов. Это разные термины, отражающие совершенно разные НДС грунта и условия

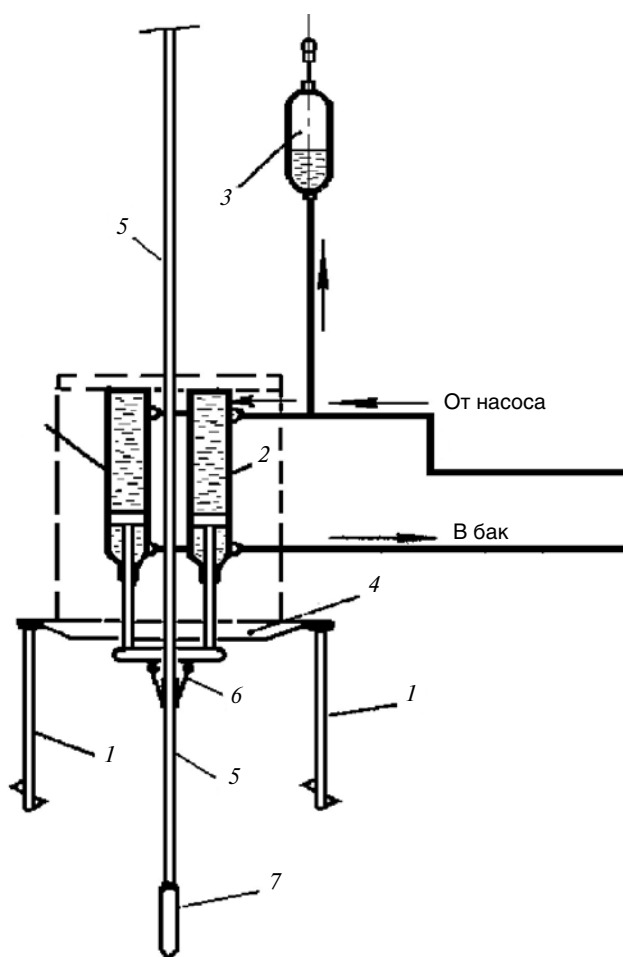


Рис. 1. Схема узла вдавливания с устройством для плавного приведения зонда в состояние равновесия при зондировании «со стабилизацией» установкой С-832: 1 – анкерные (винтовые) сваи; 2 – гидродоильники погружения зонда; 3 – демпфер с воздухом; 4 – рама; 5 – штанга зонда; 6 – гидрозажим, погружающий штангу с наконечником; 7 – наконечник зонда

Fig. 1. Scheme of the indentation unit with the device for smooth bringing the probe to an equilibrium state when probing "with stabilization" by S-832 installation: 1 – anchor (screw) pile; 2 – hydraulic cylinders of probe immersion; 3 – damper with air; 4 – frame; 5 – rod of the probe; 6 – hydroclamp immersing a rod with a tip; 7 – a tip of the probe

испытаний. Предельно-длительное сопротивление мерзлого грунта сжатию (предел прочности на одноосное сжатие) – это, как уже было показано выше, прочностная характеристика мерзлого грунта, определяемая в лабораторных условиях и отражающая его механические свойства. А сопротивление грунта под конусом зонда – это характеристика, отражающая результат механического взаимодействия зонда с грунтом и зависящая не только от свойств грунта, но и других факторов – размеров и формы зонда, режима его испытания, природного НДС грунтового массива и др. [1–3].

Авторы статьи [12] приравнивают понятия «длительная прочность на сдвиг» и «сопротивление грунта вдоль муфты трения». Смешивание этих понятий также недопустимо по причинам, приведенным выше.

Комментарий 3. Одним из основных заблуждений авторов в рассматриваемой статье является то, что, по их мнению, стабилизация зонда сопровождается исключительно релаксацией грунта, без проявления его ползучести и перемещения зонда. Однако стабилизация не может рассматриваться как чистая релаксация окружающего зонд грунта по следующей причине.

При стабилизации компоненты системы грунт – наконечник зонда – штанга – задавливающая система (зондирующая установка) сложным образом взаимодействуют между собой (рис. 1). Часть компонентов этой системы обладает демпфирующими свойствами, которые при стабилизации не позволяют наконечнику зонда находиться в неподвижном состоянии, в условиях чистой релаксации, без проявления процессов ползучести грунта. После перехода в режим стабилизации (выполняют путем прекращения подачи масла в гидродомкраты вдавливания зонда) нагрузка на зонд и скорость его погружения плавно снижаются с уменьшающейся интенсивностью (ГОСТ 19912–2012). Такое постепенное замедляющееся погружение зонда происходит в результате следующих причин:

- распрямление сжатой при задавливании штанги – при глубинах более 10–20 м ее относительно низкая гибкость становится заметной и приводит к сжато-изогнутому состоянию; особенно это проявляется, когда вместо стандартного зонда $\varnothing 36$ мм используют нестандартный (как правило, зарубежный) зонд $\varnothing 44$ мм (между штангой и грунтом появляется зазор, уменьшаются силы обжатия штанги грунтом);

- постепенное опускание зондирующей установки – современные зондирующие установки для восприятия отпора грунта используют собственный вес, поэтому при задавливании зонда в прочные, в том числе мерзлые, грунты установка часто приподнимается, опираясь частично на зонд; после начала стаби-

лизации, по мере снижения отпора грунта, установка постепенно опускается;

- проявление демпфирующих свойств гидросистемы задавливания зонда.

В связи с изложенным стабилизация должна рассматриваться как частный случай релаксационно-ползучих испытаний.

Термин «релаксационно-ползучий режим испытания» («напряжения и деформации меняются во времени, будучи взаимно обусловленными») впервые ввел С.С. Вялов [17] применительно к динамометрическим испытаниям мерзлых грунтов. Он считал, что при динамометрических испытаниях «под воздействием приложенного напряжения в образце развивается деформация ползучести, в результате чего динамометр разжимается и напряжение в нем падает. Таким образом, образец грунта испытывается на ползучесть при изменяющемся напряжении и одновременно на релаксацию при изменяющейся деформации, причем напряжения и деформации взаимосвязаны». Аналогичный характер взаимодействия проявляется и при стабилизации зонда. По этой причине в п. 3.7 ГОСТ 19912–2012 зондирование со стабилизацией рассматривается как релаксационно-ползучее испытание.

В мерзлых грунтах к релаксации и ползучести добавляется третий процесс – вмерзание зонда в грунт,

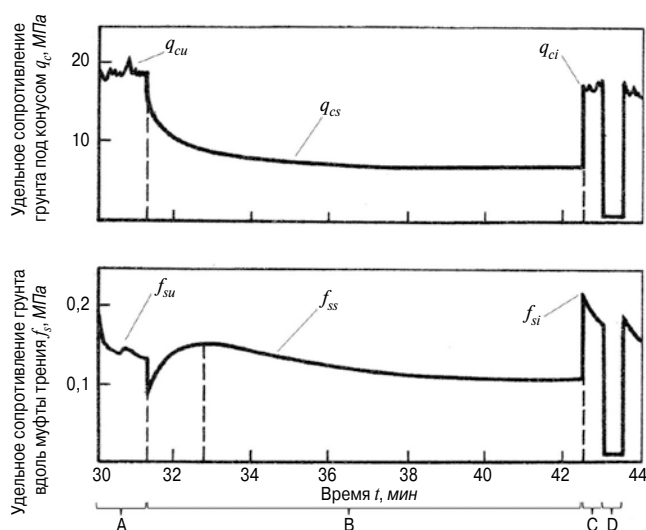


Рис. 2. Зависимость изменения сопротивления грунта зондированию q_c и f_s от времени: А, С – равномерное вдавливание зонда с постоянной скоростью; В – остановка зонда на заданной глубине путем прекращения подачи масла в гидродомкраты вдавливания (режим стабилизации), переход системы зонд–грунт в релаксационно-ползучий режим испытания, сопровождающийся вмерзанием зонда в грунт; D – установка гидрозажима штанги в новое положение для выполнения очередного цикла задавливания зонда

Fig. 2. Dependence of change of resistance of the soil to probing q_c and f_s on time: А, С – a uniform indentation of the probe with a constant speed; В – stopping the probe at a predetermined depth by stopping oil flow to the hydraulic jacks of indentation (stabilization regime), transition to the "probe–soil" system to a relaxation-creep test mode, accompanied by freezing in of the probe into the soil; D – installation of hydroclamp rod to a new position for execution of the next cycle of pressing the probe in



Рис. 3. Статическое зондирование многолетнемерзлых грунтов на инженерном поле Северного Отделения НИИОСП в г. Воркуте с дополнительным измерением осадки зонда в процессе стабилизации
Fig. 3. Cone penetration testing of permafrost soils on the engineering field of the Northern Branch of the NIIOSP in Vorkuta with additional measurement of the probe precipitation during stabilization

сопровождается восстановлением температуры и состояния примыкающего к зонду грунта [2]. Этот процесс особенно отчетливо проявляется на кривой стабилизации сопротивления грунта вдоль муфты трения во времени, представленной на рис. 2. На начальном участке графика процесс вмерзания (образование структурных льдоцементных связей на контакте муфты трения с грунтом) преобладает над процессом релаксации напряжений, в результате боковое сопротивление увеличивается, достигая максимального значения; в дальнейшем релаксация преобладает над смерзанием и боковое сопротивление f_s постепенно снижается.

Эксперименты, проведенные в 1980-х гг. на инженерном поле Северного Отделения НИИОСП в г. Воркуте (рис. 3), в процессе которых измерялась не только скорость задавливания зонда, но и осадка при его стабилизации, подтвердили тот факт, что стабилизация зонда в мерзлых грунтах сопровождается ползучестью грунта: после начала стабилизации наблюдались заметные, затухающие во времени осадки зонда по отношению к уровню дневной поверхности. Перемещения наконечника зонда вследствие распрямления сжатой при задавливании зонда штан-

ги могут быть еще больше, чем перемещения зонда, замеренные на уровне дневной поверхности.

Комментарий 4. Основной ошибкой авторов статьи является то, что они отождествляют кривую длительной прочности и кривую стабилизации. Это принципиально разные графики, имеющие разную физическую сущность, хотя и сходный по внешнему виду характер. То, что два разных графика хорошо описываются одной математической зависимостью, не означает, что это графики одного и того же процесса. Кривая длительной прочности – зависимость между разрушающим напряжением и временем до разрушения [13] определяется, как правило, в лабораторных условиях путем проведения серии испытаний при различных напряжениях. Кривая стабилизации сопротивления грунта зондированию – зависимость между стабилизированным сопротивлением грунта внедрению зонда и временем стабилизации.

Кривые длительной прочности и стабилизации кроме логарифмической зависимости (1) могут хорошо описываться и другими видами математических формул. С.С. Вялов [13] с успехом (коэффициент корреляции составил 0,93–1) использовал также следующие уравнения длительной прочности:

$$\tau = [(t_p + 1) / T]^\alpha; \quad (4)$$

$$t_p = T(\tau_0 - \tau) / \delta(\tau - \tau_\infty); \quad (5)$$

$$t_p^\alpha = T^\alpha(\tau_0 - \tau) / \delta^\alpha(\tau - \tau_\infty), \quad (6)$$

где τ – прочность грунта; τ_∞ – предел длительной прочности (предельно длительная прочность); t_p – время до разрушения; T , δ , α – коэффициенты.

В работе [2] показано, что кривые стабилизации сопротивлений грунта зондированию могут успешно аппроксимироваться не только уравнением логарифмического (1), но и степенного (2) вида (рис. 4).

Цитата: На представленном рис. 4 видно, что рассчитанные значения длительной прочности, начиная с 400-й секунды, стабилизировались... На рис. 4 для упрощения показано 7 итераций с шагом 100 с. Очевидно, количество итераций может быть равно количеству считываний при сборе данных, что определяется частотой считывания данных. Если данные считываются каждую секунду, то и расчет длительной прочности может также выполняться каждую секунду... [12].

Цитата: Показано, что применение статического зондирования мерзлых грунтов со «стабилизацией» длительностью первые десятки минут достаточно для определения их реологических свойств [12].

Комментарий. Как и в других частях статьи, авторы ошибочно приравнивают понятия «кривая длительной прочности» и «кривая стабилизации». Но

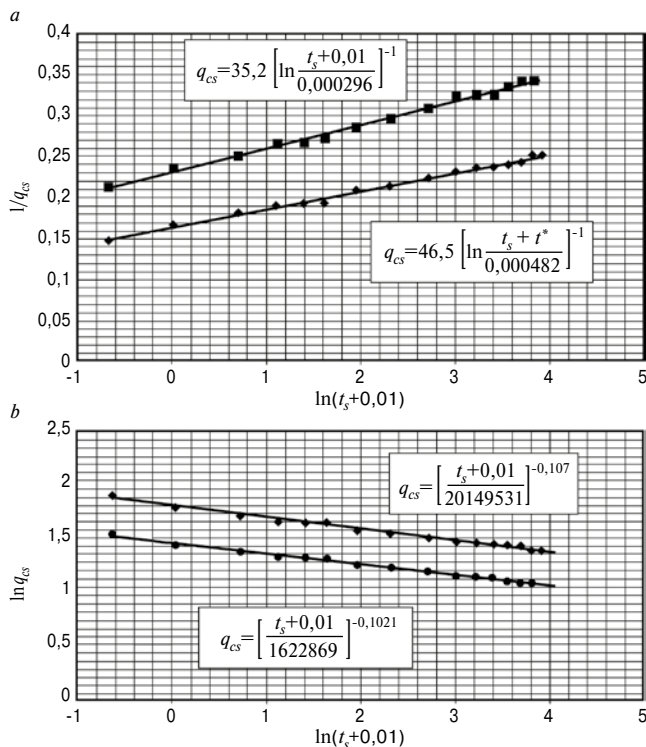


Рис. 4. Спрямление кривых зависимости сопротивления q_{cs} от времени стабилизации t_s (пластично-мерзлые суглинки, $\theta_s = -0,4 - 0,6^\circ\text{C}$) [2]: а – аппроксимация логарифмическим уравнением; б – аппроксимация степенным уравнением

Fig. 4. Straightening the curves of the dependence of the q_{cs} resistance on the stabilization time t_s (plastic-frozen loam, $\theta_s = -0,4 - 0,6^\circ\text{C}$) [7]: а – approximation by the logarithmic equation; б – approximation by the power equation

здесь это не главное. Обращает на себя внимание следующий момент. Авторы полагают, что, выполнив несколько (в статье не говорится, сколько именно) последовательных итераций и получив одни и те же значения коэффициентов аппроксимирующего логарифмического уравнения (в статье не говорится, с какой точностью коэффициенты должны воспроизводиться, а визуально по графику легко ошибиться), можно стабилизацию прекратить и считать, что и в дальнейшем значения коэффициентов не изменятся. Но это совершенно не обосновано и не доказано. На рис. 4 видно, что аппроксимация показывала стабильные значения в течение 300 с, т. е. 5 мин, и этого, по мнению авторов [12], было достаточно, чтобы признать неизменность полученных коэффициентов уравнения в дальнейшем на протяжении дней, месяцев, десятков лет. Не исключено, что если взять данные зондирования за заметно больший промежуток времени (например, несколько часов, суток, месяцев и более), коэффициенты не только не изменились бы, но и сами данные могли бы уже плохо аппроксимироваться выбранной (в данном случае логарифмической) зависимостью.

Цитата: *Интересно отметить ценность другого предложения. Так, в соответствии с рекомендациями*

И.Б. Рыжкова и О.Н. Исаева [5] предлагается измерять «срыв» муфты трения зонда после его смерзания с грунтом, что авторы монографии интерпретируют как силы смерзания. Авторами статьи были выполнены подобные замеры и сопротивления муфты трения в процессе выполнения полевых работ. Величины этих замеров варьировали от 51 до 185 кПа, что несколько выше, чем рекомендованные СП 25.13330.2012, они также приведены в табл. 1, столбец 8 [12].

Комментарий. Данный текст содержит ряд неточностей, на которых необходимо остановиться:

а) пиковое сопротивление мерзлого грунта вдоль муфты трения f_{si} отражает не только (не столько) силы смерзания грунта с зондом, но прежде всего силы обжатия грунтом зонда, которые, как правило, преобладают над силами смерзания, о чем говорят многочисленные опытные данные;

б) не очень понятна фраза: «Величины этих замеров варьировали от 51 до 185 кПа, что несколько выше, чем рекомендованные СП 25.13330.2012» [12]. Если под рекомендованными СП 25.13330.2012 рассматривать табличные значения расчетного сопротивления мерзлого грунта сдвигу по поверхности смерзания R_{af} (табл. В.3 СП 25.13330.2012), то сравнивать их напрямую с пиковыми сопротивлениями мерзлого грунта просто некорректно – недопустимо сравнивать «скоростные» и «предельно длительные» сопротивления грунта. Значения R_{af} следует сравнивать с аналогичными сопротивлениями мерзлого грунта сдвигу по поверхности смерзания сваи в пределах i -го слоя грунта $R_{afc,i}$, рассчитываемыми по данным статического зондирования по формуле (приложение Л СП 25.13330.2012):

$$R_{afc,i} = \beta_2 f_{si} \quad (7)$$

где $\beta_2 = 0,14 - 0,38$ – понижающий коэффициент, принимаемый по табл. Л.3 СП 25.13330.2012, зависящий от значения пикового сопротивления мерзлого грунта вдоль муфты трения f_{si} и отношения A_b/A , где A_b – площадь поперечного сечения лидерной скважины для бурозабивных свай; A – площадь поперечного сечения сваи.

Расчет сопротивлений грунта сдвигу по поверхности смерзания сваи $R_{afc,i}$ по данным пиковых значений сопротивлений грунта зондированию f_{si} , приведенным в столбце 8 табл. 1 анализируемой статьи, показал, что они достаточно близки к табличным значениям R_{af} . Отношение $R_{afc,i}/R_{af}$ составляет для глинистых грунтов 0,61–0,83 (без значений для глубин 3,5 и 4,5 м, которые можно считать недостаточно корректными), песчаных – 0,85–1,1.

Цитата: *Натурное испытание сваи статической вдавливающей нагрузкой проводилось в соответствии с ГОСТ 5686–2012 «Методы полевых испыта-*

ний сваями» с применением 10 ступеней нагружения, начиная с 10 т с выдерживанием каждой ступени не менее 1 суток [12].

Комментарий. Авторы статьи [12] указывают, что испытания опытной сваи выполнялись с выдерживанием каждой ступени не менее 1 сут. К этим испытаниям можно отнести также стандартные испытания сваи, когда каждую ступень нагружения выдерживают до условной стабилизации деформации, но не менее 24 ч.

При определении предельно длительного сопротивления сваи авторы статьи применили понижающий коэффициент $K_f=0,65$. Но данный коэффициент, как указано в ГОСТ 5686–2012, применяется только для контрольных испытаний свай, когда продолжительность ступени составляет ровно 24 ч, что не соответствует условиям испытания рассматриваемой опытной сваи. Таким образом, указанный коэффициент принят не вполне обоснованно.

Цитата: Таблица 1. Сравнение рассчитанных значений длительной прочности на сжатие и сдвиг с рекомендуемыми значениями из СП 25.13330.2012 [12].

Комментарий 1. В графе 9 табл. 1 [12] авторы приводят рекомендуемые СП 25.13330.2012 значения расчетного давления на мерзлые грунты под нижним концом сваи R . Приведенные значения не вполне совпадают с указанными в своде правил.

Так, для суглинка с температурой $-0,12^\circ\text{C}$ (глубина 3,5 м) приведено значение 400–650 кПа. Непонятно, почему этот суглинок рассматривается как мерзлый, – согласно табл. Б.1 СП 25.13330.2012 температура начала замерзания суглинка $-0,2^\circ\text{C}$.

Если верить геологической колонке, приведенной на рис. 3, то суглинок действительно мерзлый. Но тогда методика измерения температуры грунта, разработанная и примененная авторами, не верна или дает большую погрешность.

Для суглинка с температурой $-0,31^\circ\text{C}$ (глубина 4,5 м) приведено значение 400–650 кПа, хотя по СП 25.13330.2012 близко к 650 кПа.

Для суглинка с температурой $-0,57$; $-0,67$; $-0,66^\circ\text{C}$ приведено значение 500–750 кПа, хотя по СП 25.13330.2012 оно примерно 750–800 кПа.

Комментарий 2. С учетом выполненных необходимых уточнений отношение расчетного давления под нижним концом сваи, рассчитанного по методике авторов [12] для 100 лет, к соответствующему табличному значению R составляет для глинистых грунтов 0,4–1,1 раза, песчаных – 2–3,7. Отношение расчетного сопротивления мерзлых грунтов сдвигу по поверхности смерзания σ_s , рассчитанного по методике авторов [12] для 100 лет, к соответствующему табличному значению R_{af} составляет для глинистых грунтов 0,03–0,5 раза, песчаных – 0,2–0,5.

Такое большое отличие очевидно связано с тем, что, как показали многочисленные исследования отечественных и зарубежных специалистов по разработке методов определения сопротивления свай в талых и мерзлых грунтах по данным статического зондирования, прямой переход от сопротивлений грунта зондированию q_c и f_s к предельным сопротивлениям грунта под нижним концом и вдоль боковой поверхности невозможен. Необходимо вводить поправочные коэффициенты (находятся эмпирическим путем), учитывающие факторы, связанные с влиянием технологии устройства сваи, отличием размеров, материала, методики испытания зонда и сваи и др. Именно такие переходные коэффициенты заложены в действующие отечественные нормы по проектированию свайных фундаментов – СП 24.13330.2011 и СП 25.13330.2012.

Цитата: Расчет несущей способности сваи на основе полученных значений длительной прочности выполняется по формуле (2):

$$F_{ui} = R_c \cdot A + \sum (R_{af,i} \cdot A_{af,i}), \quad (8)$$

где $R_c = \sigma_c$ — среднее значение прочности грунта на сжатие, полученное путем осреднения значений на один диаметр выше и четыре диаметра ниже наконечника зонда, Па; A — площадь поперечного сечения сваи, м^2 ; $R_{af,i} = \sigma_s$ — прочность грунта на сдвиг, Па; $A_{af,i}$ — площадь поверхности смерзания i -го слоя грунта с боковой поверхностью сваи, м^2 [12].

Комментарий 1. Формула (8) в целом соответствует нормативным формулам (7.2) и (Л.2) в СП 25.13330.2012, однако расшифровка условных обозначений странная. Авторы рассматриваемой статьи [12] отождествляют совершенно разные термины и понятия. Так, R_c – это сопротивление мерзлого грунта под нижним концом сваи, а не прочность грунта на сжатие, как у авторов рассматриваемой статьи. А $R_{af,i}$ – сопротивление мерзлого грунта сдвигу по боковой поверхности смерзания сваи, а не прочность грунта на сдвиг. Нельзя отождествлять НДС и работу грунта, прилегающего к свае, и характеристики механических свойств грунтов. Так, например, прочность мерзлого грунта сдвигу всегда выше, чем прочность того же грунта по поверхности смерзания. Согласно табл. В.3 и табл. В.4 СП 25.13330.2012, в диапазоне температуры $-0,3$ – -3°C для мерзлых песчаных грунтов разница может составлять до 60%, для мерзлых глинистых грунтов – до 25%.

Комментарий 2. В формуле (8) отождествляется работа зонда и сваи, что неверно. Данная формула пренебрегает тем фактом, что сопротивление сваи под ее нижним концом и вдоль боковой поверхности зависит не только от свойств грунта, но и от ее размеров, конструкции, материала, технологии устройства и др.

Например, совершенно очевидно, что не может быть равным сопротивление грунта вдоль муфты трения у зонда, задавливаемого в грунт природного сложения, и сопротивление грунта вдоль боковой поверхности сваи, забитой в лидерную скважину. Наличие лидерной скважины может значительно (в зависимости от соотношения площадей поперечного сечения лидерной скважины и сваи) влиять на силы обжатия сваи грунтом и соответственно сопротивление сдвигу по ее боковой поверхности. А у буровых свай это отличие будет еще больше.

Цитата: *Следует отметить, что приводится лишь один пример из большого объема накопленного фактического материала использования статического зондирования в районах распространения многолетнемерзлых грунтов, который подтвержден испытанием натурной сваи статической нагрузкой. Однако рассматриваемый авторами пример проведения полевых испытаний мерзлых грунтов на сегодня опробован на достаточно большом количестве точек статического зондирования в различных регионах...* [12].

Комментарий. При выполнении количественных сравнений по единичному эксперименту авторам следовало бы в более осторожной форме оценивать их результаты, так как в геотехнических исследованиях влияние случайных факторов очень велико. Доверие вызывают обычно лишь многократно подтвержденные результаты. Поэтому когда авторы говорят, что рассмотренный пример «опробован на достаточно большом количестве точек статического зондирования...» [12], следовало хотя бы в словесной форме уточнить, в чем именно такое подтверждение выразилось.

Цитата: *...предлагаемая методика позволяет определить как мгновенную, так и длительную прочность мерзлых грунтов на сжатие и сдвиг. Эта информация особенно востребована при проведении лабораторных испытаний механических свойств мерзлых грунтов...* [12].

Комментарий. Авторы [12] утверждают, что предложили методику определения мгновенной прочности мерзлых грунтов. Ошибочные рассуждения по поводу определения длительной прочности методом статического зондирования в статье есть, но предложенной авторами методики определения мгновенной прочности мерзлых грунтов в статье нет вообще! По этому поводу в [12] упоминается лишь то, что различают условно-мгновенную прочность и, что «В процессе движения зонда грунту сообщается нагрузка, превышающая величину мгновенной прочности» [12].

Цитата: *Предложен новый алгоритм расчета длительной прочности, встраиваемый в электронную систему сбора данных статического зондирования, который позволяет с заранее заданной точностью определить длительную прочность мерзлого грунта*

непосредственно при проведении полевых испытаний статическим зондированием [12].

Комментарий. По поводу ошибочного использования термина «длительная прочность мерзлого грунта» выше было достаточно много сказано. Здесь обращает на себя внимание другое. То, что авторы утверждают, что разработали методику, позволяющую определять «длительную прочность» с заранее заданной точностью. Но это утверждение не обосновано. Об этом в статье [12] ничего не говорится. Не то что о заданной точности, а о точности вообще. Если под этим утверждением понимать сравнение с одним испытанием сваи, то любой исследователь понимает, что делать вывод о надежности метода по одному испытанию невозможно. Это не то что противоречит, а просто находится за пределами математической статистики, которая лежит в основе таких понятий, как надежность и точность.

Заключение

Статическое зондирование является одним из основных и наиболее эффективных методов изучения грунтов в условиях их природного залегания (in situ). Данный метод используется не только для изучения обычных, но и специфических грунтов с особыми свойствами, в том числе многолетнемерзлых. В последние годы в России и за рубежом все чаще появляются публикации, посвященные развитию этого направления, что безусловно является положительным фактором, способствующим повышению эффективности и внедрению экспресс-методов инженерно-геокриологических исследований.

К сожалению, в ряде статей современных, в основном молодых авторов, отмечается их низкий профессиональный уровень, обусловленный слабым знанием результатов исследований, выполненных специалистами в предыдущие годы, основных терминов, понятий и положений механики мерзлых грунтов и действующих строительных норм. На примере одной из подобных статей, посвященной развитию применения метода статического зондирования на многолетнемерзлых грунтах, в рамках дискуссии по затронутой в ней проблеме предпринята попытка проанализировать указанные недостатки.

Для повышения качества подобных статей их авторам рекомендуется более глубоко изучать основные понятия и положения механики мерзлых грунтов, проектирования оснований и фундаментов; результаты исследований, выполненных в предыдущие годы (не только зарубежных, но и отечественных специалистов); существующую терминологическую базу и строительные геотехнические нормы. Особенно данная рекомендация касается специалистов, получивших образование по нестроительным специальностям,

где предмет «механика мерзлых грунтов» не является основным (профильным) или не преподается совсем.

Наличие добросовестно составленного обзора состояния вопроса на основе анализа достижений предшествующих исследований должно быть обязательным атрибутом любой научной статьи. Отсутствие обзора или его поверхностность свидетельствуют о неосведомленности или некомпетентности (непрофессионализме) автора. Такая «забывчивость» часто граничит с плагиатом, нарушением научной этики в вопросах признания достижений других исследователей.

Список литературы

1. Болдырев Г.Г. Руководство по интерпретации данных испытаний методами статического и динамического зондирования для геотехнического проектирования. М.: ООО «Прондо», 2017. 476 с.
2. Рыжков И.Б., Исаев О.Н. Статическое зондирование грунтов. М.: АСВ, 2010. 496 с.
3. Buteau S., Fortier R. Rate-controlled cone penetration tests in permafrost / S. Buteau [and etc.] // *Canadian Geotechnical Journal*. 2005. Vol. 42, No. 1, pp. 184–197.
4. Fortier R., Yu W. Penetration rate-controlled electrical resistivity and temperature piezocone penetration tests in warm ice-rich permafrost in Northern Quebec (Canada) / R. Fortier, W. Yu // *Cold Regions Engineering 2012: Sustainable Infrastructure Development in a Changing Cold Environment*. 2012, pp. 757–767.
5. Ladanyi B. Determination of geotechnical parameters of frozen soils by means of the cone penetration test // *Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing*. 1982. Vol. I, pp. 671–678.
6. Lunne T., Robertson P.K., Powell J.J.M., Cone penetration testing in geotechnical practice. Spon Press, London and New York. 2004. 312 p.
7. McCallum A.B. A brief introduction to cone penetration testing (CPT) in frozen geomaterials. [Electronic resource]. 2014. URL: <https://www.cambridge.org/core/journals/annals-of-glaciology/article/brief-introduction-to-cone-penetration-testing-cpt-in-frozen-geomaterials/6114816AB6B19FCBF619E8A69DC42BD3/core-reader>
8. Proceedings of the Second International Symposium on cone penetration testing, CPT'10, Huntington Beach, CA, USA, 2010.
9. Proceeding of the 3rd International Symposium on cone penetration testing, CPT'14, Las Vegas, NV, USA, 2014.
10. Proceeding of the 4th International Symposium on cone penetration testing, CPT'18, Delft, The Netherlands, 2018.

Для рецензирования статей необходимо шире привлекать ведущих специалистов по вопросам, рассматриваемым в статьях. При принятии решения о публикации статей редакциям журналов следует помнить, что любая научная или научно-популярная статья всегда поневоле формирует образовательный уровень читателя (особенно молодого) как специалиста. Безусловно, важны и нужны статьи с новыми оригинальными идеями и передовыми технологиями исследования грунтов, но в них не должно быть места дилетантству, профессиональной безграмотности и саморекламе.

References

1. Boldyrev G.G. Rukovodstvo po interpretacii dannyh ispytaniy metodami staticheskogo i dinamicheskogo zondirovaniya dlja geotehnicheskogo proektirovaniya [Guide to the interpretation of test data by static and dynamic sensing methods for geotechnical design]. Moscow: Prondo, 2017. 476 p.
2. Ryzhkov I.B., Isaev O.N. Statcheskoe zondirovanie grunтов [Static sounding of soils]. Moscow: ASV, 2010. 496 p.
3. Buteau S., Fortier R. Rate-controlled cone penetration tests in permafrost [and etc.]. *Canadian Geotechnical Journal*. 2005. Vol. 42. No. 1, pp. 184–197.
4. Fortier R., Yu W. Penetration rate-controlled electrical resistivity and temperature piezocone penetration tests in warm ice-rich permafrost in Northern Quebec (Canada). *Cold Regions Engineering 2012: Sustainable Infrastructure Development in a Changing Cold Environment*. 2012, pp. 757–767.
5. Ladanyi B. Determination of geotechnical parameters of frozen soils by means of the cone penetration test. *Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing*. 1982. Vol. I, pp. 671–678.
6. Lunne T., Robertson P.K., Powell J.J.M. Cone penetration testing in geotechnical practice. Spon Press, London and New York, 2004. 312 p.
7. McCallum A.B. A brief introduction to cone penetration testing (CPT) in frozen geomaterials [Electronic resource]. 2014. URL: <https://www.cambridge.org/core/journals/annals-of-glaciology/article/brief-introduction-to-cone-penetration-testing-cpt-in-frozen-geomaterials/6114816AB6B19FCBF619E8A69DC42BD3/core-reader>
8. Proceedings of the Second International Symposium on cone penetration testing, CPT'10, Huntington Beach, CA, USA, 2010.
9. Proceeding of the 3rd International Symposium on cone penetration testing, CPT'14, Las Vegas, NV, USA, 2014.
10. Proceeding of the 4th International Symposium on cone penetration testing, CPT'18, Delft, The Netherlands, 2018.
11. Schnaid F. In situ testing in geomechanics. The main tests. Taylor and Francis, New York, NY, USA. 2008.

11. Schnaid F., 2008. In situ testing in geomechanics. The main tests. Taylor and Francis, New York, NY, USA.
12. Волков Н.Г., Соколов И.С. Расчет несущей способности сваи на основе определения длительной прочности методом статического зондирования в массиве мерзлых грунтов // *Геотехника*. 2019. Т. XI. № 1. С. 69–78. <https://doi.org/10.25296/2221-5514-2019-11-1-68-78>.
13. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. М.: Высшая школа, 1978. 447 с.
14. Цытович Н.А. Механика мерзлых грунтов. М.: Высшая школа, 1973. 448 с.
15. Волков Ф.Е., Исаев О.Н. Оценка возможности статического зондирования пластичномерзлых грунтов установкой С-832М. *Сборник научных трудов «Свайные фундаменты»*. Уфа: Изд-во НИИ-промстрой, 1983. С. 90–93.
16. Исаев О.Н., Волков Ф.Е., Минкин М.А. Определение несущей способности свай в пластично-мерзлых грунтах статическим зондированием // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 1987. № 5. С. 17–19.
17. Вялов С.С. Реология мерзлых грунтов. М.: Стройиздат, 2000. 464 с.
12. Volkov N.G., Sokolov I. Calculation of the load-bearing capacity of a pile based on the determination of long-term strength by static sounding in an array of frozen soils. *Geotekhnika*. 2019. Vol. XI. No. 1, pp. 69–78. (In Russian). <https://doi.org/10.25296/2221-5514-2019-11-1-68-78>.
13. Vjalov S.S. Reologicheskie osnovy mehaniki gruntov [Rheological foundations of soil mechanics]. Moscow: Vysshaja shkola, 1978. 447 p.
14. Cytovich N.A. Mehanika merzlyh gruntov [Mechanics of frozen soils]. Moscow: Vysshaja shkola, 1973. 448 p.
15. Volkov F.E., Isaev O.N. Ocenka vozmozhnosti staticheskogo zondirovanija plastichno-merzlyh gruntov ustanovkoj S-832M. *Sbornik nauchnyh trudov «Svajnye fundamenty»* [Evaluation of the possibility of static sounding of plastic-frozen soils with the S-832M installation. *Collection of scientific papers "Pile foundations"*. Ufa: NIIPromstroj. 1983, pp. 90–93. (In Russian).
16. Isaev O.N., Volkov F.E., Minkin M.A. Determination of the bearing capacity of piles in plastic-frozen soils by static sounding. *Osnovaniya, fundamenty i mehanika gruntov*. 1987. No. 5, pp. 17–19. (In Russian).
17. Vjalov S.S. Reologija merzlyh gruntov [Rheology of frozen soils]. Moscow: Strojizdat, 2000. 464 p.

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

Уважаемые авторы!

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

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

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

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

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

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

Особое внимание библиографическим спискам!

Следуйте рекомендациям, и публикация не заставит себя долго ждать!

НЕ РЕКОМЕНДУЕТСЯ:

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

ОБЯЗАТЕЛЬНО следует:

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

10-12 НОЯБРЯ / 2020

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

IV МЕЖДУНАРОДНАЯ
НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

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

Организатор конференции



INTERNATIONAL
ASSOCIATION OF
FOUNDATION
CONTRACTORS

МЕЖДУНАРОДНАЯ АССОЦИАЦИЯ
ФУНДАМЕНТОСТРОИТЕЛЕЙ

Место проведения:

МОСКВА,
Холидей Инн Сущёвский
(Holiday Inn Suschevsky),
ул. Сущевский Вал, 74

Генеральный спонсор



Официальная поддержка



НИЦ строительство
научно-исследовательский центр



НИИОСП
ИМ. Н.М. ГЕРСЕВАНОВА

Генеральные информационные партнеры



www.fc-union.com, info@fc-union.com

тел.: +7 (495) 66-55-014, моб.: +7 916 36-857-36



NEW GROUND

С нами строить легко!



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

подземные автостоянки;
транспортные развязки;
гидротехнические сооружения

✓ **ОГРАЖДЕНИЕ КОТЛОВАНОВ**

✓ **ЗАКРЕПЛЕНИЕ ГРУНТОВ**

✓ **УСИЛЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ**

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



АО «НЬЮ ГРАУНД»

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

info@new-ground.ru

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

Реклама