



НИЦ строительство
научно-исследовательский центр



НИИОСП
ИМ. Н.М. ГЕРСЕВАНОВА

ВЕСТНИК

НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»

№ 4(23)2019

ГЕОТЕХНИКА И ПОДЗЕМНОЕ ПРОСТРАНСТВО

Издается с 1932 г. под названием «Исследования по теории сооружений»,
с 2009 г. – ВЕСТНИК ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко «Исследования по теории сооружений»,
с 2010 г. - ВЕСТНИК НИЦ «Строительство»
Выходит четыре раза в год

Вестник НИЦ «Строительство» включен в перечень ВАК с 03.10.2019г. по научным специальностям:

- 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения;
- 05.23.02 – Основания и фундаменты, подземные сооружения;
- 05.23.05 – Строительные материалы и изделия.

Учредитель: АО «НИЦ «Строительство»

Адрес редакции: 109428, г. Москва, ул. 2-ая Институтская, дом 6, стр. 1
тел.: +7 (495) 602-00-70 доб. 1002 / 1014
e-mail: vestnikstroy@list.ru

При цитировании ссылка обязательна.
Перепечатка материалов допускается только с письменного разрешения редакции.

Главный редактор ЗВЕЗДОВ Андрей Иванович, д-р техн. наук, проф.

БАЖЕНОВ Валентин Георгиевич, акад. АИН, д-р физ.-мат. наук, проф. (НИИМ ННГУ, г. Н. Новгород)

VAL Dimitri V., Dr. (School of the Built Environment, Edinburgh, UK)

ВЕДЯКОВ Иван Иванович, д-р техн. наук, проф. (дир. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко

АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)

ДАВИДЮК Алексей Николаевич, д-р техн. наук (дир. НИИЖБ им. А.А. Гвоздева

АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)

ЕРЕМЕЕВ Павел Георгиевич, д-р техн. наук, проф. (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко

АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)

КОЛЫБИН Игорь Вячеславович, канд. техн. наук, (дир. НИИОСП им. Н.М. Герсманова

АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)

КОНДРАТЬЕВА Лидия Никитовна, д-р техн. наук, проф. (СПбГАСУ, г. Санкт-Петербург)

КУРБАЦКИЙ Евгений Николаевич, д-р техн. наук, проф. (ПУТ МИИТ, г.Москва)

LYAMIN Andrei, Prof. (School of Engineering, Callaghan, Australia)

МАИЛЯН Дмитрий Рафаэлович, д-р техн. наук, проф. (ФГБОУ ВО «Донской государственный технический университет», г. Ростов-на-Дону)

МОНДРУС Владимир Львович, д-р техн. наук, проф. (МГСУ, г. Москва)

НЕМЧИНОВ Юрий Иванович, акад. АИН, АСУ, д-р техн. наук, проф. (ГП НИИСК, г. Киев, Украина)

НЕСВЕТАЕВ Григорий Васильевич, д-р техн. наук, проф. (ФГБОУ ВО «Донской государственный технический университет», г. Ростов-на-Дону)

ОБОЗОВ Владимир Иванович, д-р техн. наук, проф. (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко

АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)

PUZRIN Alexander, Prof., Dr. (Institute for Geotechnical Engineering, Zurich, Switzerland)

ПЯТИКРЕСТОВСКИЙ Константин Пантелеевич, д-р техн. наук, проф. (ЦНИИСК

им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)

СТАВНИЦЕР Леонид Рувимович, д-р техн. наук, проф. (НИИОСП им. Н.М. Герсманова

АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)

ТАМРАЗЯН Ашот Георгиевич, д-р техн. наук, проф. (МГСУ, г. Москва)

ТЕР-МАРТИРОСЯН Армен Завенович, д-р техн. наук (ИГЭС НИУ МГСУ, г. Москва)

ТРАВУШ Владимир Ильич, акад. РААСН, д-р техн. наук, проф. (ЗАО «Горпроект», г. Москва)

ФАРФЕЛЬ Михаил Иосифович, канд. техн. наук (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко

АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)

ФЕДОРОВСКИЙ Виктор Григорьевич, канд. техн. наук (НИИОСП им. Н.М. Герсманова

АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)

ХАЧИЯН Эдуард Ефремович, акад. НАН РА, д-р техн. наук, проф. (ЕГУАиС, г. Ереван)

Вестник НИЦ «Строительство». Геотехника и подземное пространство: Сб. статей. Вып. 4(23) /под ред. А. И. Звездова – М.: АО «НИЦ «Строительство». 2019 — 152 с.

ISSN 2224-9494

Зарегистрирован Федеральной службой по надзору в сфере связи, информационных технологий и массовых коммуникаций.

Свидетельство о регистрации средства массовой информации ПИ ФС77 – 75188 от 22 февраля 2019 г.

Содержит статьи, посвященные актуальным проблемам и перспективам геотехники и подземного пространства, непосредственно связанные с решением практических задач.

Для научных работников, инженеров-проектировщиков, преподавателей, аспирантов.

ISSN 2224-9494 © АО «НИЦ «Строительство», «Вестник НИЦ «Строительство», 2019

Содержание

Э. Е. Хачиян Прогнозирование синтетических сейсмограмм и акселерограмм сильных движений грунта при модели землетрясения как мгновенного разрыва земной коры.....	5
А. Г. Алексеев, М. В. Рабинович Влияние изменяющегося климата на техническое состояние зданий и сооружений Арктического региона России на примере городского округа Воркута.....	35
А. Г. Алексеев, Д. В. Зорин Прогнозирование температурного состояния мерзлых грунтов в связи с изменением климата.....	44
И. А. Боков Расчет осадки свайного фундамента по модели эквивалентной сваи с применением решений метода коэффициентов взаимного влияния.....	50
М. Н. Ибрагимов Особенности технологии и проектирования закрепления песчаных грунтов инъекцией цементных растворов.....	60
М. Н. Ибрагимов Усиление слабых грунтов инъекцией растворов.....	69
О. Н. Исаев, Р. Ф. Шарафутдинов, Д. С. Закатов Зонды для статического зондирования грунтов с дополнительным датчиком бокового давления.....	81
И. К. Попсуенко, А. С. Борисов, А. В. Лосева О формировании в грунте гидроразрывов при инъектировании цементных и полимерных растворов для подъёма и рихтовки фундаментов.....	94
Д. Е. Разводовский, А. В. Скориков, Ф. Ф. Зехниев, Д. А. Внуков Геотехнические аспекты строительства при неплановом изменении проектных решений надземных конструкций.....	106
С.А. Рытов, А. А. Бутин Опыт динамических испытаний штифтового стыка Leimet 350 ABB Plus составных сборных железобетонных свай	117
В. Г. Федоровский, С. В. Курилло, А. Г. Скороходов Об оценке оползневого процесса на береговом склоне р. Москвы в районе Карамышевского проезда и расчетное обоснование проекта противооползневых мероприятий.....	121
Н. А. Минкина, М. М. Ковальзон Философия и классическая наука Нового времени.....	137

Content

E. Khachiyan Prediction of synthetic seismograms and accelerograms of strong movements of the soil at the earthquake model as an instant rip of the earth's crust.....	5
A. Alekseev, M. Rabinovich Influence of changing climate on the technical condition of buildings and structures of the Arctic region of Russia on the example of Vorkuta urban district.....	35
A. Alekseev, D. Zorin Prediction of the thermal state of frozen soils in connection with climate change.....	44
I. Bokov Pile group settlement calculation with equivalent pier model using interaction factors method (IFM) solutions.....	50
M. Ibragimov The technology and design features of strengthening sandy soil by injecting cement mortar.....	60
M. Ibragimov Strengthening of soft soils by grouting.....	69
O. Isaev, R. Sharafutdinov, D. Zakatov CPT penetrometers with lateral stress measurements.....	81
I. Popsuenko, A. Borisov, A. Loseva About formation of hydraulic fractures in soil when injection of cement and polymeric solutions for lifting and straightening of the bases.....	94
D. Razvodovsky, A. Skorikov, F. Zekhniev, D. Vnukov Geotechnical aspects of construction in case of unscheduled change of design decisions of aboveground structures.....	106
S. Rytov, A. Butin Experience of dynamic testing of Leimet 350 ABB Plus joint of precast concrete piles.....	117
V. Fedorovsky, S. Kurillo, A. Skorochoodov On the assessment of the landslide process on the Moscow river bank slope near Karamyshevsky passage and design proof of the project of counterslide measures.....	121
N. Minkina, M. Kovalson Philosophy and classical science of the New time.....	137

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ СИНТЕТИЧЕСКИХ СЕЙСМОГРАММ И АКСЕЛЕРОГРАММ СИЛЬНЫХ ДВИЖЕНИЙ ГРУНТА ПРИ МОДЕЛИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ КАК МГНОВЕННОГО РАЗРЫВА ЗЕМНОЙ КОРЫ

PREDICTION OF SYNTHETIC SEISMO- GRAMS AND ACCELEROGRAMS OF STRONG MOVEMENTS OF THE SOIL AT THE EARTHQUAKE MODEL AS AN INSTANT RIP OF THE EARTH'S CRUST

Э. Е. ХАЧИЯН, академик НАН РА, д-р техн. наук, проф.

Рассматриваются вопросы прогнозирования величин перемещений и ускорений сильных движений грунта при предположении землетрясения как мгновенного механического разрыва земной коры. Основываясь на современных представлениях о процессе возникновения землетрясений, предпринята попытка развить упрощенные теоретические методы, необходимые для количественного прогнозирования параметров движения грунта при сильных землетрясениях. В качестве примера рассматривается случай землетрясения, которое возникает вследствие внезапного движения вспарываемых блоков относительно друг друга в горизонтальном направлении с определенной начальной скоростью. Установлена эмпирическая зависимость между скоростью движения частиц грунта у раз-

Problems of the prediction of displacement and acceleration values for strong soil displacements are considered for the case where an earthquake is regarded as an instantaneous mechanical rupture of the Earth's surface. Based on recent concepts of earthquake generation process, we have attempted to develop, simplified theoretical methods for the quantitative prediction of soil displacement parameters during strong earthquakes. As an illustrative example, we consider an earthquake originating as a consequence of relative displacements of suddenly ruptured blocks in a horizontal direction with a given initial velocity. An empirical relationship between soil particle motion velocity near the rupture and at a certain distance from it, on one hand, and the earthquake magnitude, on the other hand,

рыва и на определенном расстоянии от него и магнитудой землетрясения. Принимается, что при мгновенном разрыве среды влиянием инерционных перемещений пород глубинных слоев на инерционные перемещения пород верхних приповерхностных слоев можно пренебречь. Предложен способ оценки максимальных величин перемещений, скоростей и ускорений грунтов по величине предельной относительной деформации различных толщ скальных грунтов при распространении в них упругих гармонических поперечных сейсмических волн.

was established. It is assumed that the impact of inertial motions of a deep soil stratum on the inertial motions of upper sub-surface soil stratum at instantaneous break of a medium can be neglected. By solving a wave problem for a multilayer near surface stratum, analytical relations were developed for a soil seismogram and accelerogram on the surface depending on the physical-mechanical and dynamic characteristics of the soil at all layers of the stratum; attenuation coefficients of mechanical soil vibrations; the distance to the rupture; and the magnitude of the predicted earthquake. The results obtained enable us to determine the maximum displacement and acceleration values of the soil, taking into account local soil conditions and their variations over time, as well as the values of the predominant vibration periods in the soil. The method was applied for solid and loose soil basements.

Ключевые слова:

землетрясение, мгновенный разрыв, начальная скорость, многослойная толща, волновая задача, преобладающие периоды, сейсмограмма, акселерограмма

Key words:

Accelerogram, earthquake, initial velocity, instantaneous rupture, multilayer stratum, predominant periods, seismogram, wave problem

1. Введение

Одна из основных задач сейсмостойкого строительства – прогнозирование закономерностей колебаний грунтов (строительной площадки) и их амплитудно-частотных характеристик и величин максимальных перемещений, скоростей и ускорений в зависимости от местных инженерно-геологических условий при сильных землетрясениях. Достоверные сведения о характере колебания грунтов при землетрясениях можно получить только путем их регистрации во время реального землетрясения. При наличии достаточного количества записей прошлых землетрясений для данной местности можно выделить их характерные типы. Однако количество записей прошлых сильных землетрясений для большинства сейсмоактивных территорий земли пока очень мало для полноценной статистической обработки.

Под понятием «запись колебания грунта» обычно подразумеваем запись перемещения грунта (сейсмограмму) и запись ускорения грунта (акселерограмму). При сильных землетрясениях перемещение грунта в эпицентральной зоне достигает таких больших величин, что их точное инструментальное воспроизведение становится технически неосуществи-

мым. Перемещение грунта с достаточной степенью достоверности удается записать в эпицентральной зоне преимущественно при слабых землетрясениях и на больших расстояниях от эпицентра при сильных землетрясениях. Все сейсмические регионы в настоящее время располагают наличием большого количества таких записей. В обоих случаях эти записи (сейсмограммы) с точки зрения их использования для оценки сейсмостойкости сооружения не представляют практического интереса, так как возникающий от таких слабых сотрясений грунта уровень напряжений в несущих элементах сооружения, по сравнению с их предельно допустимым уровнем, существенно низкий. Что касается записи ускорения грунта, то в этом вопросе проблем нет. В настоящее время во многих сейсмоактивных регионах мира имеются обширные сети записи сильных движений грунта при помощи высокоэффективных трехкомпонентных акселерографов, которые записывают ускорения грунтов как в эпицентральной зоне сильного землетрясения, так и на достаточно большом расстоянии от эпицентра.

Во время землетрясения на здания и сооружения действуют, кроме **постоянных** (собственный вес) и **временных** (вес всего содержимого здания, снега) нагрузок, и так называемые сейсмические нагрузки. На самом деле это не нагрузки (силы) в прямом смысле. Когда грунт под сооружением движется, оно из-за инерции отстает от грунта и изгибается. Это похоже на действие на сооружение горизонтальных сил, перпендикулярных к его оси. **Значения этих сил – знакопеременных инерционных нагрузок, в первую очередь, – обусловлены знакопеременной величиной ускорения грунта, а также массой и жесткостью сооружения.** Все нагрузки, кроме сейсмической, создают прямое физическое воздействие, имеют постоянное направление и действуют в течение всего срока эксплуатации сооружений. Сейсмическая сила имеет **динамический знакопеременный характер** и действует только в течение землетрясения. Поэтому параметры, характеризующие уровень сейсмической опасности данной территории, обуславливаются в первую очередь величинами горизонтальных (вертикальных, вращательных) **ускорений движения грунта и их изменениями во времени.**

Но, как отметили выше, их количество для большинства сейсмоактивных территорий пока недостаточно. Имеются многочисленные эмпирические формулы для определения только максимального значения ускорения грунта в зависимости от магнитуды, глубины очага землетрясения и расстояния до места наблюдения. При проектировании ответственных объектов часто прибегают также к синтезированию искусственной акселерограммы данной местности путем использования реальной акселерограммы, записанной в другом месте, но имеющем схожие инженерно-геологические условия. При этом обычно уменьшают или увеличивают ординаты ускорений реальной акселерограммы. Имеются также компьютерные программы, которые позволяют по реальным записям сейсмограмм и акселерограмм слабых землетрясений получить синтетическую акселерограмму сильного землетрясения для того же места наблюдений. При решении задач сейсмостойкости сложных и протяженных в плане сооружений сталкиваемся с необходимостью наличия не только акселерограммы, но и сейсмограмм и велесиограмм одного и того же сильного землетрясения, их частотный сектор и продолжительность на одной и той же строительной площадке. Ч. Рихтер [25] считает, что при повреждениях роль скорости колебания более существенна, чем ускорения или смещения, рассматриваемые изолированно. Всё это свидетельствует об

актуальности исследований по изысканию путей искусственного конструирования сейсмограмм и акселерограмм сильных движений грунта, адекватно отражающих свойства реально зарегистрированных.

В настоящей статье рассматривается один из способов прогнозирования величин перемещений и ускорений сильных движений грунта при предположении землетрясения как мгновенного механического разрыва земной коры. В качестве примера иллюстрации рассматривается случай землетрясения, которое возникает вследствие движения вспарываемых плит (блоков) относительно друг друга в горизонтальном направлении – сдвиг по простиранию. В этом случае основным параметром, характеризующим силу землетрясения на поверхности земли, является величина начальной скорости движения частиц грунта у разрыва после вспарывания. Используя теоретические исследования Дж. Н. Бруна по установлению максимальных значений скоростей и ускорения грунта вблизи точечного источника и основываясь на результатах исследований Г. Рида, Ц. Ломнитца, С.К. Сингха, К. Касахары, Д.Л. Веллса и К.Н. Коппершмитта и Э.Е. Хачияна, в статье установлена эмпирическая зависимость между величиной максимальной скорости движения частиц у разрыва и на любом расстоянии от него и магнитудой прогнозируемого землетрясения.

2. Исходные параметры задачи

По современным представлениям, землетрясение является следствием механического разрыва-вспарывания среды вследствие соприкосновения двух геологических блоков с шероховатыми краями при их длительном медленном движении в противоположных направлениях. До землетрясения в некоторой области среды соприкосновения возникают непрерывно растущие механические напряжения, обусловленные медленным деформированием пород, окружающих будущий очаг (рис. 1, а). Наибольшие статические деформации $U_0/2$ будут иметь место в окрестностях будущего разрыва. Их величинами на некотором расстоянии R в перпендикулярном к разрыву направлении (рис. 1, б), можно считать пренебрежимыми по сравнению $U_0/2$ у предполагаемого разрыва. Вот высказывания Г.Ф. Рида и Дж. Н. Бруна по этому поводу: «Единственный путь, которым могут разрядиться указанные напряжения, — это относительное перемещение земли на противоположных сторонах разлома и на некотором расстоянии от него» [15]; «Статическое поле смещений, которое определяет двойной диполь без момента, уменьшается с расстоянием пропорционально Δ^{-2} » [1].

Способы определения величин расстояний R и их количественные значения для 44 сильных землетрясений приведены в [11], в котором определение R обуславливается **средними** (по длине разрыва) величинами относительной подвижки \bar{U}_0 блоков, вычисленными в работе [22]. Значение расстояния R предлагается определять по формуле

$$R=(5 \cdot \bar{U}_0+15) \times 10^3. \quad (1)$$

Процесс разрыва среды обычно происходит за определенный короткий промежуток времени. В статье рассматривается наиболее **неблагоприятный с точки зрения сейсмического воздействия** случай, когда время разрыва можно принимать мгновенным.

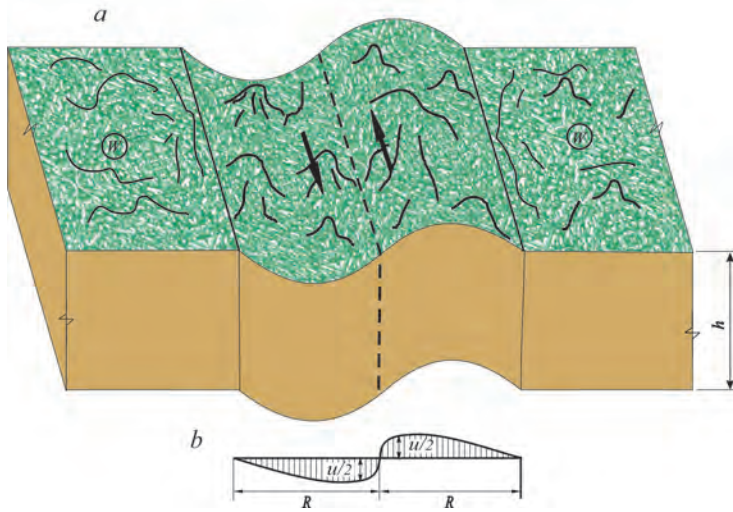


Рис.1. Схематическое изображение медленного длительного деформирования среды в период подготовки землетрясения: *a* — деформированное состояние среды до образования разрыва; *b* — распределение перемещений среды в перпендикулярном к разрыву направлении перед землетрясением; *h* — глубина будущего разрыва; $U_0/2$ — статические деформации блоков в момент начала вспарывания; *R* — протяженность деформированной области в перпендикулярном к разрыву направлении; *W* — области, принимаемые недеформированными от готовившегося землетрясения, из-за сравнительной малости величин деформаций (**стрелками** показаны направления медленных движений блоков, **пунктиром** — линия будущего разрыва)

После мгновенного разрыва-землетрясения частицы грунта каждого блока получают некоторую начальную скорость, величина которой будет обусловлена длиной и глубиной разрыва, относительной подвижкой U_0 и механическими характеристиками среды, т.е. **сейсмическим моментом землетрясения M_0** и, следовательно, **магнитудой землетрясения M** .

Очевидно, что наибольшая скорость частицы грунта будет иметь место у разрыва. По аналогии с вышеупомянутым случаем статического деформирования можно принимать, что величина начальной скорости движения частиц грунта на определенном расстоянии от разрыва будет существенно меньше, чем у разрыва (см. рис. 3, *a*), поэтому зависимость между начальной величиной скорости колебания частиц грунтов на расстоянии Δ от разрыва и максимальной скорости v_{\max} у разрыва, предлагается принимать по зависимости

$$v(\Delta) = v_{\max} \left(1 - \frac{\Delta^2}{R^2} \right), \quad (2)$$

где значения *R* в зависимости от относительной средней подвижки \bar{U}_0 принимаются по формуле (1).

Согласно исследованиям [1], в прочных породах ближней зоны землетрясений возможны ускорения, превышающие $1g$, и скорости частиц грунта v_{\max} , превышающие 100 см/с . По утверждению Дж. Н. Бруна, «для верхнего предела начальной скорости частиц при большой части сильных землетрясений реальной величиной будет 150 см/с ». Если принимать, что это значение $v_{\max} = 100 \text{ см/с}$ соответствует случаю ближней зоны сильного землетрясения с магнитудой $8,5$, и учитывать, что согласно [4] эмпирические величины

максимальной скорости частиц грунта пропорционально e^M , где M — магнитуда землетрясения, значение v_{max} в см/с при других магнитудах можно представить в виде

$$v_{max} = 100e^{M-8,5}. \quad (2a)$$

Зависимость (2a) позволяет оценить значение v_{max} у разрыва на поверхности земли для сильных землетрясений с магнитудами $M > 6,0$, при которых разрыв выходит на поверхность земли. С учетом (2a) для начальной скорости движения частиц грунта на расстоянии Δ от разрыва при магнитуде прогнозируемого землетрясения для областей $\Delta < R$ будем принимать

$$v(M, \Delta) = 100e^{M-8,5} \left(1 - \frac{\Delta^2}{R^2} \right). \quad (3)$$

Приведем еще одну эмпирическую формулу [6] между магнитудой землетрясения M и относительной подвижкой \bar{U}_0 :

$$\lg \bar{U}_0 = 0,55M - 3,71. \quad (4)$$

На основании формул (1) – (4) вычислены значения \bar{U}_0 , (м), R , (км), и соответствующие значения v_{max} , м/с, для различных магнитуд M и расстояний Δ от разрыва, приведенные в табл. 1. Для других значений магнитуды M , не приведенных в табл. 1, значения \bar{U}_0 , R и v_{max} вычисляется по формулам (1)-(4).

В табл. 2 приведены значения скоростей колебания грунта, (см/с) в зависимости от интенсивности землетрясения согласно шкале MSK-64. Сравнение табл.1 и табл. 2 показывает, что значения скоростей частиц грунта, вычисленные по формуле (2a), сопоставимы с их значениями по шкале MSK-64 для интенсивностей VII-X баллов в эпицентральной зоне, а в территориях вне зоны эпицентра для землетрясений с интенсивностью V-X баллов и магнитуд $6,0 \leq M \leq 8,0$.

На рис. 2 показаны зависимости $v(M, \Delta)$ для значений магнитуд $6,0 \leq M \leq 9,0$ по табл. 1 и интенсивности землетрясения по шкале MSK-64, которые по аналогии с зависимостями уменьшения максимального значения ускорений грунта в зависимости от эпицентрального расстояния можно назвать кривыми затухания интенсивности землетрясения в зависимости от расстояния и скорости колебание частиц грунта.

3. Влияние немгновенности разрушения

При немгновенном разрушении начальное значение скорости частиц грунта согласно Дж. Бруне [1] можно представить в виде

$$v = v_{mr} e^{-t/\Delta t}, \quad (a)$$

где v_{mr} – рассмотренное выше значение начальной скорости при мгновенном разрушении среды; Δt – время полного разрушения, включая время испаривания

$$\Delta t = \frac{L/2}{v_s}, \quad (б)$$

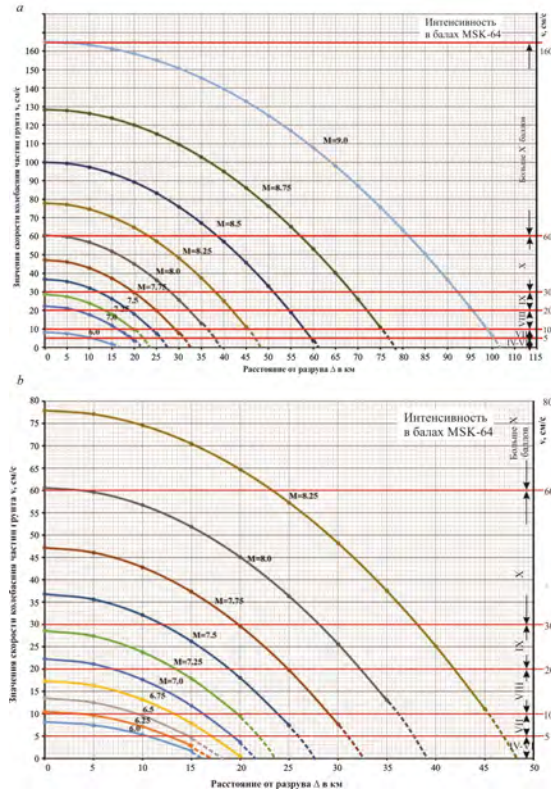


Рис.2. Зависимости скоростей колебания частиц грунта от эпицентрального расстояния Δ (для сравнения и по интенсивности по шкале MSK-64) для различных магнитуд: а — для магнитуд $6,0 \leq M \leq 9,0$; б — для магнитуд $6,0 \leq M \leq 8,25$

где L — длина разрыва; v_s — скорость поперечной волны. Продолжительность разрушения может длиться до десятка секунд. Вспарывание начинается в последней стадии полного разрушения, когда остается еще неразрушенной небольшая часть линии разрыва (несколько десятков – сотен метров). До этого момента динамический эффект землетрясения – генерирование инерционных перемещений (сил) в грунте еще не проявляется. Последняя стадия разрушения (начало землетрясения) – вспарывание, по мнению авторов [1, 15], происходит со сверхзвуковой скоростью и длится доли секунды, в пределах $t = 0,1 \dots 0,3$ с (в зависимости от магнитуды и прочности пород). Поэтому по формуле (б), например, будем иметь:

$$\text{при } M = 7,0 \quad L = 30 \text{ км}, \quad v_s = 4000 \text{ м/с}, \quad \Delta t = \frac{15 \cdot 1000}{4000} = 3,75 \text{ с},$$

$$\text{при } M = 8,0 \quad L = 80 \text{ км}, \quad v_s = 4000 \text{ м/с}, \quad \Delta t = \frac{40 \cdot 1000}{4000} = 10 \text{ с}.$$

Принимая длительность вспарывания соответственно $t = 0,1$ с и $t = 0,3$ с, по формуле (б) получим:

$$v = e^{-\frac{0,1}{3,75}} v_{\text{МГ}} = 0,973 v_{\text{МГ}} \quad \text{в случае } M = 7,0;$$

$$v = e^{-\frac{0,3}{10}} v_{\text{МГ}} = 0,970 v_{\text{МГ}} \quad \text{в случае } M = 8,0.$$

Как видим, немгновенность разрыва приводит к незначительному уменьшению начальной скорости колебания частиц грунта и, следовательно, к такому же смягчению эффекта землетрясения на поверхности земли.

Таблица 1

Значения скоростей колебания частиц грунта, см/с, в зависимости от магнитуды M и расстояния до разрыва Δ , км

Магнитуда M	Средняя подвижка, U , м	Расстояние R , км	Значение скорости у разрыва $v_{\Delta=0}$, см/с	Значения скоростей $v(M, \Delta)$ колебания частиц грунта, см/с, в зависимости от магнитуды M и расстояния до разрыва Δ , км																			
				Значения Δ , км																			
				5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
6,0	0,39	16,90	8,2	7,5	5,3	1,7																	
6,25	0,54	17,70	10,5	9,7	7,1	3,0																	
6,50	0,73	18,60	13,5	12,5	9,6	4,7																	
6,75	1,00	20,00	17,4	16,3	13,1	7,6																	
7,0	1,38	21,90	22,3	21,1	17,7	11,8	3,7																
7,25	1,90	24,50	28,6	27,4	23,8	17,9	9,5																
7,50	2,60	28,00	36,8	35,6	32,1	26,2	18,0	7,5															
7,75	3,57	32,80	47,2	46,1	42,8	37,3	29,7	19,8	7,7														
8,0	4,90	39,50	60,6	59,6	56,7	51,9	45,1	36,3	25,6	13,0													
8,25	6,73	48,60	77,9	77,1	74,6	70,5	64,7	57,3	48,2	37,5	25,1	11,1											
8,50	9,23	61,10	100	99,3	97,3	94,0	89,3	83,3	75,9	67,2	57,1	45,8	33,0	19,0	3,6								
8,75	12,68	78,40	128,4	127,9	126,3	123,7	120,0	115,3	109,6	102,8	95,0	86,1	76,2	65,2	53,2	40,1	26,0	10,9					
9,0	17,38	102,00	164,9	164,5	163,3	161,3	158,6	155,0	150,6	145,5	139,5	132,8	125,3	117,0	107,8	97,9	87,2	75,7	63,5	50,4	36,5	21,9	6,4

Таблица 2

Значения скоростей колебания частиц грунта в зависимости от интенсивности землетрясения по шкале MSK-64

Интенсивность, баллы	V	VI	VII	VIII	IX	X
Скорость колебания частиц грунта, см/с	1 ... 2	2,1 ... 4	4,1 ... 8	8,1 ... 16	16,1 ... 32	32,1 ... 64

4. Механическая модель задачи

Верхние, близкие к поверхности Земли слои пород по кинематическим условиям и физико-механическим характеристикам существенно отличаются от глубинных слоев пород. Они менее плотные, их коэффициенты упругости при растяжении E и сдвиге G до двух раз меньше, чем у глубоких пород. Кроме этого, они подвергнуты существенно меньшим вертикальным сжимающим усилиям, их объем незначительный по сравнению с общим объемом вспарываемых блоков. Благодаря этим качествам они обладают большой сдвиговой деформативностью в горизонтальных и вертикальных направлениях по сравнению с глубинными слоями. Поэтому при мгновенном разрыве земной коры породы верхних слоев будут подвергаться существенно более интенсивным знакопеременным динамическим

перемещениям, генерируемым силами инерции масс пород, чем породы глубоких слоев. Во время реального землетрясения сейсмографы и акселерографы записывают именно эти знакопеременные перемещения и ускорения частиц грунта на поверхности Земли¹.

Если из тела блока на расстоянии Δ от разрыва выделить какую-то приповерхностную призматическую область с единой шириной и мощностью $H \ll H_0$, где $H + H_0$ – глубина разрыва (рис. 3, а), то она на любом участке по длине разрыва L будет представлять собой многослойную литологическую колонку (толщу) с различными физико-механическими и геометрическими характеристиками: плотностями ρ_k , модулями сдвига G_k и мощностями H_k (рис. 3, б). Под глубиной H здесь подразумевается расстояние от поверхности Земли (от планировочной отметки сооружения) до плотных пород со скоростью распространения поперечных сейсмических волн v_s больше 1000 м/с, но не менее 30 м.

Имеются многочисленные случаи одновременной записи реальных землетрясений на поверхности Земли и в глубинных уровнях до 150 м, показывающие существенное уменьшение сейсмического эффекта по глубине Земли [5]. Об этом свидетельствует и низкая поврежденность подземных сооружений, наблюдаемая при сильных землетрясениях [17]. Хорошо известно также, что на характер сейсмических колебаний на поверхности Земли существенное влияние оказывает структура приповерхностной многослойной толщи.

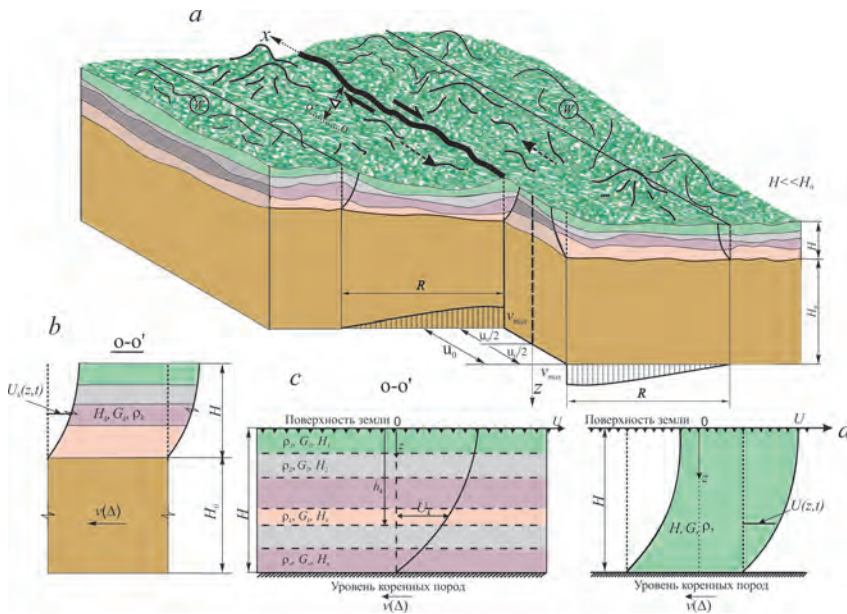


Рис.3. Схематическое изображение среды после образования разрыва- землетрясения: а — схема вспарывания и механическая модель верхних напластований; б — принимаемая схема горизонтального деформирования вертикального разреза по линии о-о'; с — схема верхних напластований в виде неоднородной поверхностной толщи; д — горизонтальное деформирование однородного поверхностного слоя; H — общая мощность приповерхностной толщи; Δ — расстояние от линии разреза до точки наблюдения; v_{max} — скорость движения блоков у разрыва; $v(M, \Delta)$ — скорость движения блоков на расстоянии Δ от разрыва при магнитуде M ; $U_k(z, t)$ — функция перемещения в перпендикулярном к разрыву направлении; ρ_k, G_k, H_k — плотность, модуль сдвига и мощность k -го слоя; $H + H_0$ — глубина разрыва (**полустрелками** показаны направления движения блоков после вспарывания, **жирной линией** — направление разрыва, **пунктирными стрелками** — направление первых инерционных перемещений слоев после разрыва — сжатие и разрывание в среде)

¹ Образованные в длительной стадии подготовки землетрясения статические деформации грунта сейсмографы и акселерографы не фиксируют, так как основания их корпусов (в которых размещена инертная масса, удерживаемая пружиной) также подвергаются медленному перемещению вместе с грунтом без колебания инертной массы.

$$\begin{aligned} \text{при } t = 0 \quad U_k(z, 0) &= 0 \\ \text{при } t = 0 \quad \frac{\partial U_k(z, 0)}{\partial t} &= v(M, \Delta), \\ k &= 1, 2, \dots, n \end{aligned} \quad (9)$$

где $v(M, \Delta)$ — начальная скорость движения частиц грунта всех точек по высоте разреза на расстоянии Δ .

Решение уравнений (6) будем искать методом разделения переменных, представив их следующим образом:

$$U_k(z, t) = \sum_{i=1}^{\infty} U_{ki}(z) q_i(t), \quad k = 1, 2, 3 \dots n, \quad (10)$$

где $U_{ki}(z)$ — функции только от координата z , а $q_i(t)$ — функция только от времени t . Подставляя (10) в (6) и учитывая, что равенство (10) должно удовлетворяться для любого i , получим

$$G_k U_{ki}'' q_i - \rho_k U_{ki} q_i'' + \eta_k U_{ki}'' q_i' = 0. \quad (11)$$

Разделив (11) на произведение $U_{ki} \left(q_i + \frac{\eta_k}{G_k} q_i' \right)$, приходим к равенству

$$\frac{G_k U_{ki}''}{\rho_k U_{ki}} = \frac{q_i''}{q_i + \frac{\eta_k q_i'}{G_k}} = -p_i^2, \quad (12)$$

где p_i^2 — некоторое положительное число.

Из (12) вытекают следующие два уравнения:

$$U_{ki}'' + \lambda_{ki}^2 U_{ki} = 0 \quad \frac{p_i^2 \rho_k}{G_k} = \lambda_{ki}^2 \quad (13)$$

$$k = 1, 2, \dots, n$$

$$q_i'' + 2n_i q_i' + p_i^2 q_i = 0 \quad \frac{\eta_k p_i^2}{G_k} = 2n_i \quad (14)$$

$$i = 1, 2, \dots, n$$

Решение уравнения (14) будет

$$q_i(t) = e^{-n_i t} (c_{1i} \sin p_i^* t + c_{2i} \cos p_i^* t), \quad (15)$$

где c_{1i} и c_{2i} — некоторые неизвестные постоянные; p_i^* — круговые частоты свободных колебаний всей многослойной толщи по i -й форме с учетом вязкости пород, определяемые по формуле

$$p_i^* = \sqrt{p_i^2 - n_i^2}, \quad (16)$$

где n_i — коэффициент критического затухания всей неоднородной толщи по i -й форме свободных колебаний. Для большинства горных пород $n_i^2 \ll p_i^2$, поэтому в формуле (16) для круговых частот и в тригонометрических функциях формулы (15) влиянием n_i^2 по сравнению с p_i^2 можно пренебречь и, принимая $p_i^* \approx p_i$, представить ее в виде

$$q_i(t) = e^{-n_i t} (c_{1i} \sin p_i t + c_{2i} \cos p_i t). \quad (17)$$

Решение уравнения (13) можно представить в виде

$$U_{ki}(z) = A_{ki} \sin \lambda_{ki} z + B_{ki} \cos \lambda_{ki} z, \quad (18)$$

$$k = 1, 2 \dots n$$

Для определения $2n$ неизвестных коэффициентов A_{ki} и B_{ki} и круговых частот p_i будем пользоваться граничными условиями (7) и условиями непрерывности (8). В результате получим следующую систему $2n$ однородных линейных уравнений относительно $2n$ неизвестных коэффициентов A_{ki} и B_{ki} :

$$\begin{aligned} A_{1i} &= 0, \\ A_{ni} \sin \lambda_{ni} H + B_{ni} \cos \lambda_{ni} H &= 0, \\ A_{ki} \sin \lambda_{ki} h_k + B_{ki} \cos \lambda_{ki} h_k &= \\ &= A_{k+1i} \sin \lambda_{k+1i} h_k + B_{k+1i} \cos \lambda_{k+1i} h_k, \\ A_{ki} G_k \lambda_{ki} \cos \lambda_{ki} h_k - B_{ki} G_k \lambda_{ki} \sin \lambda_{ki} h_k &= \\ &= A_{k+1i} G_{k+1} \lambda_{k+1i} \cos \lambda_{k+1i} h_k - B_{k+1i} G_{k+1} \lambda_{k+1i} \sin \lambda_{k+1i} h_k, \\ &k = 1, 2 \dots n - 1. \end{aligned} \quad (19)$$

Так как система уравнений (19) относительно $2n$ неизвестных коэффициентов A_{ki} и B_{ki} однородна, ее единственно **нетривиальное решение имеет место только при равенстве нулю детерминанта $2n$ степени, образованного из коэффициентов неизвестных системы уравнений (19)**. При двухслойной толще это будет детерминант 4-го порядка, для трехслойного и четырехслойных толщ — соответственно 6-го и 8-го порядков. Полученное после раскрытия детерминанта сложное трансцендентное уравнение будет содержать **только одно неизвестное — частоты свободных колебаний p_i^2** , (соответствующие периоды колебаний многослойной толщ будут $T_{oi} = 2\pi/p_i, i=1, 2, 3 \dots$). При заданных G_k, ρ_k и H_k оно будет служить основанием для вычисления круговых частот $p_i (i=1, 2, 3 \dots)$ всех форм свободных колебаний многослойной толщ. Получение в явном виде такого уравнения при больших числах слоев практически невозможно. Часто значения частот p_i вычисляются по различным компьютерным программам непосредственно из соответствующего уравнения в виде детерминанта системы (19). Для двух-, трех и четырехслойных толщ трансцендентные уравнения в явном виде приведены в [9, 10]. Они выражаются следующими уравнениями:

при $n = 2$

$$\sqrt{\frac{\rho_1 G_1}{\rho_2 G_2}} \operatorname{tg} p_1 \alpha_1 \operatorname{tg} p_1 \alpha_2 - 1 = 0, \quad (19a)$$

при $n = 3$

$$\sqrt{\frac{\rho_1 G_1}{\rho_2 G_2}} \operatorname{tg} p_1 \alpha_1 \operatorname{tg} p_1 \alpha_2 + \sqrt{\frac{\rho_2 G_2}{\rho_3 G_3}} \operatorname{tg} p_1 \alpha_2 \operatorname{tg} p_1 \alpha_3 + \sqrt{\frac{\rho_1 G_1}{\rho_3 G_3}} \operatorname{tg} p_1 \alpha_1 \operatorname{tg} p_1 \alpha_3 - 1 = 0, \quad (19b)$$

при $n = 4$

$$\begin{aligned} & \sqrt{\frac{\rho_1 G_1}{\rho_1 G_2}} \operatorname{tg} p_i \alpha_1 \operatorname{tg} p_i \alpha_2 + \sqrt{\frac{\rho_1 G_1}{\rho_3 G_3}} \operatorname{tg} p_i \alpha_1 \operatorname{tg} p_i \alpha_3 + \\ & + \sqrt{\frac{\rho_1 G_1}{\rho_4 G_4}} \operatorname{tg} p_i \alpha_1 \operatorname{tg} p_i \alpha_4 + \sqrt{\frac{\rho_2 G_2}{\rho_3 G_3}} \operatorname{tg} p_i \alpha_2 \operatorname{tg} p_i \alpha_3 + \\ & + \sqrt{\frac{\rho_2 G_2}{\rho_4 G_4}} \operatorname{tg} p_i \alpha_2 \operatorname{tg} p_i \alpha_4 + \sqrt{\frac{\rho_3 G_3}{\rho_4 G_4}} \operatorname{tg} p_i \alpha_3 \operatorname{tg} p_i \alpha_4 - \\ & - \sqrt{\frac{\rho_1 G_1 \rho_3 G_3}{\rho_2 G_2 \rho_4 G_4}} \operatorname{tg} p_i \alpha_1 \operatorname{tg} p_i \alpha_2 \operatorname{tg} p_i \alpha_3 \operatorname{tg} p_i \alpha_4 - 1 = 0 \end{aligned} \quad (19\text{в})$$

где $\alpha_k = H_k \sqrt{\frac{\rho_k}{G_k}}$, $k = 1, 2, 3 \dots n$.

Подставляя вычисленные значения частот p_i в уравнения (19), получим системы n однородных линейных уравнений относительно A_{ki} и B_{ki} с главным детерминантом, равным нулю. Для **нетривиального решения** задачи отбрасывают одно из однородных уравнений и, принимая одно из неизвестных, например, B_{1i} , заданным (в принципе B_{1i} можно принять и равным 1), из оставшейся системы $2n-1$ неоднородных уравнений и определяем все $2n-1$ неизвестные отношения A_{ki}/B_{1i} и B_{ki}/B_{1i} .

Для определения неизвестных коэффициентов c_{1i} и c_{2i} воспользуемся начальными условиями (9). Из первого условия (9), учитывая (10), (17) и (18), будем иметь

$$U_{ki}(z, 0) = 0 \quad \text{или} \quad \sum_{i=1}^{\infty} U_{ki}(z) \cdot 1 \cdot (c_{1i} \cdot 0 + c_{2i} \cdot 1) = 0, \quad k = 1, 2 \dots n. \quad (20)$$

Так как условие (20) должно выполняться для любой точки z по высоте литологической колонки и так как коэффициенты A_{ki} и B_{ki} , входящие в $U_{ki}(z)$ одновременно не могут быть равным нулю, из (20) вытекает, что

$$c_{2i} = 0, \quad i = 1, 2, \dots, n. \quad (20\text{а})$$

Из второго условия (9) будем иметь

$$\frac{\partial U_{ki}(z, 0)}{\partial t} = v(M, \Delta), \quad \text{или} \quad \sum_{i=1}^{\infty} U_{ki}(z) \cdot 1 \cdot (c_{1i} \cdot p_i \cdot 1 - n \cdot 1 \cdot 0) = v(M, \Delta), \quad k = 1, 2 \dots n. \quad (21)$$

Умножая обе части уравнения (21) на $q_k U_{kj}(z)$, интегрируем от нуля до H , заранее, в соответствии с (5), заменив его суммой интегралов от h_{k-1} до h_k ; выражение (21) примет вид

$$\sum_{k=1}^n \int_{h_{k-1}}^{h_k} \sum_{i=1}^{\infty} U_{ki}(z) q_k U_{kj}(z) c_{1i} p_i dz = v(M, \Delta) \sum_{k=1}^n \int_{h_{k-1}}^{h_k} q_k U_{kj}(z) dz. \quad (22)$$

Учитывая ортогональность функций $U_i(z, t)$ и $U_j(z, t)$ в виде [21]

$$\sum_{k=1}^n \int_{h_{k-1}}^{h_k} \rho_k U_{ki}(z) U_{kj}(z) dz = 0, \quad i \neq j \quad (23)$$

для всех комбинаций i -й и j -й форм колебаний, из (22) получим

$$c_{1i} = \frac{v(M, \Delta) \sum_{k=1}^n \int_{h_{k-1}}^{h_k} \rho_k U_{ki}(z) dz}{p_i \sum_{k=1}^n \int_{h_{k-1}}^{h_k} \rho_k U_{ki}^2(z) dz} \quad (24)$$

Таким образом, общее решение задачи с учетом всех форм колебаний грунтовой толщ на основании (10), (17), (18), (20а) и (24) будет

$$U_k(z, t) = v(M, \Delta) \sum_{i=1}^{\infty} \frac{U_{ki}(z)}{p_i} \delta_i e^{-n_i t} \sin p_i t \quad (25)$$

С учетом сравнительной малости величины коэффициента затухания n_i для ускорения $U_k''(z, t)$ из (25) получим

$$U_k''(z, t) = v(M, \Delta) \sum_{i=1}^n U_{ki}(z) p_i \delta_i e^{-n_i t} \sin p_i t \quad k = 1, 2 \dots n, \quad (25a)$$

где обозначено

$$\delta_i = \frac{\sum_{k=1}^n \int_{h_{k-1}}^{h_k} \rho_k U_{ki}(z) dz}{\sum_{k=1}^n \int_{h_{k-1}}^{h_k} \rho_k U_{ki}^2(z) dz} \quad (26)$$

На поверхности Земли ($z=0$) для перемещения частиц грунта (сейсмограммы) и ускорения (акселерограммы) будем иметь:

$$U_1(0, t) = v(M, \Delta) \sum_{i=1}^{\infty} \frac{U_1(0)}{p_i} \delta_i e^{-n_i t} \sin p_i t; \quad (27)$$

$$U_1''(0, t) = v(M, \Delta) \sum_{i=1}^{\infty} U_1(0) p_i \delta_i e^{-n_i t} \sin p_i t.$$

6. Случай однородного поверхностного слоя

Для самой простой, однослойной толщ с параметрами G, ρ, H (рис. 4) задача существенно упрощается:

$$U(z, t) = U_1(z, t) \quad 0 \leq z \leq H.$$

Удовлетворяя граничным и начальным условиям (7) и (9) для однослойной толщ будем иметь:

$$U_i(z) = B_i \cos \frac{2i-1}{2} \frac{\pi}{H} z, \quad A_i = 0, \quad c_{2i} = 0, \quad c_{1i} B_i = \frac{v(M, \Delta) \delta_i}{p_i}, \quad (28)$$

$$p_i = \frac{2\pi}{T_{0i}} = \frac{2i-1}{2H} \pi \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \frac{2i-1}{2H} \pi v_s, \quad i = 1, 2, \dots,$$

$$\delta_i = \frac{\int_0^H B_{i1} \cos \frac{2i-1}{2} \frac{\pi}{H} z dz}{\int_0^H B_{i1}^2 \cos^2 \frac{2i-1}{2} \frac{\pi}{H} z dz} = \frac{4(-1)^{i+1}}{(2i-1)\pi} \cdot \frac{1}{B_{i1}}, \quad (28)$$

и общее решение задачи примет вид

$$U(z,t) = v(M, \Delta) \sum_{i=1}^{\infty} \frac{T_{oi}}{2\pi} \delta_i e^{-n_i t} \cos \frac{2i-1}{2} \frac{\pi z}{H} \sin \frac{2i-1}{2} \frac{\pi v_s}{H} t; \quad (29)$$

$$U''(z,t) = v(M, \Delta) \sum_{i=1}^{\infty} \frac{2\pi}{T_{oi}} \delta_i e^{-n_i t} \cos \frac{2i-1}{2} \frac{\pi z}{H} \sin \frac{2i-1}{2} \frac{\pi v_s}{H} t,$$

где $T_{oi} = \frac{2\pi}{p_i} = \frac{4H}{(2i-1)v_s}$ — период свободных колебаний слоя по i -й форме,

n_i — коэффициент критического затухания пород слоя по i -й форме;

$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$ — скорость распространения поперечных сейсмических волн в слое.

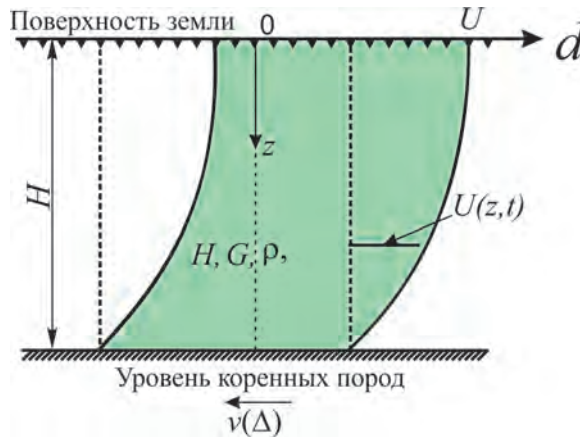


Рис.4. Схема однородного поверхностного слоя

Как видно из формул (25) и (29), главное различие неоднородных и однородных толщ (строительных площадок) будет в коэффициентах δ_i и в соотношениях:

$$\frac{T_{01}}{T_{01}}, \frac{T_{01}}{T_{02}} \dots \frac{T_{01}}{T_{0n}}$$

Для однородного слоя эти соотношения, как видно из (28), являются нечетными числами 1, 3, 5, 7... $2n-1$, а знаки коэффициентов δ_i при **четных i будут +, при нечетных -**. Поэтому при суммировании рядов (29) знаки δ_i и максимумов тригонометрических функций

$$\sin \frac{2i-1}{2} \frac{\pi v_s t}{H}$$

для любого i будут совпадать, что приведет к их алгебраическому суммированию и существенному росту суммарной максимальной величины ряда. Для неоднородной колонки

вероятность такого совпадения очень невелика, что приведет к уменьшению суммарной величины ряда.

Формуле (29) можно дать и волновую интерпретацию. Известно, что реальная сейсмограмма — результат суммирования неоднократно преломленных и отраженных от нижних слоев и поверхности Земли поперечных сейсмических волн. К этому выводу проводят и формулы (25) и (29). В самом деле, воспользуясь известным положением о том [3], что **любая стоячая волна может быть заменена парой бегущих волн**, так как имеет место равенство

$$2 \cos \frac{k\pi}{H} z \sin \frac{k\pi}{H} ct = \sin \frac{k\pi}{H} (z + ct) + \sin \frac{k\pi}{H} (ct - z), \quad (30)$$

и наоборот, **любая бегущая волна может быть представлена как пара стоячих волн с фазами, сдвинутыми на $\pi/2$** , так как имеет место еще одно равенство:

$$\sin \frac{k\pi}{H} (z + ct) = \sin \frac{k\pi z}{H} \cos \frac{k\pi ct}{H} + \cos \frac{k\pi z}{H} \sin \frac{k\pi ct}{H}, \quad (31)$$

где c — скорость распространения волны, решение (29) можно представить в волновом виде:

$$\begin{aligned} U(z, t) &= v(M, \Delta) \sum_{i=1}^{\infty} \frac{T_{oi} \delta_i}{4\pi} e^{-n_i t} \left[\sin \frac{2i-1}{2} \frac{\pi}{H} (v_s t + z) + \sin \frac{2i-1}{2} \frac{\pi}{H} (v_s t - z) \right]; \\ U''(z, t) &= v(M, \Delta) \sum_{i=1}^{\infty} \frac{\pi}{T_{oi}} \delta_i e^{-n_i t} \left[\sin \frac{2i-1}{2} \frac{\pi}{H} (v_s t + z) + \sin \frac{2i-1}{2} \frac{\pi}{H} (v_s t - z) \right], \end{aligned} \quad (32)$$

где v_s — скорость распространения поперечных волн в однородном слое.

Формула (32) показывает, что сейсмограмма и акселерограмма грунта представляют собой сумму множества падающих и отраженных с поверхности земли волн с различными амплитудами и частотами.

По современным концепциям динамики грунтов, между коэффициентами критического затухания n_i , %, декрементами затухания θ_i , коэффициентами поглощения ψ_i и периодом свободных колебаний T_{oi} имеются следующие соотношения

$$\psi_i = 2\theta_i \quad n_i = \theta_i / T_{oi} \quad (33)$$

В дальнейших вычислениях из-за отсутствия экспериментальных исследований по установлению значений декрементов колебаний по высшим формам колебаний пород грунтов их значения θ_i будем принимать одинаковыми: для скальных грунтов равными $\theta=0,3$, а для рыхлых грунтов $\theta=0,2$. Воднасыщенность грунта приводит к почти двукратному увеличению декремента θ по сравнению с сухим состоянием. Для сухих песков значение θ при средних деформациях доходит до 0,2 [5]. По экспериментальным исследованиям [20] значения θ для различных грунтов с плотностью $1,63 \leq \rho \text{ (т/м}^3\text{)} \leq 2,12$ и влажностью от 5 до 30% значение θ изменяется от 0,17 до 0,64. Таким образом, перемещение (сейсмограмма) и ускорение (акселерограмма) грунта на поверхности Земли (при $z = 0$) на расстоянии Δ от разрыва при магнитуде M прогнозируемого землетрясения с учетом (3) и (27) для однослойного основания будут:

$$\begin{aligned}
 U(0,t) &= 100e^{M-8,5} \left(1 - \frac{\Delta^2}{R^2} \right) \sum_{i=1}^{\infty} \frac{T_{oi}}{2\pi} \delta_i e^{-\frac{\theta}{T_{oi}}t} \sin \frac{2\pi}{T_{oi}}t; \\
 U''(0,t) &= 100e^{M-8,5} \left(1 - \frac{\Delta^2}{R^2} \right) \sum_{i=1}^{\infty} \frac{2\pi}{T_{oi}} \delta_i e^{-\frac{\theta}{T_{oi}}t} \sin \frac{2\pi}{T_{oi}}t,
 \end{aligned}
 \tag{34}$$

где значение параметра R в зависимости от значения магнитуды M принимается по табл. 1.

Формулы (27) позволяют вместо значения $v(M, \Delta)$ по формуле (2а) принимать любые другие зависимости для данного региона и условий, так как скорость $v(M, \Delta)$ входит в (27) как постоянный множитель, не зависящий от времени t , и не может влиять на процесс суммирования по формам колебаний значений перемещений и ускорений.

7. О классификации грунтов площадки строительства по сейсмическим свойствам и их периодах колебаний при землетрясениях

Согласно (34) на однородных твердых грунтах значение ускорения грунта при заданных M и Δ будет больше, чем на рыхлых однородных грунтах слоя той же мощности. Это явление неоднократно подтверждалось инструментально при регистрации слабых и умеренных землетрясений. Так как амплитуды всех гармоник (34) со временем сильно уменьшаются, при отыскании максимумов выражений $U(t)$ и $U''(t)$ можно ограничиваться учетом только первых трех членов рядов (первых трех форм свободных поперечных колебаний неоднородной толщи с общей мощностью H). Таким образом, на поверхности Земли (и по глубине слоя) перемещение и ускорение грунта будут представлять собой суперпозицию затухающих гармонических колебаний с периодами, равными периодам свободных колебаний слоя — T_{oi} . Другая особенность полученных формул (29, 32, 34) заключается в том, что перемещение и ускорение грунта существенно зависят от **сейсмической категории грунтовых условий**. Она обусловлена наличием в формулах (34) величин периодов (преобладающих) строительной площадки T_{oi} . В работе [10] в качестве интегральной характеристики неоднородных грунтов для установления их категории по сейсмическим свойствам, помимо средней величины скорости распространения поперечных сейсмических волн v_s рекомендуется принимать также величину основного периода T_{01} , так как на ее формирование, как мы уже видели, влияют физико-механические и мощностные характеристики всех слоев. Кроме того, известно, что при любом динамическом воздействии отношение периодов вынужденных колебаний (грунт) и свободных колебаний (сооружение) играет существенную роль. Так, в работе [10] и по нормам Республики Армения по сейсмостойкому строительству [19] категория грунта устанавливается согласно табл. 3 по значениям v_s и T_{01} . При этом в случае больших чисел слоев (рис. 3, с) **приближенные значение T_{01}^{np} и среднее значение v_s** рекомендуется определять по формулам:

$$T_{oi}^{np} = \frac{4H}{\bar{v}_s}, \quad \bar{v}_s = \frac{\sum_{k=1}^n H_k}{\sum_{k=1}^n \frac{H_k}{v_{sk}}}, \quad H = \sum_{k=1}^n H_k, \quad v_{sk} = \sqrt{\frac{G_k}{\rho_k}}.
 \tag{35}$$

Категории грунтов по сейсмическим свойствам в зависимости от \bar{v}_s и T_{01} согласно СНРА П-6.02-2006 [19]

<i>Категория неоднородных грунтовых оснований</i>	<i>Значение средней скорости \bar{v}_s распространения поперечных волн в пределах всей неоднородной среды H от планировочной отметки до плотных пород с $\bar{v}_s \geq 800$ м/с по формуле (35), м/с</i>	<i>Значение преобладающего периода T_{01} для всей неоднородной толщи H от планировочной отметки до плотных пород с $\bar{v}_s \geq 800$ м/с, с</i>
I	$\bar{v}_s > 800$	$T_{01} \leq 0,3$
II	$500 < \bar{v}_s < 800$	$0,3 < T_{01} \leq 0,6$
III	$150 < \bar{v}_s < 500$	$0,6 < T_{01} \leq 0,8$
IV	$\bar{v}_s < 150$	$T_{01} > 0,8$

Главная особенность формул (34) заключается в том, что по ним при заданном значении магнитуды прогнозируемого землетрясения M и расстоянии от точки наблюдения Δ до разрыва (активного разлома) можно установить **не только максимальные значения перемещения и ускорения грунта с учетом грунтовых условий, но и их изменения во времени и, что не менее важно, значения периодов колебаний T_{0i} ($i=1,2,3$)**. При этом, согласно (34), на твердых грунтах будут преобладать короткопериодные, а на рыхлых грунтах – длиннопериодные колебания. Основной характеристикой любого сложного колебательного процесс является спектр его частот. По нашему мнению, величины периодов колебаний грунтов (на акселерограммах) играют главную роль в поведении надземного сооружения во время землетрясения.

Сейсмическое воздействие относится к динамическим воздействиям, при которых наибольший эффект воздействия обусловлен резонансными явлениями, т.е. совпадением или близостью величин периодов колебаний грунта и свободных колебаний надземных сооружений. Имеются многочисленные исследования по установлению значений преобладающих периодов колебания грунтов (для ускорения) при сильных землетрясениях, [5, 10, 23]. Самые общие сведения о величине преобладающих периодов колебаний грунта можно почерпнуть из спектров реакций землетрясения (по значениям периодов, соответствующим пиковым значениям ускорений на спектре), построенных по записям реальных акселерограмм грунта, зарегистрированных на участках грунтов с различными геологическими условиями. Таких спектров к настоящему времени накопилось довольно большое количество (рис. 5). Их сопоставительный анализ показывает, что, в основном, величины преобладающих периодов скальных грунтов во время землетрясения находятся в узком диапазоне 0,15-0,4 с, тогда как их значения для рыхлых грунтов находятся в широком диапазоне 0,5-2,0 с, иногда доходя до 3,0 с и более. Приведенные в [9, 10] исследования по определению преобладающих периодов по формулам (19а) - (19в) для различных геологических разрезов (с экспериментально установленными значениями физико-механических характеристик слоев ρ_k , G_k и H_k путем бурения скважин) и их сопоставление с значениями преобладающих периодов по пиковым значениям ускорений на спектрах реакции сильных землетрящений, зарегистрированных на тех же разрезах [2], показали их хорошую корреляцию.

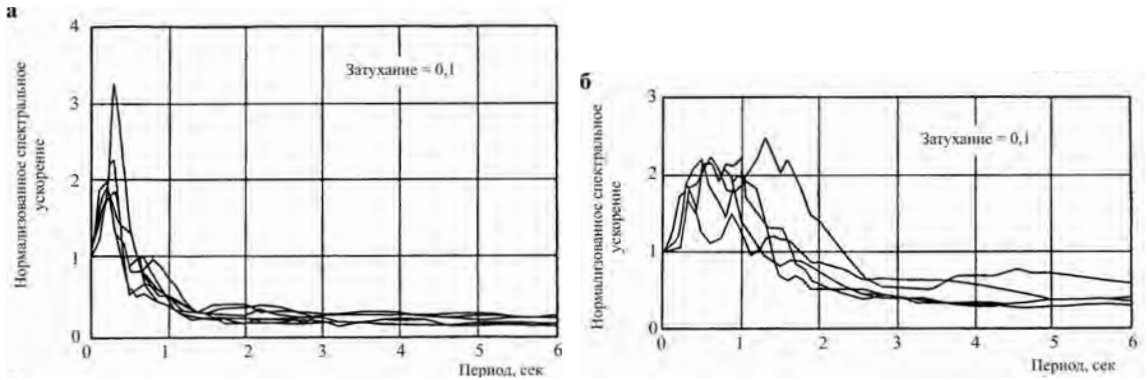


Рис.5. Спектры реакции ускорений (нормализованные по максимальному ускорению грунта) для скальных пород и твердых грунтов (а) и для рыхлой многослойной толщи (б) [26]

При этом **максимальное (наибольшее из пиковых) значение ускорения на спектре реакции может иметь место как для первого преобладающего периода T_{01} , так и для высших – T_{02} и T_{03}** . Как показано в [17], при землетрясениях с $M > 6$ реальные значения преобладающих периодов близки к их значениям, установленным путем гармонического анализа микроколебаний грунта места регистрации землетрясения. Предположение о решающей роли периодов свободных колебаний (преобладающих периодов) приповерхностной толщи в формировании колебательного процесса на поверхности Земли во время сильного землетрясения, нам кажется, перекликается с рассмотренной выше механикой возникновения землетрясения как результат внезапного разрыва сплошной среды и распространения энергии этого разрыва посредством упругих сейсмических волн. Сейсмические волны в верхних, менее стесненных в отношении деформирования слоях Земли, нарушают их статическое равновесие, вследствие чего в них возникают сдвиговые колебательные процессы (аналогичные свободным сдвиговым колебаниям сплошной упругой среды конечных размеров с заданными физико-механическими параметрами) с преобладающими периодами, равными периодам свободных колебаний среды. В результате суперпозиции этих затухающих гармонических колебаний формируется акселерограмма землетрясения данного участка поверхности Земли. Амплитуды этой акселерограммы будут обусловлены как размерами разрыва в очаге (магнитудой землетрясения), так и эпицентральной расстоянием места регистрации. Длительность сотрясения (акселерограммы) будет обусловлена как величиной начальной амплитуды, так и динамическими характеристиками (периодами свободных колебаний) поверхностной толщи: чем больше уровень начального возмущения (магнитуды) и больше значение преобладающих периодов и меньше коэффициент затухания пород, тем длительнее землетрясение (сотрясение) в данной местности. На продолжительность сотрясений будут влиять также эпицентральное расстояние и характер неоднородностей подстилающих слоев места регистрации. На сильно неоднородных участках суммарный характер колебаний на поверхности Земли существенно будет зависеть от характера многократно отраженных и преломленных от нижних слоев и вновь выходящих в верхний слой сейсмических волн. Эти отраженные и преломленные волны, суммируясь с начальной падающей волной на верхнем слое, непрерывно будут порождать новые дополнительные перемещения и ускорения. Поэтому продолжительность сотрясения на таких участках искусственно продлится в несколько раз по сравнению с продолжи-

тельностью на однородных участках.

Следует отметить, что имеются и другие исследования, показывающие, что на формирование значений преобладающих периодов существенное влияние оказывают тип подвижки в очаге, магнитуда и эпицентрального расстояние [10, 6]. С другой стороны, придется констатировать, что **величины преобладающих периодов колебаний грунтов и свободных колебаний зданий и сооружений массовой застройки находятся в одном и том же диапазоне от 0,1 с до 1,0 с.** Это обстоятельство существенно повышает вероятность возникновения резонансных явлений. При этом для сильных землетрясений указанная вероятность возрастет из-за их большей продолжительности. По нашему убеждению, причиной большинства случаев обрушений и серьезных повреждений зданий и сооружений при сильных землетрясениях являются резонансные колебания. Об этом свидетельствуют и серьезные повреждения отдельных сооружений даже при низких уровнях амплитуд ускорений грунта (меньше 0,1g), наблюдаемые во время землетрясений на больших расстояниях от эпицентра. Классические примеры указанных явлений отмечены при землетрясениях 1985 г. в Мехико-Сити и в городах Лениканан и Кировакан при Спитакском землетрясении 1988 г. [2, 10]. Это значит, что при проектировании новых зданий и сооружений следует достоверно **прогнозировать не только максимальную амплитуду ускорения грунта,** но и величину преобладающего периода колебания грунта во время землетрясения. Такой прогноз позволит для каждого сооружения с определенным спектром частот собственных колебаний подобрать наиболее благоприятные грунтовые площадки строительства. Это условие согласно [10, 19] в первом приближении выражается следующими неравенствами:

$$T_1 > 1,3 T_{01} \text{ или } 1,3 T_1 < T_{01},$$

где T_1 — период первой формы свободных колебаний надземного сооружения; T_{01} — основной период колебаний грунтовой толщи из частотных уравнений (19а-19в), по формуле (35) или установленного экспериментально по записям микроколебаний на строительной площадке будущего сооружения. Так как характер деформирования зданий и сооружений массовой застройки и их многослойного грунтового основания носят сдвиговый характер, отношения значений периодов по высшим формам колебаний в обоих объектах будут одинаковыми. Это свидетельствует о том, что при избежании резонанса в сооружении по первой форме колебания автоматически резонанс не возникнет и по высшим формам колебаний.

8. Применение предложенного метода прогнозирования параметров колебания движения на поверхности земли

В качестве примеров вычислим сейсмограммы $U(t)$ и акселерограммы $U''(t)$ основания для грунтов I-IV категорий по сейсмическим свойствам с преобладающими периодами T_{0i} от 0,1 до 2,0 с согласно нормам сейсмостойкого строительства Республики Армения [19]. Отметим что для однородного поверхностного слоя, как видно из (28), величины периодов колебаний T_{0i} отличаются в 3 и 5 раз, поэтому моментом времени наступления максимальных амплитуд отдельных членов рядов (34) во времени и по направлению (знаки δ_i) совпадают. Это приводит к значительному росту суммарной величины рядов, особенно для ускорений $U''(t)$. Графически это показано на рис. 6 для ускорения $U''(t)$, вычисленного по

формуле (34) по первой, второй и третьей формам колебания в отдельности и при их совместном действии (суперпозиции) для случая $T_{01} = 0,25$ с при тех же исходных параметрах:

$$M = 7,0, \Delta = 15 \text{ км}, \Theta_1 = \Theta_2 = \Theta_3 = 0,3.$$

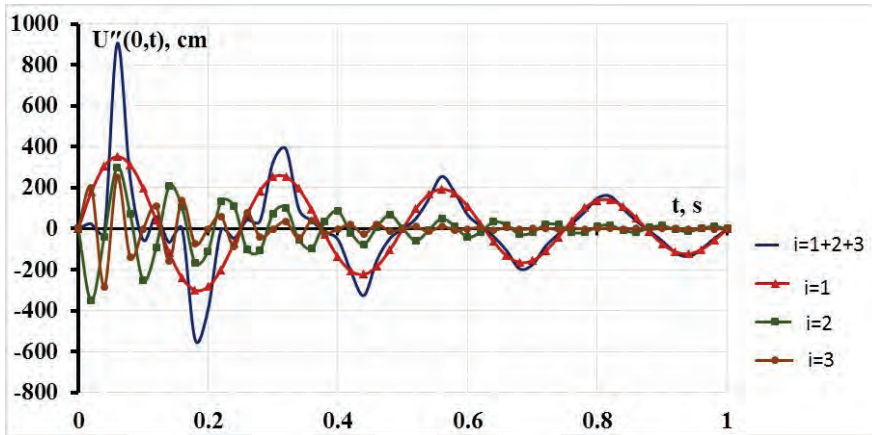


Рис.6. Акселерограммы грунта с $T_{01} = 0,25$ с учетом суперпозиции первых трех форм колебаний основания согласно формуле (34) и по первой, второй и третьей формам колебания в отдельности

Сводные величины максимальных значений U_{max} и U''_{max} по формулам (34) с учетом трех форм колебаний и только по первой форме при $M = 7,0, \Delta = 15 \text{ км}, R = 21,9 \text{ км}$, приведённые в табл. 4. Соответствующие искусственные сейсмограммы и акселерограммы приведены на рис. 7 и 8.

Таблица 4

Максимальные значения перемещений U_{max} и ускорений U''_{max} грунта при магнитуде $M = 7,0$ и на расстоянии $\Delta = 15 \text{ км}$, в зависимости от преобладающего периода основания T_{01} , с

Основной период колебаний основания T_{01} , с	Декремент затухания грунта, θ	Категория основания по сейсмическим свойствам согласно [19]	С учетом трех форм колебаний			С учетом только первой формы колебания, при $t = T_{01}/4$, с		Отношения перемещений и ускорений с учетом трех форм колебаний к их значениям только по первой форме	
			Время достижения максимума t , с	Максимальное перемещение грунта U_{max} , см	Максимальное ускорение грунта, U''_{max} в долях g	U_{max} , см	U''_{max} в долях g	для перемещений	для ускорений
0,1	0,3	I	0,02	0,23	1,34	0,22	0,90	1,0	1,5
0,15	0,3	I	0,04	0,37	1,45	0,33	0,60	1,1	2,4
0,25	0,3	I	0,06	0,63	0,92	0,56	0,36	1,1	2,6
0,3	0,3	II	0,08	0,74	0,72	0,67	0,30	1,1	2,4
0,35	0,3	II	0,08	0,87	0,61	0,78	0,26	1,1	2,4
0,4	0,3	II	0,1	1,08	0,58	0,89	0,22	1,1	2,6
0,45	0,2	II	0,12	1,14	0,52	1,03	0,20	1,1	2,5
0,6	0,2	III	0,15	1,6	0,42	1,37	0,15	1,2	2,7
0,7	0,2	III	0,18	1,8	0,35	1,60	0,13	1,1	2,7
0,8	0,2	III	0,21	2,04	0,30	1,83	0,12	1,1	2,6
1	0,2	IV	0,24	2,56	0,25	2,28	0,09	1,1	2,7
1,2	0,2	IV	0,3	3,1	0,21	2,74	0,08	1,1	2,7
1,4	0,2	IV	0,36	3,61	0,18	3,20	0,07	1,1	2,7
1,7	0,2	IV	0,42	4,4	0,15	3,88	0,05	1,1	2,7
2	0,2	IV	0,48	5,16	0,12	4,57	0,05	1,1	2,7

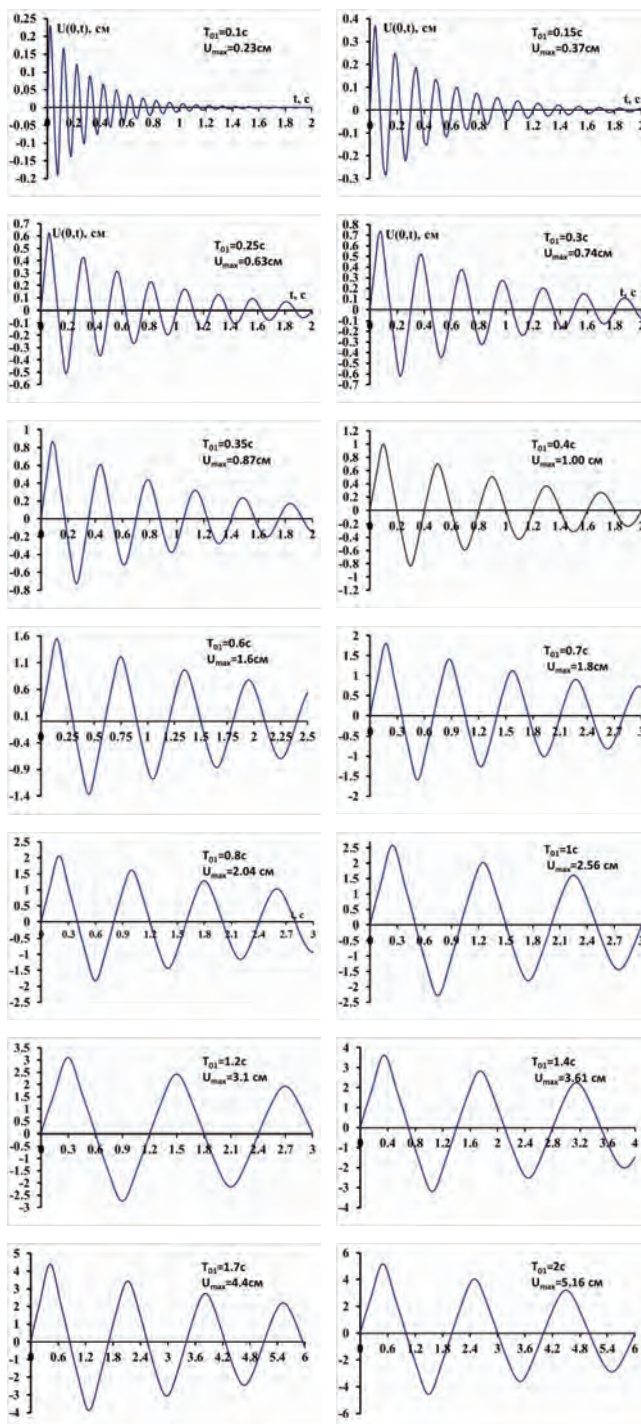


Рис.7. Синтетические сейсмограммы колебаний различных оснований (грунтов) при $M = 7$, $\Delta = 15$ км

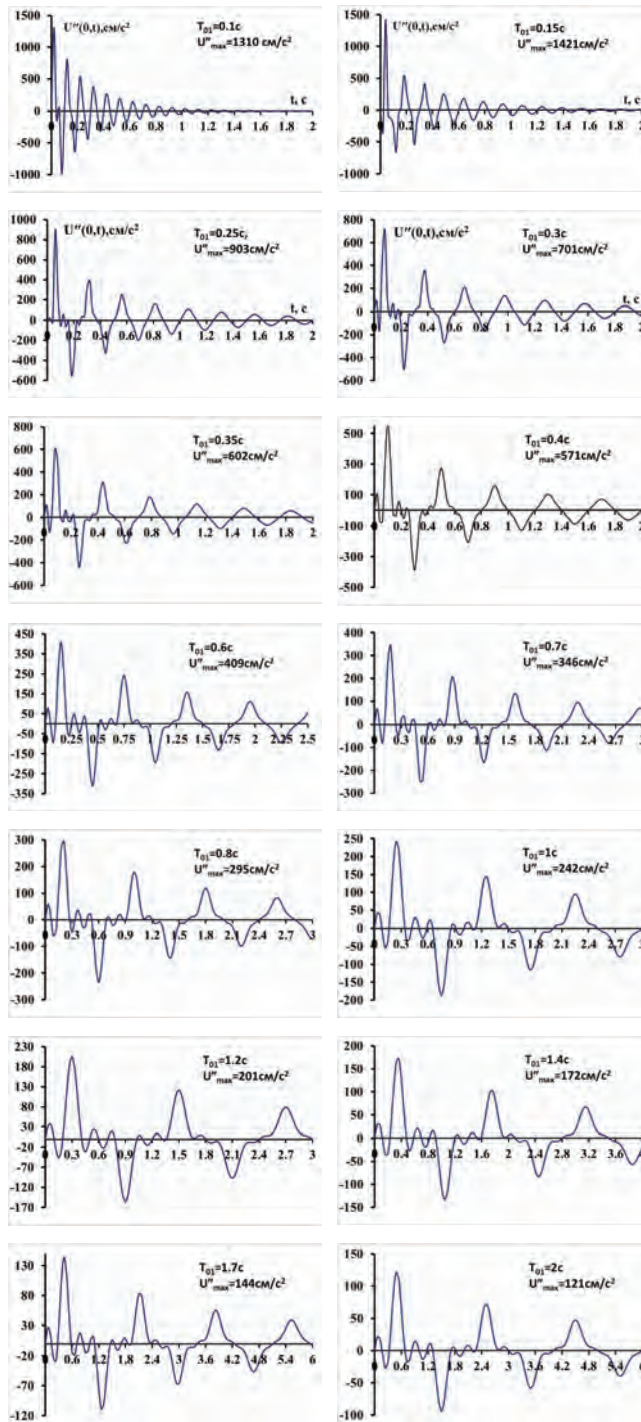


Рис.8. Синтетические акселерограммы колебаний различных оснований (грунтов) при $M = 7,0$, $\Delta = 15$ км

Как видно из данных табл. 4 и рис. 7. и 8, для твердых грунтов ($T_{01} < 0,45$ с) и рыхлых грунтов ($T_{01} > 0,45$ с) учет высших форм колебаний основания приводит к увеличению максимальных значений ускорений на поверхности, вычисленных только по первой форме колебания, в среднем в 2,53 раза, а для максимальных значений перемещений грунта — всего в 1,1 раза. При этом продолжительность интенсивных колебаний на рыхлых грунтах в 1,5 раза больше, чем на твердых грунтах. Одна из причин этого явления заключается в том, что перемещения прямо зависят от периодов T_{0i} , а ускорения обратно пропорциональны T_{0i} .

Кроме того, для твердых грунтов ($T_{01} = 0,25$ с) периоды второй и третьей форм колебаний согласно формуле (28) равны: $T_{02} = 0,083$ с, $T_{03} = 0,05$ с. Как видим, они очень высокочастотные по сравнению с их значениями для рыхлых грунтов. Возникновения таких высокочастотных колебаний на поверхности земли многими специалистами считается маловероятными и не представляющими опасность для большинства надземных сооружений. Поэтому, по-видимому, их учет в формулах (34) для скальных грунтов с периодами T_{02} и T_{03} меньше чем на 0,1 с можно считать нереальным, т. е. за расчетную величину ускорения твердого грунта в таких случаях можно принимать с учетом только первой формы колебаний. Для рассмотренного примера ускорения будет равно 0,66g.

В литературе имеются мнения, что если даже такие высокочастотные колебания на поверхности земли возникают, то они очень быстро затухают и могут оказывать какое-то влияние на формирование суммарной акселерограммы грунта только в узкой очаговой зоне землетрясения.

Перемещения и ускорения грунтов в эпицентральной зоне.

В табл. 5 приведены максимальные значения перемещений и ускорений твердых и рыхлых грунтов у разрыва ($\Delta = 0$) и на расстоянии $\Delta = 15$ км от разрыва в зависимости от магнитуды землетрясения M .

Таблица 5

Максимальные значения перемещений и ускорений твердых и рыхлых грунтов у разрыва $\Delta = 0$ и на расстоянии $\Delta = 15$ км в зависимости от магнитуды землетрясения

Магнитуда землетрясения, M	Максимальное перемещение и ускорение грунта у разрыва $\Delta = 0$ для твердых грунтов $T_{01} = 0,4$ с		Максимальное перемещение и ускорение грунта у разрыва $\Delta = 0$ для рыхлых грунтов $T_{01} = 0,8$ с		Максимальное перемещение и ускорение грунта на расстоянии $\Delta = 15$ км для твердых грунтов $T_{01} = 0,4$ с		Максимальное перемещение и ускорение грунта на расстоянии $\Delta = 15$ км для рыхлых грунтов $T_{01} = 0,8$ с	
	U_{max}^{Δ} см	U''_{max} в долях g	U_{max}^{Δ} см	U''_{max} в долях g	U_{max}^{Δ} см	U''_{max} в долях g	U_{max}^{Δ} см	U''_{max} в долях g
6,0	0,69	0,40	1,42	0,20	0,37	0,21	0,75	0,11
6,5	1,15	0,66	2,34	0,33	0,61	0,35	1,24	0,17
7,0	1,89	1,08	3,86	0,54	1,00	0,58	2,05	0,29
7,5	3,11	1,79	6,37	0,89	1,65	0,95	3,38	0,47
8,0	5,13	2,95	10,50	1,47	2,72	1,56	5,58	0,78
8,5	8,46	4,86	17,32	2,43	4,49	2,58	9,19	1,29
9,0	13,95	8,01	28,55	4,01	7,41	4,25	15,16	2,13

Из табл. 5 видно, что у разрыва (в эпицентральной зоне) значения ускорений твердых грунтов уже при магнитудах $M \geq 7,0$ могут достигнуть одного g, а при рыхлых грунтах — только при магнитудах $M \geq 8,0$. При предельной магнитуде сильного землетрясения $M = 9,0$

значения ускорений твердых грунтов достигли $8g$, а при рыхлых грунтах — $2g$, что, конечно, нереально и является следствием предположения об упругой работе грунтов во время всего землетрясения независимо от его силы. Из табл. 5 также видно, что величины перемещений и ускорений твердых и рыхлых грунтов на расстоянии $\Delta = 15$ км примерно в два раза меньше, чем у разрыва независимо от магнитуды землетрясения. При увеличении магнитуды землетрясения на единицу M , величины перемещений и ускорений грунтов возрастают в 2,73 раза. Перемещения и ускорения грунтов при землетрясении с магнитудой $M=6,0$ в 20 раз меньше, чем при землетрясении с магнитудой $M=9,0$.

9. О предельных значениях перемещений и ускорений грунтов

Максимальные перемещения и ускорения грунта U_{\max} , приведенные U''_{\max} в табл. 4 и 5, получены аналитическим способом, как уже отметили, при предположении **идеально упругой работы грунта**. При учете упруго-пластической стадии работы грунта они будут совершенно другими, и существенным изменениям в сторону увеличения будут подвергаться значения максимальных перемещений грунта U_{\max} с преобладанием доли остаточных деформаций. Так например, по среднестатистическим эмпирическим оценкам даже при $M = 7,0$ в очаговой зоне при общих перемещениях грунта $PGD = 40$ см остаточное смещение для скальных грунтов составляет 37 см, следовательно, упругое смещение будет $40 - 37 = 3$ см, а для рыхлых грунтов при $PGD = 145$ см остаточное смещение составляет 140 см, следовательно, упругое смещение будет $145 - 140 = 5$ см [16]. Кроме того, любой материал, в том числе и грунты, может выдержать определенную нагрузку, после чего он разрушается. Далее приводятся несложные вычисления для оценки максимальных перемещений, скоростей и ускорений скальных грунтов (грунтовых толщ) при упругих колебаниях с учетом их предельных сдвиговых деформаций.

В упругой среде от распространяющейся поперечной волны

$$U(t, \xi) = f\left(t - \frac{\xi}{v_s}\right), \quad (36)$$

на расстоянии ξ в момент времени t возникает определенная относительная сдвиговая деформация γ , а частицы грунта приобретают скорость грунта v_g , величины которых будут

$$\gamma = \frac{\partial U}{\partial \xi} = -\frac{1}{v_s} f'\left(t - \frac{\xi}{v_s}\right), \quad v_g = \frac{\partial U}{\partial t} = f'\left(t - \frac{\xi}{v_s}\right), \quad (37)$$

где f' – производная функция f по аргументу $t - \frac{\xi}{v_s}$.

В случае плоской поперечной волны, как видно из (37), для относительной деформации сдвига γ будем иметь:

$$\gamma = \frac{\partial U}{\partial \xi} = -\frac{1}{v_s} \frac{\partial U}{\partial t} = -\frac{v_g}{v_s}, \quad v_g = \gamma v_s. \quad (38)$$

Следовательно, процесс определения величины деформации γ существенно упрощается, так как это можно осуществить косвенно, используя величину скорости процесса колебания, т. е. вместо сложной операции установления разности смещения $\Delta U = U_2 - U_1$ двух точек среды

можно исходить из велесограммы $\frac{\partial U}{\partial t}$ землетрясения в одной точке грунта и величины скорости распространения волн v_s . Для гармонической плоской поперечной волны будем иметь:

$$U(t, \xi) = U_{\max} \cos \frac{2\pi}{T_0} \left(t - \frac{\xi}{v_s} \right), \quad v_s = \frac{\partial U}{\partial t} = U_{\max} \frac{2\pi}{T_0}, \quad (39)$$

где U_{\max} – амплитуда колебания грунта; T_0 – период колебания частиц грунта; v_s – скорость распространения поперечных волн. На основании формул (37 – 39) в этом случае получим следующее соотношение между величинами относительной деформации γ , максимальным перемещением грунта U_{\max} , периодом колебаний частиц грунта T_0 и скоростью распространения поперечных волн среды v_s :

$$\gamma = \frac{U_{\max} 2\pi}{v_s T_0}. \quad (40)$$

Горные породы толщи земной коры могут выдержать определенную деформацию сдвига, после чего в среде образуются трещины сдвига. Полученная формула позволяет определить значения U_{\max} для грунтов с различными значениями предельной относительной деформации γ_{\lim} , величина которой устанавливается экспериментальным путем [12]. Следовательно, из формулы (40) для амплитуды колебания грунта U_{\max} получим

$$U_{\max} = \frac{v_s}{2\pi} T_0 \gamma_{\lim}. \quad (41)$$

Аналогичным образом для скорости колебания частиц грунта $v_g = U'$ и ускорения грунта U'' при упругих колебаниях получим:

$$U'_{\max} = v_s \gamma_{\lim}, \quad U''_{\max} = v_s \frac{2\pi}{T_0} \gamma_{\lim}. \quad (42)$$

Значение $\gamma_{\lim} = (0.5...2.0) \times 10^{-4}$ считается наиболее вероятным для большинства землетрясений [6, 12, 24]. По результатам лабораторных испытаний образцов грунтов считается, что γ_{\lim} пород земной коры могут достигнуть величины $\gamma_{\lim} = 10^{-3}$. Для 16 вариантов скальных грунтов значения максимального перемещения U_{\max} скорость колебания частиц грунта U'_{\max} и максимальное ускорение грунта U''_{\max} , вычисленные по формулам (41) и (42), приведены в табл. 6.

Кстати, по такой же методике [18] для гранита при $v_s = 3300$ см/с и $T_0 = 0,25$ с для U_{\max} получено от 1 до 10 см. При учете затухания волн вследствие внутреннего трения в скальных породах приведенные в табл. 5 значения U_{\max} , U'_{\max} , U''_{\max} могут быть уменьшены примерно на 10-15 %. Таким образом, при упругих колебаниях скальных грунтов максимальные значения перемещений, скоростей и ускорений грунта могут дойти, соответственно, до **4,1 см**, **130 см/с** и **4900 см/с²** без их разрушения.

Возникновение больших ускорений грунтов на поверхности земли, по-видимому, связано не со значениями периода основной формы колебаний грунтовой толщи T_{01} , а с периодами второй T_{02} или третьей форм колебания T_{03} , которые, соответственно, в 3 и в 5 раз меньше, чем период первой формы колебаний. Об этом свидетельствуют значения максимальных перемещений, скоростей и ускорений, приведенные в табл. 6. И соответствующие вариантам грунтов 11-16, для которых значения периодов T_0 вычислены по традиционной формуле $T_0 = 4H / v_s$ при мощности слоя $H = 30$ м.

Таблица 6

Значения максимальных упругих перемещений скоростей и ускорений скальных грунтов

Варианты грунтов	γ_{lim}	$v_s, \text{ м/с}$	$T_0, \text{ м}$	$U_{\text{max}}, \text{ см}$	$U'_{\text{max}}, \text{ см/с}$	$U''_{\text{max}}, \text{ см/с}^2$
1	10^{-3}	1500	0,2	4,77	150,0	4710
2	$0,5 \cdot 10^{-3}$	1200	0,3	2,86	60,0	1300
3	$2 \cdot 10^{-4}$	1000	0,4	1,26	20,0	320
4	$1 \cdot 10^{-4}$	800	0,5	0,63	8,0	100
5	$1,5 \cdot 10^{-4}$	3000	0,1	0,72	45,0	2826
6	$1,25 \cdot 10^{-4}$	2500	0,15	0,75	37,25	1309
7	$1 \cdot 10^{-4}$	2000	0,20	0,64	20,0	628
8	$0,8 \cdot 10^{-4}$	1500	0,25	0,48	12,0	301
9	$0,6 \cdot 10^{-4}$	1200	0,30	0,34	7,0	150
10	$0,5 \cdot 10^{-4}$	1000	0,35	0,27	5,0	90
11	$0,5 \cdot 10^{-3}$	1500	0,08	0,95	75,0	5800
12	$0,5 \cdot 10^{-3}$	1200	0,1	0,95	60,0	3760
13	$2 \cdot 10^{-4}$	1000	0,12	0,38	20,0	1050
14	$1,5 \cdot 10^{-4}$	900	0,13	0,28	14,0	650
15	$1,25 \cdot 10^{-4}$	800	0,15	0,24	10,0	420
16	$1 \cdot 10^{-4}$	700	0,17	0,19	7,0	260

Амплитуды перемещений грунтов по поверхностным волнам при сильных землетрясениях, распространяющиеся на больших расстояниях, достигают 3 см с периодом $T_0 = 20$ с, но они никакой опасности не представляют [25].

Такие оценки для нескальных (рыхлых) грунтов неприемлемы, так как процесс нарушения сплошности в этих грунтах имеет более сложный характер. Они во время сильных землетрясений подвергаются или разжижению, или неравномерным осадкам, которые могут достигать нескольких метров. Эти явления представляют серьезную опасность для зданий и сооружений (они могут упасть без разрушения), если они рассчитаны даже на большие горизонтальные ускорения грунта.

Таблица 7

Частоты гармонических колебаний, Гц, соответствующие данным амплитудам U , см, и ускорениям U'' , долях g , грунта

U'' в долях g	$U, \text{ см}$					
	0,0001	0,001	0,01	0,1	1,0	10,0
1,0	500	160	50	16	5	1,6
0,5	356	113	36	11	3,6	1,1
0,1	160	50	16	5	1,6	0,5
0,01	50	16	5	1,6	0,5	0,16

Жирными указаны колебания, ожидаемые при землетрясениях умеренной силы.

В заключение отметим, что мы разделяем мнение Ч. Рихтера [25] о том, что **волны с максимальными смещениями грунта не совпадают с волнами максимальных ускорений грунта. Большие значения ускорений грунта связаны с малыми перемещениями грунта, а большие перемещения грунта связаны с низкими частотами и ускорениями грунта.** Наглядной иллюстрацией сказанному служат данные, приведенные в табл. 7 и заимствованные из работы [25], с некоторыми нашими дополнениями.

10. Основные результаты и выводы

• В статье представлена методика прогнозирования величин перемещений и ускорений сильных движений грунта при предположении землетрясения как мгновенного разрыва земной коры. Решением волновой задачи для многослойной приповерхностной толщи получены аналитические выражения для сейсмограммы и акселерограммы грунта на поверхности земли в зависимости от физико-механических и динамических характеристик пород всех слоев толщи, коэффициентов затуханий механических колебаний пород, расстояния до разрыва и магнитуды прогнозируемого землетрясения. Полученные результаты позволяют установить не только максимальные значения перемещений и ускорений грунта с учетом локальных грунтовых условий, но и их изменения во времени и величины преобладающих периодов колебаний грунта. Метод проиллюстрирован для скального и рыхлого грунтовых оснований.

• На основании анализа ряда работ (Брун, Ломниц, Сингх, Касахара, Хачиян, Эстева, Wells, Coppersmith) начальное значение скорости частиц грунта при испаривании блоков $v(M, \Delta)$ в зависимости от магнитуды прогнозируемого землетрясения M и расстояния Δ от разрыва до точки наблюдения предлагается определять по формулам (2), (3) и по табл. 1.

• Показано, что немгновенность разрыва приводит к незначительному уменьшению начальной скорости колебания частиц грунта и, следовательно, к такому же смягчению эффекта землетрясения на поверхности земли.

• Сравнения значения скоростей частиц грунта, полученные в статье для магнитуд $6,0 \leq M \leq 8,0$ и по шкале МСК-64, показало, что они сопоставимы для интенсивностей VII-X баллов в эпицентральной зоне, а на территориях вне эпицентра для землетрясений с интенсивностью V-X баллов.

• Построены зависимости $v(M, \Delta)$ для значений магнитуд $6,0 \leq M \leq 9,0$ (для сравнения и по интенсивности землетрясения по шкале MSK-64), которые по аналогии с зависимостями уменьшения максимального значения ускорений грунта в зависимости от эпицентрального расстояния, можно назвать кривыми затухания интенсивности землетрясения (см. рис. 2).

• На рис. 7 и 8 показаны синтетические сейсмограммы и акселерограммы, построенные по основной формуле (34) для различных грунтовых оснований по сейсмическим свойствам (см. табл. 4). Продолжительность интенсивных колебаний на рыхлых грунтах до 3 раз больше, чем на твердых грунтах.

• Учет высших форм колебаний основания (вторая и третья формы) для твердых и рыхлых грунтов приводит к увеличению максимальных ускорений грунтов, вычисленных только по первой форме колебаний, в среднем в 2,53 раза, а для максимальных перемещений грунтов – всего в 1,1 раза.

• Значения ускорений твердых грунтов уже при магнитуде $M \geq 7,0$ могут достигнуть $1g$, а при рыхлых грунтах — только при магнитуде $M \geq 8,0$.

• При увеличении магнитуды землетрясения на одну целую единицу перемещение и ускорения грунтов возрастают в 2,73 раза. Перемещения и ускорения при землетрясении с магнитудой $M = 6,0$ в 20 раз меньше, чем при землетрясении с $M = 9,0$.

• Величины перемещений и ускорений твердых и рыхлых грунтов на расстоянии $\Delta = 15$ км от разрыва примерно в 2 раза меньше, чем у разрыва, независимо от магнитуды прогнозируемого землетрясения.

• Разработан метод определения предельных значений перемещений, скоростей и

ускорений скальных грунтов при их идеально-упругой работе, результаты которых показали, что при сильных землетрясениях значения перемещений, скоростей и ускорений скальных грунтов могут достигнуть соответственно 4,1 см, 130 см/с и 4900 см/с² без их разрушения (образования трещин).

• Предлагаемые в статье формулы и предложения могут быть использованы также при составлении карт сейсмического зонирования территории отдельных стран и при проектировании особо ответственных сооружений на сейсмические воздействия.

Библиографический список

1. Брун Дж. Н. Физика сильных движений, вызванных землетрясениями / В кн.: «Сейсмический риск и инженерные решения». — М.: Недра, 1981. С.129-161.
2. Butcher G., Hopkins D., Jury R., Massey W., McKay G., and McVerr G. The September 1985 Mexico earthquakes: Final Report of the New Zealand Reconnaissance Team // Bull. N. Z. Soc. Earthquake Eng., 1988, vol. 21, no. 1.
3. Джеффрис Г., Свирлс Б. Методы математической физики. / Т.3 — М.: Мир, 1970.
4. Эстева Л. Сейсмичность. Сейсмический риск и инженерные решения. — М.: Недра, 1981. — С. 162-203.
5. Фаччиоли Э., Резендиц Д. Динамика грунтов: поведение грунта при сейсмических воздействиях, включая разжижение / В кн.: «Сейсмический риск и инженерные решения». — М.: Недра, 1981. — С. 66-128.
6. Касахара К. Механика землетрясений. — М.: Мир, 1985.
7. Khachiyani E.Y. On Basic Concepts for Development of United International Earthquake Resistant Construction Code. Earthquake Hazard and Seismic Risk Reduction. Editors S. Balassanian, A. Cisternas, and M. Melkumyan. Kluwer Academic Publishers, Netherlands, 2000 — Pp. 333-343.
8. Ньюмарк Н., Розенблюэт Э. Основы сейсмостойкого строительства. — М.: Стройиздат, 1980.
9. Khachiyani E.Y. A Method of Determination of Dominant Vibration Periods Values for Nonhomogeneous Multilayer Ground Sites. Horizon Research Publishing Corporation, USA Universal Journal of Engineering Science 2013. — Vol.1(3). — Pp 57-67.
10. Хачиян Э.Е. Прикладная сейсмология. — Ереван, Гитутюн, 2008.
11. Хачиян Э.Е. Об одном упрощенном способе определения величины потенциальной энергии деформации, накопленной в среде перед сильным землетрясением // Вулканология и сейсмология, 2011. — №4. — С. 69-80.
12. Khachiyani Y.E. On Determining of the Ultimate Strain of Earth Crust Rocks by the Value of Relative Slips on the Earth Surface after a Large Earthquake. Science Publishing Group, Earth Sciences, USA ISSN: 2328-5974 (Print); ISSN: 2328-5982 (Online), 2016 Vol. 5, No. 6 pp 111-118, <http://www.sciencepublishinggroup.com/j/earth>. DOI: 10.11648/j.earth.20160506.14.
13. Khachiyani E.Y. Method for Determining the Potential Strain Energy Stored in the Earth before a Large Earthquake. Science Publishing Group, USA Earth Science, vol. 2, 2, 2013. — Pp 47-57.

14. *Хачиян Э.Е.* Об одной возможности прогнозирования сейсмограммы и акселерограммы сильных движений грунта при модели землетрясения как мгновенного разрыва земной поверхности // Вопросы инженерной сейсмологии, 2014. — Т. 34. — №1. — С. 57-71.
15. *Ломнитуц Ц., Сингх С.К.* Землетрясение и их прогноз / В кн.: «Сейсмический риск и инженерные решения». — М.: Недра, 1981. — С.7-31.
16. *Mikhailova N.N., and Aptikaev F.F.* Some correlation relations between parameters of seismic motions // J. Earthquake Pred. Res., 1996. — vol. 5. — No. 5 — Pp. 257–267.
17. *Окомото М.* Сейсмостойкость инженерных сооружений. — М., Стройиздат 1980
18. *Саваренский Е.Ф.* Сейсмические волны. — М.: Недра, 1972.
19. СНРА II-6.02.2006. Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования. Ереван, 2006, (на арм. и рус. языках).
20. *Ставницер Л.Р.* Сейсмостойкость оснований и фундаментов. — М.: Изд. АСВ, 2010.
21. *Тихонов А.Н., Самарский А.А.* Уравнения математической физики. — М.: Наука, 1977.
22. *Wells D.L., and Coppersmith K.I.* New empirical relationship among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement // Bull. Seismol. Soc. Am., 1994. — Vol. 84. — No. 4. — Pp. 974–1002.
23. *Zelenovich V., and Paskalev T.* Yugoslav code for aseismic design and analysis of engineering structures in seismic regions / Proceedings of the 8th European Conference of Earthquake Engineering, Lisbon. — 1986 — Vol. 1. — Pp. 361–369.
24. *Рикитаке Т.* Предсказание землетрясений. — М.: Мир, 1979.
25. *Рихтер Ч.Ф.* Элементарная сейсмология. — М.: Издательство иностранной литературы, 1963.
26. Сейсмический риск и инженерные решения. — М.: Недра, 1981.
27. *Хачиян Э.Е.* Метод определения значения предельной деформации пород земной коры по величине относительной подвижки на поверхности земли после сильного землетрясения // Вопросы инженерной сейсмологии, 2017. — Т.44. — No 2. — С. 5-17. DOI: 10.21455/VIS2017.2-1
28. *Хачиян Э.Е., Левонян Л.А.* Метод прогнозирования синтетических сейсмограмм и акселерограмм различных грунтовых оснований при сильных землетрясениях // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2018. — №2. — С.14-24.

Автор

Эдуард Ефремович ХАЧИЯН, академик НАН РА, д-р. техн. наук, проф., заведующий кафедрой «Строительная механика» Национального университета архитектуры и строительства Армении, Институт геологических наук НАН РА, Ереван

Eduard Khachiyani, academician NAS RA, D. Sci (Engineering), Head of the Department of "Construction mechanics" of the National University of Architecture and Construction of Armenia, Institute of Geological Sciences, NAS RA, Armenia, Yerevan

e-mail: edkhach@sci.am

тел.: +37493204719

ВЛИЯНИЕ ИЗМЕНЯЮЩЕГОСЯ КЛИМАТА НА ТЕХНИЧЕСКОЕ СОСТОЯНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ АРКТИЧЕСКОГО РЕГИ- ОНА РОССИИ НА ПРИМЕРЕ ГОРОДСКО- ГО ОКРУГА ВОРКУТА

INFLUENCE OF CHANGING CLIMATE ON THE TECHNICAL CONDITION OF BUILD- INGS AND STRUCTURES OF THE ARCTIC REGION OF RUSSIA ON THE EXAMPLE OF VORKUTA URBAN DISTRICT

А. Г. АЛЕКСЕЕВ, канд. техн. наук
М. В. РАБИНОВИЧ, канд. техн. наук

Рассматриваются факторы изменяющегося климата, влияющие на техническое состояние зданий и сооружений, возведенных на многолетнемерзлых грунтах Арктической зоны РФ, на примере городского округа Воркута Республики Коми. Приведены краткий анализ имеющихся дефектов и рекомендации по нейтрализации негативного воздействия климатических факторов на состояние несущих и ограждающих конструкций.

Ключевые слова:

Арктическая зона, геотехнический мониторинг, категория технического состояния зданий, многолетнемерзлый грунт, обследование строительных конструкций зданий

The factors of changing climate affecting the technical condition of buildings and structures erected on permafrost soils of the Arctic zone of the Russian Federation on the example of the Vorkuta urban district of the Komi Republic are considered. A brief analysis of the existing defects and recommendations for neutralizing the negative impact of climatic factors on the state of load-bearing and enclosing structures.

Key words:

Arctic zone, class condition of buildings, geotechnical monitoring, permafrost, inspection of building construction

Происходящие климатические изменения в Арктическом регионе, связанные с глобальным потеплением климата на планете в целом, оказывают серьезные воздействия на природные и хозяйственные системы российской Арктики. Это делает актуальной задачу оценки влияния изменяющихся параметров климата и изменений свойств многолетнемерзлых грунтов (ММГ) на техническое состояние ответственных зданий и сооружений, расположенных в арктической зоне [1]. По результатам этой оценки планируется разработка актуальных требований к проектированию оснований и фундаментов в экстремальных климатических и сложных мерзлотно-грунтовых условиях и рекомендаций по их дальнейшей надежной эксплуатации. Описываемые работы проводятся в рамках выполнения научно-исследовательской и опытно-конструкторской работе (НИОКР) по теме «Оценка технического состояния ответственных зданий и сооружений городов Республики Коми (Городской округ Воркута) с разработкой рекомендаций по их дальнейшей надежной эксплуатации».

Арктические территории выделены и объединены в одну климато-географическую зону из-за специфических географических, климатических, геологических и мерзлотно-грунтовых условий, определяющих специфические требования к ведению хозяйственной деятельности человека и объединению общих усилий по сохранению экосистемы Севера. Отличительной особенностью этих регионов является их малая заселенность, удаленность и слабая развитость инфраструктуры и в силу этого – малая изученность и небольшой накопленный опыт капитального строительства.

В контексте наблюдаемого в мире в последние 50...60 лет изменения климата Земли территория городского округа Воркута Республики Коми является потенциально опасной, так как характеризуется переходным геокриологическим состоянием от подзоны со сплошным распространением многолетнемерзлых пород к подзоне прерывистого их распространения. Климат региона умеренно-континентальный, с продолжительной, суровой и многоснежной зимой и коротким, холодным летом. Климат формируется в условиях малого количества солнечной радиации зимой, под воздействием северных морей и интенсивного западного переноса воздушных масс. Вынос теплого морского воздуха, связанный с прохождением атлантических циклонов, и частые вторжения арктического воздуха с Северного Ледовитого океана придают погоде большую неустойчивость в течение всего года.

По данным Гидрометцентра РФ, последние 3...4 года характеризуются как одни из самых теплых за всю 128-летнюю историю регулярных метеонаблюдений. Самыми теплыми оказались зимы и в целом по Северному полушарию Земли. В арктической части РФ средняя температура зимы выше нормы на 4...8 °С.

В 2016 г. впервые с 2001 г. нулевая изотерма среднегодовых температур наружного воздуха проходит по Усинскому району Республик Коми, что по отношению к обычному положению севернее примерно на 520 км (по данным метеостанции Усть-Уса, среднегодовая температура составила +0,2 °С при норме минус 3,1 °С). В это же время наибольшая положительная аномалия среднегодовой температуры зафиксирована в г. Воркуте – минус 4,1 °С, с января по октябрь отмечался устойчивый теплый характер погоды, 18 раз был обновлен абсолютный максимум дня. А февраль, июль и сентябрь стали самыми теплыми за весь период инструментальных наблюдений (с 1946 г.) в этом районе. Дней с температурой

наружного воздуха выше 25 °С было 24 при норме 5 дней. Каждая декада оказалась теплее обычной на 3...4 °С. Особо следует отметить, что продолжительность летнего периода со среднесуточной температурой выше +10 °С при норме 65...87 дней составила 114...116 дней.

В 2018 г. при общей сохраненной тенденции повышения температуры воздуха выпало рекордное количество осадков, почти в 1,5 раза больше нормы – 745 мм. Здесь только в ноябре выпало три месячные нормы осадков, в декабре – полторы нормы. Особо отметим, что прежний рекорд 743 мм в 1966 г. не сопровождался температурными аномалиями.

Гидрологическая ситуация в районе исследования характеризуется высоким потенциальным риском интенсивного льдообразования инъекционного и сегрегационного характера, с образованием прожилок льда в грунте и бугров пучения, что при перспективе повышения среднегодовой температуры наружного воздуха приведет к неизбежным карстовым проявлениям.

Основными факторами, влияющими на прогнозируемую деградацию мерзлых толщ, являются повышение температуры наружного воздуха и изменения условий теплообмена на поверхности грунта вследствие возрастающего количества осадков (в зимний период – снег, в летний – дождь) и, как следствие этого, обводнение грунтов слоя сезонного промерзания-протаивания, приводящее к активизации или новообразованию ряда геокриологических процессов.

Постепенно начинают сказываться на общей ситуации производные факторы изменения климата. На формирование и пространственную изменчивость среднегодовой температуры горных пород большое влияние оказали снежный и растительный покровы, состав пород и их свойства. Так, почвенно-растительный покров, являющийся эффективным утеплителем на поверхности естественного рельефа и значительным образом оказывающий влияние на формирование температурного режима грунтов многолетнемерзлой толщи из-за изменения условий теплообмена на границе атмосферы и литосферы, будет претерпевать существенные изменения. С повышением температур наружного воздуха, увеличения количества осадков, продолжительности периода с положительными температурами будет качественно и количественно меняться и сам растительный покров в результате улучшения условий произрастания и **увеличения** продолжительности вегетативного периода.

Среднегодовая температура многолетнемерзлых пород и таликов рассматриваемой территории изменяется преимущественно от 0 до минус 1 °С, реже – до минус 1,5 °С. Температура до минус 1,5 °С отмечена на плоскобугристых торфяниках в пределах озерно-аллювиальной равнины. Указанные температуры по своим значениям близки к значениям температур фазового перехода грунтов.

Практически все основные криогенные процессы характерны в той или иной степени для застроенных территорий и находятся в неустойчивом балансе с техногенными факторами воздействия. Любое значительное изменение климатических факторов неизбежно приведет к нарушению этого равновесия и к интенсификации криогенных процессов в толще грунтов оснований зданий и сооружений и на прилегающей территории. В первую очередь это коснется таких негативных криогенных проявлений как термокарст, криогенное пуче-

ние, термоэрозия и солифлюкция. Прогнозируется активное заболачивание поверхностных слоев грунта и развитие оползневых процессов.

Климатические изменения, начавшиеся в середине прошлого века и продолжающиеся поныне, определяют условия существования ММГ. Мерзлота не мгновенно реагирует на изменение условий, а с определенной долей инерции, так что основные проблемы, связанные с использованием ММГ в качестве оснований предстоит ощутить и адаптироваться к ним в ближайшие 25-30 лет. Кроме того, мерзлота – это аккумулирующий отрицательные температуры слой горных пород и вследствие этого она существенно влияет на формирование микроклимата территорий распространения, образуя специфические его условия.

Оценивая в целом градостроительную ситуацию в городском округе Воркута, следует иметь в виду, что здесь по I принципу (сохранение грунтов в мерзлом состоянии) возведены здания в микрорайоне Железнодорожный, где большинство зданий построено с проветриваемым подпольем и сезонным охлаждающим устройством (СОУ) для дополнительного промораживания грунтов оснований. Принцип II активно применен на остальной части территории города Воркута. На участках, где слой сезонного промерзания-оттаивания не сливается с многолетнемерзлой толщей, в период 1980-90-х гг. активно применялся подход со стабилизацией верхней границы ММГ на первоначальном естественном уровне. Этим способом в Воркуте построено и эксплуатируется более 100 пятиэтажных капитальных зданий.

По состоянию на 01.01.2013 г., на территории городского округа насчитывалось 168 аварийных (рис. 1), ветхих и малозаселенных (менее 50% заселенности) многоквартирных домов, в которых фактически проживали 1675 семей. Кроме того, требуют незамедлительного обследования многоквартирные дома серии 1-335, так называемые «карточные» (37 ед.), построенные в период 1961...1965 гг., состояние которых близко к аварийному. Без принятия мер по поддержанию их технического состояния и проведения ремонтно-восстановительных работ с учетом изменяющихся параметров климатического воздействия на конструкции зданий большая часть фонда капитальных строений утратит свою устойчивость. Необходимы, как минимум, снос или консервация бесперспективных зданий.



Рис. 1. Аварийное здание в микрорайоне Железнодорожный городского округа Воркута

Неиспользуемые и заброшенные отдельные квартиры (помещения) или целые секции не отапливаются, при том что расположенные за смежными стенами помещения остаются в нормальном эксплуатационном отапливаемом режиме. Реальная ситуация, когда внутренние стены фактически эксплуатируются в режиме ограждающих конструкций, крайне негативно сказывается на общем техническом состоянии здания в целом. Ситуацию усугубляет усиление скорости ветра и количества осадков, которые попадают во внутренние помещения через протечки кровли и открытые оконные проемы.

За время существования города мерзлая толща потеряла 25% своей территории. Дегра- дация сопровождается увеличением размеров чаш под зданиями и ореолов протаивания грунтов вокруг подземных коммуникаций. При высокой плотности тепловыделяющих со- оружений в черте застройки и больших снежных отложений на ее территории отдельные чаши и ореолы протаивания сливаются, образуя общее понижение верхней границы ММГ и способствуя появлению тепловых осадков поверхности (термокарста). Такое явление на- блюдается на территории квартала № 7 в Воркуте.

Верхняя граница ММГ опустилась не только под зданиями, построенными по принципу II, но и под зданиями, построенными по принципу I. Последнее свидетельствует о том, что охлаждения грунтов за счет вентилирования подполий недостаточно, чтобы противостоять общим изменениям мерзлотных условий на застроенной территории квартала № 7. Воз- можность глубокого повсеместного протаивания мерзлых грунтов не учитывалась при про- ектировании сооружений, поэтому большинство из них **значительно** деформировались.

Начиная с конца 70-х гг. прошлого столетия, при строительстве зданий в Воркуте устраи- вались предусмотренные проектом термометрические скважины в подпольях и подва- лах. Предполагалось, что, выполняя замеры фактических температур грунтов оснований, специалисты могли оценить, в каком состоянии находится грунты под зданием, но работы должным образом не ведутся, и в настоящее время не выполняется мониторинг состоя- ния и обслуживание термотрубок, практически все они открыты и забиты строительным мусором. За зданиями, где процессы деформирования продолжаются, необходим постоян- ный мониторинг их технического состояния и температурного режима грунтов основания. Для обоснованного прогноза устойчивости **зданий и сооружений** неременным услови- ем является рассмотрение первичной проектной и исполнительной документации, которая должна храниться у эксплуатирующей организации. Однако в подавляющем большинстве случаев найти ее практически невозможно.

На данный момент жилой фонд г. Воркуты в большинстве случаев находится в ущерб- ном техническом состоянии и требует капитального ремонта, реконструкции, а в некоторых случаях – и сноса. Причин указанной ситуации несколько. Прежде всего, это несоблюдение правил проектирования зданий и сооружений, строящихся на многолетнемерзлых грунтах, и неправильная их эксплуатация, осуществляемая без учета специфических требований в условия экстремального климата и многолетней мерзлоты. Отсутствие мониторинга за действительным состоянием зданий и сооружений не позволяет принимать своевременные меры для проведения оперативных мероприятий по локализации негативных последствий природных и техногенных воздействий. В условиях потепления климата ситуация на тер-

ритории г. Воркуты ухудшится в связи с заметным повышением температуры мерзлоты, что может привести к переходу зданий и сооружений, находящихся в удовлетворительном состоянии, в аварийное и к необходимости проведения массовых ремонтов сооружений для продления их срока службы.

В качестве объектов детального обследования были выбраны 15 капитальных объектов со сроком эксплуатации от 70 до 20 лет, среди них дома культуры, спортивные залы, бассейн, школы, детские дошкольные сооружения. Все здания находятся в нормальном эксплуатационном режиме и в различном техническом состоянии. Наиболее типичные негативные явления технического состояния зданий рассмотрим на примере здания Дворца творчества детей и молодежи (ДТДиМ).

ДТДиМ введен в эксплуатацию в 1967 г. в квартале 35 по улице Ленина, дом 47, города Воркуты в Республике Коми. Здание представляет собой три совмещенных строительных объема. Центральная секция (помещения общего и специального назначения, с нормальным режимом эксплуатации) 5 этажей, размеры в плане $76,6 \times 19,6$ м, левая секция (бассейн, помещения с повышенной влажностью) 3 этажа, размеры в плане $39,8 \times 22,68$ м, правая секция (многофункциональные помещения с нормальным режимом эксплуатации) 2 этажа, размеры в плане $39,8 \times 19,6$ м (рис. 2).



Рис.2. Дворовый фасад здания ДТДиМ с характерными дефектами (намокание материала стен, раскрытие трещин, выветривание штукатурки и материала кладки, состояние цоколя и отмостки)

Предпостроечные инженерно-геологические изыскания в пределах площадки строительства проводились в 1964-1965 гг. Отделом инженерных изысканий института «Печорпроект» (Отчеты №№ 2546 и 2725). В 1967 г. проводилось контрольное бурение с целью наблюдения за уровнем грунтовых вод. [2, 3]. По данным этих изысканий, грунты площадки строительства формируют благоприятный фон для возведения проектируемого здания ДТДиМ, чему способствует близкое к дневной поверхности залегание скальных грунтов, которые и были приняты в качестве грунтов основания ленточных фундаментов сооружения.

В июне 2009 г. специализированной грунтовой лабораторией ООО «Инженерные изыскания» были выполнены контрольные бурения скважин с целью выявления возможных изменений инженерно-геологических условий основания и оценки устойчивости конструк-

ций здания ДТДиМ. В обследованной толще обнаружены четвертичные отложения насыпных грунтов из щебня и дресвы.

Материалы исходных и контрольных изысканий свидетельствуют, что негативные изменения мерзлотных условий в основании ДТДиМ не происходят. Вскрытые в результате бурения породы в полной толще представлены лишь тальми грунтами на всю достигнутую глубину, что составило 5,7-7,8 м. На момент проведения контрольного бурения 23 и 24 июня 2009 г. глубина сезонного оттаивания достигла 1 м, а промерзания — 2,8 м.

Натурное обследование ДТДиМ проведено в июне 2019 г. Осмотрены кровля, чердак, внутренние помещения, подвал и здание в целом по всем фасадам. В результате обследования выявлены характерные горизонтальные трещины конструкций цоколя здания и стен подвала, образовавшиеся в результате осадки грунтов основания. Развитие сверхнормативных осадок произошло вследствие нарушения эксплуатационного режима – аварийных утечек из коммуникаций, размещенных в подвале здания, в результате разрыва труб при промораживании и замачивания конструкций непосредственно под чашей бассейна.

Отмечено активное выветривание материала фасада здания (см. рис. 2). Разрушению подвергается не только слой штукатурки на портландцементе, но и сама кирпичная кладка наружных стен. Характерные трещины раскрытием 1,0-2,5 см образуются вокруг оконных проемов, часть которых на лестничной клетке непосредственно около бассейна заложена кирпичной кладкой. Местами происходит отрыв кирпичной кладки от фундаментной стены.

Обращает на себя внимание, что водосток с кровли не организован, вода стекает непосредственно по наружным стенам, увлажняя их и создавая условия для дальнейшего разрушения. Многочисленные повреждения кровельного покрытия приводят к регулярному увлажнению конструкций покрытия. Отмостка по периметру здания – в нерабочем состоянии и не обеспечивает защиту фундаментных конструкций от поверхностных вод.

Накопившиеся за более чем 60-летнюю историю здания дефекты типичны для такого типа сооружений, эксплуатируемых в условиях Крайнего Севера, и, скорее всего, возникли из-за нарушения режима технической эксплуатации, а не климатических изменений. Однако обозначенные дефекты «открывают» возможность активного негативного воздействия на несущие и ограждающие конструкции факторов происходящего климатического изменения.

Увеличение продолжительности теплого периода влечет за собой усиление увлажнения конструкций цоколя здания, возрастает роль своевременной и полной снегоуборки, предотвращающей увлажнение конструкций во время весеннего таяния, и активизации промораживания в зимний период.

Наибольшей опасности от климатических изменений подвергаются фундаменты зданий, возведенных по I принципу, ограждающие конструкции из незащищенных пористых материалов, плоские кровли, цоколи зданий, другие конструкции, непосредственно контактируемые с грунтом.

Анализ обследованных зданий в целом показал, что их действительное техническое состояние на данный момент обусловлено, прежде всего, низким уровнем технической экс-

плуатации и качеством проектирования и строительства. Тем не менее, актуальной задачей является разработка методики комплексного учета факторов изменения климата при проектировании новых объектов и адаптации существующих к новым условиям (реконструкция и усиление), так как повышение среднегодовой температуры наружного воздуха, изменение направления и скорости ветра, изменения годового режима и баланса атмосферных осадков, изменение прозрачности атмосферы – факторы, существенно влияющие на условия эксплуатации зданий и сооружений каждого в отдельности и совместно.

В настоящее время в городах и населенных пунктах Арктической зоны не ведутся систематические наблюдения за температурным режимом грунтов оснований зданий, а также отсутствует регулярный мониторинг их деформаций и гидрогеологического режима. Необходимо регламентировать правила проектирования зданий, построенных на ММГ, определив необходимость системности и непрерывности наблюдений. Установить обязательность своевременной реализации тех или иных рекомендаций, направленных на обеспечение безопасности объекта. С целью возобновления системного контроля за действительным состоянием зданий и сооружений, возведенных и эксплуатируемых в условиях изменяющегося экстремального климата, необходимо возобновить работу геокриологического мониторинга.

В развитие положений Федеральных законов «О техническом регулировании» № 184-ФЗ от 27.12.2002 [4] и «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» № 384-ФЗ от 31.12.2009 [5] и в соответствии с требованиями этих законов об обеспечении всех видов безопасности (экологической, геокриологической, механической и др.) необходимо актуализировать [6] в части учета глобального потепления при проектировании фундаментов на многолетнемерзлых грунтах, а также разработать актуальный регламент технической эксплуатации зданий и сооружений в экстремальных климатических условиях и зоне распространения ММГ с учетом изменяющегося климата.

Библиографический список

1. Кроник Я.А. Безопасность оснований и фундаментов зданий и сооружений на многолетнемерзлых грунтах // ОФМГ, 2017, №3. С. 36-39
2. Отчет по инженерно-геологическим изысканиям в пределах площадки строительства. Отдел инженерных изысканий института «Печорпроект» (Отчеты №№ 2546 и 2725). 1964-65 гг.
3. Отчет по результатам контрольного бурения с целью наблюдения за уровнем грунтовых вод. Отдел инженерных изысканий института «Печорпроект». 1967 г.
4. Федеральный закон «О техническом регулировании» № 184-ФЗ от 27.12.2002 (ред. от 13.07.2015).
5. Федеральный закон «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» № 384-ФЗ от 31.12.2009 (ред. от 02.07.2013)
6. СП 25.13330.2012 Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах.

Авторы:

Андрей Григорьевич АЛЕКСЕЕВ, канд. техн. наук, руководитель центра геокриологических и геотехнических исследований НИИОСП им. Н.М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

Andrey ALEKSEEV, Ph.D. (Engineering), Head of Geocryological and geotechnical research center, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: adr-alekseev@yandex.ru
тел.: +7 (926) 129-71-01

Михаил Владимирович РАБИНОВИЧ, канд. техн. наук, доцент кафедры «Механика грунтов и геотехника» НИУ МГСУ, Москва

Mikhail RABINOVICH, Ph.D. (Engineering), Associate Professor of Soil Mechanics and Geotechnics, Moscow State University of Civil Engineering (MGSU), Moscow
e-mail: RabinovichMV@mgsu.ru

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ТЕМПЕРАТУРНОГО СОСТОЯНИЯ МЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ В СВЯЗИ С ИЗМЕНЕНИЕМ КЛИМАТА

PREDICTION OF THE THERMAL STATE OF FROZEN SOILS IN CONNECTION WITH CLIMATE CHANGE

А. Г. АЛЕКСЕЕВ, канд. техн. наук
Д. В. ЗОРИН

Рассмотрены глобальные и региональные тренды современного изменения климата и возможная степень его влияния на температурный режим многолетнемерзлых пород. Описана методика прогнозирования температур грунтов, приведены результаты численных расчетов по этой методике, а также дана оценка изменения несущей способности грунтов основания зданий и сооружений.

The article deals with global and regional trends of modern climate change and the possible degree of its influence on the temperature mode of permafrost. The technique of prediction soil temperatures, the results of numerical calculations using this technique, as well as the assessment of changes in the bearing capacity of the bases of buildings and structures are given.

Ключевые слова:

Изменение климата, многолетнемерзлый грунт, несущая способность мерзлого грунта, прогнозирование температуры грунта

Key words:

Bearing capacity of frozen soil, climate change, permafrost soil, prediction of soil temperature

Введение

Для территории России изменение климата имеет особое значение, что связано с наличием многолетнемерзлых пород. Повышение температуры приземного воздуха и высоты снежного покрова в зимний период приводит к деградации мерзлоты и к интенсификации опасных криогенных процессов, негативно отражающихся на устойчивости зданий и сооружений.

Глобальное потепление, обсуждаемое в мировом сообществе, стало наиболее нагляд-

ным с 1970-х гг. XX в. в связи с антропогенным влиянием человека. Ожидается, что к середине XXI в. оно вызовет повышение средней годовой температуры воздуха на 1,5-7,0 °С, а антропогенный рост температуры будет происходить по линейному закону [1]. При этом в Арктической зоне, по данным Росгидромета, с 1980-х гг. температура в холодное время года повышалась примерно на 1 °С за десятилетие. Это связано с тем, что климат рассматриваемых широт также зависит от поступления тепла и влаги из более теплых частей планеты. Согласно тому же источнику, 2007 г. стал самым теплым для региона за весь период наблюдений с 1921 г., а в 2008 г. аномалия среднегодовой температуры воздуха в полярной области составила 1,4 °С [2].

Результаты оценки изменения климата по линейным трендам, построенным по архивным данным метеорологических станций различных городов и регионов России, показывают существенно разные тенденции. Это зависит от географического положения, особенностей рельефа и других параметров. В некоторых случаях тренд температуры может быть нисходящим, однако в основном он положителен.

Учитывая описанную особенность, при прогножном моделировании необходима привязка прогнозных расчетов к конкретному региону и району. В данной статье в качестве примеров прогнозной оценки изменения климата и его влияния на температурный режим многолетнемерзлых грунтов приняты город Воркута и село Островное Чукотского АО.

Методика прогнозирования температур грунтов

Исходными данными для проведения теплотехнических прогнозных расчетов температурного состояния грунтов вследствие изменения климата являлись физические и теплофизические характеристики грунтов, их начальная температура, а также параметры климата и их прогнозируемое изменение.

При численных прогнозных расчетах климатические параметры на поверхности задавались с использованием граничного условия третьего рода в зависимости от изменения в ходе расчета температуры, теплового потока и коэффициента теплообмена.

Температура на поверхности грунта отклонялась от естественного значения не в результате техногенного воздействия (строительства здания), а вследствие изменения климата. Прогнозируемое изменение температуры воздуха в различных расчетах принималось в зависимости от линейного тренда ее изменения, построенного по архивным данным метеорологических станций и продленного на 50 лет (рис. 1) и в соответствии с моделями СМIP3 или

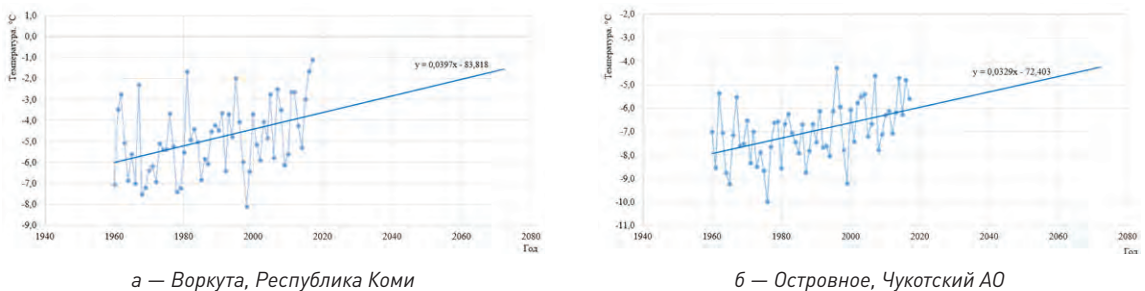


Рис. 1. Линейный тренд изменения среднегодовой температуры воздуха, построенный по архивным данным метеорологических станций на 50 прогнозных лет

CMIP5, разработанными для территории России Федеральной службой по гидрометеорологии и мониторингу окружающей среды с помощью ансамбля из 16 глобальных моделей общей циркуляции атмосферы и океана (МОЦАО) нового поколения для различных сценариев роста парниковых газов и аэрозоля (рис. 2).

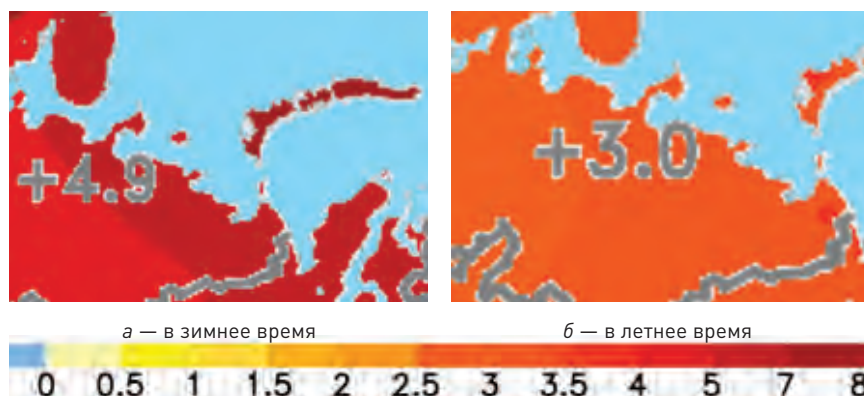


Рис.2. Изменение средних температур воздуха на территории городского округа Воркута по модели CMIP5 сценария RCP 8.5 (временной период 2041-2060 гг.)

Из построенных графиков видно, что тренд потепления для территории Воркуты составил 0,04 °С/год, а для Островного – 0,032 °С/год. Среднегодовая температура воздуха к 2068 г. в первом случае возрастет почти на 2 °С, а во втором – на 1,6 °С. Однако необходимо отметить, что изменение начального момента времени построения линии тренда может существенным образом изменить угол ее наклона. Так, изменяя начальное положение линии тренда для станции Островное с 1900 на 1960, уравнение линии тренда принимает вид $y=0,0045x-15,747$.

В моделях CMIP3 или CMIP5 изменения климата рассматриваются для начала, середины и конца XXI в., осредненные за 20 лет по отношению к базовому климатическому периоду 1980-1999 гг., и приведены для различных времен года.

Сравнительный анализ трендов изменения температуры воздуха в принятых для расчетов районах показал, что линейный тренд показывает наименьшее значение изменения, далее следуют CMIP3 и CMIP5 соответственно. Обобщенные данные трендов, полученных для проведения прогнозной оценки изменения температурного режима многолетнемерзлых грунтов, представлены в таблице.

Таблица

Прогнозная среднегодовая температура воздуха

Год	Среднегодовая температура воздуха, °С					
	Воркута, Республика Коми			Островное, Чукотский АО		
	Линейный	CMIP3	CMIP5	Линейный	CMIP3	CMIP5
2018	-3,7	-3,7	-3,7	-6,0	-6,0	-6,0
2068	-1,7	-0,7	0,05	-4,4	-2,5	-1,8

Примечание. Начальная среднегодовая температура принята равной значению линейного тренда на 2018 г. Также она может быть принята в соответствии с СП 131.13330.2012 [3].

Помимо правильного выбора граничных условий, обязательным действием в начале расчетов являлось приведение модели в естественное состояние. Под этим здесь подразумевается, что начальные граничные условия на всех поверхностях модели должны задаваться таким образом, чтобы при расчете на любой промежуток времени, кратный одному году, температурное распределение в грунтовом массиве оказывалось таким же, как и в начальный момент времени. При этом на боковых и нижней границах расчетной области устанавливаются граничные условия постоянного теплового потока, равного нулю.

Результаты прогнозных расчетов

Расчеты по описанной методике выполнялись сотрудниками НИИОСП им. Н.М. Герсеванова в рамках научно-исследовательской работы в программном комплексе «Frost 3D Universal». В результате прогнозных расчетов для грунтовых оснований города Воркута и села Островное построены диаграммы зависимости изменения средней температуры грунта до глубины 10 м от температуры приземного воздуха. Пример такой диаграммы представлен на рис. 3 [4, 5].

При стабильном изменении климата по различным трендам, приведенным в начале статьи, тренд изменения средней температуры ММГ до глубины 10 м составляет для Воркуты от 0,02 до 0,04 °С/год с минус 1,5 °С до минус 0,5 и плюс 0,5 °С соответственно, а для Островного — от 0,02 до 0,06 °С/год с минус 4 °С до минус 3 °С и минус 1 °С соответственно.

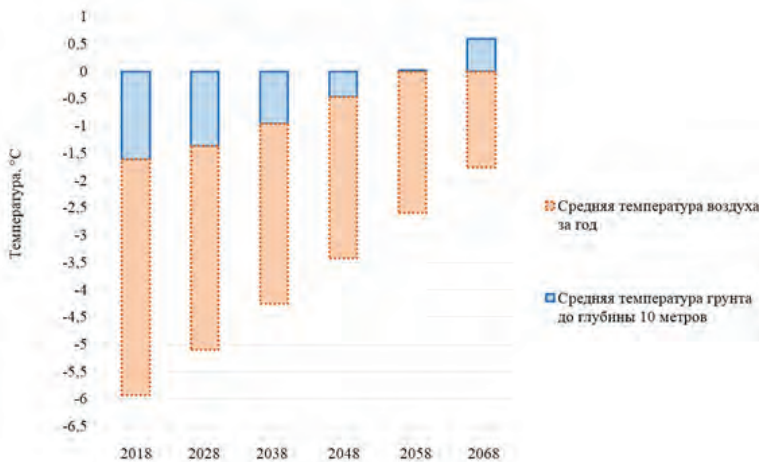


Рис.3. Тренд изменения средней температуры грунта до глубины 10 м городского округа Воркута в зависимости от изменения климата по модели CMIP5

Глубина сезонного оттаивания для города Воркута и села Островное может увеличиться более чем на 1 м. При этом для Воркуты многолетняя мерзлота переходит в состояние неселивающейся.

Несущая способность мерзлого грунта при изменении климата

Полученное в результате численных прогнозных расчетов изменение средней температуры мерзлых грунтов по глубине в перспективе 50 лет может привести к снижению несущей способности условной сваи длиной 10 м и диаметром 500 мм по боковой поверхности,

рассчитанной в соответствии с СП 25.13330.2012 [6], с 2386 до 1130 кН (более чем на 50%). Это, в свою очередь, приведет к достижению предельно допустимых значений осадок основания здания и к аварийной ситуации.

Увеличение глубины сезонного оттаивания грунта совместно с повышением средней температуры ММГ повлечет за собой увеличение сил морозного пучения и, соответственно, снижение удерживающих сваю сил смерзания.

Повышение температуры также может активизировать или интенсифицировать существующие опасные мерзлотные (геокриологические) процессы, такие как термокараст, солифлюкция, криогенное пучение, заболачивание территорий.

Заключение

Полученные расчетные данные свидетельствуют о существенном возможном влиянии глобального потепления на температурный режим мерзлых пород в основаниях фундаментов зданий и на несущую способность этих оснований. Учитывая то, что строительство в криолитозоне ведется с учетом наличия мерзлоты, с использованием различного рода охлаждающих устройств (вентилируемых подполий, СОУ и др.), влияние потепления в реальности может быть не столь существенным, однако его учет при прогнозном моделировании температуры грунтов необходим. В результате проведенных исследовательских работ даны предложения по внесению изменений в СП 25.13330.2012 «Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах» [6] в части использования указанной методики при расчете среднегодовой температуры T_0 , °С, многолетнемерзлого грунта.

Разработанная методика оценки степени влияния изменения климата на температурный режим многолетней мерзлоты имеет перспективы для использования в практике градостроительной деятельности в криолитозоне и, в частности, в её Арктической зоне. Проектирование на ММГ с учетом как техногенного теплового воздействия строящегося здания или сооружения, так и естественного изменения климата повысит надежность принимаемых решений и в дальнейшем положительно отразится на устойчивости оснований и фундаментов.

Библиографический список

1. Хрусталева Л.Н., Давыдова И.В. Прогноз потепления климата и его учет при оценке надежности оснований зданий на вечномерзлых грунтах // Криосфера Земли, т. XI, №2. 2007. С. 68-75.
2. Доклад об особенностях климата на территории Российской Федерации за 2008 год. – М.: Росгидромет, 2009.
3. СП 131.13330.2012 Строительная климатология.
4. Алексеев А.Г., Зорин Д.В. и др. Прогноз изменения температуры грунтов на территории Республики Коми (Городской округ Воркута). Научно-исследовательская работа, АО «НИЦ «Строительство». Москва, 2018.
5. Алексеев А.Г., Зорин Д.В. и др. Прогноз изменения температуры грунтов на террито-

рии Чукотского автономного округа. Научно-исследовательская работа, АО «НИЦ «Строительство». Москва, 2018.

6. СП 25.13330.2012 Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах.

Авторы:

Андрей Григорьевич АЛЕКСЕЕВ, канд. техн. наук, руководитель центра геокриологических и геотехнических исследований НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Andrey ALEKSEEV, Ph.D. (Engineering), Head of Geocryological and geotechnical research center, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: adr-alekseev@yandex.ru

тел.: +7 (926) 129-71-01

Дмитрий Васильевич ЗОРИН, магистр, инженер сектора проектирования и геокриологических исследований НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Dmitry ZORIN, Master of Engineering, engineer of Design and Geocryological Research sector, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: zorinsved@mail.ru

тел.: +7 (915) 117-65-34

РАСЧЕТ ОСАДКИ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА ПО МОДЕЛИ ЭКВИВАЛЕНТНОЙ СВАИ С ПРИМЕНЕНИЕМ РЕШЕНИЙ МЕТОДА КОЭФФИЦИЕНТОВ ВЗАИМНОГО ВЛИЯНИЯ

PILE GROUP SETTLEMENT CALCULATION WITH EQUIVALENT PIER MODEL USING INTERACTION FACTORS METHOD (IFM) SOLUTIONS

И. А. БОКОВ

Одним из известных способов расчета осадки вертикально нагруженных свайных групп является модель эквивалентной сваи. В отличие от модели условного фундамента, модель условной сваи позволяет учесть сопротивление по боковой поверхности свайного фундамента и его заглубление. В статье предложены методики использования модели условной сваи в случаях упругого полупространства, двухслойного полупространства и слоя конечной толщины, подстилаемого несжимаемым основанием.

One of the known methods for calculating the settlement of vertically loaded pile groups is the equivalent pile model. Unlike the equivalent raft model, the equivalent pile model allows to account for the resistance along the side surface of the pile foundation and its embedment. Methods for using the equivalent pile model for elastic half-space, a two-layer half-space, and a layer of finite thickness underlain by an rigid base are proposed.

Ключевые слова:

Аналитическое решение, метод коэффициентов взаимного влияния, модель эквивалентной сваи, осадка сваи, осадка свайного фундамента, свая, численное решение

Key words:

Analytical solution, equivalent pile model, influence coefficient method, numerical solution, pile group settlement, pile settlement, piles

Расчет осадки фундамента по модели условной сваи

Одним из известных способов расчета осадки вертикально нагруженных свайных групп является модель условной или эквивалентной сваи (УС). Впервые модель была предложена Г. Пулосом в 1980 г. [8].

Среди методов расчета осадки свайного фундамента в РФ широко применяется модель условного фундамента, а модель условной сваи (equivalent pier), являющаяся в некотором смысле развитием модели условного фундамента, практически неизвестна.

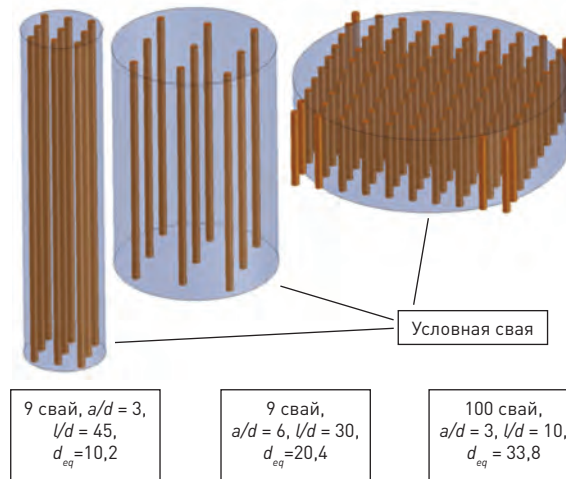


Рис.1. Вид свайных групп и соответствующих им эквивалентных свай: a – расстояние между сваями в осях; d – диаметр сваи; a/d – относительный шаг свай; l – длина свай; d_{eq} – приведенный диаметр сваи

Сопоставление результатов расчетов по модели условной сваи с моделью условного фундамента и расчетами по методу коэффициентов взаимного влияния (МКВВ) было представлено в работе М. Рэндалфа [11]. Модель эквивалентной сваи представлена в современной зарубежной литературе по проектированию свайных фундаментов [13, 9] и др.

Модель условной сваи является развитием модели условного фундамента [1, 2], но в отличие от модели условного фундамента, представляющего собой равномерно-нагруженную плоскость на упругом полупространстве, модель условной сваи представляет собой цилиндр, эквивалентный моделируемой группе по размерам, внутри упругого полупространства или слоя конечной толщины. Очевидным преимуществом модели является возможность учета боковой поверхности свайного фундамента.

Диаметр условной сваи рассчитывается приведенным по площади группы ($d_{eq} = 2\sqrt{Ag/\pi}$, где d_{eq} – приведенный диаметр условной сваи; Ag – площадь свайной группы). Длина условной сваи принимается такая же, как и действительной сваи, а сжимаемость материала условной сваи назначается как средневзвешенная для свайно-грунтового массива.

Расчет осадки условной сваи может быть осуществлен теми же методами, как и для одиночной сваи, например, с использованием формул, таблиц [3, 10, 7], номограмм [9] или численных методов. Модель, в отличие от модели условного фундамента, рассматривает также и боковую поверхность свайного фундамента, что представляется более адекватным для применения по отношению к свайным группам, характеризующимся большой длиной

свай и небольшой шириной, другими словами, к свайным фундаментам, характеризующимся высоким отношением площади боковых граней к площади группы в плане. Так же как и модель условного фундамента, подход эквивалентной сваи позволит оценить только величину средней осадки фундамента.

Актуальность метода обусловлена тем, что согласно действующим НТД на проектирование свайных фундаментов (п. 7.5.6 СП 24.13330.2011) при разработке расчетных моделей больших свайных групп и полей свай требуется сопоставлять результаты расчета отдельных элементов с аналитическими решениями и альтернативными расчетами по различным геотехническим программам. Модель условной сваи может быть использована для предварительной оценки жесткости свайного основания и для выполнения приближенных поверочных расчетов.

Существует не так много публикаций, посвященных анализу модели условной сваи и сравнению с другими методами расчетов. В работе Randolph [11] проводилось сравнение жесткости вертикально нагруженных свайных групп по модели эквивалентной сваи с расчетами по методу коэффициентов взаимного влияния (МКВВ). Расчеты по модели условной сваи и по МКВВ проводились с применением одних и тех же формул. Сравнение показало удовлетворительное совпадение результатов расчетов.

В работе [11] предлагается разграничить применение подхода эквивалентной сваи и условного фундамента по относительному размеру группы, определяемому как $R = \sqrt{(n s/l)}$, где n – число свай; s – шаг свай; l – длина свай. Отмечается, что для случаев $R > 4$ осадки свайного фундамента приближаются к осадкам плитного (условного фундамента), что обуславливает рациональность применения условного фундамента. Для случаев $R < 2$ авторам [11] представляется более рациональным применение метода условной сваи.

Согласно рекомендациям [9], диаметр условной сваи следует назначать как $d_e \approx 1.13 \dots 1.27 \sqrt{A_g}$, где A_g площадь группы свай. Предлагаемые коэффициенты несколько выше обусловленных только геометрическими соотношениями. Меньшее значение коэффициента рекомендуется для свай-стоек, а большего — для полностью висячих свай.

Одним из достоинств метода является возможность применения подхода эквивалентной сваи при выполнении расчётов по методу конечных элементов (МКЭ) в осесимметричной постановке, что позволяет использовать более сложные модели грунта и различный характер нагружения. Однако при рассмотрении эквивалентной сваи с помощью МКЭ в осесимметричной постановке можно оценить только величину средней осадки в силу того что величина осредненного модуля деформации условной сваи принимается одинаковой во всех направлениях, что катастрофически недооценивает неравномерность осадки в случае нагружения условной сваи неравномерной нагрузкой. Более достоверной представляется усовершенствованная модель, предложенная в работе [6], где эквивалентная свая рассматривается как анизотропный массив.

В работе [9] предлагается использовать методику учета нелинейной работы одиночной сваи, предложенную в [8] для расчета нелинейности работы группы свай по модели эквивалентной сваи. Та же идея детально развита в работе [5]. Нелинейное взаимодействие условной сваи моделируется гиперболической функцией «нагрузка – осадка».

Оценка применимости модели условной сваи для свайных групп различного размера и шага свай в условиях однородного полупространства.

Несмотря на известность метода, существует весьма мало публикаций, посвященных сравнению с более точными методами. Для оценки применимости и сопоставимости результатов с более точными методами были проведены МКЭ расчеты.

Для случая упругого полупространства рассмотрены группы несжимаемых свай с отношением $l/d = 30$, числом $n = 4 \dots 400$ шт., с шагом $a/d = 3$ и 6.

Расчет по модели условной сваи производился с использованием формул [4]:

$$w = \delta \frac{N}{Gl}, \quad (1)$$

где N — нагрузка на сваю; G — модуль сдвига грунта; l — длина сваи;

$$\delta = \frac{a}{b + \left(\frac{G_2 r}{G_1 l}\right)}, \quad (2)$$

где a и b — коэффициенты, зависящие от относительной длины сваи и от коэффициента ν ;

$$a = \frac{(1 - \nu)}{2\pi}, \quad (3)$$

$$b = (0,34 - 0,29\nu) \left(\frac{l}{d}\right)^{-0,163} \quad (4)$$

В общем случае для однородного полупространства функция (4), на небольших расстояниях ($r/l = 0 \dots 1,5$) ведет себя как логарифмическая функция, а с увеличением расстояния ($r/l > 2$) асимптотически стремится к нулю (рис. 2).

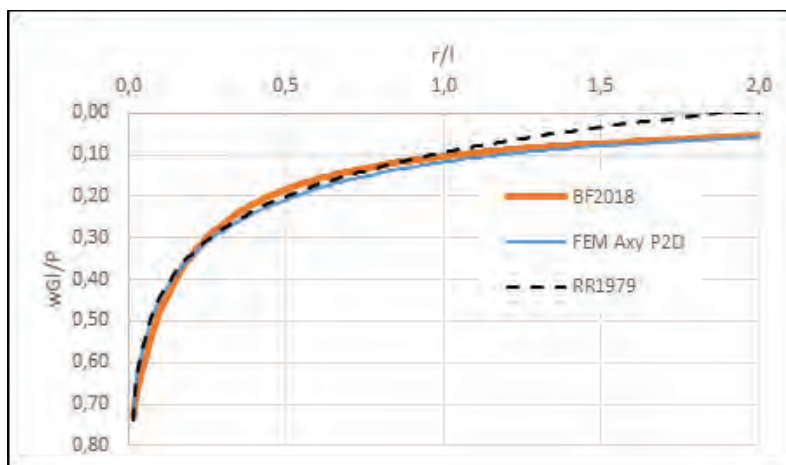


Рис.2. Нормализованная по P/Gl осадка w сваи в зависимости от относительного расстояния (BF2018 – Ф.2, FEM – численный расчет, RR1979 – [10])

На графике на рис. 2, кроме разработанной авторами функции, показана функция из упомянутой ранее работы [11], а также результаты численного решения. Следует отметить, что применение функции [11] будет иметь некоторые сложности при относительном размере группы b/l более 1,5, а при размере 2 невозможно, так как ее значение обращается в 0. Для решения указанной проблемы авторами [11] предлагается увеличивать радиус, на котором функция обращается в 0, однако такое решение непредсказуемым образом влияет на расчетную величину осадки сваи. Формула (2) лишена такого недостатка.

В расчетах диаметр условной сваи назначался как диаметр окружности, площадь которой соответствует площади условного фундамента, определяемого по указаниям п. 7.4.7 СП 24.13330.2011 [2]. Расчеты МКЭ велись для свайных групп квадратной формы, состоящих из жестких свай. Расчеты показали, что при определении приведенного диаметра указанным способом присутствует систематическое отклонение в сторону занижения жесткости свайных групп при расчете по модели условной сваи. Указанное отклонение устраняется путем введения поправочного коэффициента к диаметру условной сваи $k_1=1,1$.

На рис. 3 представлено сопоставление жесткостей свайных групп ($K_g = N/w$), рассчитанных по МКЭ и по модели условной сваи с применением формул (1) – (4) для условий упругого полупространства с применением поправочного коэффициента $k_1=1,1$.

Рассмотрев представленные графики, можно отметить хорошую сходимость результатов в большом диапазоне размеров групп свай.

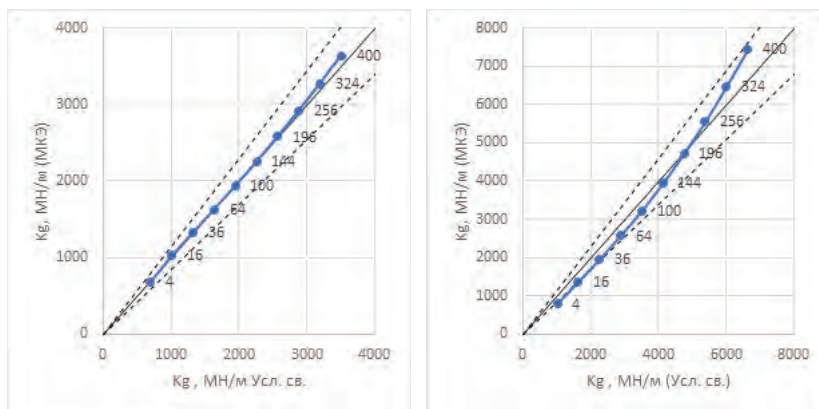


Рис.3. Сопоставление результатов расчетов по МКЭ и по модели условной сваи (слева шаг свай $3d$, справа — $6d$). Пунктирными линиями показано отклонение результатов в 15%.

Оценка применимости модели условной сваи для свайных групп различного размера и шага свай в условиях двухслойного полупространства

Аналогичные расчеты выполнены для условий двухслойного полупространства. Рассмотрены случаи групп несжимаемых свай с отношением $l/d = 30$, числом $n = 4 \dots 400$ шт., отношением жесткостей прорезаемого и подстилающего слоев $G_2/G_1 = 1, 2, 4, 8$ и 16.

При расчете для случаев двухслойного основания поправочный коэффициент k_1 , предложенный ранее, изменяется в зависимости от отношения G_2/G_1 нелинейно и описывается зависимостью $k_1 = 1,1 - 0,18 \ln(G_2/G_1)$ (в диапазоне $G_2/G_1 = 1 \dots 16$). Полученная зависимость для k_1 в некоторой степени соответствует рекомендациям [9] и рекомендациям Tomlinson M.J. [12] для назначения габаритов условного фундамента. В обеих работах для жесткого

подстилающего слоя габариты условного фундамента уменьшаются.

С применением указанного коэффициента отклонение расчетной жесткости свайных групп по МКЭ и модели условной сваи не превышает 15%. На рис. 4 представлено сопоставление расчетных жесткостей для свайных групп с шагом $3d$ для условий двухслойного полупространства с отношением жесткостей нижнего и верхнего слоев $G_2/G_1 = 1 \dots 16$. Показаны результаты с учетом корректирующего коэффициента и без него. Пунктирной линией на обоих рисунках показаны границы разницы в расчетной жесткости 15%.

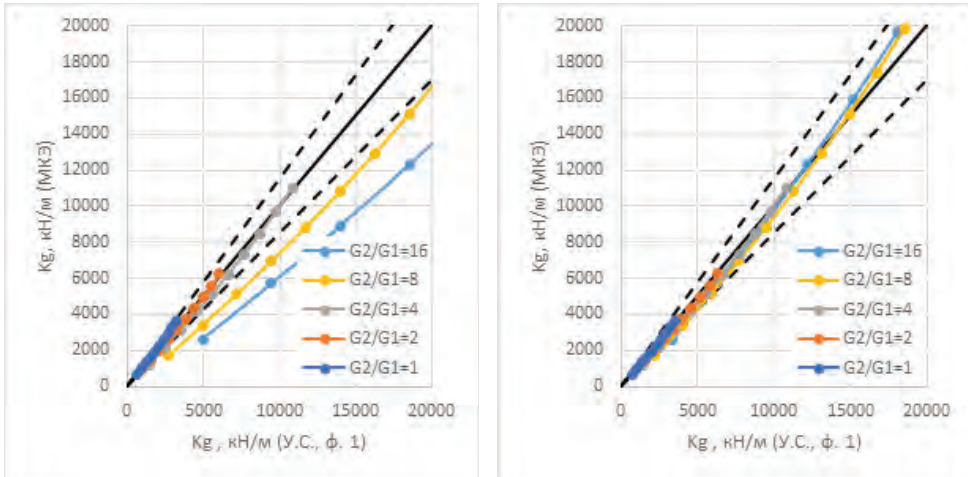


Рис.4. Сопоставление результатов расчетов по МКЭ и по модели условной сваи: шаг соотношение жесткости прорезаемого и подстилаемого слоев $G_2/G_1 = 1, 2, 4, 8$ и 16 ; слева — без поправочного коэффициента k_s , справа — с поправочным коэффициентом; пунктирными линиями показано отклонение результатов 15%

Оценка применимости модели условной сваи для свайных групп различного размера в однородном основании подстилаемым несжимаемым слоем

Немаловажным с точки зрения практических расчетов является возможность учета ограниченности сжимаемого слоя (сжимаемой толщи). Рассматривая предлагаемые действующими НТД методы расчета осадки свайного фундамента можно отметить, что проводить расчет с условным ограничением сжимаемой толщи возможно только по методу условного фундамента.

Для анализа изменения жесткости свайной группы в условиях ограничения сжимаемой толщи были выполнены расчеты рассмотренных ранее свайных групп ($n = 4 \dots 400$) в условиях относительной толщины сжимаемого слоя $h_c/l = 0,5, 1, 2, 3$ и 4 .

Для расчетов по модели условной сваи была использована предложенная в работе функция для расчета осадки свай в условиях слоя конечной толщины. Результаты расчета условной сваи с применением формулы (5) представлены на рис 5. Видно, что хорошее совпадение достигается для относительно малых размеров групп (12×12 свай) и для групп, где толщина сжимаемого слоя превышает $1l$. Указанная особенность обусловлена тем, что при разработке формулы (5) не предполагалось ее применение для расчетов условной сваи, характеризующейся диаметром 45 м ($l/d = 0,75$) в случае группы 12×12 свай. На указанных расстояниях функция обращается в весьма малое значение, что приводит к завышению расчетной жесткости сваи.

$$\delta = \frac{1}{a^{\ln(\frac{r}{l})}} + b ; \tag{5}$$

$$a = \frac{(0,042v^5 + 0,004) \cdot \ln(h/l)}{e^{(\frac{h}{l})}} - 0,01v + 1,12; \tag{6}$$

$$b = \frac{(0,09 - 0,1v^3) \cdot \text{Atan}(h/l) - 0,15v^{1,5} - 1}{e^{(\frac{h}{l})}} \tag{7}$$

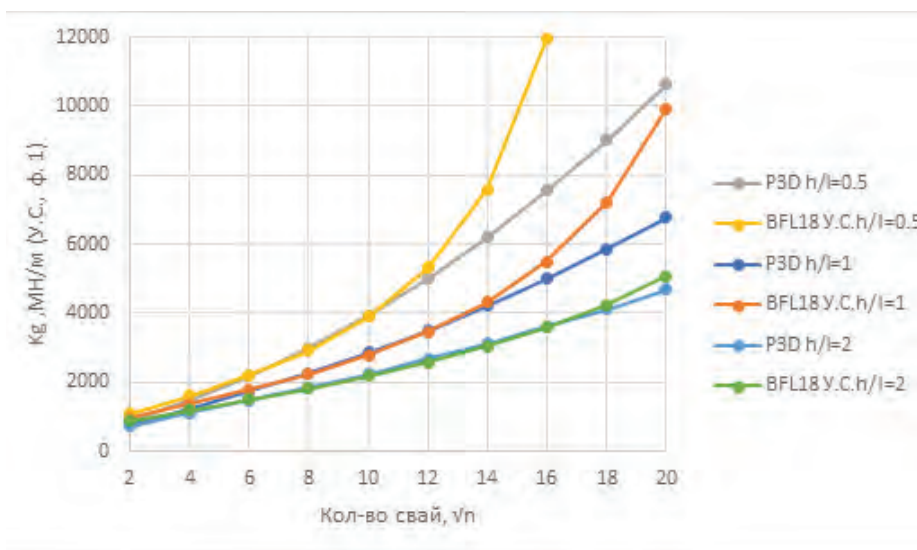


Рис.5. Сопоставление результатов расчетов по МКЭ и по модели условной сваи по формуле (6)

Расчеты жесткости групп в условиях сжимаемого слоя конечной толщины показали, что для одинаковой относительной толщины сжимаемого слоя H_c/b жесткости групп получаются разными в зависимости от абсолютной величины H_c .

Введя коэффициент $K_{fl} = w_{fl} / w_{inf}$, где w_{fl} – осадка в условиях слоя конечной толщины, а w_{inf} в условиях бесконечного полупространства, для относительной толщины сжимаемого слоя $H_c/b = 2,5$ получается коэффициент $K_{fl} = 0,79, 0,82, 0,88$ и $0,94$ для толщины сжимаемого слоя $H_c/l = 0,5, 1, 2$ и 3 соответственно. С увеличением H_c осадка, при том же H_c/b уменьшается значительно медленнее. Наиболее вероятно, что указанный эффект обусловлен жестким сцеплением нижней границы сжимаемого слоя с несжимаемым слоем. Для аппроксимации указанной зависимости предлагается формула

$$K_{fl} = a \frac{H_c}{b} \tag{8}$$

Вид зависимости по формуле (8) показан на рис. 7. Верхняя линия построена для $a = 0,88$, что соответствует однородному глубокому полупространству, где глубина H_c ограничивается условно, а нижняя $a = 0,56$ соответствует случаю наличия действительно жесткого под-

стилающего слоя, например, скального основания. Средней линии соответствует $a = 0,77$.

Откорректировав результаты расчета по модели условной сваи, по формуле (7) получается существенно лучшая сходимость. Сопоставление МКЭ расчетов с расчетами по модели условной сваи по формулам (1) – (4) с применением поправочного коэффициента K_f по формуле (8) представлены на рис. 7.

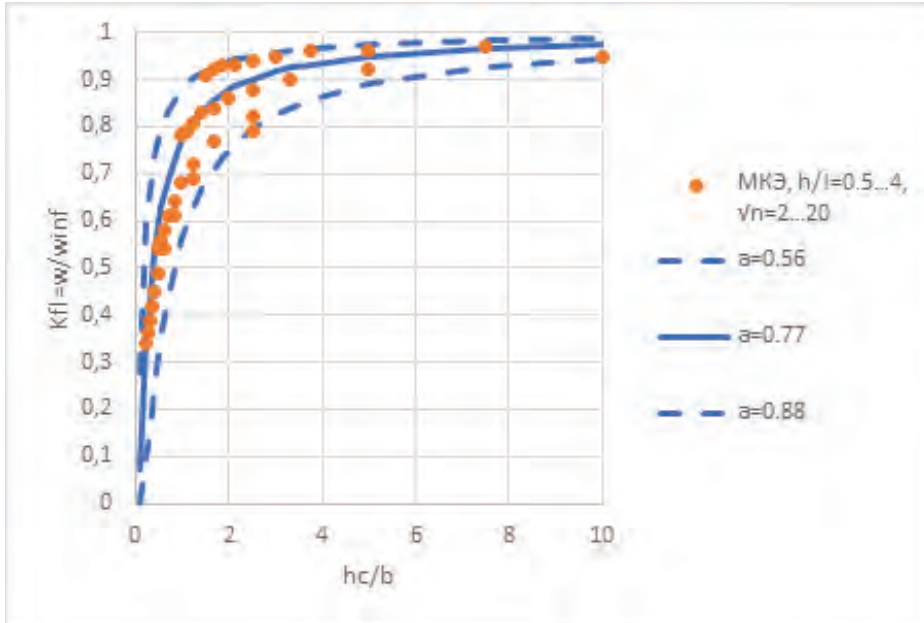


Рис.6. Коэффициент K_f в зависимости от относительной толщины сжимаемого слоя для случаев $h/l = 0,5, 1, 2, 3$

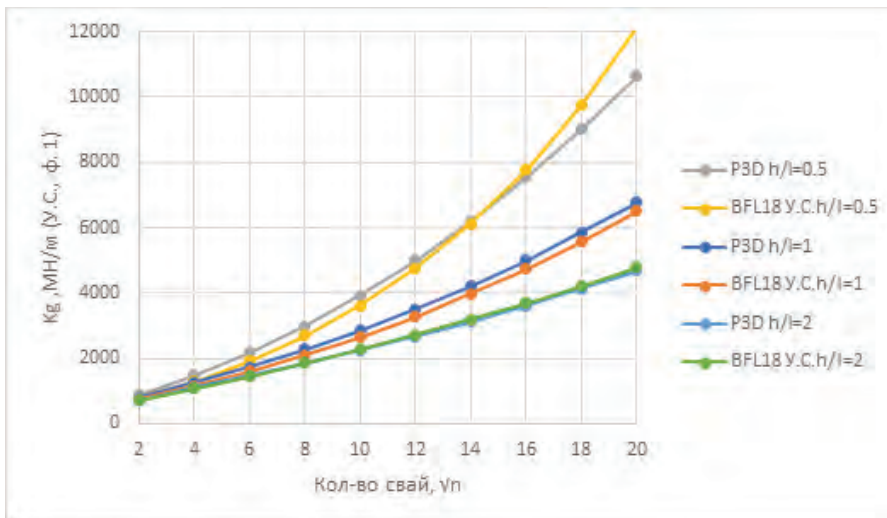


Рис.7. Коэффициент K_f в зависимости от относительной толщины сжимаемого слоя для случаев $h/l = 0,5, 1, 2, 3$

Заключение

1. Рассмотрена известная модель свайного основания в виде условной сваи. Модель заключается в замене группы свай равной по длине и эквивалентной по площади основания свайей.

2. Проведены численные МКЭ расчеты в пространственной постановке рассматривающие индивидуальные сваи. Рассчитывалась жесткость свайных групп размерами 4...400 шт. Были рассмотрены модели основания в виде упругого полупространства, двухслойного полупространства и слоя конечной толщины.

3. По результатам расчетов отмечена хорошая сходимость жесткостей свайных групп по детальному МКЭ расчету и по модели условной сваи по предлагаемым формулам. Отмечено некоторое систематическое отклонение расчетной жесткости свайного фундамента по модели условной сваи от численных расчетов. Для устранения расхождения предложены поправочные коэффициенты.

4. Модель условной сваи может быть рекомендована для предварительных расчетов осадки групп свай и для проверки сложных моделей свайных оснований в рассмотренных моделях грунтовых оснований.

Автор выражает признательность В.Г. Федоровскому, с которым статья обсуждалась при ее написании.

Библиографический список

1. СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты.
2. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты.
3. *Федоровский В.Г.* Расчет осадок свай в однородных и многослойных основаниях. дисс. ... канд. техн. наук / Федоровский В. Г.; НИИОСП им. Н.М. Герсеванова Госстроя СССР. – Москва, 1974.
4. *Bokov I.A.* Calculation of the settlement of pile foundations containing piles of various lengths and diameters by the interaction factors method / I.A. Bokov, V.G. Fedorovsky // XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Proceedings of The XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Reykjavik, Iceland: ISSMGE, 2019. doi: 10.32075/17ECMGE-2019-0559. – С. 1-8.
5. *Castelli F.* Simplified Nonlinear Analysis for Settlement Prediction of Pile Groups / F. Castelli, M. Maugeri // Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. – 2002. – Т. 128, №1. – С. 76–84.
6. *Fedorovsky V.G.* On pile and piled raft footing settlement analysis / V.G. Fedorovsky, V.A. Barvashov, S.V. Kurillo: Proceedings of the Sixteenth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Burke: IOS Press, Incorporated, 2005. – С.1939–1942.
7. *Poulos H.G.* Analysis of the Settlement of Pile Groups / H.G. Poulos // Géotechnique. – 1968. – Т. 18, №4. – С. 449–471.
8. *Poulos H.G.* Pile foundation analysis and design / H.G. Poulos, E.H. Davis. – New York: Wiley, 1980.
9. *Poulos H.G.* Tall building foundation design / H.G. Poulos. – Boca Raton: CRC Press, 2017.
10. *Randolph M.F.* An analysis of the vertical deformation of pile groups / M.F. Randolph,

C.P. Wroth // *Géotechnique*. – 1979. – Т.29. – С.423–439.

11. *Randolph M.F.* Design methods for pile groups and piled rafts / M.F. Randolph: Proceedings of the Thirteenth International conference on soil mechanics and foundation engineering. – Rotterdam: Balkema, 1994. – С.61–82.

12. *Tomlinson M.J.* Pile design and construction practice / M.J. Tomlinson, J. Woodward. – Boca Raton: CRC Press, 2014.

Автор

Игорь Алексеевич БОКОВ, научный сотрудник лаборатории механики грунтов НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Igor BOKOV, Researcher of Soil Mechanics Laboratory of NIIOSP named after N.M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: igor.bokov@gmail.com

тел.: +7 (499) 170-69-41

ОСОБЕННОСТИ ТЕХНОЛОГИИ И ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЗАКРЕПЛЕНИЯ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ИНЪЕКЦИЕЙ ЦЕМЕНТНЫХ РАСТВОРОВ

THE TECHNOLOGY AND DESIGN FEATURES OF STRENGTHENING SANDY SOIL BY INJECTING CEMENT MORTAR

М. Н. ИБРАГИМОВ, канд. техн. наук

Рассматривается способ инъекционного закрепления песчаных грунтов растворами из микроцементов. Излагаются основные концепции физических процессов, происходящих в цементных растворах в процессе фильтрации в песках. Отмечаются недостатки способа в непредсказуемости получаемых объемов и прочности закрепления и пути их устранения.

The paper presents a method for strengthening sands by injecting microcement mortar. The basic principles of physical processes occurring in cement solution infiltrating through sand are described. The paper discloses shortcomings of the method regarding to unpredictability of the produced material volume and strength, and a way to eliminate ones.

Ключевые слова:

Гироразрыв, закрепленный грунт, инъекция, микроцементные растворы

Key words:

Gyro disturbance, injection, microcement mortar, stabilized soil

Введение

Закрепление песчаных грунтов инъекцией цементных растворов широко применяется в фундаментостроении. Наиболее часто оно применяется для усиления грунтов в основаниях существующих зданий и сооружений с целью их защиты от разрушения, когда в непосредственной близости ведется строительство многоэтажных жилых и административных комплексов с глубокими подземными многоярусными гаражами. Этот способ успешно применяется и при ликвидации водопритоков в котлованы строящихся объектов.

Главными достоинствами такого закрепления являются техническая простота и удобство применения, а также экологическая безопасность для окружающей среды. Кроме того, способ не требует сложного оборудования.

Сущность закрепления песчаных грунтов цементными растворами состоит в инъекции и пропитке пор грунта раствором и превращении его в грунтоцемент с повышенными прочностными и деформационными характеристиками. Инъекция производится под невысоким давлением, не вызывающим в грунте разрывы, по которым раствор может распространяться за пределы зоны закрепления.

Давление, при котором происходят гидроразрывы в грунте, зависит от глубины инъекции и от физических свойств грунта и не зависит от проницаемости грунта, вида и вязкости раствора и может рассчитываться по формуле

$$P_{кр} = \gamma \cdot h \cdot \xi + C,$$

где γ – средневзвешенная плотность толщи грунтов, т/м³; h – глубина инъекции от дневной поверхности, м; C – удельное сцепление грунта, кПа; ξ – коэффициент бокового давления, для песчаных грунтов $\xi = 0,25 \dots 0,37$, для глинистых в зависимости от их консистенции $\xi = 0,11 \dots 0,82$.

Для закрепления песчаных грунтов применяются в зависимости от водопроницаемости растворы, приготовленные из цементов различной тонкости помола, характеризующиеся показателем удельной поверхности частиц. Для каждого вида песка с определенным гранулометрическим составом и коэффициентом фильтрации (K_f) может использоваться только определенный цемент по тонкости помола. Наличие крупных фракций в нем даже в небольшом количестве сокращает радиус распространения раствора, поскольку тампонирует поры песка непосредственно вблизи скважины, затрудняя или даже прекращая распространение раствора.

Цементные растворы из поргладцементов общестроительного назначения способны закреплять только хорошо фильтрующие грунты – гравелистые и крупнообломочные, коэффициент фильтрации которых не менее 100 м/сут, поскольку они имеют грубодисперсный состав и удельную поверхность частиц, составляющую порядка 2500 -2800 см²/г.

Для закрепления менее проницаемых грунтов, например, песков средней крупности с коэффициентом фильтрации порядка 20-30 м/сут, применяют цемент с удельной поверхностью не менее 10 000 см²/г и не содержащий фракции крупнее 30 мкм, а для мелких и пылеватых песков – порядка 16000-20000 см²/г.

Для закрепления песчаных грунтов в России применяют, в основном, микроцементы «ОТДВ микродур» четырех марок [1]. Цемент марки «RX» содержит фракции менее 6 мкм не менее 95%, и удельная поверхность частиц составляет $F = 20000$ см²/г; марка «RU» — фракции менее 9,5 мкм не менее 95%, $F = 16000$ см²/г; марки «RF» — фракции менее 16 мкм не менее 95%, $F = 16000$ см²/г; марка «RS» — менее 24 мкм не менее 95%, $F = 8000$ см²/г. Стоимость поставляемых цементов довольно высокая. Она резко возрастает с увеличением дисперсности и достигает 2000 Евро за 1 т.

Проектирование и закрепление грунтов указанными цементами производят по методическим указаниям ООО «Веста Инж» [2] – поставщика ОТДВ микродур. Закрепление

песчаных грунтов в монолиты диаметром от 1,0 до 1,5 м рекомендуется производить растворами с В/Ц от 3:1 до 5:1, приготовляемыми из разных марок ОТДВ микродур. Объем расходуемого цементного раствора рассчитывается из условия полного заполнения порового пространства в закрепляемом песке:

$$Q_p = \pi \cdot R_p^2 \cdot h \cdot n, \quad (1)$$

где R_p – расчетный радиус закрепленного песка, м; h – высота захватки, м; n – пористость, д.е.

Прочность закрепленного песка в зависимости от применяемой марки цемента и В/Ц раствора назначается от 1,0 до 24 МПа. Выбор цемента рекомендуется производить методом сопоставления диаметров частиц цемента с гранулометрическим составом песка.

Характер и качество закрепления песка цементными растворами из цементов ОТДВ микродур были неоднократно исследованы в натуральных и полевых условиях [3 – 8]. Прочности песка, закрепленного в лаборатории растворами из цемента микродур «RU» разных В/Ц от 1:1 до 6:1 методами смешения и пропитки под давлением в трубках представлены на рис. 1.

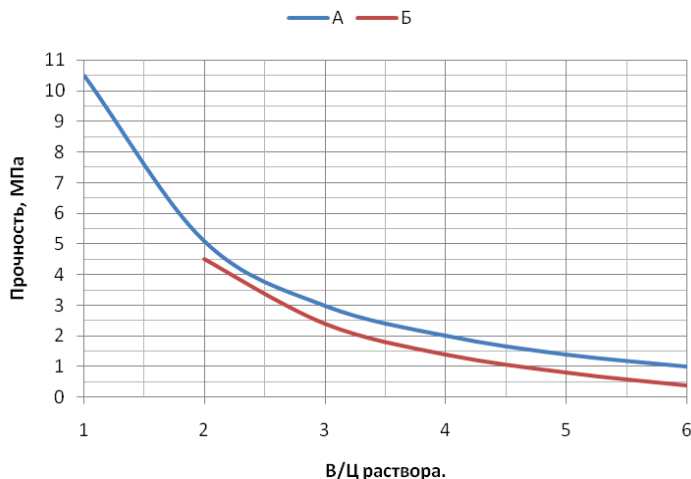


Рис.1. Влияние В/Ц цементного раствора из микродур «RU» и способа закрепления (А – смешением, Б – инъекцией) на прочность закрепленного песка

Установлено, что прочность песка, закрепленного рекомендуемыми [2] составами (В/Ц от 3:1 до 5:1) независимо от способа закрепления (смешением или пропиткой под давлением), получается невысокая: при В/Ц = 3 не превышает 3 МПа, а с понижением до В/Ц = 5 понижается до 1,5 МПа. Динамика изменения прочности не зависит практически от способа закрепления – смешением или пропиткой песка с цементным раствором.

В России в связи с задачей импортозамещения появляются отечественные предприятия, производящие микроцементы. Однако применение выпускаемых ими цементов для закрепления грунтов в настоящее время ограничено в силу малой их известности и отсутствия соответствующего опыта.

Предлагаемый способ выбора цемента согласно [2] по соотношению размеров частиц песка и цемента недостаточно корректен, поскольку K_ϕ песка при одинаковом грануломе-

трическом составе с увеличением плотности сложения от рыхлого до плотного состояния снижается в 1,5- 2 раза. Автором предлагается новый способ выбора цемента по зависимости удельной поверхности цемента в растворе и K_{ϕ} песка.

На основании лабораторных исследований построена диаграмма (рис. 2) корреляционной зависимости между удельной поверхностью цемента в растворе и K_{ϕ} закрепляемого песка.

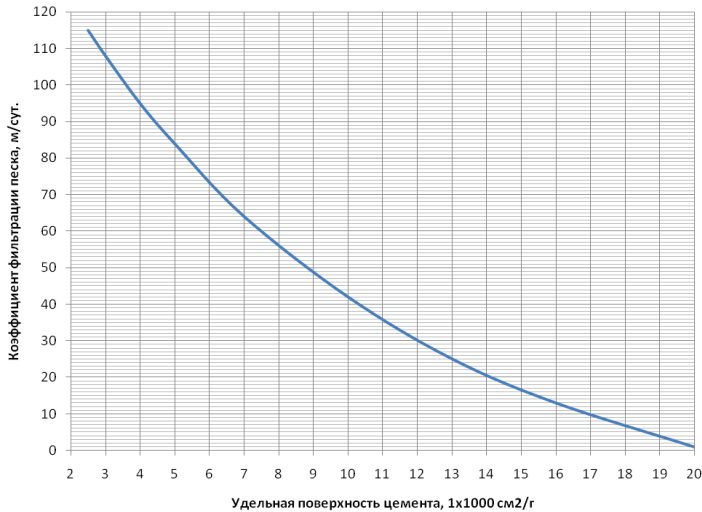


Рис.2. Проникающая способность цементного раствора в зависимости от удельной поверхности цемента и K_{ϕ} песка

Пользуясь графиком, можно определять для цементов с показателем удельной поверхности нижнюю, ориентировочно, в первом приближении, границу водопроницаемости (K_{ϕ}) песка, ниже которой цементный раствор неспособен проникать в его поры. Полученная граница для исследуемого цемента корректируется последующими лабораторными и опытно-производственными работами.

Технология цементации грунтов инъекцией путем пропитки пор грунта раствором включает следующие основные операции: погружение инъекторов в грунт или бурение скважин с устройством манжетных колонн; приготовление закрепляющего раствора и закачка его в грунт; ликвидация инъекционной скважины.

Цементацию грунтов инъекцией цементных растворов рекомендуется производить с соблюдением следующих правил:

а) нагнетание цементного раствора для равномерного однородного закрепления грунта по глубине следует производить небольшими зонами (захватками) по 0,5-1,0 м при использовании металлических инъекторов (рис. 3) и по 0,33-0,5 м при инъекции через скважины с манжетными колоннами (рис. 4);

б) нагнетание раствора в грунт следует выполнять в режиме с соблюдением давления, не вызывающего в грунте разрывов и выхода раствора за пределы зоны закрепления;

в) нагнетание раствора следует выполнять до полного поглощения зоной (захваткой) проектной нормы или до «отказа», когда величина расхода раствора в течение 5 мин не превышает 0,2 л/мин при максимально допустимом давлении, предусмотренном проектом;

г) в неоднородных по проницаемости грунтах слои с большей проницаемостью следует закреплять в первую очередь.

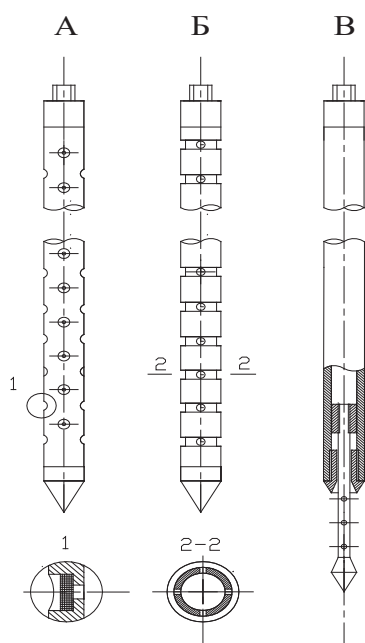


Рис.3. Конструкция иньекторов для закрепления грунтов: А – с клапанами на отверстиях; Б – с резиновыми кольцами; В – телескопическая

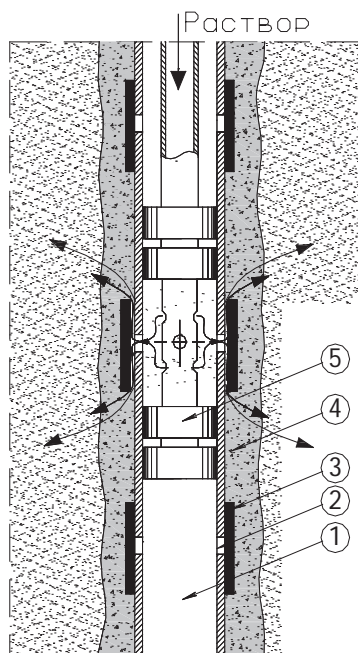


Рис.4. Сквжина иньекционная с манжетной колонной: 1 – труба метал-лическая; 2 – отверстие; 3 – резиновый манжет; 4 – обойма; 5 – тампон само-уплотняющийся

Технология цементация грунтов в основаниях существующих и строящихся зданий и сооружений предусматривает иньекцию цементного раствора в грунт как через иньекторы, так и через буровые скважины, оборудованные манжетными колоннами. Закрепление грунтов до глубины 8-10 м целесообразно (по затратам труда и времени) производить путем иньекции раствора через погружаемые металлические иньекторы. При закрепление грунта на больших глубинах иньекцию следует производить через скважины с манжетными колоннами.

Проектирование закрепления грунтов производят в следующей последовательности. Назначают на основании лабораторных исследований состав цементного раствора и способ и регламент иньекции, обеспечивающие прочностные и деформационные характеристики закрепленного грунта расчетным требованиям. Значения нормативных прочностных и деформационных характеристик закрепленных песков микроцементными растворами устанавливаются лабораторными исследованиями с последующим уточнением на опытно-производственных работах.

Выбирают схему закрепления грунтов в основании строящегося или реконструируемого здания – сплошное на заданную глубину (рис. 5) или комбинированное (рис. 6), предусматривающее, например, сверху сплошное закрепление, а ниже – из отдельных опор.

Назначают предварительные геометрические размеры закрепленного грунта в плане и по глубине. Производят расчет закрепленного основания по предельным состояниям согласно СП 22.13330 [9].

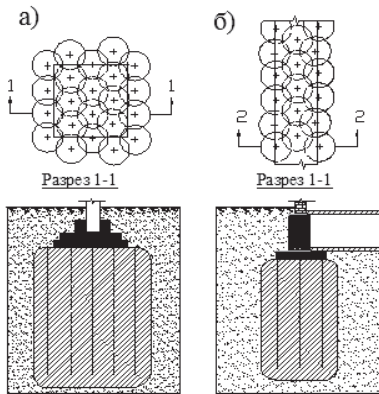


Рис.5. Схема сплошного закрепления грунта под фундаментами колонн (а) и несущих стен (б)

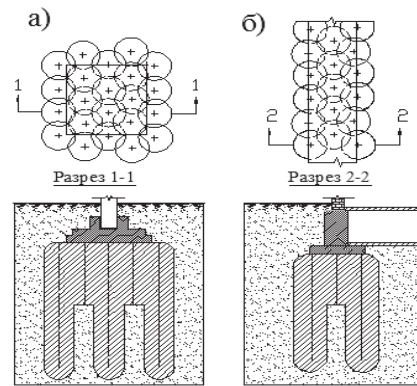


Рис.6. Схема комбинированного закрепление грунта под фундаментом колонны (а), несущей стены (б)

Наиболее сложными для инъекционного закрепления песчаных грунтов микроцементными растворами, недостаточно изученными и освоенными и, в связи с этим, затрудняющими оптимальное проектирование и производство работ по закреплению, к тому же не всегда заканчивающиеся положительными результатами, являются следующие вопросы:

1. Выбор вида цемента с оптимальной дисперсностью, способного в растворе проникать в поры и закреплять песок с заданным K_{ϕ} .
2. Разработка и исследование составов растворов из этого цемента, обеспечивающих расчетную прочность закрепляемому грунтоцементу.
3. Расчет оптимального объема цементного раствора, необходимого для придания закрепленному грунтоцементу расчетных объема и прочности.

Особо следует отметить, что при инъекции микроцементных растворов объемы закрепленного грунтоцемента получаются значительно меньшими по сравнению с расчетными. Радиусы закрепления при этом бывает до 30% меньше расчетных, а прочность закрепленного песка резко понижается от скважины к периферии [4, 6, 7].

Основной причиной меньших объемов закрепления по сравнению с расчетными и резкого понижения прочности по радиусу закрепления являются процессы, связанные с изменением реологических и физических свойств цементных растворов по пути фильтрации в порах песка. В меньшей степени влияние оказывают гранулометрический состав песка, его K_{ϕ} , а также режим и продолжительность инъекции раствора.

Известно, что микроцементные растворы с В/Ц = 3-5, применяемые для закрепления песчаных грунтов, представляют собой сильно разбавленные, нестабильные водные суспензии, которые как в статическом состоянии, так и при спокойном (ламинарном) движении (фильтрации) подвергаются непрерывному расслаиванию. Цементные частицы выпадают в осадок. Интенсивность и объем расслаивания зависят от концентрации раствора,

тонкости помола цемента и продолжительности инъекции.

При нагнетании цементный раствор в песчаном грунте претерпевает физические и релогические изменения. Прежде всего, в зоне вокруг скважины начинают отфильтровываться из раствора порами песка наиболее крупные фракции цемента. В результате в грунте вокруг скважины содержание цемента оказывается повышенным по сравнению с инъекцируемым раствором, что заметно влияет на получаемые достаточно высокие прочностные характеристики грунта, достигающие 10 МПа, равные, как при закреплении раствором повышенной концентрации, $V/C = 1$ (см. рис.1).

Концентрация профильтровавшего через эту зону раствора становится несколько пониженной. С удалением от скважины, с увеличением фронта (площади) фильтрации скорость потока замедляется и переходит из турбулентного в ламинарное (спокойное) состояние. Начинается постепенное осаждение из раствора цементных частиц и понижение его концентрации.

Инъекции порции раствора в зону, производимые с соблюдением технологического режима, зависящего от K_{ϕ} песка, продолжаются согласно [2] от 1 до 2 ч. Водоотделение цементного раствора, например, из микродур «RU», ($V/C = 4$) через 1 ч составляет 25%, V/C раствора (фильтрующего) увеличивается до $V/C = 10$, при этом плотность понижается с $\gamma = 1,15$ г/см³ до $\gamma = 1,06$ г/см³. Раствор такой концентрации продолжает фильтровать, хотя практически становится неспособным твердеть и закреплять песок. В этой связи и радиус закрепления до 30% и более бывает меньше расчетного.

Для того чтобы объем закрепленного песка соответствовал расчетному, необходимо закачивать в песок цементный раствор с некоторым превышением объема в нем пор. Коэффициент превышения k предлагается определять по формуле (2) на основании разницы расчетного радиуса и фактически полученного на опытных работах:

$$k = V_p / V_s = R_s^2 \cdot / \cdot (R_p - m)^2, \quad (2)$$

где V_p , V_s – объемы соответственно расчетного и закрепленного песка, м³; $m = R_p - R_s$ – показатель разницы расчетного R_p и закрепленного радиуса R_s песка, м; h – размер захватки; n – пористость песка, д.е.

Расход цементного раствора Q_p для закрепления песчаного грунта следует определять с учетом k по формуле

$$Q_p = V_p \cdot n \cdot k = \pi \cdot R_p^2 \cdot h \cdot n \cdot k. \quad (3)$$

Следует отметить, что коэффициент k зависит не только от разницы расчетного и получаемого объемов закрепления, но и от разницы радиусов расчетных и фактических.

Согласно рис. 7 на основе функциональной зависимости отношений объемов расчетных и фактически полученных от разницы радиусов расчетных и фактических можно по разнице радиусов на опытном участке, не прибегая к расчетам, определить во сколько раз следует увеличить объем нагнетаемого раствора для обеспечения расчетного объема закрепления.

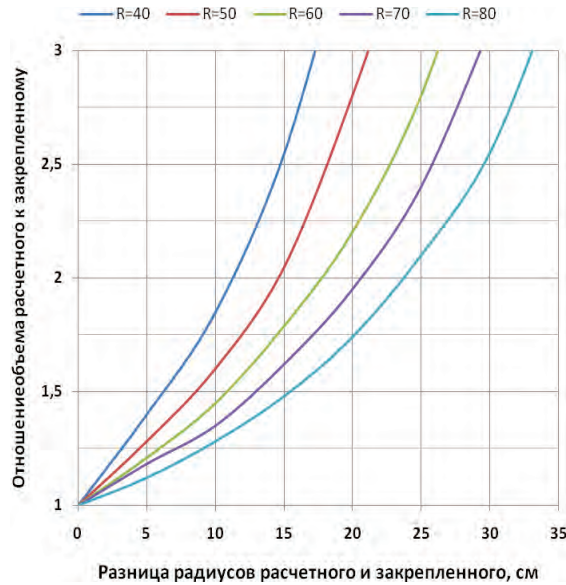


Рис.7. Зависимость соотношения расчетного к закрепленному объема песка от разности их радиусов при заданном расчетном $R = 40; 50; 60; 70; 80$ см

Заключение

Экспериментальные исследования показали эффективность применения способа цементации песчаных грунтов растворами из микроцементов при условии обязательного геотехнического контроля подготовки искусственного основания на всех этапах строительных работ. Необходимость контроля для скрытых методов укрепления, к которым относится и вышеописанный метод, обусловлена непредсказуемостью получаемых объемов и прочности закрепления. К достоинствам данного метода можно отнести техническую простоту, не требующую сложного оборудования, а также экологическую безопасность для окружающей среды. Расход цементного раствора для закрепления песчаного грунта следует определять с учетом коэффициента k увеличения объема раствора, уточняемого по результатам опытных работах.

Библиографический список

1. «Микродур» особо тонкодисперсное вяжущее // Прайс-лист, Дюкхофф, АО Висбаден, Германия, М., 2004.
2. Королев В.М., Смирнов О.Е., Аргал Э.С., Ашихмен В.А. Опыт закрепления грунтов с помощью микроцемента // «ОФМГ», 2006. № 4. С. 10-14.
3. Ибрагимов М.Н. Закрепление грунтов цементными растворами // «ОФМГ», 2005. № 2. С. 24-28.
4. Mittag Jens. Untersuchungen zum Filtrationsverhalten von Feinstbindemittel-suspensionen bei der Injektion in Sande. Berlin 2000.
5. ООО «ВЕСТА Инж» Методические рекомендации по применению особотон-кодисперсного минерального вяжущего (ОТДВ) «Микродур» для инъекционного закрепления

грунтов в строительстве. М.: ООО «ВЕСТА Инж», 2007г.

6. Буданов В.Г., Скачко А.Н., Голованов А.П. Опыт устройства подвала в реконструируемом здании исторической застройки / Сборник научных трудов НИИОСП №100, 2011. С. 21-26.

7. Укрепление грунтов цементацией «Микродуrom» на опытном участке объекта «Административное здание» по адресу: М. ул. Поварская, д.13. // ООО «ВЕ-СТА Инж», М.,1999.

8. Ильичев В.А., Никифорова В.А., Харченко И.Я., Дмитриев В.В. Научно-техническое сопровождение реконструкции объекта «Мавзолей В.И. Ленина на Красной площади» в части усиления грунтов основания // «ОФМГ», 2015. № 1. С. 2-6.

9. СП 22.13330.2016 СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений.

Автор

Мидехать Насибулович ИБРАГИМОВ, канд. техн. наук, ведущий научный сотрудник лаборатории «Усиление оснований и закрепление грунтов», НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Midkhat IBRAGIMOV, Ph.D. (Engineering), leading researcher of the 'Strengthening the Foundations' laboratory, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: Midhat33@gmail.com

тел.: +7 (499) 170-27-85

УСИЛЕНИЕ СЛАБЫХ ГРУНТОВ ИНЪЕКЦИЕЙ РАСТВОРОВ

STRENGTHENING OF SOFT SOILS BY GROUTING

М. Н. ИБРАГИМОВ, канд. техн. наук

Рассмотрены результаты исследований инъекций растворов в грунт под давлением с образованием гидроразрывов. Выявлены зависимости их параметров от растворов, свойств грунтов и режимов инъекции. Предложена методика расчета уплотнения грунтов способом инъекции растворов под давлением.

The results of studies of grouting into the soil under pressure with the formation of hydraulic fractures are considered. The dependences of their parameters from solutions, soil properties, and injection regimes were revealed. A method for calculating soil compaction by grouting under pressure is proposed.

Ключевые слова:

Инъекционные растворы, гидроразрывы, способ инъекции

Key words:

Injection solutions, injection method

При строительстве в условиях плотной городской застройки высотных сооружений с глубокими котлованами или при щитовой проходке происходят значительные изменения напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтов в основаниях строящихся объектов и существующих зданий и сооружений. В связи с этим возникают неравномерные деформации грунтов, которые приводят к осадкам как строящихся, так и существующих объектов. В целях исключения неравномерных деформаций грунтов основания и прекращения возникающих осадок и деформаций существующих зданий и сооружений выполняются различные защитные мероприятия.

Одним из применяемых в фундаментостроении мероприятий является закрепление и усиление грунтов основания путем инъекции цементных и химических растворов. Закрепление и усиление грунтов производится по различной технологии с использованием различных видов растворов.

Сущность способа закрепления грунтов состоит в инъекции и пропитке пор грунта растворами, способными проникать в его поры, и превращать грунт в прочный, монолитный грунтоцемент с высокими показателями модуля деформации, достигающими в зависимо-

сти от прочности закрепленного грунта до 4000 МПа. Закрепление способом инъекции растворов производится, в основном, таких грунтов как пески и необводненные лёссы, обладающие достаточно хорошей водопроницаемостью. Все остальные виды несвязных грунтов, включая глины, суглинки, супеси, характеризующиеся слабой водопроницаемостью, способом инъекции растворов могут только усиливаться.

Сущность способа усиления грунтов состоит в инъекции растворов под высоким давлением, способным образовывать в грунте вокруг скважины разрывы в виде плоских клиньев, ограниченной толщины и ширины, по которым раствор, продвигаясь, воздействует на скелет грунта.

Разрывы, образуемые при инъекции растворов под высоким давлением, влияют в первую очередь на восстановление и повышение НДС грунтов основания. В результате инъекции происходит компенсационное восстановление НДС грунтов основания и прекращение осадок защищаемых объектов. Компенсационное восстановление НДС позволяют прекращать возникающие осадки и деформации объектов, вблизи которых ведутся сложные геотехнические работы [9].

При равномерном распределении значительного объема разрывов в массиве грунт (при условии невозможности бокового расширения) подвергается сжатию и деформации с уменьшением пористости, что, в целом, приводит к повышению прочностных характеристик грунта (φ , c , E).

В зависимости от вида инжецируемого раствора может происходить как уплотнение грунта с понижением его пористости, так и одновременное армирование объемными армирующими элементами из прочного камня (рис. 1).



Рис.1. Вертикальные и наклонно направленные разрывы цементным раствором

При инъекции нетвердеющих растворов (глинистого, глиносиликатного, глинопесчаного и других нетвердеющих составов) грунт только уплотняется в результате расклинивающего действия разрывов. В случае применения твердеющих растворов на основе цемента грунт дополнительно с уплотнением усиливается объемными армирующими элементами из прочного камня.

На основе анализа и обобщения результатов исследований гидроразрывной технологии автору удалось выявить некоторые закономерности развития разрывов в грунте и влияния различных факторов, включая свойства грунтов, свойства растворов, а также предложить способ расчета потребных объемов растворов и работ для уплотнения грунтов.

Эффект усиления грунтов по высоконапорной гидроразрывной технологии зависит от трех факторов: от количества разрывов, от суммарного объема разрывов, заполненных рас-

твором, и от равномерности распространения разрывов в расчетном объеме грунта.

Разрывы могут быть направлены в грунте от скважины вертикально, наклонно или горизонтально. Вертикальные разрывы сжимают грунт, снижая его пористость, горизонтальные – способствуют, в основном, подъему грунта. Протяженность разрывов в зависимости от продолжительности нагнетания и расхода раствора может достигать многих метров.

Инъекция растворов по гидроразрывной технологии производится преимущественно через скважины, оборудованные манжетными колоннами (с отверстиями через 33 или 50 см), поскольку позволяет многократно и в любой последовательности нагнетать в грунт разнообразные растворы. Укрепление лёссовых грунтов производится, как правило, через открытые скважины с применением разжимных тампонов.

Количество гидроразрывов и их сечения вокруг скважины при инъекции растворов под высоким давлением, как показывают исследования, не бывают одинаковыми и не поддаются регулированию, но имеют определенные закономерности. Они зависят от конструкции скважин, режима инъекции, физико-механических свойств грунтов, вида, состава и вязкости раствора.

Давление P_{kp} , при котором происходят гидроразрывы в грунте, зависит от глубины инъекции и физических свойств грунта и не зависит от проницаемости грунта, вида и вязкости раствора и может рассчитываться по формуле

$$P_{kp} = \gamma \cdot h \cdot \xi + C,$$

где γ – средневзвешенная плотность толщи грунтов, т/м^3 ; h – глубина инъекции от дневной поверхности, м; C – удельное сцепление грунта, кПа; ξ – коэффициент бокового давления, для песчаных грунтов равный $\xi = 0,25 \dots 0,37$, для глинистых в зависимости от их консистенции $\xi = 0,11 \dots 0,82$.

Разрывы согласно [1 – 3] возникают в первую очередь перпендикулярно наименьшему главному напряжению, как показано на рис. 2.

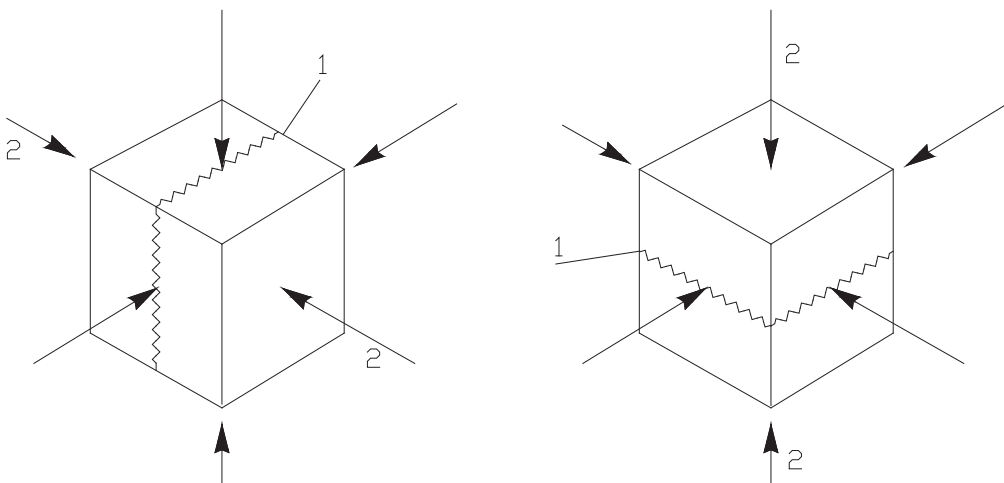


Рис.2. Направление гидроразрыва в грунте. 1 – плоскость разрыва; 2 – наименьшее главное напряжение

В начальный период инъекции в нормально консолидированные грунты разрывы ориентированы, как правило, вертикально и наклонно к поверхности по пути наименьшего сопротивления. При многократно повторяющейся инъекции повышаются горизонтальные напряжения. Когда они становятся больше главных – вертикальных напряжений, образуются и горизонтально направленные разрывы.

Закономерность изменения направлений разрывов, возникающих в процессе многократно повторяющейся инъекций, была подробно исследована на строительстве противофильтрационной завесы на Асуанской ГЭС на р. Нил в Египте.

Грандиозные по технике и большому объему работы по созданию противофильтрационной завесы глубиной 170 м и объемом 1800 тыс. м³, с бурением 3900 скважин и инъекцией 680 тыс. м³ растворов поставили перед российскими строителями целый ряд вопросов, успешное решение которых во многом определяло качество создаваемой завесы.

Сотрудниками лаборатории закрепления грунтов НИИОСП им. Н.М. Герсеева, участвовавшими на строительстве противофильтрационной завесы, были проведены на экспериментальной установке при центральной лаборатории, руководимой автором, исследования разрывов в грунте при инъекции под высоким давлением тампонажных и химических растворов. Эксперименты проводились под научным руководством проф. М.Т. Кулеева (сотрудника НИИОСП) [4].

Экспериментальная установка размером 2,2×2,2 м, высотой 2,85 м (рис. 3) позволяла моделировать процессы инъекции растворов при различных режимах в условиях и масштабах, близких к натурным, с применением бурового и инъекционного оборудования.

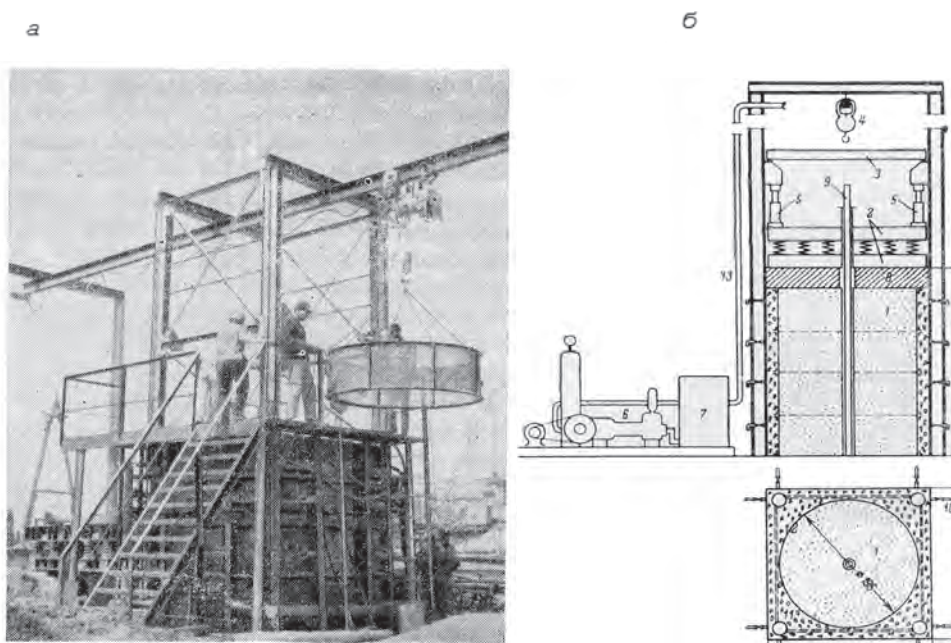


Рис.3. Экспериментальная установка для инъекционного закрепления грунтов, а – общий вид; б – схематический разрез; 1 – емкость; 2 – крышка; 3 – площадка; 4 – тельфер; 5 – домкраты; 6 – насос; 7 – растворосмеситель; 8 – глина; 9 – манжетная колонна; 10 – краны для сброса воды; 11 – дренирующая зона; 12 – кольцевая сетка; 13 – шланг для подачи раствора

Исследования проводили на двух разностях песков: крупном ($K_{\phi} = 55$ м/сут) и мелком ($K_{\phi} = 13$ м/сут). Крупнозернистые пески инъецировали глиносиликатным, а мелкие — алюмосиликатным раствором, рабочие характеристики которых приведены в табл. 1 и 2.

Таблица 1

Рабочие характеристики глиносиликатного раствора

Тип раствора	Плотность раствора, т/м ³	Распылв по конусу АЗНИИ, см	d частиц менее 1 мк. %	D ₉₅ , мк
Глиносиликатный	1,36	26	33	30

Таблица 2

Рабочие характеристики алюмосиликатного раствора

Тип раствора	Плотность раствора, т/м ³	Содержание компонентов, %		t °С раствора	Время гелеобразования, мин
		Na ₂ SiO ₃	Na ₂ AlO ₂		
Алюмосиликатный	1,15	76	24	28	50

Инъекцию растворов в грунты проводили в следующей последовательности. Под бентонитовым раствором бурили скважины диаметром 130 мм, затем устанавливали манжетные колонны, состоящие из металлических труб диаметром 63 мм с просверленными через 33 см по шесть отверстий диаметром 6 мм. Отверстия закрывали резиновыми манжетами шириной 100 мм. Для предотвращения смещения вдоль колонн манжеты фиксировали с обеих сторон упорными кольцами. Пространство между колоннами и стенками скважин заполняли обойменным раствором из глиноцементного раствора. При хорошей центровке колонны в скважине толщина обоймы составляла порядка 30...40 мм.

Инъекцию растворов производили через 7 суток после набора обоймой прочности 2-3 МПа. При прочности менее 2 МПа возникали, как правило, осложнения с выходом раствора вдоль колонны на поверхность. В каждый манжет закачивали по порции раствора с помощью саморазжимного двойного тампона, перемещаемого внутри колонны.

Исследование проинъецированного грунта производили путем послойного (по 65 см) вскрытия. Результаты экспериментов позволили установить наиболее общие закономерности в процессе инъекции.

Раствор под давлением проникает через отверстия под манжет, отжимает и ломает обойму между фиксирующими упорными кольцами на отдельные части. При прочности обоймы 2...3 МПа и хорошей центровке колонны разрушение обоймы происходило при давлении от 2 до 4 МПа на четыре части с образованием между ними трещин раскрытием по 2...4 мм (рис. 4, а). При плохой центровке колонны обойма разрушается на меньшее число частей (рис. 4, б).

После разрушения обоймы давление падает, и при давлении 0,7...1,2 МПа через трещины устремляется раствор в грунт, разрывая в нем свищи на ограниченные от скважины расстояния, через которые, как через иньекторы, пропитывает поры грунта.

Установлено, что плотность затвердевшего раствора в порах песка по мере удаления от скважины понижается. Максимальная плотность была в образцах, отобранных непосредственно за манжетами, наименьшая – на периферии. Так, при плотности закачиваемого глиносиликатного раствора $\gamma = 1,42$ г/см³ вблизи скважины она повышена до $\gamma = 1,68$, на

периферии понижена до $\gamma = 1,34 \text{ г/см}^3$. Радиус пропитанного раствором грунта составляет в среднем $R = 0,65 \text{ м}$ и по сравнению с расчетным $R = 0,95 \text{ м}$ получается на 30% короче.

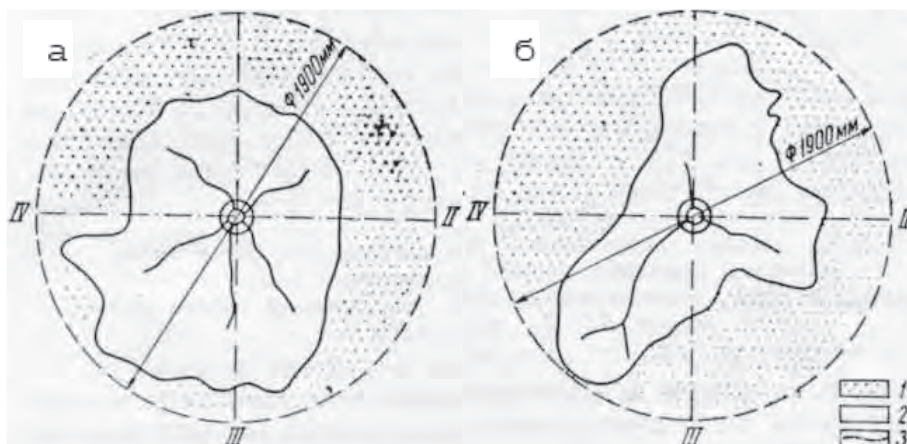


Рис.4. Гидроразрывы в песчаном грунте и пропитанные зоны силикатно-алюминатным раствором при инъекции через манжетные колонны

На последних экспериментах при послойной загрузке грунта закладывали в лоток до десятка датчиков для измерения давления раствора в порах по пути его распространения. Результаты давления фиксировались на диаграмме автоматической записи.

Замеры давления раствора в горизонтальных плоскостях напротив манжет показали, что давление потока резко падает по мере удаления от скважины, и динамика падения не зависит от вязкости применяемого раствора (рис. 5). На расстоянии 20 см от скважины давление воды и более вязкого глиносиликатного раствора снижается более чем в 10 раз.

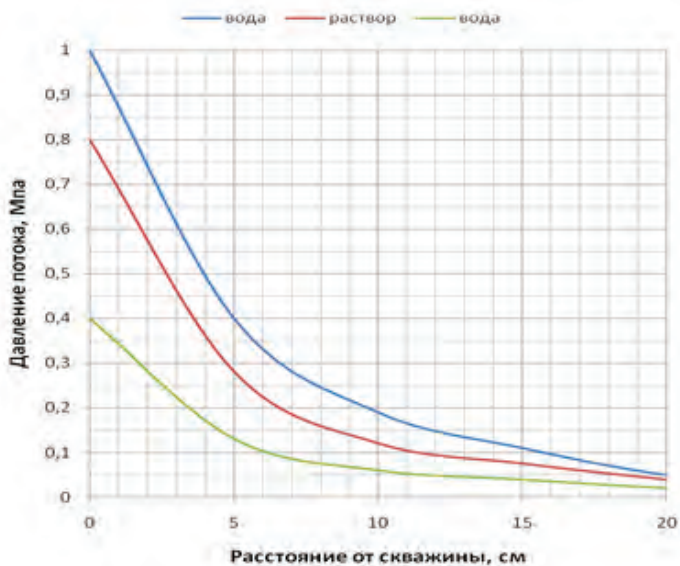


Рис.5. Изменение давления воды и глиносиликатного раствора в порах грунта по радиусу

Направления разрывов в теле создаваемой противофильтрационной завесы фиксировали по многочисленным кернам, выбуриваемым из контрольных скважин.

Было установлено, что разрывы в аллювиальных отложениях в начальный многомесячный период инъекции растворов имели, как правило, вертикальные или близкие к ним направления. С возрастанием объемов инъекционных работ стали появляться керны с горизонтальными разрывами, число которых постепенно увеличивалось (табл. 3).

Таблица 3

Керны контрольных бурений

Этапы строительства	Продолжительность, месяц	Керны с направлением разрывов				Число образцов, шт.
		горизонтальным		вертикальным		
		шт.	%	шт.	%	
1	8	0	0	38	100	38
2	5	7	11	56	89	63
3	8	48	25.5	140	74.5	188
4	12	22	29.7	52	70.3	74

Давление инъекции влияет не только на толщину сечения разрыва, но и на площадь протяженного разрыва. Достаточно показательные результаты по формированию разрывов и размеров сечений и площади были получены исследованиями в МГУ проф. В.И. Сергеевым [5]. Работы выполнялись в песчаных отложениях первой надпойменной террасы р. Клязьмы. Этими исследованиями прежде всего выявлялась принципиальная возможность создания направленного разрыва в грунте на малой глубине, в зоне аэрации, т.е. в условиях, наиболее доступных для контроля.

Инъекцию различных растворов-суспензий проводили по манжетной технологии, в которой в качестве инъекторов применяли металлические трубы с прорезанными по одной узкой щели длиной по 0,5 м. Перед погружением в скважину щель в трубе замазывали пластилином, а пространство между трубой и стенкой скважины заполняли обоймой из глиноцементного раствора. Инъекцию проводили через 5...7 дней, когда обойма достигала прочности 2 МПа.

В опытах применяли глиноцементный, глиносиликатный и бентонитосиликатный растворы. Результаты опытов представлены в табл. 4. Разрыв обоймы происходил при давлении 1,6...1.8 МПа, нагнетание растворов в грунт велось при давлении от 0,5 до 1,2 МПа. Давление регулировали расходом раствора.

Исследования показали, что при инъекции растворов образуются в песчаном грунте вертикально направленные разрывы. Размеры сечений и площади разрывов, а также плотности затвердевших в них растворов зависят от вида раствора, водопроницаемости грунта и режима инъекции (расхода и давления инъекции).

Разрывы с наибольшим сечением получаются при инъекции глиноцементных растворов, которые по сравнению с глиносиликатными и бентонитосиликатными обладают повышенной водоотдачей под давлением. Ширина разрывов для глиноцементного раствора составляла 0,8 см, глиносиликатного и бентонитосиликатного соответственно 0,4 и 0,3 см.

Габариты разрывов в грунте

Вид раствора	Давление, МПа	Глубина разрыва на расстоянии от скважины, см			Ширина разрыва, см	Плотность раствора, г/см ³	
		10	30	50		исходного	вблизи скважины
Глиноцементный	1,2	50	50	50	0,8	1,26	1,50
	0,7	45	40	20			
	0,5	20	15	10			
Глиносиликатный	1,2	50	50	50	0,4	1,36	1,38
	0,7	42	39	20			
	0,5	18	16	12			
Бентонитосиликатный	0,3-0,6	20	17	10	0,3	1,10	1,11

Исследования показали, что сечение полости разрыва от всех видов растворов возрастает с уменьшением коэффициента фильтрации K_f песка. Вместе с тем сечение разрыва одного и того же раствора увеличивается с уменьшением K_f . Так, например, при равных давлениях глиносиликатный раствор с начальной плотностью 1,36 г/см³ образует полость шириной сечения 0,2...0,3 см в песках с $K_f = 98$ м/сутки и 0,6...0,8 см в песках с $K_f = 20$ м/сутки. При этом в менее проницаемом песке плотность достигает 1,50 г/см³, а в более проницаемом — 1,40 г/см³.

Вскрытие грунтов показало, что площадь полостей разрывов в грунте зависит от давления нагнетания. Например, при повышенном давлении 1,25 МПа площадь разрывов, производимых всеми видами растворов, мало чем отличается и соответствует длине щели в трубе 0,5 м (рис. 6, а). С понижением давления площадь разрыва постепенно уменьшается (рис. 6, б). При минимальном давлении 0,5 МПа разрыв образуется только в верхней зоне прорези и имеет клиновидный профиль (рис. 6, в). Отсутствие разрывов в грунте в нижней части щели можно объяснить ростом плотности грунта по мере увеличения глубины его залегания.

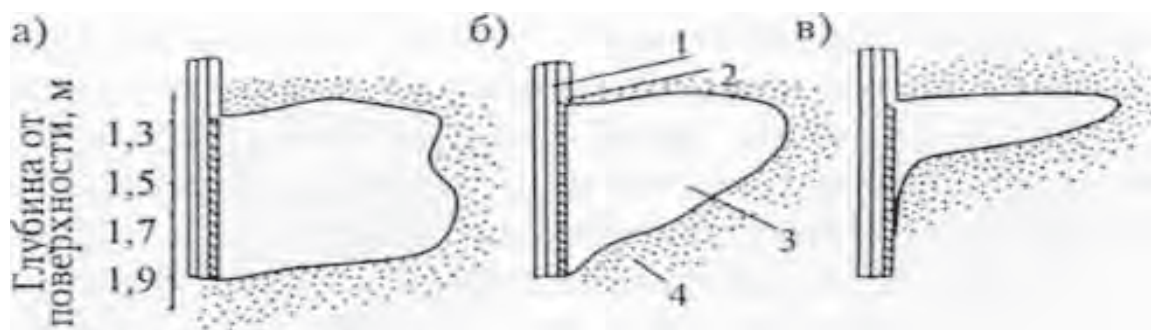


Рис.6. Изменение площади разрывов в грунте при инъекции глиноцементного раствора в зависимости от давления: а, б, в – давление соответственно 1,25; 0,75; 0,5 МПа; 1 – иньектор; 2 – обойма; 3 – полость разрыва; 4 – грунт

Размеры разрывов и плотность растворов в них в различных грунтах при инъекции растворов, полученные и опубликованные в литературных источниках [4 – 7], приведены в табл. 5. Наибольшие размеры сечений разрывов возникают, как правило, в грунтах необводненных рыхлого сложения. В лёссах, например, при инъекции цементно-песчаных растворов через инъекторы с одной продольной прорезью получены направленные разрывы толщиной до 10 см.

Таблица 5

Плотность растворов в разрывах

Грунты	Нагнетаемый раствор		Ширина разрыва, см
	вид	плотность, т/м ³	
Песок средней крупности, средней плотности	Цементный	1,71	1,9
	Глиноцементный	1,26	0,8
	Глиносилкатный	1,36	0,4
	Бентонитосилкатный	1,10	0,3
Насыпной неуплотненный песчаный грунт	Цементный	1,61	1,0-3,0*
Насыпные неуплотненные суглинки	Цементный	1,53	0,5-2,5*
Суглинки мягкой и текучепластичной консистенции	Цементогрунтовый	1,45	4-10**
*Минимальные и максимальные сечения соответствуют минимальным и максимальным расходам раствора; ** инъекция раствора через скважины с прорезанными в стенках щелями			

В плотных же грунтах толщина разрывов при разовой инъекции цементных, глиноцементных не превышают 2 см. При многократной инъекции цементных растворов суммарная толщина разрывов в рыхлых грунтах достигает 10 см.

Обобщение экспериментальных данных в [8] позволило автору построить номограммы функциональных зависимостей модуля деформации E песчаных, суглинистых и глинистых грунтов четвертичных отложений от пористости n (рис. 5, 6) и разработать методику расчета необходимых суммарных объемов инжецируемых растворов и необходимых количеств повторных инъекций в грунты для уплотнения их до расчетных прочностных характеристик. На основании результатов исследований предлагается метод расчета объема раствора и числа повторных инъекций в грунты для их уплотнения до расчетных прочностных и деформационных характеристик.

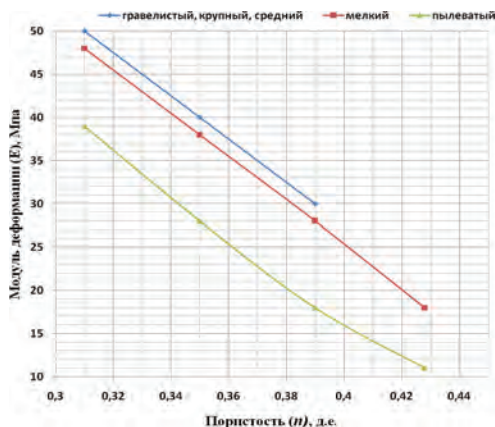


Рис.7. Номограмма зависимости нормативного модуля деформации песчаных грунтов от пористости. (СП 50 101-2004)

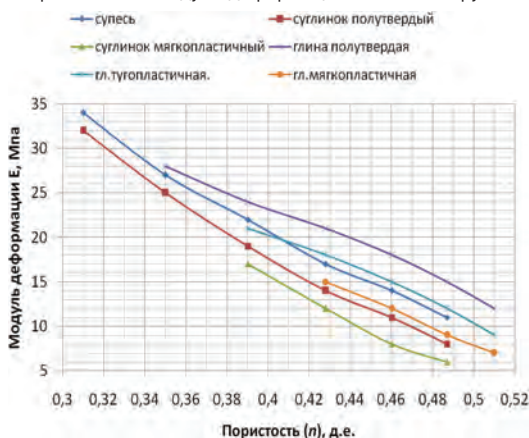


Рис.8. Номограмма зависимости модуля деформации глинистых нелёссовых грунтов от пористости (СП 50101-2004)

Расчет выполняется в следующей очередности:

1. Объем грунта V_2 , уплотняемый через зону-захватку,

$$V_2 = \pi R^2 H,$$

где R, H – соответственно радиус и высота уплотняемого грунта.

2. Объем сокращаемой пористости Δn грунта от естественной n до уплотненной n_y , повышающей в результате плотность и модуль деформации грунта до расчетных показателей (определяется по номограммам рис. 7 или 8):

$$\Delta n = n - n_y.$$

3. Объем гидроразрывов V_p , снижающий пористость грунта до требуемых по расчету:

$$V_p = \Delta n V_r.$$

4. Объем разрывов от инъекции первой порции раствора

$$V_{1.p.} = FR = a b h R,$$

где F – суммарная площадь сечений разрывов, зафиксированная в расчетном объеме грунта; a – число разрывов; b, h – толщина и ширина сечения одиночного разрыва.

5. Число повторных инъекций U для уплотнения грунта до требуемой пористости и плотности

$$U = V_p / V_{1.p.}$$

6. Объем первой инъекции раствора с учетом потерь

$$Q_{p.1} = V_{1.p.} k_1 k_2 k_3 k_4,$$

где $k_1 = 1, 2$ – утечка раствора за пределы расчетного контура грунта; $k_2 = 1, 2$ – разжижение раствора в обводненных грунтах; $k_3 = 1, 1 \dots 1, 5$ – отжатие воды из раствора в поры грунта в зависимости от вида раствора и K_{ϕ} грунта; $k_4 = 1, 1-1, 5$ усадка раствора в зависимости от его состава и стабильности.

7. Объем раствора для многократной инъекции $Q_{\Sigma, p.1}$ для уплотнения грунта до требуемой плотности и пористости

$$Q_{\Sigma, p.1} = Q_{p.1} U.$$

Заключение

Гидроразрывная технология высоконапорной инъекцией является прогрессивным методом укрепления слабых грунтов, однако из-за отсутствия нормативной базы по проектированию и производству работ она не находит широкого применения.

Наиболее сложными и малоизученными являются вопросы, касающиеся выбора раствора, технологии и режима инъекции, способных создавать разрывы в грунте максимальных размеров и объемов, придающих грунту прочностные характеристики, отвечающие расчетным требованиям.

Библиографический список

1. Камбефор А. Инъекция грунтов - М.: Энергия, 1971.
2. Ибрагимов М.Н., Семкин В.В. Закрепление грунтов инъекцией цементных растворов. - М.: Изд-во АСВ, 2012.
3. Шулятьев О.А. и др. Экспериментальные исследования изменения НДС грунтов при устройстве геотехнического барьера // Вестник НИЦ «Строительство». – 2014. – № 10. С. 88-92.
4. Кулеев М.Т. и др. Противофильтрационная завеса Асуанской плотины. - М.: Энергия, 1970.
5. Сергеев В.И. Разрывные нарушения в аллювиальных грунтах в процессе инъекции // Тр. VIII совещания по закреплению, уплотнению грунтов в строительстве. – Киев: Изд-во «Будівельник», 1974. С. 213-214.
6. Исаев Б.Н. и др. Опыт закрепления грунтов цементогрунтовыми элементами. // «ОФМГ». – 2010. – №5. – С. 29-32.
7. Марголин В.В., Кулеев М.Т. Некоторые особенности разрушения обоймы и характер

распространения растворов в песчаных грунтах при методе инъекции через манжетные колонны // Тр. VIII совещания по закреплению, уплотнению грунтов в строительстве. – Киев: Изд-во «Будівельник», 1974. С. 203-205.

8. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений.

9. Способ возведения подземных сооружений в зоне городской застройки. Патент №22454428. Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Мозгачёва О.А. Бюл. 2005.– №3.

Автор

Мидехать Насибулович ИБРАГИМОВ, канд. техн. наук, ведущий научный сотрудник лаборатории «Усиление оснований и закрепление грунтов», НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Midekhat IBRAGIMOV, Ph.D. (Engineering), leading researcher of the ‘Strengthening the Foundations’ laboratory, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: Midhat33@gmail.com

тел.: +7 (499) 170-27-85

ЗОНДЫ ДЛЯ СТАТИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ ГРУНТОВ С ДОПОЛНИТЕЛЬНЫМ ДАТЧИКОМ БОКОВОГО ДАВЛЕНИЯ

CPT PENETROMETERS WITH LATERAL STRESS MEASUREMENTS

О. Н. ИСАЕВ, канд. техн. наук
Р. Ф. ШАРАФУТДИНОВ, канд. техн. наук
Д. С. ЗАКАТОВ

Приводится обзор конструкций зондов для статического зондирования грунтов с дополнительным датчиком бокового давления. Рассмотрены их конструктивные особенности, виды и схемы расположения датчиков.

The paper reviews the design of CPT penetrometers with lateral stress measurements, presents their specific design features, types and layout of pressure gauges

Ключевые слова:

Зонд, статическое зондирование, датчик бокового давления

Key words:

Cone penetration test, lateral stress gauge, penetrometer

Введение

Статическое зондирование (по международной классификации – Cone Penetration Test – CPT) является в настоящее время одним из основных методов изучения грунтовых условий. С помощью зондирования удается оценивать грунт в состоянии природного залегания (in situ) с максимальной эффективностью. Главными достоинствами метода являются быстрота и простота, т. е. возможность проведения большого числа измерений в кратчайшие сроки.

Первые зонды для исследования грунтов были механическими. В 1949 г. нидерландскими специалистами Дельфтской лаборатории механики грунтов (Delft Soil Mechanics Laboratory – DSML) был изготовлен первый электрический (тензометрический) зонд, в 1957 г. – первый электрический зонд с муфтой трения. В СССР впервые зонд с муфтой трения был изготовлен и применен в 1962 г. в институте БашНИИстрой (зонд конструкции А.Д. Козловского).

Стандартный тензометрический зонд с муфтой трения позволяет измерять сопротивление грунта под конусом зонда q_c и вдоль муфты трения f_s . При зондировании нередко выполняют дополнительные измерения, являющиеся либо самостоятельными испытаниями, либо служащие средством методического контроля самого процесса зондирования [2]. К ним можно отнести измерение вертикальности положения зонда (инклинометр); измерение порового давления; дополнительные механические испытания (вращательный срез, прессиометрия и др.); геофизические измерения (сейсмо-каротаж, электро-каротаж, термо-каротаж, гамма-гамма-каротаж, нейтрон-каротаж и нейтрон-нейтрон-каротаж и др.); экологические исследования, связанные с выявлением и оценкой концентрации в грунте тех или иных вредных веществ (нефтепродуктов, масел, кислот и др.).

Комбинированные зонды, позволяющие выполнять дополнительные измерения, в российских нормах [1] получили название специальных. Большой вклад в разработку специальных зондов внесли специалисты НИИОСП им. Н.М. Герсевича. Начиная с 1970-х гг., в институте было разработано несколько модификаций зонда ПИКА с дополнительными датчиками и устройствами для замачивания, гамма-каротажа, гамма-гамма-каротажа, нейтрон-нейтрон-каротажа, термо-каротажа и др. [2]. Некоторые из них на момент разработки являлись пионерными в международной практике, а зонд с встроенным устройством для замачивания просадочных грунтов до сих пор не имеет зарубежных аналогов.

До 1990-х гг. в НИИОСП им. Н.М. Герсевича, как и в СССР в целом, развитие статического зондирования, в том числе разработка и совершенствование специальных зондов, шло очень интенсивно. Снижение его темпов в эти годы не было связано с изменением отношения к этому методу – это было лишь следствие общего спада научно-технической деятельности в стране в этот период. В последние годы ситуация постепенно нормализуется.

Сегодня большинство используемых в России специальных зондов изготовлены зарубежными фирмами – GeoMil, AP Berg, Fugro и др. Отечественные комбинированные зонды почти не выпускаются. Исключение составляют зонды с инклинометрами, которые обязательны при испытаниях на глубину более 10 м [1], и с температурным датчиком, применение которых также является обязательным при изысканиях на многолетнемерзлых грунтах. С датчиком порового давления и радиоактивным каротажом зонды выпускаются и используются значительно реже.

Применение зондов комбинированного типа, по сравнению со стандартными, имеет ряд преимуществ, связанных с их высокой эффективностью, обусловленной комплексностью испытаний – вместо одного испытания, без существенного увеличения стоимости и длительности, выполняются два и более испытаний одновременно.

Одним из перспективных видов специальных зондов является зонд с дополнительным датчиком бокового давления. В зарубежной литературе испытания таким зондом часто называют Cone Penetration Test with Lateral Stress Measurements – LSCPT (LSSCP). Этот тип зонда может быть полезен для определения горизонтального напряжения в грунте, коэффициента бокового давления, параметров релаксации грунта, коэффициента трения металла о грунт.

Авторами статьи в процессе анализа литературных источников не выявлены сведения об использовании отечественных разработок LSCPT зондов, однако за рубежом ими активно занимаются, начиная с 1980-х годов. Далее приведен обзор основных сведений о конструкциях зарубежных LSCPT зондов.

Зонды с дополнительным датчиком бокового давления

Huntsman [6] описал лабораторные и полевые зонды, позволяющие измерять боковое давление (LSSCP), которые он использовал для исследований. Лабораторная модель (LSSCP-I) представляла собой модифицированную версию акустического демпфированного электрического зонда, разработанного ранее. Семиканальный лабораторный зонд имел площадь в основании конуса 10 см^2 , площадь муфты трения 150 см^2 и был предназначен для независимого измерения: сопротивления под конусом q_c , вдоль муфты трения f_s , акустической эмиссии вблизи конуса, бокового давления на расстоянии примерно $1D$ (D – диаметр зонда) за конусом, порового давления за конусом u_c , бокового давления на расстоянии около $9D$ за конусом и порового давления на расстоянии примерно $10D$ за конусом.

Нижняя секция для измерения бокового давления находилась на расстоянии примерно $1D$ за конусом и состояла из муфты трения, сточенной изнутри до толщины стенки $0,25 \text{ мм}$. Радиальная деформация этого участка измерялась с помощью тензодатчиков, прикрепленных к внутренней поверхности на сточенном участке муфты трения. Калибровка была выполнена по гидростатическому давлению, действующему на наружную поверхность муфты трения. Верхняя секция измерения бокового давления была сконструирована аналогичным образом. Датчик порового давления был аналогичен датчику за конусом и был установлен непосредственно над верхней секцией измерения бокового давления. На рис. 1 приведена принципиальная схема устройства LSSCP-I.



Рис.1. Схема лабораторного зонда с датчиком бокового давления [LSSCP-I] [6]

Зонд для полевых испытаний LSSCP-II представлял собой модифицированный зонд для лабораторных испытаний и содержал следующие принципиальные изменения:

- увеличена емкость тензодатчиков для измерения лобового сопротивления и сопротивления на муфте трения;
- удалены микروفон и акустические демпфирующие элементы;
- установлен терморезистор на муфте трения рядом с тензодатчиками, измеряющими боковое давление, для контроля влияния температуры;
- на обеих секциях измерения бокового давления тензодатчики были соединены по полумостовой схеме для компенсации температуры;
- верхний датчик порового давления был удален;
- ориентация нижнего датчика порового давления была изменена с радиальной на осевую;
- секция с электроникой была установлена непосредственно над верхней секцией измерения бокового давления.

Шестиканальный зонд позволял одновременно измерять сопротивление под конусом q_c , сопротивление муфты трения f_s , поровое давление непосредственно за конусом u_2 , боковое давление и температуру примерно на расстоянии 1D и 9D позади конуса. Схема зонда LSSCP-II показана на рис. 2.



Рис.2. Схема полевого зонда с датчиком бокового давления (LSSCP-II) [7]

Конструкция зонда LSSCP-II оказалась чувствительна к воздействию перекрестных помех на муфте трения и подвержена повреждениям при высоком гидростатическом давлении или включениях гравия, встречающихся во время погружения.

Для того чтобы преодолеть эти проблемы, секции бокового давления LSSCP-II были перепроектированы Tseng Dar-Jen [13]. Новое устройство обладало более надежной конструкцией, защищенной от помех, и позволяло измерять боковое давление двумя датчиками бокового давления, расположенными на расстоянии 1D и 7,5D за конусом. Нижний датчик порового давления был расположен непосредственно за конусом u_2 , а верхний датчик был расположен на расстоянии 6,3D за конусом. Принципиальная схема датчика бокового давления LSSCP-III показана на рис. 3.



Рис.3. Схема датчика бокового давления зонда LSSCP-III [13]

Как показано на рис. 3, секция бокового давления состояла из двойного кольца из нержавеющей стали с внешним активным кольцом и внутренним пассивным кольцом. Четыре одинаковых стальных изогнутых элемента толщиной 1,3 мм были соединены полиуретановым составом для формирования наружного гибкого кольца. Полость между активным кольцом и внутренним кольцом была покрыта резиновой мембраной и уплотнена с обоих концов двумя уплотнительными кольцами. На внутреннем кольце была установлена диафрагма из нержавеющей стали с калибровкой по деформации диаметром 6,3 мм, которая выполняла функцию датчика давления. Полость, образованная между мембраной и внутренним кольцом, была заполнена деаэрированной водой. Заполнение водой было критично для работы измерительной системы. Masood [9] предложил некоторые модификации вышеупомянутой конструкции.

Wayne & Tjelta [3] описали разработку и применение различных комбинированных зондов для исследований на площадке в Северном море. Описанный зонд с дополнительным датчиком бокового давления LSCPTU состоял из модуля, предназначенного для одновременного измерения полного бокового давления, действующего на корпус зонда, порового давления и муфты трения, расположенные на расстоянии 27 и 140 мм над датчиком бокового давления соответственно. Этот модуль был присоединен к 3-канальному зонду 15 см², способному измерять сопротивление под конусом q_c , поровое давление на конусе u_1 и сопротивление на муфте трения f_s . Модуль бокового давления был расположен на расстоянии от 1 до 3 м за наконечником зонда. Полное боковое давление измерялось мешдозой с двумя активными поверхностями, которые выходили на противоположные стороны зонда. Каждая активная грань имела форму круга площадью 403 мм² (диаметр примерно 11,3 мм).

Campanella *et al.* [4] описали модель зонда с дополнительным датчиком бокового давления LSCPTU-I, разработанную и изготовленную в Университете Британской Колумбии. Устройство состояло из двух отдельных измерительных систем: стандартного зонда UBC (CPTU) и модуля бокового давления LSM-I. Восьмиканальный зонд имел площадь конуса 15 см², площадь муфты трения 225 см² и позволял одновременно измерять следующие параметры: сопротивление под конусом q_c , поровое давление на поверхности u_1 и позади конуса u_2 , трение на муфте f_s , поровое давление за муфтой трения u_3 и температуру. Модуль бокового давления состоял из муфты трения, расположенной на расстоянии 69,9 см за конусом. Он позволял измерять: боковое давление, сопротивление на муфте трения, поровое давление и температуру. В зонде LSCPTU-I было расположено два датчика температуры, но во время зондирования работал только датчик в модуле бокового давления. Схема зонда LSCPTU-I показана на рис. 4.

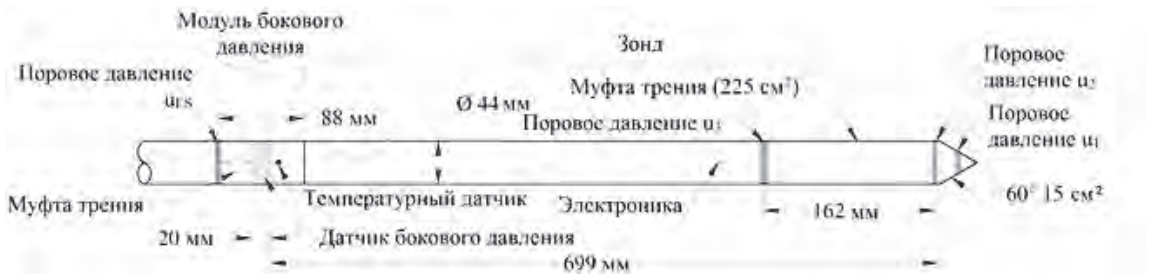


Рис.4. Схема зонда с датчиком бокового давления [4]

Результаты лабораторных калибровок LSCPTU-I, представленные в [4], показали, что боковое давление чувствительно к осевым нагрузкам на муфту трения и к температуре. Тем не менее, авторы [4] утверждали, что эти эффекты могут быть откалиброваны путем внесения соответствующих поправок в измеренные данные. Например, датчик температуры, установленный в муфте, учитывал температурную компенсацию при измерении бокового давления и при измерении на муфте трения. Sully & Campanella [11] предложили использовать участок с более тонкой стенкой для повышения чувствительности. Однако это может привести к тому, что устройство станет более чувствительным к перекрестным помехам и к изменению температуры, а также снизит надежность оборудования. Авторы [4] предположили, что фактическое разрешение ± 7 кПа на канале бокового давления можно улучшить, усовершенствовав обработку сигнала.

Японские ученые Takesue & Isano [12] описали зонд J-LSC с датчиком бокового давления, предназначенный исключительно для измерения бокового давления, действующего на корпус зонда во время погружения. Зонд имел относительно простую конструкцию, особое внимание уделялось удобству использования в полевых условиях. Японский зонд с датчиком бокового давления представлял собой зонд с тем же диаметром и формой конуса, что и стандартный зонд, т. е. с углом при вершине 60° и площадью конуса 10 см^2 . Зонд J-LSC был оснащен датчиком бокового давления, двумя датчиками порового давления и одним двухосным инклинометром (рис. 5). Пятиканальная конфигурация этого оборудования позволяла одновременно измерять: поровое давление за конусом, боковое давление на расстоянии $2,1D$ за конусом, поровое давление на расстоянии $2,6D$ за конусом и наклон по осям x и y . Боковое давление, действующее на зонд, передавалось на внутреннюю мембрану через внешнюю изогнутую пластину, контактирующую с грунтом.



Рис.5. Зонд с датчиком бокового давления [12]

В работе [12] была описана вторая модель зонда J-FLSC с датчиком бокового давления. Новое устройство было способно измерять боковое давление, действующее на корпус зонда и на поровое давление на двух участках зонда.

В конструкции зонда была предусмотрена муфта трения, которая располагалась между двумя датчиками бокового давления, угол наклона зонда контролировался встроенным инклинометром. Диаметр зонда J-FLSC был постоянным. Были разработаны устройства диаметром 36 и 44 мм. Принципиальная схема японского зонда с датчиком бокового давления показана на рис. 6.



Рис.6. Зонд с датчиком бокового давления и муфтой трения [12]

Howie J.A., Campanella & Rivera Cruz [5] описали зонд с датчиком бокового давления (разработан в университете Британской Колумбии в Канаде). В качестве основы был взят стандартный зонд 10 см², включающий измерение лобового q_c и бокового f_s сопротивлений, поровое давление за конусом u_2 , за муфтой трения u_3 и сейсмодатчик, позволяющий определять скорость поперечной волны. Над зондом был установлен специальный переходник с плавным переходом по высоте от диаметра 35,7 к 43,5 мм. Над переходником был установлен модуль с датчиком бокового давления на расстоянии 69,5 см за конусом и датчиком порового давления на расстоянии 58,5 мм выше датчика бокового давления. Схема зонда и датчика представлены на рис. 7 и 8 соответственно.



Рис.7. Схема зонда с дополнительным датчиком бокового давления с датчиком порового давления и сейсмодатчиком [5]



Рис.8. Конструкция датчика бокового давления [5]

На рис. 9 приведен пример испытаний зондом, разработанным Howie *et al.* [5]. На рис. 10 представлен пример диссипационного испытания [5]. Показано изменение σ_{LS} и u_{LS} во времени на глубине наконечника зонда 25 м. Начальные значения бокового давления $\sigma_{LS} = 720$ кПа, порового давления $u_{LS} = 540$ кПа, соответственно начальное эффективное боковое давление $\sigma'_{LS} = 180$ кПа. В процессе диссипации эффективное давление падает почти до нуля, а затем постепенно возрастает.

В таблице приведены основные характеристики восьми зондов для статического зондирования грунтов с дополнительными датчиками, в том числе датчиком бокового давления. Анализ представленных в таблице данных позволяет отметить следующее:

- датчики бокового давления могут быть установлены не только в зонды с увеличенным диаметром 44 мм (для возможности размещения датчиков), но и со стандартным диаметром 35,7 мм;
- существующие конструкции зондов оснащены, в основном, двумя, реже – одним датчиком бокового давления; первый датчик расположен от конуса на расстоянии 1-2 (муфта трения, совмещенная с тензодатчиками) либо 7,5-19 (в основном месдозы) диаметра конуса;
- боковое давление может измеряться с помощью месдозы, имеющей одну, реже – две активных поверхности и располагаемой, как правило, выше муфты трения либо с помощью муфты трения, оснащенной тензодатчиками;
- при измерении бокового давления с помощью муфты трения, оборудованной тензодатчиками, боковое давление может быть чувствительно к осевым нагрузкам на муфту трения и к температуре; при этом конструкция зонда может быть чувствительна к воздействию перекрестных помех на муфте трения и подвержена повреждениям при высоком гидростатическом давлении или включениях гравия, встречающихся во время погружения;
- измерения бокового давления с помощью месдозы, по сравнению с измерениями с помощью муфты трения с тензодатчиками в силу указанных выше причин является более

эффективным конструктивным решением;

- рядом с месдозами бокового давления (по краям муфт трения, оснащенных тензодатчиками) устанавливаются датчики порового давления; дополнительно могут устанавливаться и другие датчики (акустической эмиссии, температуры, сейсмодатчик, инклинометр и др.).

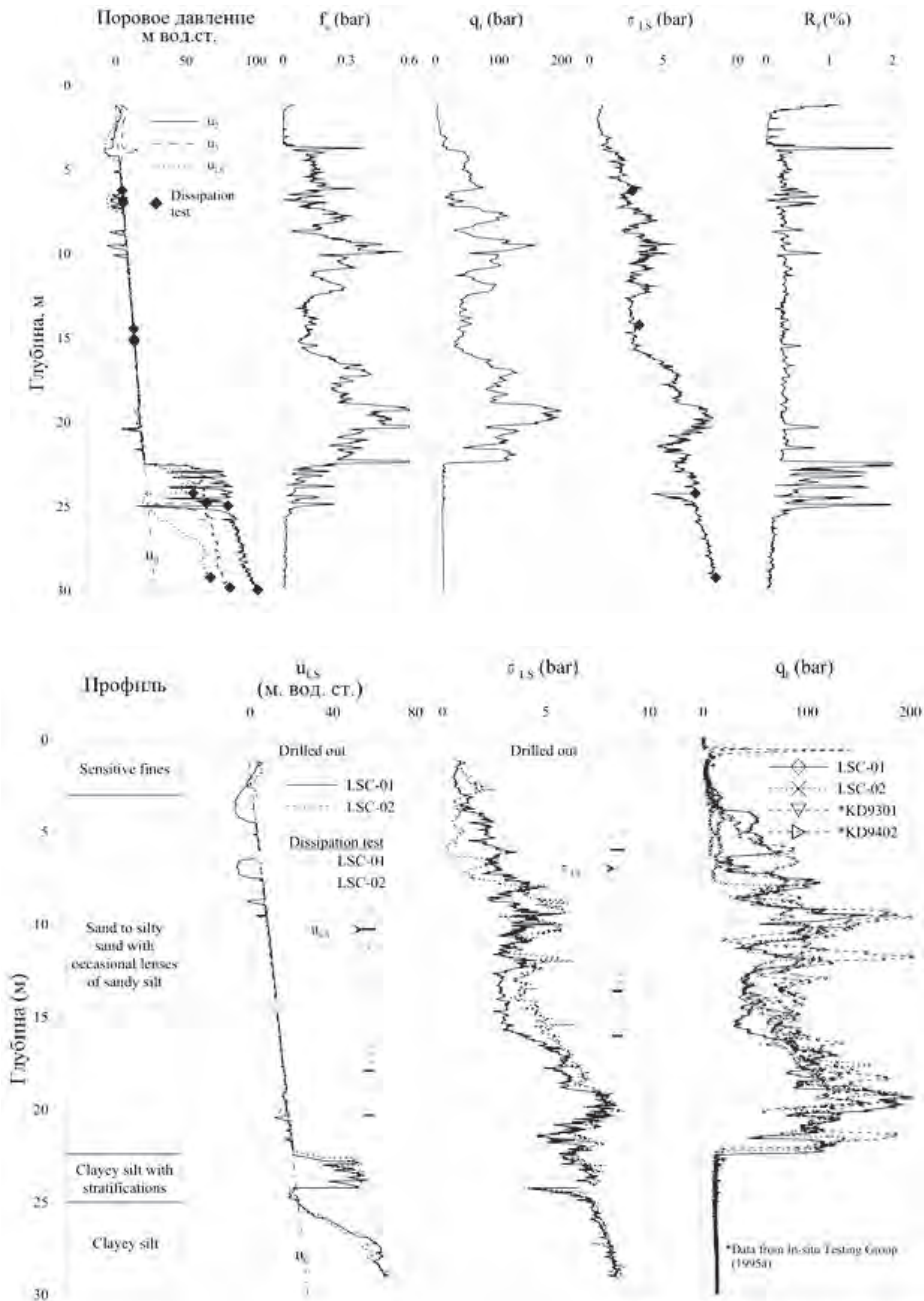


Рис.9. Графики изменения параметров зондирования в том числе бокового давления по глубине [5]

Основные характеристики зондов с дополнительными датчиками бокового давления

<i>Исследование</i>	<i>Принцип измерения</i>	<i>Диаметр зонда D, мм</i>	<i>Расположение датчика бокового давления</i>	<i>Датчики порового давления</i>
Huntsman (1985) [6]	Муфта трения с тензодатчиками	35,7	1D и 9D	u_2 и u_{LS} на расстоянии 10D за наконечником
Huntsman (1986) [7]	Муфта трения с тензодатчиками	35,7	1D и 9D	u_2
Tseng Dar-Jen (1989) [13], Masood (1990) [9]	Двойная стальная кольцевая конструкция с тензометрической диафрагмой	35,7	1D и 7,5D	u_2 и u_{LS} на расстоянии 6,3D за наконечником
Campanella <i>et al.</i> (1990) [4]	Муфта трения с тензодатчиками	44	15,9D	u_1 , u_2 и u_{LS} на расстоянии 16,7D за наконечником
Bayne & Tjelta (1987) [3]	Внутренние тензодатчики с внешними круговыми активными гранями	44	От 31,5D до 77D	u_1 и u_{LS} – на расстоянии от 32,1D до 77,6D
Takesue & Isano (2000, 2001) [12]	Внутренний тензодатчик с внешней нажимной пластиной	35,7	2,1D	u_2 и u_{LS} на расстоянии 2,6D за наконечником
Takesue (2001) [12]	Внутренний тензодатчик с внешней нажимной пластиной	36	8,8D и 14,1D	u_2 и u_{LS} на расстоянии 8,3D и 14,6D за наконечником
Howie <i>et al.</i> (2014) [5]	Внутренний тензодатчик с внешней нажимной пластиной	Зонд – 35,7; датчик – 43,5	19,5D	u_2 и u_{LS} на расстоянии 20,9D за наконечником

u_1 – датчик порового давления, расположенный на конусе зонда;

u_2 – датчик порового давления, расположенный над конусом зонда;

u_3 – датчик порового давления, расположенный над муфтой трения зонда;

u_{LS} – датчик порового давления, расположенный вблизи датчика бокового давления.

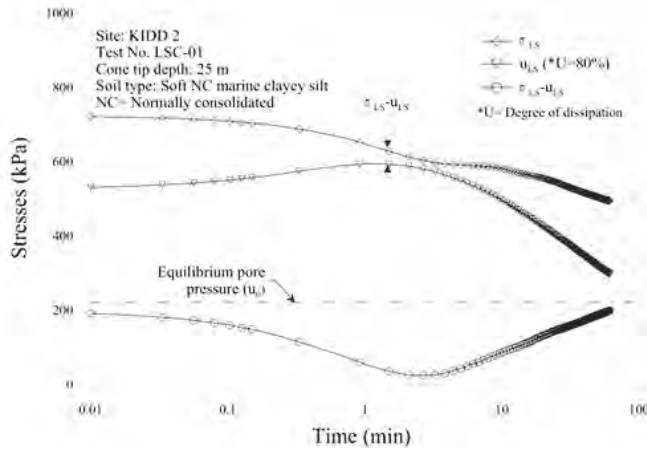


Рис.10. Пример диссипационного испытания зондом с дополнительным датчиком бокового давления [5]

Заключение

В результате выполненного обзора и анализа научно-технической литературы выявлено, что одним из перспективных видов специальных зондов является зонд с дополнительным датчиком бокового давления. Публикации о разработке и применении таких зондов в СССР и России не выявлены. За рубежом первые публикации о таких зондах относятся к 1980-м гг. За истекший период было разработано и исследовано несколько конструкций зондов. Все они разработаны для исследовательских целей, серийно не выпускаются, что свидетельствует о недостаточной изученности вопроса их применения. Конструкции зондов с дополнительным датчиком бокового давления отличаются диаметром зонда, местом расположением датчиков бокового и порового давлений (как правило, устанавливаются попарно), конструкцией датчика бокового давления (мембрана или муфта трения с тензодатчиками).

Библиографический список

1. ГОСТ 19912-2012. Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием.
2. Рыжков И.Б., Исаев О.Н. Статическое зондирование грунтов. – М.: АСВ, 2010.
3. Bayne J.M. & Tjelta T.I. Advanced cone penetrometer development for in-situ testing at Gulfaks C. / In Proceedings of the 19th Offshore Technology Conference, Richardson, Texas, USA, 1987, 531-540.
4. Campanella R.G, Sully J.P., Greig J.W. & Jolly G. Research and development of a lateral stress piezocone // Transportation Research Record, 1278. 1990, 215-224.
5. Howie, Campanella Rivera Cruz. An evaluation of the UBC Lateral Stress Module, 2014.
6. Huntsman S. R. Determination of in-situ lateral pressure of cohesionless soils by static cone penetrometer. Ph.D. Thesis, University of California at Berkeley, 1985, USA.

7. *Huntsman S.R., Mitchell J.K., Klejbuk L.W. Jr. & Shinde S.B.* Lateral stress measurement during cone penetration / In Proceedings of the Conference of Use of In-Situ Tests in Geotechnical Engineering, Blacksburg, VA, USA, 1986, 617-634.

8. *Lunne T., Robertson P.K. & Powell J.J., M.* Cone penetration testing in geotechnical practice. London and New York: Spon Press, 2004. – 312 p.

9. *Masood T.* Determination of lateral earth pressure in soils by in-situ measurement. Ph.D. Thesis, University of California at Berkeley, 1990, USA.

10. *Sully J.P. & Campanella R.G.* Measurement of lateral stress in cohesive soils by full-displacement in-situ test methods // Transportation Research Record, 1278: 164-171, 1990.

11. *Sully J.P. & Campanella R.G.* Effect of lateral stress on CPT penetration pore pressures // Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 117(7): 1082–1088, 1991.

12. *Takesue K. & Isano T.* Development and application of a lateral stress cone / In Proceedings of the International Conference on In-situ Measurement of Soils Properties and Case Histories, Bali, India, 623-629, 2001.

13. *Tseng Dar-Jen.* Prediction of cone penetration resistance and its application to liquefaction assessment. Ph. D. Thesis, University of California at Berkeley, USA, 1989.

14. *Vlasblom A.* The electrical penetrometer; a historical account of its development. LGM. Mededelingen, Part XXII. 1985. – 92 pp.

Авторы:

Олег Николаевич ИСАЕВ, канд. техн. наук, заведующий сектором геотехники подземных линейных сооружений, НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Oleg ISAEV, Ph.D. (Engineering), Head of Underground Linear Structures Geotechnical Division, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: geotechnika2017@mail.ru
тел.: +7 (499) 170-27-31

Рафаэль Фаритович ШАРАФУТДИНОВ, канд. техн. наук, старший научный сотрудник сектора геотехники подземных линейных сооружений НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Rafael SHARAFUTDINOV, Ph.D. (Engineering), Senior researcher of Underground Linear Structures Geotechnical Division, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: r.f.sharaf@gmail.com
тел.: +7 (903) 518-73-10

Денис Сергеевич ЗАКАТОВ, младший научный сотрудник сектора геотехники подземных линейных сооружений НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Denis ZAKATOV, junior researcher of Underground Linear Structures Geotechnical Division, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

О ФОРМИРОВАНИИ В ГРУНТЕ ГИДРО- РАЗРЫВОВ ПРИ ИНЪЕКТИРОВАНИИ ЦЕМЕНТНЫХ И ПОЛИМЕРНЫХ РАСТВОРОВ ДЛЯ ПОДЪЁМА И РИХТОВКИ ФУНДАМЕНТОВ

ABOUT FORMATION OF HYDRAULIC FRACTURES IN SOIL WHEN INJECTION OF CEMENT AND POLYMERIC SOLUTIONS FOR LIFTING AND STRAIGHTENING OF THE BASES

И. К. ПОПСУЕНКО, канд. техн. наук
А. С. БОРИСОВ
А. В. ЛОСЕВА

Рассмотрен опыт формирования гидроразрывов в грунте при нагнетании цементных растворов и геополимеров, с формированием трещин в вертикальных и горизонтальных направлениях. На формирование гидроразрывов и их ориентацию в пространстве, в основном, влияет напряженное состояние грунта. При обзоре имеющихся работ по данной тематике не обнаружено исследований по прогнозу ориентации в пространстве грунтового массива гидроразрывов. На опытной площадке в г. Тула без нагрузки на поверхность и в крупномасштабных одометрах-бочках с нагрузкой проведены опытные работы по нагнетанию цементного раствора и геопо-

The article considers the experience of formation of hydraulic fractures in the soil during injection of cement mortars and polymers with the formation of cracks in the vertical and horizontal directions. The formation of hydraulic fractures and their orientation in space is mainly affected by the stress state of the soil. When reviewing the available works on this topic no studies were found on the predicting of orientation in the space of the soil mass of hydraulic fractures. On an experimental site in Tula without loading on the surface and in large-scale odometers-barrels with load experimental works was carried on injection of cement mortar and geopolymer, respectively. The obtained "bodies" of hy-

лимера соответственно. Исследованы полученные «тела» гидроразрывов в грунтах и предложена методика прогнозирования их направленности в пространстве.

draulic fractures in soils were investigated and a technique of forecasting their orientation in space was proposed.

Ключевые слова:

Гидроразрыв, инъектирование, направление полимер, цементные растворы

Key words:

Cement mortars, direction, hydraulic fracturing, injection, polymer

Введение

Подъем и рихтовка фундаментов может осуществляться инъектированием в грунт основания различных растворов, способных создавать избыточное давление. При давлении, превышающем предельное давление гидроразрыва, в грунте образуются линзы из нагнетаемого раствора, именуемые гидроразрывом. Вопросами формирования в грунте гидроразрывов занимались Сергеев С.В. (2008), Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Мозгачева О.А. (2015), Ибрагимов М.Н., Семкин В.В., Шапошников А.В., Фуминг Ванг (2017) и др.

При формировании в грунте гидроразрывов расстояние между инъекторами, режимы инъектирования, составы инъекционных растворов или полимеров обычно назначают после выполнения опытных работ на основе эмпирических данных. При обзоре работ в данном направлении не было обнаружено попыток расчетного обоснования расстояния между инъекторами, режима инъектирования, состава инъекционных растворов при защите зданий и сооружений путем устройства геотехнического барьера. Геотехнический барьер выполняется преимущественно цементным раствором. Схожесть с нагнетанием полимеров может быть в том, что в грунте формируется подобное барьеру наряженное состояние из-за расширения полимера. В отношении составов полимеров, то их применяется множество марок, различающихся плотностью при свободном (в условиях действия атмосферного давления) расширении, которая изменяется от 20 до 60 кг/м³.

Исследования и анализ гидроразрывов в грунте

Приведем некоторые результаты опытных работ по гидроразрыву при нагнетании цементных растворов и полимеров.

На площадке строительства многоэтажного дома по адресу: г. Тула, пр. Ленина, 63, в геологическом разрезе которой преобладает суглинок, в 2015 г. НИИОСП проведены опытные работы по закачке в грунт цементного раствора через манжетные инъекторы. Инъекторы глубиной 5 м, расположенные на расстоянии 1 м друг от друга на свободной от нагрузки поверхности грунта, представляли собой металлические трубки диаметром 42 мм, в которых с шагом 330 мм просверлены четыре (зона закачки) отверстия диаметром по 6 мм, закрытые резиновыми манжетами (рис. 1 и 2).

Погружение инъекторов осуществлялось в предварительно пробуренные скважины диаметром 100 мм, заполненные обойменным раствором В/Ц = 1,5 с добавлением бенто-

нитового порошка 4% от массы цемента. Закачивание цементного раствора В/Ц = 0,8-1,0 с добавлением бентонитового порошка 2% от массы цемента проводилось с помощью двойного гидравлического пакера, в интервале иньектора с 2 до 5 м давление обеспечивалось буровым насосом НБ-50. Всего было закачено в каждую зону иньекторов по три цикла с количеством раствора соответственно 50, 27 и 10 л и давлениями соответственно циклам закачки 0,5, 1,5 и 4 МПа. После твердения раствора была откопана траншея в грунтах, прилегающих к иньекторам, и вскрыто «тело» цементированного грунта.

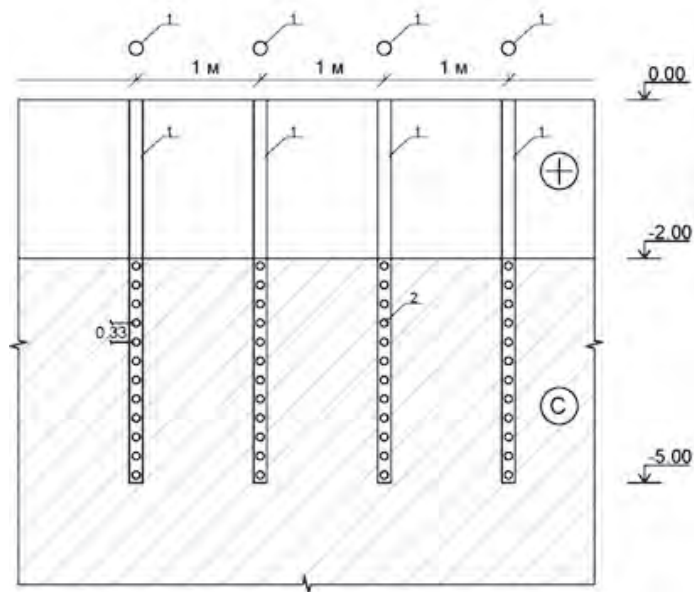


Рис.1. Схема расположения иньекторов (1), с отверстиями и манжетами



Рис.2. Конструкция трубы-иньектора (1)

Таблица 1

Физико-механические свойства грунта

Номер ИГЭ	Мощность ИГЭ, м	Нормативные значения					Расчетные значения		
		Физические характеристики			Прочностные и деформационные характеристики		Модуль деформации, МПа	Модуль деформации, МПа	Плотность, г/см ³
		Природная влажность, %	Коэффициент пористости	Плотность в сухом состоянии, г/см ³	Удельное сцепление, КПа	Угол внутреннего трения, град.			
1	2,4-4,3	7,3	-	-	-	-	-	-	
2	3,1-3,2	12,3	0,82	1,49	33	24	21,5	6,6	1,62
3	0,8-1,3	16,8	0,70	1,60	29	23	23	13,7	1,79

Откопка на опытной площадке инъецированных грунтов между инъекторами без нагрузки на поверхность грунта, а также вблизи инъекторов показала, что при инъецировании в режиме гидроразрыва, т. е. при давлении свыше 0,5 МПа, в грунте формируются трещины, заполненные цементационным раствором. При этом в каждом из циклов нагнетания образуются цементационные тела — вертикальные плоскости в виде клиньев-«язычков» с вертикальной ориентацией. Формирование вертикальных плоскостей-«язычков» гидроразрыва происходило параллельно друг другу в соответствии с количеством циклов нагнетания (рис. 3 - 5).



Рис.3. Вид откопанных инъекторов. Внизу отчетливо видна сплошная цементная мембрана между инъекторами



Рис.4. Локальный «прорыв» мембраны в ортогональном направлении (из плоскости сплошной мембраны) на втором слева инъекторе (см. рис. 3)



Рис.5. Толщина трехслойной (по числу закачек) мембраны 40 мм

В практически всех инъекторах происходят ортогональные «прорывы», т. е. формирование прорывов в плоскости, перпендикулярной осевой линии инъекторов, однако длина их в направлении, перпендикулярном плоскости, проходящей через оси инъекторов, небольшая — 200-300 мм. Образование подобной сплошной мембраны в вертикальной между инъекторами плоскости в геотехническом смысле, безусловно, весьма положительный и перспективный результат, имеющий множество приложений: защитные и гидрозатитные барьеры, «конструкционные» структуры, армирующие грунт, уплотнение грунтов, рихтовка фундаментов, устранение пустот и пр.

В книге М.Н. Ибрагимов и др. [6] описан эксперимент по формированию вертикальных гидроразрывов в песках при отсутствии давления на поверхность грунта. Приведем

рисунок 2.6 из упомянутой книги, по которому можно оценить габариты и направленность трещин гидроразрыва (рис. 6).

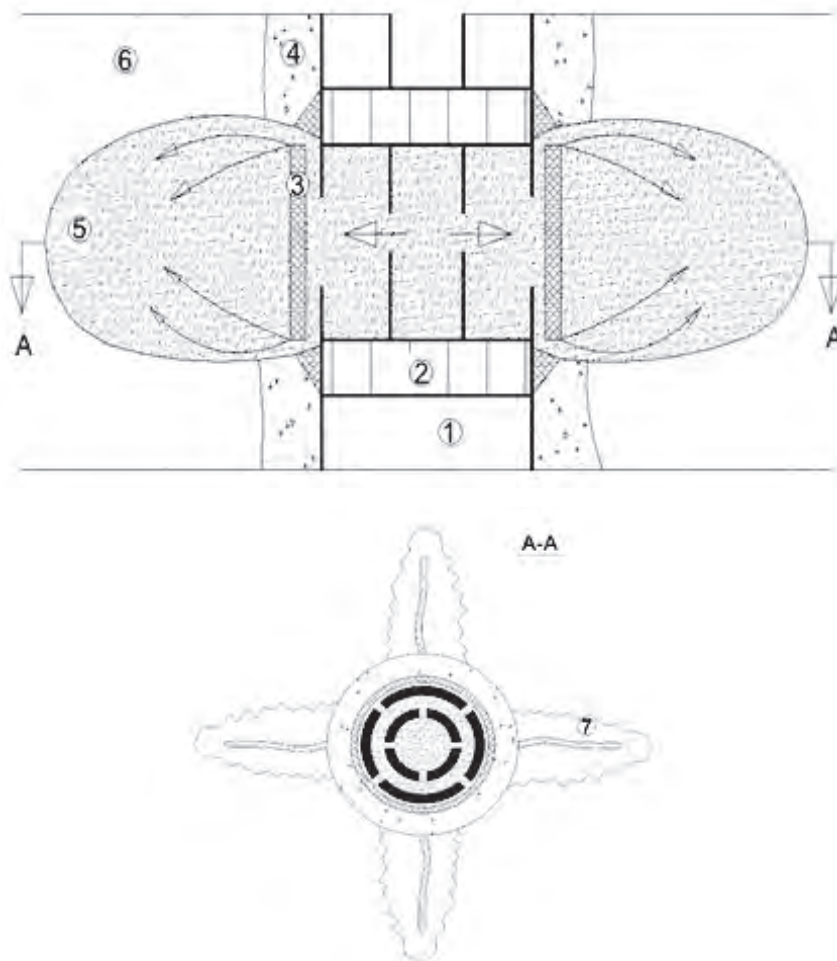


Рис.6. Распространение раствора в песке через разрывы при инъекции по манжетной технологии: 1 – манжетная труба; 2 – пакер; 3 – резиновый манжет; 4 – обойма; 5 – разрыв-свищ в грунте; 6 – песок

В Китае исследователями Фуминг Ванг (2017) [1] и др. были проведены опыты по нагнетанию расширяющегося полимера через иньекторы в грунт с характеристиками, приведенными в табл. 2 по данным Фуминг Ванг (2017). Вид полученных вертикальных плоскостей гидроразрывов показан на рис. 7, 8.



Рис.7. Схема иньекторов (длина 3 м, расстояние между иньекторами 1 м) и полученных гидроразрывов по данным Фуминг Ванг (2017)

Физико-механические свойства грунта

ИГЭ	ω	γ_d	G_s	S_r	e	I_p	I_L	Φ_q	C_q	k
–	%	kN/m^3	–	%	–	%	–	°	kPa	cm/s
Суглинки пылеватые	26.2	15.2	2.71	95	0.747	13.0	0.44	14	28	1.49×10^{-5}



Рис.8. Вид вертикальных плоскостей гидроразрывов по данным Фуминг Ванг (2017)



Рис.9. Принцип формирования трещин гидроразрыва, принятый в горном деле, по данным интернет-источника <https://ppt-online.org/162743>

Таким образом, при отсутствии нагрузки на поверхность грунта, т.е. только при наличии гравитационной нагрузки в грунте могут формироваться преимущественно вертикальные плоскости гидроразрывов между иньекторами. Очевидно, что на формирование гидроразрывов и их ориентацию в пространстве влияют напряженное состояние грунта, его однородность, анизотропия, наличие дефектов – заколов, трещин, служащих концентраторами напряжений. В изученной имеющейся литературе по формированию гидроразрыва отсутствуют данные по влиянию нагрузки на поверхность грунта на ориентацию трещин гидроразрыва. Так, большой объем исследований имеется по формированию гидроразрывов при добыче нефти и газа. Однако, не приводя множество работ по данному «горному» направлению исследований гидроразрыва, можно отметить их общность в смысле формирования условий ориентации гидроразрыва. Так, формирование ориентации (вертикальной или горизонтальной) гидроразрыва, в основном, в горном деле трактуется из принципа распределения напряжений в горном массиве, что может быть пояснено с помощью рис. 9.

Нами в рамках выполнения работ по опытному нагнетанию в песчаный грунт средней крупности и средней плотности расширяющегося полимера типа URETEK были получены горизонтальные трещины гидроразрыва в бочках-емкостях, по сути — в большемразмерных одометрах, в условиях одномерного сжатия грунта при наличии давления под штампом

0,5-0,8 МПа (рис. 10 и 11) на поверхности грунта в бочке. Всего в бочку №1 было последовательно в два приема закачано в два уровня — на глубину 60 см 7 кг, на глубину 100 см 33 кг полимера типа URETEK 2409, в бочку №2 — на глубину 60 см 9,5 кг, на глубину 100 см 25 кг полимера типа URETEK 2409 [3, 4].

После закачки полимера опытные бочки с содержимым грунтом распиливали вдоль на две части:

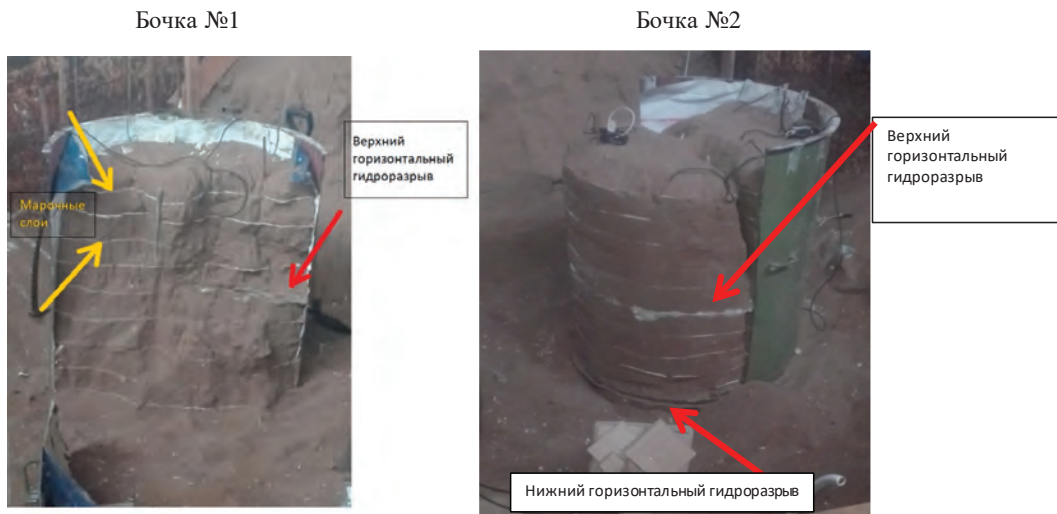


Рис.10. Распиленные бочки



Рис.11. Общий вид извлеченного из бочек полимера, закачанного в режиме гидроразрыва

По результатам видно образование горизонтальных тел гидроразрывов, сформировавшихся при действии вертикального давления в условиях одноосного деформированного состояния.

Имеется также экспериментальный материал С.В. Сергеева (2008) [5], свидетельствующий о возможности образования горизонтальной трещины гидроразрыва (рис. 12) при инъецировании карбамидной смолы в песчаный грунт.



Рис.12. Закрепленный массив песка по направлению горизонтального гидроразрыва (по Сергееву С.В., 2008)

Для предварительного упрощенного прогноза ориентации гидроразрыва (вертикальная или горизонтальная) предлагается следующая методика. Движение жидкости, формирующей гидроразрыв, происходит в рамках упругой модели с двумя ортогональными пружинами, имеющими одинаковые жесткости (рис. 13).

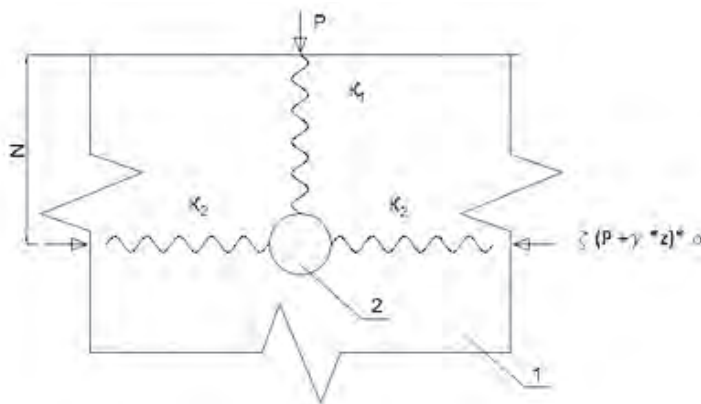


Рис.13. Схема для определения направленности гидроразрыва в грунтах: 1 – грунт; 2 – точка инъецирования раствора; K_1 , K_2 – жесткость пружин, соответственно вертикальной и горизонтальных; z – коэффициент бокового давления грунта; α – коэффициент снижения давления, аналогичный принимаемому по табл. 5.8 СП 22.13330.2016

При этом, жесткости пружин принимаются пропорциональными сопротивлению грунта развитию трещин. В первом приближении сопротивление грунта развитию трещин можно оценить, например, на основе имеющейся методики Marchi M. и др. (2013) определения давления трещинообразования p_f , т/м, по формуле [2]

$$p_f = 1,33 \sigma_0 + 7,5, \quad (1)$$

где σ_0 – наименьшее из главных напряжений в рассматриваемой точке.

Далее предполагается, что давление расширения полимера в любом случае превышает пороговое давление гидроразрыва. Наличие или отсутствие нагрузки на поверхность грунта в рассматриваемой модели моделируется отсутствием или наличием давления P , прикладываемого к незакрепленному верхнему концу вертикальной пружины K_1 . При наличии нагрузки на поверхность грунта и, соответственно, давления P , при закачке полимера в точку 2 вертикальное давление полимера, направленное вверх, будет уравниваться, и пружина K_1 будет удерживаться от перемещения ее верхнего конца давлением P , что соответствует в натуре отсутствию гидроразрыва в вертикальном направлении. Таким образом, при наличии давления P давление гидроразрыва будет передаваться в горизонтальном направлении и будет вызывать сжатие горизонтальной пружины, которая будет перемещаться (сжиматься) в горизонтальном направлении, что в предлагаемой модели соответствует горизонтальному гидроразрыву. Такое поведение пружин характерно для описанного выше эксперимента по нагнетанию полимера в бочку-одометр.

Жесткость пружин принимается в первом приближении одинаковой: $K_1 = K_2$, т/м. При этом жесткость пружин предлагается принимать численно равной давлению гидроразрыва, отнесенному к единице ширины трещины, по формуле

$$K_1 = K_2 = p_f. \quad (2)$$

Наличие или отсутствие нагрузки на поверхность грунта определяется отсутствием или наличием вертикального направленного вниз давления P , прикладываемого к вертикальной пружине K_1 . При наличии вертикальной нагрузки на поверхность грунта и вертикальное давление расширяющегося раствора будет уравниваться этой силой, и пружина K_1 будет полностью сжата и перемещение ее верхнего конца вверх (формирование вертикальной трещины) будет возможно только при отсутствии поверхностной нагрузки, или при ее наличии, а величина ее соответствует условию

$$P < K_2 \times l_{тр}. \quad (3)$$

Если это условие не выполняется, то верхний конец пружины K_1 будет удерживаться от перемещения, что соответствует в натуре отсутствию гидроразрыва в вертикальном направлении.

Таким образом, при

$$P \geq K_2 \times l_{\text{тр}} \quad (4)$$

давление гидроразрыва будет передаваться только в горизонтальном направлении и будет перемещать пружину K_2 , что в предлагаемой модели и соответствует горизонтальному гидроразрыву.

Примеры прогноза ориентации трещин гидроразрыва.

1. г. Тула, Ленинский пр. 63, 2015 г. Закачка раствора в вертикальные инъекторы без нагрузки на поверхности грунта. Прогнозируемая ориентация трещин-вертикальная.

$$\begin{aligned} \sigma_0 &= 2 \times 5 \times 0,4 = 4 \text{ т/м}^2, l_{\text{тр}} = 0,5 \text{ м}, \\ p_f &= 1/33 \times 4 + 7,5 = 12,82 \text{ т/м}; \quad K_1 = K_2 = p_f = 12,82 \text{ т/м}. \end{aligned}$$

Поскольку давление на поверхность грунта отсутствует, т. е. равно нулю, и произведение $K_2 \times l_{\text{тр}}$ по условию (3) заведомо больше нуля, при всестороннем давлении в камере сжатия пружина K_1 начнет перемещаться в вертикальном направлении, т. е. в направлении наименьшей жесткости, и трещина начнет развиваться в этом направлении. В натуре при проведении опытной закачки и при отсутствии вертикальной нагрузки на поверхности грунта в массиве наблюдалось вертикальное формирование трещин гидроразрыва, что и соответствует прогнозируемой вертикальной ориентации трещины.

2. г. Москва, Экспериментальный корпус НИИОСП, 2017-2018 гг. В бочку диаметром 1,1 м с песком и с поверхностной нагрузкой 0,5 МПа закачивался саморасширяющийся полимер. $E=33,5$ МПа, $l_{\text{тр}}=0,55$ м. Фактическая ориентация трещин гидроразрыва — горизонтальная.

$$\sigma_0 = 50 \times 0,4 = 20 \text{ т/м}^2, p_f = 1/33 \times 20 + 7,5 = 34,1 \text{ т/м}^2,$$

$$K_1 = K_2 = 34,1 \text{ т/м}.$$

По условию (4) $K_2 \times l_{\text{тр}} = 34,1 \times 0,55 = 20,75$ т, что соответствует среднему давлению под штампом площадью $0,5 \text{ м}^2$, равному $41,5 \text{ т/м}^2 < 50 \text{ т/м}^2$, следовательно, условие (4) выполняется, и прогнозная ориентация трещин — горизонтальная, что соответствует результатам экспериментальных исследований.

Заключение

1. Подъем и рихтовка фундаментов может осуществляться инъецированием в грунт основания различных растворов, способных создавать избыточное давление. При давлении, превышающем предельное давление гидроразрыва, в грунте образуются линзы из нагнетаемого раствора, именуемые гидроразрывом. Анализ экспериментальных исследований подъема и рихтовки фундаментов показал, что в грунте при этом образуются преимущественно вертикальные гидроразрывы, при отсутствии вертикальных давлений на поверхность грунта, превышающих критическое давление гидроразрыва, и горизонтальные — при наличии вертикальных давлений, превышающих критическое давление гидроразрыва.

2. Формирование направленности гидроразрывов можно в первом приближении моделировать с помощью предлагаемой схемы с применением упругих пружин.

3. Предлагаемая методика нуждается в дальнейшем совершенствовании путем проведения опытных работ и численного моделирования.

Библиографический список

1. *Fuming Wang*. A field experimental study on the diffusion behavior of expanding polymer grouting material in soil. Zhengzhou University, Zhengzhou, 450001, China, b. School of Civil Engineering, Sun Yat-sen University, Guangzhou, 510275, China, 2017.

2. *Marchi M., Gottardi G., Soga K.* Fracturing pressure in clay // Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 02.2014 № 2, ISSN 1090-0241, page 04013008-2.

3. *Gorter E.M.* Lifting pressure of Uretek Geopolymers TB No 21, Version 1.2, 19-09-2017.

4. *Allard van der Wal*. Longevity of Uretek Resins Baysystems BV, Foxhol, The Netherlands, 2017.

5. *Фатеев Н.Т., Сергеев С.В., Карякин В.Ф., Гапон С.В., Щетинин О.В.* Технология направленного гидроразрыва для создания в массиве породоограждающих конструкций // Семинар №10, МГУ, М., Опубликовано: Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал) 2008 г.

6. *Ибрагимов М.Н., Семкин В.В., Шапошников А.В.* Цементация грунтов инъекцией растворов в строительстве: Научное издание. М.: Издательство АСВ, 2017.

7. Гидроразрыв пласта, основной курс. URL : <https://ppt-online.org/162743> (дата обращения 07-11-2019).

Авторы:

Иван Константинович ПОПСУЕНКО, канд. техн. наук, заведующий лабораторией свайных фундаментов НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Ivan POPSUENKO, Ph.D. (Engineering), Head of Pile foundations Laboratory, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: lab1_420@inbox.ru

тел.: +7 (499) 170-27-40

Александр Сергеевич БОРИСОВ, старший инженер лаборатории свайных фундаментов
НИИОСП им. Н.М. Герсееванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Aleksandr BORISOV, senior engineer of Pile foundations Laboratory, NIIOSP named after
N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: lab1_420@inbox.ru

Анастасия Вадимовна ЛОСЕВА, лаборант лаборатории свайных фундаментов
НИИОСП им. Н.М. Герсееванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Anastasia LOSEVA, Laboratory assistant of Pile foundations Laboratory, NIIOSP named after
N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: lab1_420@inbox.ru

ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ СТРОИТЕЛЬСТВА ПРИ НЕПЛАНОВОМ ИЗМЕНЕНИИ ПРОЕКТНЫХ РЕШЕНИЙ НАДЗЕМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

GEOTECHNICAL ASPECTS OF CONSTRUCTION IN CASE OF UNSCHEDULED CHANGE OF DESIGN DECISIONS OF ABOVEGROUND STRUCTURES

Д. Е. РАЗВОДОВСКИЙ, канд. техн. наук

А. В. СКОРИКОВ, канд. техн. наук

Ф. Ф. ЗЕХНИЕВ, канд. техн. наук

Д. А. ВНУКОВ

Рассмотрен случай выбора варианта строительства здания с выполненной в натуре пятиэтажной подземной частью после остановки строительства и изменения проектных решений возводимого здания. Показаны причины выбора проектного решения с устройством дополнительных диафрагм жесткости и стен по контуру здания. Обоснована необходимость применения наблюдательного метода при строительстве.

The article describes the case of choosing the option of completing the building is made in kind of a five-story underground part after stopping the construction and modifications of design solutions of the building. The reasons for the choice of the design solution with the device of additional stiffening diaphragms and walls along the contour of the building are shown. The necessity of using the observational method in construction is substantiated.

Ключевые слова:

Наблюдательный метод, реконструкция, фундаментная плита

Key words:

Foundation plate, observational method, reconstruction

Введение

За последние 30 лет РФ пережила несколько крупных кризисов:

- Крушение СССР;
- Дефолт 1998 года;
- Мировой финансовый кризис 2008-2009 года;
- Кризис 2014-2015 год в связи с санкциями и падением цен на нефть.

Были и локальные кризисы в строительной отрасли, связанные с крушением крупных подрядных организаций, таких как СУ-155, Mirax Group, НПО «Космос» и др. Строительство – отрасль народного хозяйства, которая особо болезненно реагирует на любые изменения в экономике. Экономические кризисы зачастую приводят к банкротству девелоперских и строительных фирм, при этом остаются недостроенные здания и сооружения. Особенностью фундаментостроения является тот факт, что на возведение фундаментов денежных средств обычно достаточно, в то время как именно при возведении многоэтажной части здания они обычно и заканчиваются. После каждого кризиса оставались недостроенные объекты, которые после перехода к новому собственнику необходимо перестраивать. В большинстве случаев для получения прибыли новые владельцы пытались предельно увеличить этажность возводимых зданий, изменив архитектурные решения, но максимально сохранив выполненные в натуре конструкции, пытаясь исключить возможность сноса зданий.

С геотехнической точки зрения особенно сложны ситуации возведения зданий с глубокой подземной частью, с фундаментами в виде монолитной плиты или ростверка. В рамках настоящей статьи рассмотрен весьма сложный случай с сохранением 5-этажной подземной части возведенного здания на фундаментах в виде монолитной железобетонной плиты до сих пор не завершенного строительства одного из зданий в центре Москвы вблизи Кутузовского проспекта.

Первоначальный проект башни, являющейся высотной доминантой района, был разработан еще в середине 1990-х годов. Это была башня, сопоставимая по высоте с башней ММДЦ «Москва-СИТИ» с золотым куполом в верхней части, немного напоминающая церкви, находящиеся в непосредственной близости. Второй вариант возводимого здания состоял из двух разновысоких корпусов в 23 и 27 этажей, объединенных центральным лестнично-лифтовым блоком, имеющим повышенную (в 30 этажей) этажность. Общая высота здания составляет 123 м, а основные несущие конструкции были запроектированы из металлических конструкций, которые частично были возведены, до того момента, как строительство было заморожено.

Проектируемый Комплекс, разрабатываемый в настоящее время, по-прежнему представляет собой отдельно стоящий 32-этажный корпус, но имеет Н-образную форму. Первые три этажа имеют форму, близкую к квадрату. Начиная с 29-го этажа, здание имеет переменное сечение на каждом последующем этаже. Здание выполняется в железобетонном каркасе.

Сложность ситуации проиллюстрирована на рис. 1. Показаны все три рассматриваемых варианта возводимого здания, схожесть которых состоит исключительно в том, что они возводятся на общей существующей 5-этажной подземной части. При этом отчетливо видно

существенное конструктивное отличие возводимых зданий.

Таким образом, можно выделить следующие основные периоды проектирования и строительства здания:

- Устройство котлована и подземной 5-этажной части (1995-1999 гг.);
- Проведение различных изысканий и изменение проекта надземной части, выполненное, в том числе, ГУП МОСПРОЕКТ-2 им. Н.М. Посохина (2002-2004 гг.);
- Разработка рабочей документации с одновременным проведением дополнительных исследований и расчётов, последующее незавершенное строительство надземной части в металлоконструкциях до уровня 10-го этажа здания (2007-2009 гг.);
- Современная корректировка проектной документации (с 2017 г. по настоящее время, ООО «Бюро НК»).

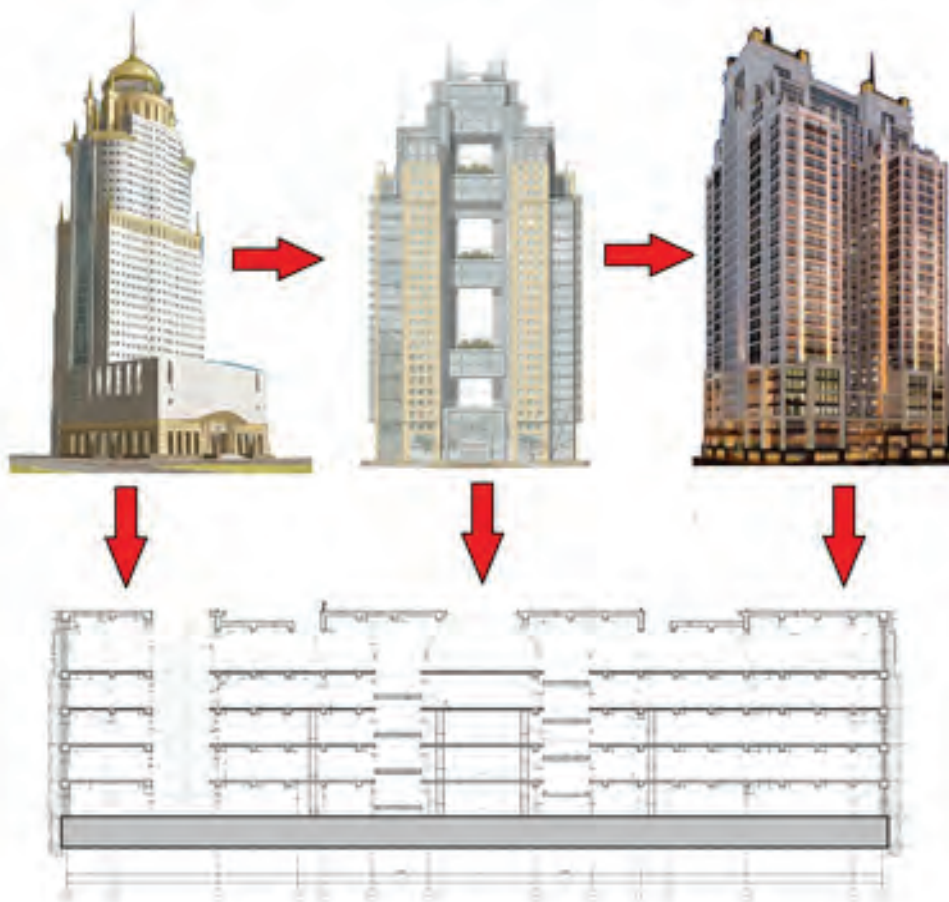


Рис.1. Изменение проектных решений

Общее описание конструктивных решений

Все рассмотренные выше архитектурные решения предполагается возводить на существующей 5-этажной подземной части здания и существующей фундаментной плите. Га-

бариты здания в плане: число этажей в подземной части — 5 этажей с размерами в плане 72×63 м. Конструктивная схема здания — каркасно-стеновая из монолитного железобетона (в подземной части) и рамно-связевой каркас из стальных конструкций и монолитных железобетонных перекрытий (в наземной части). Сетка колонн 9,0×9,0 м. Стена в грунте — толщиной 900 мм, отметка низа стены 122,00 м, устойчивость конструкций стены обеспечена дисками перекрытий и фундаментной плиты. Фундаментная конструкция и ограждающая конструкция котлована конструктивно между собой не связаны.

Обнаружены дефекты: протечки, разрушение защитного слоя бетона, коррозия арматуры, вертикальные трещины шириной раскрытия до 0,3 мм, отклонение поверхности стены от проектного положения. Геодезические работы на объекте показали, что фундаментная плита в настоящее время имеет прогиб до 35 мм с учетом исполнительной съемки, выполненной в 1999 г. (после завершения устройства конструкций подземной части) (рис. 2).

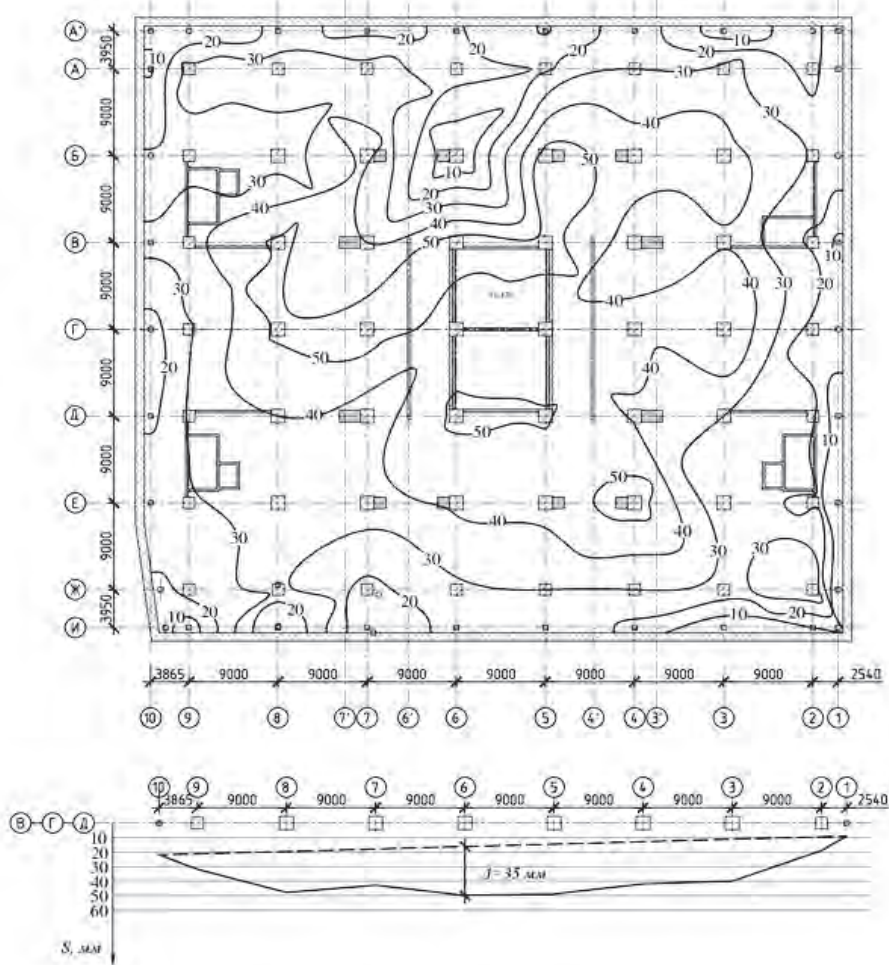


Рис.2. Изополе вертикальных перемещений фундаментной плиты с учетом исполнительной геодезической съемки 1999 г. (сверху); график прогиба фундаментной плиты (внизу)

При этом в силу некоторых причин максимальная осадка фундаментной плиты уже через 4 года после возведения подземной части, когда действовали нагрузки только от собственного веса сооружения, достигла величины 39 мм в ее центральной части при нулевых значениях осадок по ее контуру. К полученным на сегодняшний день значениям осадок фундаментной плиты следует относиться с некоторой осторожностью, поскольку они были получены с учетом сделанной ранее исполнительной съёмки, которая могла содержать существенные ошибки; тем не менее, выполненный анализ материалов изысканий показал качественную картину деформаций.

Существующие надземные конструкции будут демонтированы. В надземной части здания планируется: 1-32 этажи — монолитный железобетонный каркас, толщина перекрытий 180 мм, шаг колонн 4,0-4,5 м; ядра зданий — из пенобетонных стен. В качестве несущей конструкции ядер жесткости приняты металлические пространственные четырехгранные фермы. Подземная часть окружена стеной в грунте толщиной 0,9 м и глубиной 25 м (до абсолютной отметки 122,00 м). Максимальные нагрузки под фундаментной плитой — 5,0 кг/см², среднее давление под подошвой — не более 4 кг/см².

Основные сложности рассматриваемого проекта состоят в недостаточном армировании нижней зоны, выполненной в натуре 2,5-метровой фундаментной плиты (рис. 3). Армирование выполнялось фрагментарно, фоновое армирование практически отсутствует, в связи с чем мероприятия по увеличению толщины фундаментной плиты оказываются неэффективными.

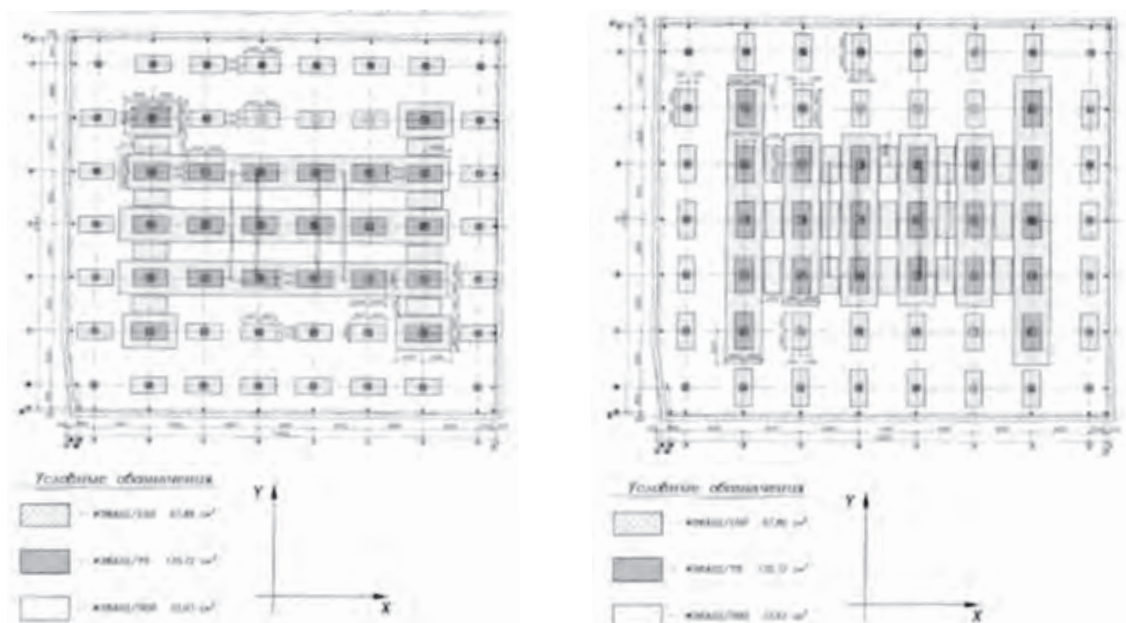


Рис.3. Карты фактического армирования существующей фундаментной плиты

Геологическое строение

На площадке строительства инженерно-геологические изыскания выполнялись неоднократно, на каждый из уже упомянутых этапов работы над проектом. В геологическом строении площадки принимают участие современные техногенные, среднечетвертичные аллювиально-флювиогляциальные отложения московского горизонта, подстилаемые коренными юрскими и верхнекаменноугольными отложениями.

Грунты в основании здания: суглинки тугопластичные ($E = 22,0$ МПа), пески пылеватые ($E = 17,0$ МПа), пески мелкие ($E = 39$ МПа) и пески пылеватые (ИГЭ-15: $E = 45,0$ МПа), суглинки тугопластичные (деформированный слой мощностью до 1,7 м ИГЭ-Р: $E = 7,0$ МПа). Уровень грунтовых вод — на абсолютных отметках 114,20-116,30 м. Деформационные характеристики грунтов непосредственно под фундаментной плитой были снижены по сравнению с изысканиями прошлых лет в интервале от 0,0 до 1,0 м от низа фундаментной плиты. Это свидетельствует о воздействиях экзогенных факторов (промораживание-протаивание, замачивание и проч.) на поверхность грунтов основания в период строительства и консервации существующего сооружения.

Рассмотренные варианты усиления

Таким образом, рассматривая ситуация имеет следующие основные особенности:

- Фрагментарное нижнее армирование фундаментной плиты;
- Неопределенность в механической работе фундамента на участке сопряжения с ограждающей конструкцией котлована;
- Неоднородность в деформационных параметрах основания, наличие промороженных участков;
- Наличие дефектов и протечек в конструкциях подземной части здания;
- Полное отсутствие данных мониторинга;
- Наличие многочисленных сведений о несоблюдении строительных норм в процессе строительства.

Было рассмотрено множество различных вариантов усиления:

1. Устройство дополнительных диафрагм и стен жесткости в уровне четырех нижних этажей;
2. Устройство jet-элементов для изменения жесткостных характеристик основания;
3. Устройство буринъекционных свай;
4. Устройство свай большого диаметра через существующие перекрытия;
5. Устройство новой фундаментной плиты поверх старой.

К достоинствам устройства дополнительных диафрагм относится сравнительно небольшая стоимость и тот факт, что указанные работы могут проводиться без использования специального оборудования, возможен визуальный контроль производства работ. К недостаткам варианта следует отнести возможное снижение полезной площади подземной части здания. Кроме того, проблематичным является обеспечение совместной работы вновь устраиваемых и существующих конструкций, что может потребовать дополнительного применения наблюдательного метода при производстве работ.

При устройстве jet-элементов при приложении нагрузок от надземной части здания меняется форма изгиба фундаментной плиты, что в конечном случае приводит к существенно снижению усилий в фундаментной конструкции. К достоинствам второго варианта следует отнести возможность сохранения помещений в подземной части здания. Кроме того, учитывая возможность устройства элементов относительно большого диаметра, в процессе бурения перерезается незначительное количество нижней арматуры. Указанный способ также имеет ряд недостатков: может возникнуть проблема с обеспечением прочности и сплошности стволов элементов, устраиваемых по струйной технологии. Это связано с тем фактом, что при устройстве свай по струйной технологии в глинистых грунтах необходимо проводить полное замещение глинистых грунтов.

Традиционный способ с применением свай малого диаметра в рассматриваемом случае является достаточно проблематичным решением, поскольку такой вариант потребует устройства значительного количества свай малой несущей способности, в результате чего при бурении будет перерезаться большее количество арматуры, что потребует дополнительного усиления ростверков.

Устройство свай большого диаметра приведет к необходимости существенного усиления перекрытий и к устройству дополнительных ростверков.

Способ с устройством дополнительной фундаментной плиты поверх старой приведет к утрате подземного этажа.

Отметим, что технически в той или иной форме возможны все рассмотренные варианты. Фактически, окончательный выбор проектного варианта определяются во многом не только техническими аспектами, но выбором Инвесторов из одного из рассмотренных технических решений.

Выбранный способ усиления

Способ усиления выбирался на основании упрощенной методики оценки риска [1-3] и проведения широкого комплекса расчетов с использованием большого числа программных средств.

Использование методов оценки риска было связано с идентификацией рисков и анализом последствий каждого из возможных технических решений. Фактически был применен метод мозгового штурма, с вовлечением в обсуждение максимального числа экспертов из различных организаций для получения обобщенного мнения, а также метод анализа опасности и критических контрольных точек (НАССР1) группы экспертов для стадии строительства. Проведено также большое число расчетов с анализом возможных проектных сценариев и ситуаций. Фактически следует говорить об инженерном анализе. Точность расчетов позволяет оценить лишь уровень опасности, поскольку, кроме традиционных факторов, влияющих на точность расчетов [4], добавляются неопределенности в механической работе конструкций.

В результате инженерного анализа архитектурное решение подземной части здания было модифицировано. Было выполнено большое число расчетов, которые позволили учесть как нелинейную работу грунта, так и нелинейную работу железобетона и порядок

возведения конструкций. Нелинейная работа основания оценивалась расчетами НИИОСП по программе PLAXIS. При составлении расчетной конечно-элементной модели использовались проектные материалы, предоставленные ООО «Бюро НК» и включающие конструктивные решения и нагрузки. Эти результаты в дальнейшем использовались для расчета здания (рис. 4).

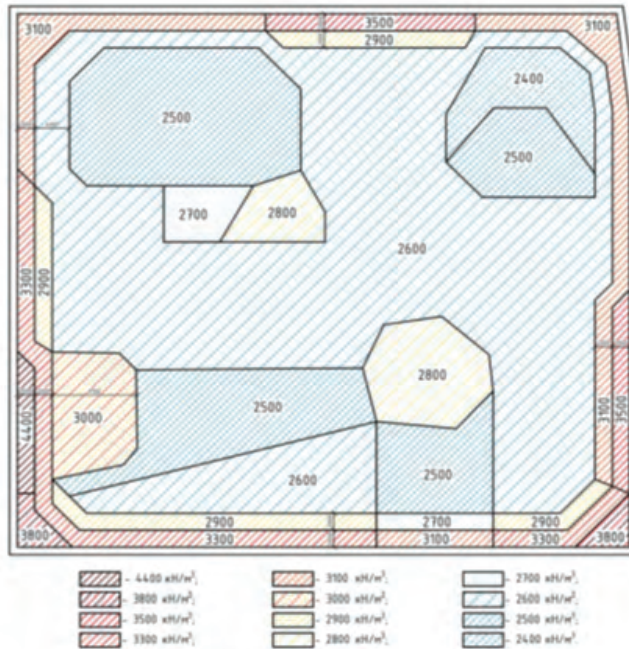


Рис.4. Распределение коэффициентов постели грунтового основания

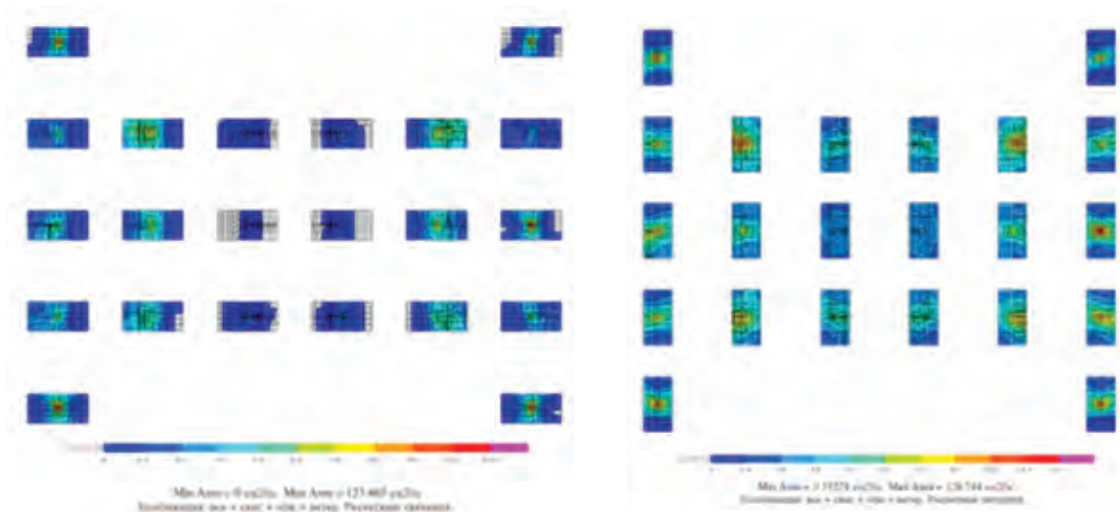


Рис.5. Карты расчетной величины армирования существующей фундаментной плиты вдоль осей X и Y

В расчетах учитывалась нелинейная работа железобетонных элементов путем понижения их жесткостей в соответствии с рекомендациями СП 52-103-2007 «Железобетонные монолитные конструкции зданий». Результаты расчетов показали хорошую сходимость с результатами, приведенными в составе проекта (рис. 5). Наибольшая величина расчетной осадки фундаментной плиты составляет 17,4 см, что не превышает предельную осадку, регламентированную Специальными техническими условиями (СТУ) на проектирование и строительство объекта и составляющую 20 см. Относительная разность осадок здания не превышает предельную величину 0,003, регламентируемую СТУ. Расчеты проводились неоднократно, с добавлением дополнительных элементов жесткости на проблемных участках. Окончательное проектное решение состоит в том, что устраивается дополнительная наружная ж.-б. стена на всех подземных этажах и на –3-, –4- и –5-м этажах по всей длине подземной части добавлены 4 ж.-б. диафрагмы толщиной 600 мм. Кроме того, ядра подземной части здания незначительно модифицируются в соответствии с архитектурным объемно-планировочным решением. На +3 этаже устраивается трансферный этаж. Цель — изменение шага и положения колонн вышележащих этажей. Для снижения нагрузки ядра жесткости (1 ... 32 этажи) предусмотрено устраивать в виде металлических пространственных замкнутых прямоугольных ферм. Нагрузки, действующие на здание, максимально уменьшены путем принятия минимально возможной толщины перекрытий и стен. Все новые возводимые несущие конструкции устраиваются из бетона класса по прочности В40.

В соответствии с окончательной схемой усиления подземных конструкций здания предусмотрена заделка части отверстий в существующих конструкциях, а также заделка трещин полимерными составами. Проект предусматривает заполнение раковин, полостей и пустот глубиной до 2 см (после вырубки некачественного материала) мелкозернистым бетоном и раствором с полимерными добавками, ликвидацию щебенистости на поверхности бетона (вырубка) и заполнение образовавшихся полостей полимербетоном. В местах, где выявлено повреждение армирования, предусмотрена зачистка арматуры от ржавчины, обработка ее антикоррозионными составами, восстановление защитного слоя бетона. Трещины в стене в грунте ремонтируются гидрофобизирующими составами.

На стадии строительства предполагается применение наблюдательного метода [5, 6], т.е. учет данных мониторинга. В качестве кардинальной меры остается устройство нового фундамента с потерей подземного этажа.

Выводы

- При внеплановом изменении проектных решений высотных и большепролетных зданий на плитных фундаментах в арсенале геотехника имеется ограниченное число средств. Основное из них – ужесточение надземных конструкций при максимальном сокращении нагрузки, передаваемой на фундаменты.
- Усиление основания плитных фундаментов оказывается неэффективным как при устройстве микросвай в связи с перерезанием рабочей арматуры и малой величиной несущей способности, так и при применении струйной технологии в связи с неопределенностью получаемых механических характеристик грунтоцемента и дополнительных воздей-

ствий на существующие фундаментные конструкции.

- При усилении плитных фундаментов и других конструкций нулевого цикла необходима увязка геотехнических и архитектурных решений. При этом возможность полного сохранения конструкций фундаментов и полезных площадей остается ограниченной.

- С точки зрения принятия окончательных решений необходимо применение методов расчета, учитывающих нелинейную механическую работу грунта и бетона, анализ рисков в форме экспертных оценок и наблюдательный метод в период строительства.

Библиографический список

1. ГОСТ Р ИСО/МЭК31010 —2011. Менеджмент риска. Методы оценки риска.
2. Серова Е.А., Чунюк Д.Ю. Качественный и количественный подходы при анализе геотехнического риска // Вестник МГСУ, 2010. Том 5. Выпуск 2. С. 164-168.
3. Чунюк Д.Ю. Обеспечение безопасности и снижение рисков в геотехническом строительстве // Вестник МГСУ, 2008. № 2. С. 107-111.
4. Разводовский Д.Е. К вопросу о повышении точности геотехнического прогноза / В кн.: Сборник научных трудов НИИОСП им. Н.М. Герсевича. АО «НИЦ "Строительство", 2011.
5. Peck R.V. Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics // Geotechnique, 19, Jan 1969. pp. 171-187.
6. Разводовский Д.Е., Колыбин И.В., Анисимов И.Г., Фокин Н.Н. Обзор возможностей и перспективы применения наблюдательного метода // Промышленное и гражданское строительство, 2016. №10. С. 55-63.

Авторы:

Дмитрий Евгеньевич РАЗВОДОВСКИЙ, канд. техн. наук, заместитель директора НИИОСП им. Н. М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

Dmitriy RAZVODOVSKY, Ph.D. (Engineering), deputy director of NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: 79165206707@yandex.ru

Андрей Викторович СКОРИКОВ, канд. техн. наук, заведующий лабораторией методов расчета подземных сооружений и геотехнического прогноза НИИОСП им. Н.М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

Andrey SKORIKOV, Ph.D. (Engineering), head of the Laboratory of methods for calculating underground structures and geotechnical forecasting of NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: andr-stab@mail.ru

Фаршед Фарходович ЗЕХНИЕВ, канд. техн. наук, заведующий лабораторией оснований и фундаментов на слабых грунтах НИИОСП им. Н. М. Герсееванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Farshed ZEKHNIEV, Ph.D. (Engineering), head of the Laboratory of bases and foundations on the soft soils of NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: farshedzehni@yandex.ru

Дмитрий Алексеевич ВНУКОВ, старший научный сотрудник лаборатории оснований и фундаментов на слабых грунтах НИИОСП им. Н. М. Герсееванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Dmitriy VNUKOV, senior researcher, Laboratory of bases and foundations on the soft soils of NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: vda.05@mail.ru

ОПЫТ ДИНАМИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ ШТИФТОВОГО СТЫКА LEIMET 350 ABB PLUS СОСТАВНЫХ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СВАЙ

EXPERIENCE OF DYNAMIC TESTING OF LEIMET 350 ABB PLUS JOINT OF PRECAST CONCRETE PILES

С. А. РЫТОВ, канд. техн. наук
А. А. БУТИН

На опытной площадке объекта «Музейный и Театральный комплекс в городе Калининград, остров Октябрьский» был проведен эксперимент по испытанию штифтового стыка Leimet 350 ABB Plus составных сборных железобетонных свай на ударные нагрузки при забивке.

On the experimental site of the 'Museum and Theater Complex in Kaliningrad, Oktyabrsky Island' an experiment was conducted to test the pin joint Leimet 350 ABB Plus of composite precast concrete piles for impact loads during driving.

Ключевые слова:

Испытания на ударную нагрузку, сборные железобетонные сваи, сварной стык, стаканый стык, штифтовой стык

Key words:

Impact tests, pin joint, precast concrete piles, welded joint

В г. Калининграде планируется построить «Музейный и Театральный комплекс на о. Октябрьский». Инженерно-геологические условия площадки требуют применения составных сборных железобетонных свай. Традиционно в России применяются для составных свай сварные и стаканые стыки, которые требуют значительных затрат времени [1-5]. Ранее в НИИОСП проводилась разработка эффективных конструкций стыков, включая стыки стаканного типа [2]. Исследования [3] выявили основные показатели технологичности устройства стыков свай.

Для возможного сокращения времени монтажа стыков были проведены испытания стыка Leimet 350 ABB Plus (рис. 1) финского производства на ударные нагрузки для трех об-

разцов свай 350×350 мм (образец общей длиной 8 м из двух равных частей по 4 м). Образцы свай были выполнены из бетона В25 с армированием 4Ø20 А500С с усиленным косвенным армированием концов для повышения ударостойкости.

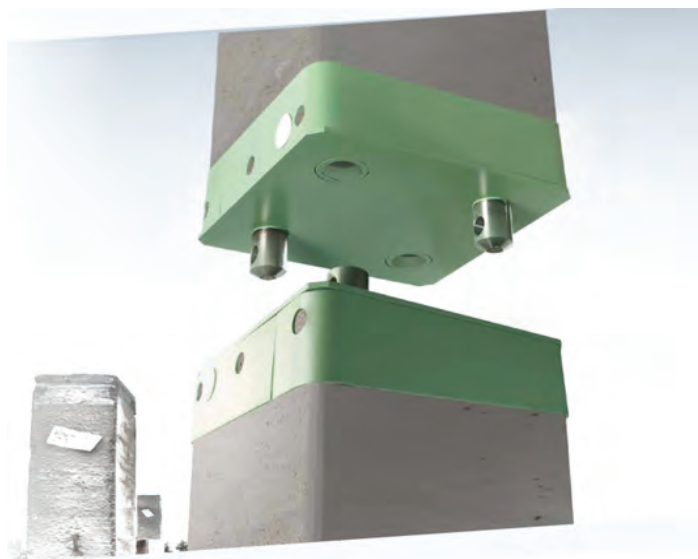


Рис.1. Общий вид штифтового стыка Leimet 350 ABB Plus

Испытания проводились в котловане с размерами около 6×3,5 м и глубиной 3-3,5 м. Для создания труднопробиваемой прослойки на дно котлована были уложены три ряда (вдоль и поперек) из «отходов» свай с последующей засыпкой. Общий вид котлована с укладкой «отходов» свай приведен на рис. 2.



Рис.2. Общий вид котлована (первый нижний ряд труднопробиваемой прослойки из «отходов» свай)

Испытания проводили сваебойной копровой установкой ЭО-5119 с дизельным штанговым молотом DD-35 (энергия удара — от 35 до 89 кДж). Для сохранности при погружении стыка первой секции длиной 4 м на ее голову устанавливали съемный ударпрочный оголовок из полиуретана (на рис. 3 показан синим цветом).



Рис.3. Съемный ударпрочный оголовок из полиуретана для сохранности стыка

В ходе опытных работ планировалась оценить среднее время монтажа стыка, удобство его применения и ударпрочность. После забивки планировалось опытные образцы откопать для оценки сохранности стыка. При этом фиксировалось время устройства стыка, число ударов при забивке. В результате опытных работ были получены следующие результаты: среднее время монтажа стыка 3-4 мин; для погружения образца № 1 потребовалось 123 удара, для образца № 2 – 205 ударов, для образца № 3 – 126 ударов. Максимальное время погружения – 5 мин. В процессе погружения и после откопки дефекты в стыках не выявлены. Образцы были погружены до уровня земли (после 100-160 ударов происходила, вероятно, пробивка слоя трех рядов «отходов» свай).

Образы свай № 1-3 после откопки были освидетельствованы на наличие повреждений. Повреждения в ходе осмотра выявлены не были (рис. 4).



Рис.4. Стык образца № 2 после извлечения

Заключение

1. Время стыковки свай с применением стыка Leimet 350 ABB Plus значительно меньше, чем для широко применяемых сварных стыков. Стык удобен в применении, не требует дополнительных затрат по сварке и т.п.

2. Опытные образцы штифтового стыка Leimet 350 ABB Plus прошли испытания на ударную нагрузку.

3. Требуются дальнейшие испытания стыка на статические нагрузки для подтверждения его равнопрочности (соответствующая работа запланирована совместно с НИИЖБ).

4. Необходимо рассмотреть вопрос локализации производства стыка на территории РФ.

Библиографический список

1. *Аббасов П.А.* Фундаменты из забивных свай. – Владивосток: Дальнаука, 2006.

2. *Бахолдин Б.В.* Эффективные конструкции стыков свай. Механизированная безотходная технология возведения свайных фундаментов из свай заводской готовности /Материалы Всесоюзного координационного совещания–семинара. Владивосток, 1986. С. 51-53.

3. *Гайдо А.Н.* Исследование конструктивно-технологических решений стыков заводских свай / Геотехника. Научные и прикладные аспекты строительства надземных и подземных сооружений на сложных грунтах. Межвузовский тематический сборник трудов. СПбГАСУ. 2007. С. 28–33.

4. ГОСТ 19804-2012 Сваи железобетонные заводского изготовления. Общие технические условия.

5. Серия 1.011.1-10. Выпуск 8. Сваи составные сплошного квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой. Рабочие чертежи. Фундаментпроект. –М.,1989.

Авторы:

Сергей Александрович РЫТОВ, канд. техн. наук, заведующий лабораторией электротехнических технологий НИИОСП им. Н.М. Герсеева АО «НИЦ «Строительство», Москва

Sergey RYTOV, Ph.D. (Engineering), Head of the Electrotechnical technologies laboratory NIIOSP named after N.M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: lab38@mail.ru

тел.: +7 (499) 170-69-12

Андрей Александрович БУТИН, генеральный директор ООО «ГК «Коперник», Екатеринбург

Andrey BUTIN, General Director of the «Copernik» Group of Companies, Ekaterinburg

e-mail: butin@koper.pro

ОБ ОЦЕНКЕ ОПОЛЗНЕВОГО ПРОЦЕССА НА БЕРЕГОВОМ СКЛОНЕ Р. МОСКВЫ В РАЙОНЕ КАРАМЫШЕВСКОГО ПРОЕЗДА И РАСЧЕТНОЕ ОБОСНОВАНИЕ ПРОЕКТА ПРОТИВООПОЛЗНЕВЫХ МЕРОПРИЯТИЙ

ON THE ASSESSMENT OF THE LANDSLIDE PROCESS ON THE MOSCOW RIVER BANK SLOPE NEAR KARAMYSHEVSKY PASSAGE AND DESIGN PROOF OF THE PROJECT OF COUNTERSLIDE MEASURES

В. Г. ФЕДОРОВСКИЙ, канд. техн. наук
С. В. КУРИЛЛО, канд. техн. наук
А. Г. СКОРОХОДОВ

На основе данных натурных наблюдений описывается ход оползнего процесса на береговом склоне р. Москвы в 2006-2007 гг., а также метод стабилизации этого склона на основе использования продольных рядов свай (контрфорсов) и метод их расчета.

The article describes the course of the landslide process that took place on the beach approach of the Moscow river in 2006-2007 based on field observations, as well as the method of stabilization of this slope based on the use of longitudinal rows of piles (buttresses) and the method of their analysis.

Ключевые слова:

Измерение смещений грунта, контрфорсы, оползень, противооползневые сооружения, расчет усилия продавливания

Key words:

Buttresses, calculation of the punching force, counterslide structures, landslide, measurement of soil displacements

Статья написана по материалам отчетов и заключений, выполненных в лаборатории механики грунтов НИИОСП в рамках разработки проекта противоополз-

невых сооружений в районе Карамышевского проезда в Москве. Кроме того, используются материалы прочих участников этой работы, что отмечается в тексте. Частично описание рассматриваемого оползня приводится в работе [1]. В статье рассматриваются дополнительные аспекты той же проблемы.

Исходные данные. Рассматриваемый участок берегового склона р. Москвы захватывает три владения (сверху вниз по течению):

- коттеджный поселок «Годуново» современной постройки;
- хоздвор храма;
- храм Живоначальной Троицы времен Бориса Годунова, с прихрамовыми постройками.

Все эти владения расположены на плато Ходынской надпойменной террасы р. Москвы, обрез которой является бровкой оползневого склона. Абсолютные отметки террасы – от 142 м на территории поселка «Годуново» до 150 м на территории хоздвора.

Крутой поросший мелкоколесьем и кустарником склон с перепадом высот 15 м и более переходит в террасу, сложенную, в отличие от самого склона, переотложенными во время предыдущих оползней породами. Терраса на отметках порядка 130...132 м имеет локальные неровности, причем в некоторых понижениях рельефа к поверхности подходят грунтовые воды. Далее следует спуск к собственно берегу р. Москвы на отметке около 126,0 м и русло реки, достигающее на этом участке глубин 4...5 м.

Геологический разрез показан на примере разреза по профилю 5 отчета ГСПИ, относящегося к наиболее опасному, как будет видно из дальнейшего, участку склона – в районе хоздвора.

Сверху на плато на всю высоту склона залегают аллювиальные среднечетвертичные пески средней плотности и средней крупности (ИГЭ-10). Ниже залегают более древние четвертичные флювиогляциальные пески и супеси, слагающие не только подножье плато, но и верх террасы (ИГЭ-11, 13, 14). Непосредственно в русле и рядом с ним верх разреза сложен молодыми аллювиальными песками (ИГЭ-6). Четвертичные отложения подстилаются юрскими волжского яруса, включающими пески (ИГЭ-17), супеси (ИГЭ-18), суглинки (ИГЭ-19) и глины (ИГЭ-20, 21). Особый интерес представляет залегающий в самом низу волжской толщи слой ИГЭ-19 с включениями конкреций фосфоритов. Этот слой, в силу своей повышенной водопроницаемости, водонасыщен.

Все вышеуказанные ИГЭ в пределах террасы деформированы и, очевидно, подвергались оползневому смещению в прошлом.

Ниже залегают сравнительно ненарушенные юрские глины оксфордского (ИГЭ-22)

и бат-келловейского (ИГЭ-23) ярусов. Лежащие еще ниже слои с точки зрения анализа оползневой процесса не представляют интереса.

Современная гидрогеология разреза включает единственный водоносный горизонт, распространенный в четвертичных отложениях и водопроницаемых породах волжской юры. Отметки уровня грунтовых вод (УГВ) плавно снижаются от 133...135 м под плато до 126 м при разгрузке в русло реки. Отметим, что по отчету 1996 г. напорный горизонт вышеупомянутого фосфоритного слоя не совпадает с общим УГВ, т.е. был не один, а два гидравлически не связанных водоносных горизонта.

Оксфордская юра является водоупором. При этом ее кровля, скорее всего, увлажнена водой, поступающей из вышележащего фосфоритного слоя.

Схематический разрез показан на рис. 1. Этот разрез используется в расчетах устойчивости методом переменной степени мобилизации сопротивления сдвигу (МПСМ) (см. далее), границы слоев и линз несколько схематизированы, а номера расчетных геологических элементов не совпадают с номерами ИГЭ (табл. 1).

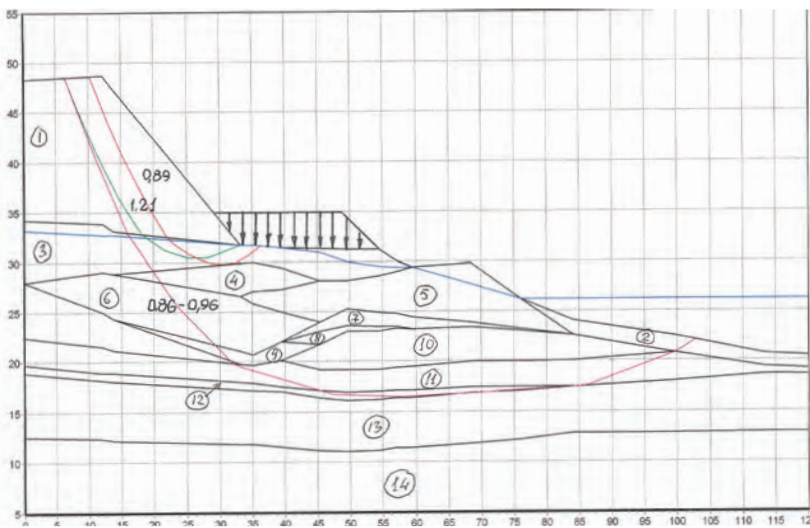


Рис.1. Расчетный разрез. Цветом показаны: синим – УГВ и уровень реки; остальные – расчетные линии разрушения (верхние – при исходных характеристиках грунтов, нижняя – при снижении прочностных характеристик волжской юры). Числами показаны соответствующие коэффициенты запаса устойчивости

Таблица 1

Соответствие РГЭ и ИГЭ на рис. 1

РГЭ	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
ИГЭ	10	6	11	13	14	11	19	18	17	20	21	19	22	23

Анализ данных наблюдений за оползневой процессом.

Оползень начался в первой декаде августа 2006 г резким смещением вниз прибрежной части плато в районе хоздвора и на прилегающих к нему участках по-

селка и территории храма. При этом скорость смещения измерялась первыми десятками сантиметров в сутки. Смещение вызвало разрушение забора на всех трех участках.



Рис.2. Характерные проявления оползня.
На фото справа видно разорванное оползнем дерево на территории поселка

Регулярные геодезические наблюдения начались с двухмесячным опозданием, с 12 октября 2006 г. Мосгоргеотрест (МГГТ) вел наблюдение за осадками марок на неподвижной и смещающейся частях плато, а также за вертикальными и горизонтальными смещениями реперов на склоне и террасе. Наиболее достоверны результаты наблюдений за вертикальными осадками марок на отделившейся части плато. На рис. 3 показаны графики зависимости осадок марок М25 (на территории хозяйства) и М21 (на заборе поселка «Годуново») с октября 2006 г. по июнь 2007 г. М25 дала наибольшую осадку из всех марок.

К осадкам, показанным на рис. 3, следует добавить не менее 1 м для М25 и примерно 80% от этой величины — для М21, чтобы получить полные смещения за весь период с августа по июнь.

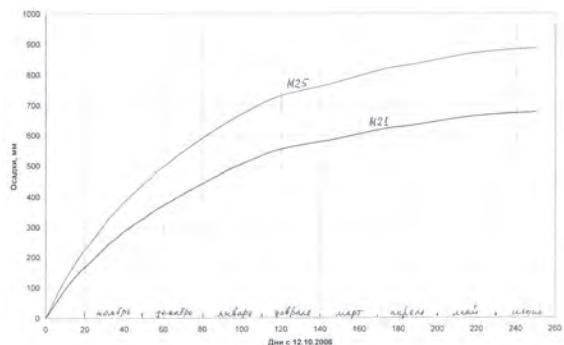


Рис.3. Осадки бровки Карамышевского склона

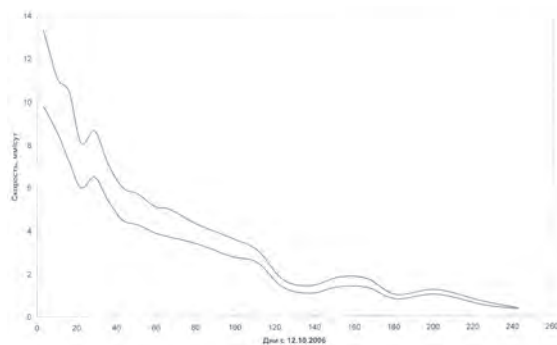


Рис.4. Скорость оседания бровки Карамышевского склона

Из вида графиков понятно, что мы имеем дело с затухающей во времени ползучестью. Если численно продифференцировать исходные данные МГГТ, то можно построить графики скорости оседания бровки откоса во времени (рис. 4). Видно, что скорость падает от 10...15 мм/сут до долей мм/сут. Падение в целом монотонное, но имеются отдельные участки замедления и ускорения (волны). То, что это природный, а не искусственный феномен, следует из синхронности изменений скорости для марок М25 и М21. Очевидно, речь идет о колебаниях температурно-влажностного режима. Существенно, однако, что эти колебания не изменяют общую тенденцию.

С конца 2006 г. и, особенно, с февраля 2007 г. арсенал наблюдений расширился. Помимо «чистой» геодезии, стали использоваться методы, позволившие выявить глубину тела оползня (положение его нижней границы) на террасе. В частности, это были измерения в инклинометрических скважинах на различных профилях и на разном расстоянии от берега (возле низа крутой части склона и ближе к берегу). Проводились также измерения с использованием иных скважинных комплексов: тензометрического троса, обратного отвеса и др. Удовлетворительные результаты, как указывается в отчете ГСПИ, дали только измерения с использованием инклинометров и тензометрического троса.

Картина, выявленная по данным инклинометрии, следующая: оползневой массив смещается как единое целое по поверхности (плоскости) скольжения, локализованной в районе кровли оксфордских глин и фосфоритного слоя, т.е. на абсолютных отметках около 117 м. Абсолютные горизонтальные смещения по инклинометрическим скважинам, отсчитываемые от начала измерений на каждой скважине, приведены на рис. 5.

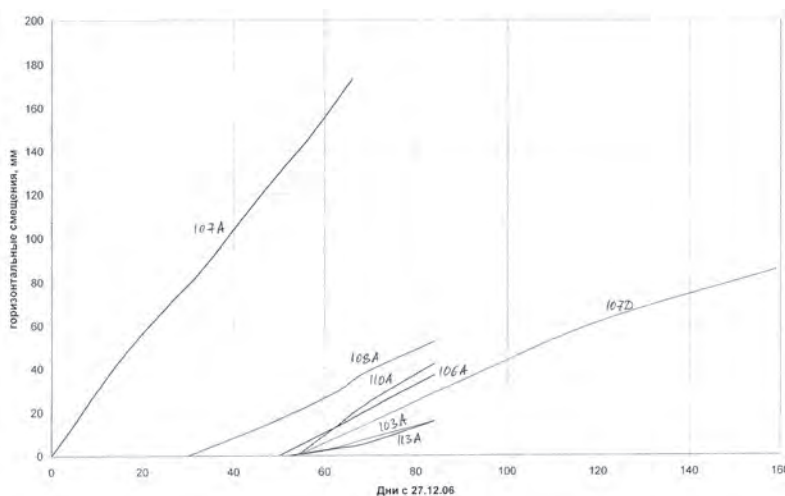


Рис.5. Смещения оползневой массы по данным инклинометрии

Скважины, где измерения производились сотрудниками ИФЗ РАН, отмечены индексом А. Скважина, где инклинометрию производил НИИОСП (А.М. Дзагов) – индексом Д. Все скважины были пробурены и обустроены ГСПИ.

Наибольшие смещения отмечены в скважине 107А. Их скорость 2,7 мм/сут, что примерно соответствует средней скорости оседания в январе – феврале бровки склона по марке М25 (см. рис. 4), расположенной в том же створе. Однако у М25 имеет место заметное падение скорости оседания, в отличие от 107А. В то же время по скважине 107Д, расположенной рядом, в конце февраля – начале марта измерена скорость смещения порядка 1 мм/сут, что соответствует и маркам, и другим инклинометрическим скважинам. Кроме того, на скважине 107Д как на наиболее долго функционировавшей отмечено падение скорости смещений к июню до 0,6 мм/сут, что также соответствует рис. 4. Инклинометрические измерения НИИОСП продолжались дольше, чем у ИФЗ, поскольку использовался более короткий зонд, что уменьшает чувствительность к изгибам скважин. Характерные эпюры наклонов зонда и горизонтальных смещений показаны на рис. 6 по данным отчета НИИОСП.

Минимальная скорость отмечается по краям оползня (скважины 103А и 113А), что свидетельствует о том, что главной движущей силой оползня является массив в районе хоздвора, вовлекающий в свое движение окрестные массы грунта.

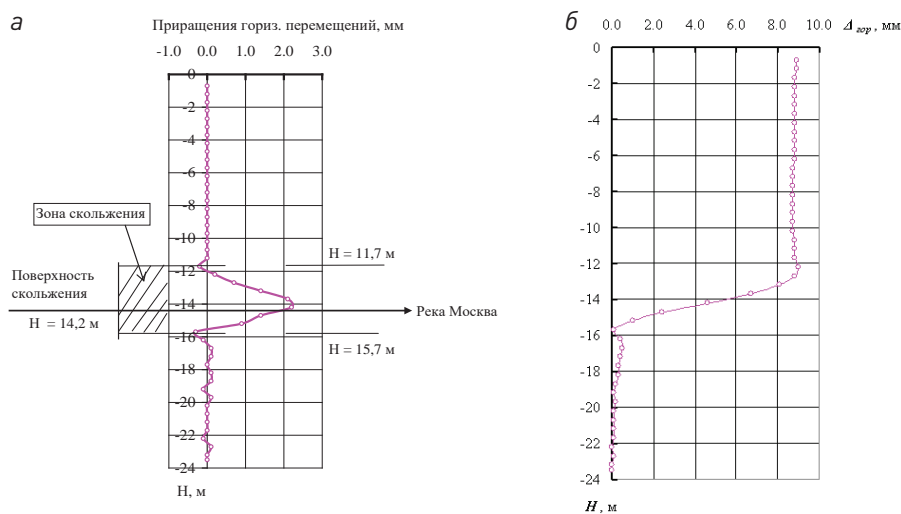


Рис.6. Эпюра наклонов зонда (а) и эпюра горизонтальных смещений скважины (б)

К аналогичному выводу пришли сотрудники «Геоцентр-Москва», на карте которых четко видно, что измеренные геодезически скорости смещений на террасе затухают от центрального створа (через хоздвор) в обе стороны – вверх и вниз по течению.

Теперь можно предварительно классифицировать оползень согласно [2]. В верх-

ней части он близок к оползнию скольжения с вращением (см. рис. 1), в нижней – к консеквентному оползанию скольжения, т.е. смещению по плоскости ослабления. В принципе, это родственно и оползнию выдавливания (смещение глинистых масс с выпором в русло).

Исторически такие оползни имели место на рассматриваемом участке много раз. После опускания верхнего блока и выравнивания поверхности проходит период в сотни лет до следующей активизации, когда все накопленные уже оползшие блоки приходят в движение по предуготовленной поверхности скольжения под давлением очередного блока с плато. «Геоцентр-Москва» насчитывает до шести такого рода блоков в составе современного оползня.

Что послужило толчком к активизации оползня в августе 2006 г.? Точного ответа на этот вопрос нет. Есть гипотеза, что в результате проводившихся летом 2006г. работ на Карамышевском проезде и/или прорыва водовода на территории храма в грунт попало много воды, что привело к гидравлическому соединению общего и «фосфоритного» водоносных горизонтов, подъему напора в последнем, снижению эффективных вертикальных напряжений на кровле оксфордских глин и, соответственно, к снижению их сопротивления сдвигу.

Примечание. Различие в напорах внутри «фосфоритного» слоя (РГЭ-12) в 1996 и 2006 гг. обнаружил М.М. Кузнецов (НИИОСП), который обратил наше внимание на этот факт.

Проведенный анализ позволяет перейти к расчетам и обоснованию противооползневых мероприятий.

Метод расчета устойчивости склона и расчетное обоснование бермы.

Для оценки устойчивости склона (общей и локальной), а также подсчета активного давления и пассивного отпора, необходимых для проектирования свайного контрбанкета, используется метод переменной степени мобилизации сопротивления сдвигу (МПСМ) [4, 5], представляющий собой развитие метода равновесия сил [3] и относящийся к классу инженерных методов теории предельного равновесия.

Расчеты производились с помощью программного комплекса SLIDE, разработанного, как и МПСМ, в лаборатории механики грунтов НИИОСП.

В программе SLIDE, как и в подавляющем большинстве известных методов расчета устойчивости склонов, расчет ведется в двумерной (плоской) постановке. Неучет эффекта пространственности, идущий в большинстве случаев в запас прочности, в данном случае полностью оправдан тем, что ширина оползня (порядка 300м) больше его длины (порядка 100 м, если рассматривается оползень, выходящий в русло реки, и порядка 30 м, если рассматривается мелкий оползень в крутой части откоса).

Геологическое строение склона для выбранного разреза, а также физико-механические характеристики грунтов (прочностные параметры и удельный вес) и положение уровня УГВ были взяты из отчета ГСПИ. Положение свободной поверхности грунта, границ раздела слоев и УГВ представляются в программе непрерывными кусочно-ломаными линиями, аппроксимирующими с заданной точностью заданный инженерно-геологический разрез (см. рис. 1). Пробные поверхности (линии) скольжения также ищутся в виде кусочно-ломаных линий с заданным числом участков и заданными расчетчиком диапазонами начала и конца. При этом конец линии скольжения выходит на свободную поверхность, а начало может находиться на некотором расстоянии от нее. В этом случае начало линии скольжения соединяется со свободной поверхностью вертикальной линией, свободной от напряжений (закол, трещина отрыва).

Программа допускает нагружение поверхности откоса переменной нормальной и касательной распределенными нагрузками. Именно таким образом моделировалось влияние проектируемой насыпи, т.е. в запас прочности не учитывались прочностные характеристики насыпи. Помимо веса грунта и поверхностных нагрузок, учитываются также объемные силы (сейсмические и фильтрационные), приложенные к грунту. В данном случае учитывались фильтрационные силы, определяемые по заданному УПВ (точнее говоря, напору грунтовых вод) в предположении малости скорости его изменения по горизонтали (меньше 0,1, что действительно имеет место).

Основное отличие МПСМ от прочих «инженерных» методов расчета устойчивости заключается в способе учета касательных сил взаимодействия между отсеками разбивания оползневого тела. А именно, предполагается, что степень мобилизации касательных напряжений вдоль вертикальной границы, исчисляемая как доля предельного сопротивления сдвигу по этой границе с учетом действующих нормальных сил (оползневого давления) и откорректированных с учетом коэффициента запаса устойчивости склона f параметров прочности грунта ($\text{tg } \varphi/f$ и c/f), тем больше, чем больше кривизна линии скольжения и толщина оползневого тела в данной точке.

Сначала расчет производился для исходных заданных характеристик грунта. Расчетные характеристики прочности были получены из приведенных нормативных в соответствии с рекомендациями СНиП 2.02.01-83* (напомним, что расчеты производились в 2006-2007 гг.). А именно для песчаных грунтов расчетный угол внутреннего трения получался делением на коэффициент запаса по грунту 1,1, а сцепление обнулялось. Для глинистых грунтов коэффициент запаса по углу внутреннего трения составляет 1,15, а по сцеплению – 1,5.

Расчет показал, что склон неустойчив. А именно, для линии скольжения 1 на рис. 1, соответствующей сравнительно мелкому оползню, выходящему у подошвы

крутой части откоса, коэффициент запаса устойчивости оказался равным 0,89. Для глубоких оползней (проходящих через юрские глины) коэффициент запаса оказывается намного больше 1,0.

Эти результаты не должны удивлять. Расчет велся не на нормативные, а на расчетные показатели прочности. И для песчаного откоса с заложением, близким к 1:1, и высотой около 17 м, естественно, устойчивость будет нарушаться, особенно, если не учитывать влияние корней растительности на склоне.

Проектируемая насыпь располагается на абсолютных отметках около 131...132 м и доходит до отметки 135 м (см. рис. 1). Пригрузка поверхности вычисляется как высота насыпи в данном месте, умноженная на удельный вес насыпи, принятый равным 1,75 т/м³. Расчет для этого случая показывает, что устойчивость откоса к мелким оползням резко возрастает. Для критической линии скольжения (кривая 2 на рис. 1) коэффициент запаса устойчивости составляет 1,21, что вполне удовлетворяет требованиям строительных норм.

Однако, если бы оползень действительно был мелким, и линия скольжения проходила через пески, должно было бы быть не медленное оползание в течение долгого времени, как это имеет место в действительности, а мгновенное обрушение. Проведенные дополнительные измерения (инклинометр и тензометрическая лента) (см. выше) также показали, что поверхность скольжения в районе террасы склона проходит глубоко – вблизи кровли юрских глин оксфордского яруса в волжских глинах и суглинках. Такое развитие оползня возможно только в том случае, если оно происходит вдоль древней поверхности скольжения, где из-за возникновения так называемого «зеркала скольжения» сопротивление грунта сдвигу падает с пикового значения до остаточного, уменьшаясь в несколько раз.

Методом проб было установлено, что при снижении $\text{tg } \varphi$ и c для волжских пород (ИГЭ-19 и ИГЭ-21) в 4 раза в расчете достигается требуемое снижение коэффициента запаса устойчивости склона до величины, меньшей расчетного коэффициента для мелкого оползня. А именно, для кривой 3 на рис. 1 расчетный коэффициент запаса составляет 0,86, что меньше, чем исходный коэффициент 0,89.

Для этого случая насыпь хотя и приводит к некоторому увеличению коэффициента запаса устойчивости (до 0,96 при практически неизменной поверхности скольжения, выходящей в русло реки), но это повышение не так велико, как в случае мелкого оползня в песке, что вполне естественно, поскольку угол внутреннего трения порядка 5° (остаточная прочность глины) в разы меньше угла внутреннего трения песка порядка 30°.

Некоторые авторы утверждают, что при больших сдвигах сцепление полностью исчезает, а угол внутреннего трения падает до 10.. 15°. Так, в книге [2] на рис. 4.12 остаточные коэффициенты внутреннего трения для монтмориллонита составляют

0,075...0,15, а гидрослюды – 0,3. Поскольку юрские глины состоят примерно пополам из обоих этих минералов, ожидаемый коэффициент трения составит примерно 0,2, что действительно соответствует углу внутреннего остаточного трения 10° . Расчет подтверждает, что если угол внутреннего трения ИГЭ-19 и ИГЭ-21 уменьшить вдвое, а сцепление положить равным нулю, то коэффициент запаса устойчивости при глубоком оползне также падает ниже единицы. В этом случае насыпь дает больший прирост коэффициента запаса устойчивости, поскольку коэффициент трения больше. Поэтому за основу для дальнейших проработок целесообразно принять более консервативную оценку, основанную на пропорциональном снижении и трения, и сцепления.

Устройство песчаной насыпи (бермы) позволяет стабилизировать положение крутой части склона с достаточным запасом, но не поднимает коэффициент запаса устойчивости в целом. Необходима некоторая дополнительная удерживающая конструкция. Естественным, на первый взгляд, выходом является использование мощных глубоких свай. Однако как одиночные сваи, так и ряды свай очень плохо работают при глубоких оползнях, что достаточно широко известно [2]. Причина заключается в том, что оползневая масса большой мощности (в данном случае, с учетом бермы – 18 м от отметки 135 м до отметки 117 м) передает на сваю огромную поперечную нагрузку, которой свая, даже укорененная в очень хорошие грунты, просто не может противостоять по прочности материала ствола (на изгиб, в первую очередь).

В этой ситуации было предложено использовать продольные удерживающие стены (глубокие контрфорсы), которые удерживают оползневую массу лобовым сопротивлением и трением по боковой поверхности. Такие конструкции были предложены в НИИОСП в 1983 г. [6] и исследованы в диссертации Н.В. Назаровой [7], испытаны на практике на объектах строительства в Крыму.

Перед тем как перейти к расчету этого противооползневого сооружения, целесообразно кратко остановиться на истории вопроса.

Контрфорсы, внедренные в грунт продольные (относительно склона) конструкции для удержания небольших склонов, используются издавна. В СССР ими занимались Б.В. Пащенко, Г.М. Шахунянц, К.Ш. Шадунц. Имеется литература по теории вопроса (см. [8]). Контрфорсы сопротивляются оползневому давлению своим лобовым и боковым сопротивлением и в совокупности ряд контрфорсов работает как гравитационная подпорная стенка.

Очевидно, что для высоких откосов и глубоких оползней удерживающая сила обычных контрфорсов недостаточна. Так же как вместо гравитационных подпорных стен в таком случае используют ступы на свайном основании, здесь естествен-

но применить свайные контрфорсы. Пример такого рода приводится в книге П.А. Коновалова [9].

После обрушения участка кремлевской стены в Великом Новгороде в 1991 г. было решено восстанавливать вал (основание стены) с использованием свайных контрфорсов из вдавливаемых свай (рис. 7)

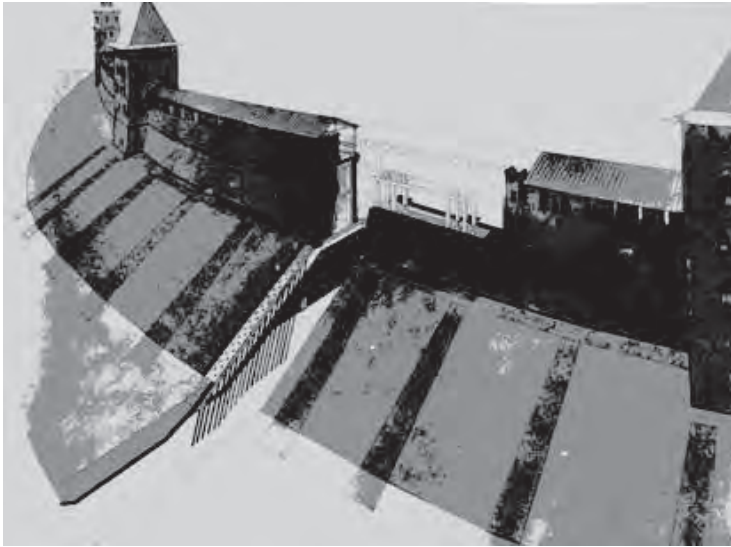


Рис.7. Устройство системы контрфорсов по склону вала Новгородского кремля (по [9])

Контрфорс из отдельных свай, несмотря на свои явные достоинства, имеет очевидный недостаток – сваи сопротивляются изгибу поодиночке. Этот недостаток устраняется заменой отдельных свай на буросекущиеся. В книге [10] приводится конструкция баретты из трех буросекущихся свай, которая обладает гораздо большей изгибной жесткостью и прочностью, чем три одиночных сваи в сумме.

Подобного рода конструкции широко использовались при строительстве в горном кластере Сочинской олимпиады [11]. Однако это скорее были специфические фундаменты, чем противооползневые сооружения, хотя и последняя функция учитывалась.

Расчет свайного контрбанкета.

Рассмотрим ряд из стенок длиной l и шириной b с шагом s (рис. 8). Как показано в работе Н.В. Назаровой [9], при равенстве l и s такая конструкция, достаточно заглубленная в грунт ниже плоскости скольжения, обычно удерживает оползающий массив. Проверим эту гипотезу расчетом. Для расчета использовались следующие параметры: ширина стенки $b = 0,8$ м, длина $l = 8$ м, шаг стенок (в осях) $s = 8$ м. Грунт по глубине оползня разбивается на примерно однородные слои в соответствии с разрезом (см. рис. 1). Расположение стенки – примерно между горизонтальными отметками 30 и 40 м на том же рисунке.

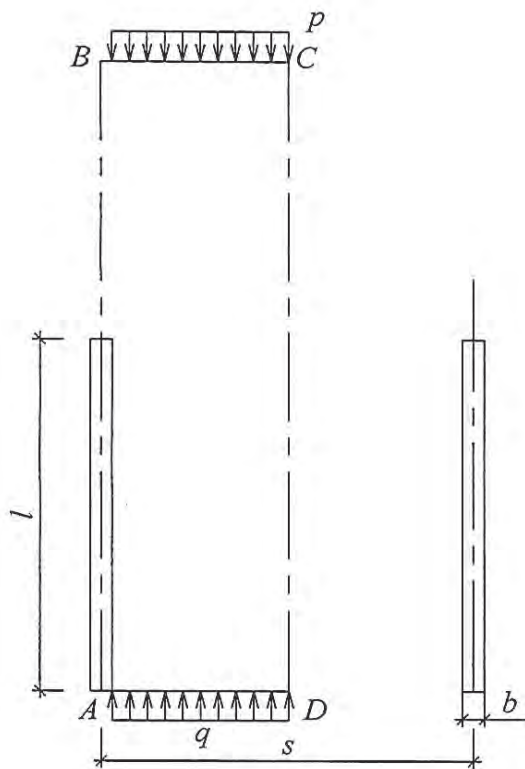


Рис.8. Расчетная схема для оценки усилия продавливания

ного случая ввиду линейности по q и s величина p_{ult} определяется по двучленной формуле Терцаги, поскольку объемный вес грунта действует в перпендикулярном плоскости смещений направлении:

$$p_{ult} = N_c c + N_q q = Nq (q + c \cdot ctg\varphi) - c \cdot ctg\varphi, \quad (1)$$

где коэффициенты N_c и N_q зависят от угла внутреннего трения φ , угла контактно-го трения грунта по стенке φ_a и геометрии задачи.

В данном случае принималось, что $tg\varphi_a = 0,8 tg\varphi$, как для буронабивных свай по СП 50-102-2003. Расчетная область ABCD (см. рис. 8) принималась из условий симметрии. Длина АВ принималась вдвое больше длины стенки, что обеспечивает более или менее равномерное смещение грани BC при нагружении ее равномерной нагрузкой p . Расчет ведется до выполаживания зависимости смещения t в u_B от p , т.е. до полного проскальзывания. Результаты расчета сводятся в табл. 2.

Примечание. Поскольку расчеты производились в 2007 г., когда в распоряжении авторов не было программ трехмерного расчета, расчеты проводились в двумерной постановке описываемым далее способом.

Расчет послойного продавливания на разных глубинах ведется по модели упруго-идеальнопластической среды с нулевой дилатансией (в запас, поскольку дилатансия увеличивает сопротивление), подчиняющейся закону Кулона–Мора, с использованием конечноэлементной программы PLAXIS. Аналогичный расчет производился в работе [12], но там авторы с тыльной стороны не прилагали никакого давления, в то время как именно величина давления q (рис. 8) определяет глубину слоя и существенно влияет на давление продавливания p_{ult} . Для дан-

Таблица 2

**Результаты расчета усилия продавливания грунтового массива
через баретты противооползневой конструкции**

ИГЭ	Отметка кровли	$q, \text{ т/м}^2$	$p_{ult}, \text{ т/м}^2$	$q_{\phi}, \text{ т/м}^2$	$p_{ult\phi}, \text{ т/м}^2$	$p_{ult} \cdot h_p, \text{ т/м}$	$p_a, \text{ т/м}^2$	$p_a \cdot h_p, \text{ т/м}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	135	1.41	3.15	1	1.99	9.45	2.1	6.3
11	132	3.71	7.58	1	1.89	15.16	5.6	11.2
13	130	5.35	11.84	1	2.12	35.52	9.1	27.3
11	127	7.35	15.01	1	1.89	75.05	14.7	73.5
17	122	9.10	20.11	1	3.39	40.22	19.6	39.2
21	120	10.10	27.52	1	15.93	55.04	22.4	44.8
22	118	11.24	24.53	1	10.32	24.53	24.5	24.5
					Σ	254.97	Σ	226.8

Таблица требует некоторых пояснений.

1. Давления подсчитываются в центрах слоев по высоте.
 2. Толщина последнего слоя принята равной 1 м.
 3. Отпор q подсчитывался по формуле $q = 0,5 \gamma' z$ с учетом взвешивания, что дает нижнюю оценку возможной величины отпора по задней грани без учета наличия там свай.

4. Для сравнения приведены (в столбце 6) значения p_{ult} при $q = 1 \text{ т/м}^2$. Это дает также возможность по линейной зависимости $p_{ult}(q)$ подсчитать давление продавливания при любом q по значениям в столбцах 4 и 6.

5. В столбце 7 предельные давления, перемноженные на толщины соответствующих слоев, суммируются. Суммарный предельный отпор равен 255,0 т/м, т.е. 255 т на погонный метр противооползневой конструкции по фронту.

6. В столбце 8 дается активное давление по вертикали, соответствующей горизонтальной отметке 30 м (см. рис. 1). Как показали расчеты по программе SLIDE, активное давление распределяется примерно по треугольной эпюре. С небольшим запасом оно описывается формулой $p_a (\text{т/м}^2) = 1,4z$ (м). В последнем столбце приведен суммарный активный напор 226,8 т/м. Реальная расчетная величина 226,1 т/м, т.е. точность аппроксимации достаточная.

По результатам расчета можно сделать вывод, что 8-метровые стенки толщиной 0,8 м и с шагом 8 м удерживают оползневой массив с достаточным запасом, если они не выворачиваются и не ломаются.

Поэтому следующим, и последним этапом расчетного обоснования была проверка конструкции на прочность. Предполагалось, что стенки выполняются из буросекущихся свай, причем неармированные сваи опускаются лишь на метр ниже поверхности скольжения, т.е. до отметки 116 м, а армированные – до отметки 105 м. Кроме того, вдоль задней линии выполняются четыре 30-метровых таких же свай с шагом 1,6 м, и все сваи объединены поверху жестким ростверком.

Для проверки использована следующая схема. Вырезан типовой фрагмент кон-

трбанкета, состоящий из одной «стенки» и четырех задних свай (по две с каждой стороны). Этот фрагмент урезан сверху до отметки 117 м и объединен на этом уровне жестким ростверком (рис. 9). К этой конструкции приложена горизонтальная сила H и момент $M = H \cdot h_0$, где H – разность напоров грунта, действующих на 8-метровый по фронту участок свайного контрбанкета с обеих сторон, а $h_0 = 6$ м – высота приложения этой нагрузки из предположения о треугольности эпюры.

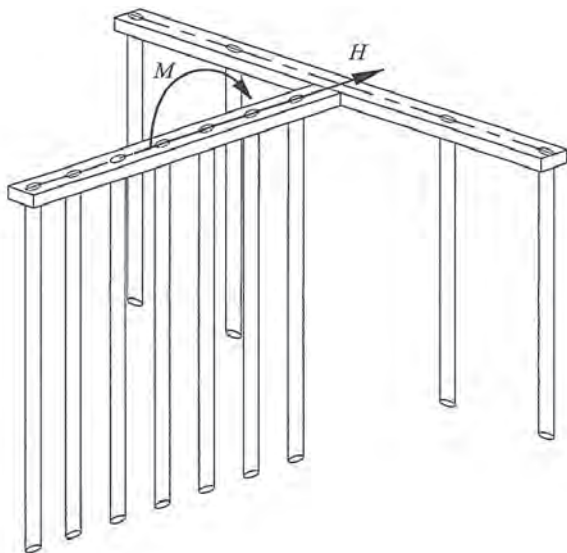


Рис.9. Фрагмент свайного контрбанкета

Для оценки H имеем полный активный напор $P_a = 226,1$ т/м (см. выше) и полный пассивный отпор $P_p = 207,7$ т/м, вычисленный аналогичным образом. Поскольку полный пассивный отпор реализуется лишь при смещениях порядка нескольких сантиметров, реальная сила H будет несколько больше, чем $H_0 = (P_a - P_p) s \approx 150$ т. Поэтому расчеты велись на постепенно возрастающую нагрузку, начиная с H_0 . Расчеты велись по программе PILE-3D, реализующей метод трехмерного расчета свайных кустов с учетом взаимовлияния свай через грунт [5].

Основные требования к расчету:

- 1) сооружение должно выдерживать нагрузку $(3...4) H_0$;
- 2) при этой нагрузке горизонтальное смещение u верха ростверка не должно превышать 10 см. Здесь

$$u = u_0 + \Theta_0 h;$$

u_0 – смещение верха условного ростверка на отметке 117 м;

Θ_0 – поворот этого же ростверка;

$h = 18$ м – расстояние по вертикали от условного до реального ростверка.

Первоначальная стенка длиной 8 м, включающая шесть армированных свай при $H = 480$ т, дает $u_0 = 29,5$ мм, $\Theta_0 = 0,00336$, т.е. $u = 90$ мм. Условный предел достигается при нагрузке $H = 500$ т, т.е. при $3,3H_0$.

Если увеличить число армированных свай до 8, а длину стенки — до 10 м, предельное сочетание достигается примерно при 720 т, т.е. при нагрузке $4,8H_0$.

Ввиду недостаточной определенности рекомендуется именно последний вариант, поскольку при нем удовлетворяются также условия по прочности свай. Для ужесточения и упрочнения конструкции рекомендуется все сваи, как армированные, так и неармированные, выполнять одинаковой длины (до отметки 105 м).

Замена стенки из свай на стену в грунте не рекомендуется, так как это существенно снижает боковое трение по стенке, т.е. основу противооползневую эффективность. Задние сваи также нельзя отменять, поскольку, согласно расчетам, они существенно улучшают работу конструкции на опрокидывание. Сокращать длину свай можно, но только сверху, делая их с отметки не 135, а 132...133 м. Наконец, при изготовлении свай требуется использование обсадных труб и отказ от бентонитового раствора – для повышения бокового трения.

Библиографический список

1. *Колыбин И.В., Попсуенко И.К., Козай В.К.* Исследование оползня на склоне реки Москвы // Основания, фундаменты и механика грунтов, 2016. №1. С. 25-29.
2. Оползни. Исследование и укрепление. Под ред. Р. Шустера и Р. Кризека. М., «Мир», 1981.
3. *Федоровский В.Г., Курилло С.В.* Метод расчета устойчивости грунтовых откосов и склонов // Геоэкология, 1997, №6.
4. *Федоровский В.Г., Курилло С.В.* Метод переменной степени мобилизации сопротивления сдвигу для расчета прочности грунтовых массивов // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1998. №4-5.
5. *Федоровский В.Г., Левачев С.Н., Курилло С.В., Колесников Ю.М.* Сваи в гидротехническом строительстве. М., Изд. АСВ. 2003.
6. А.с. 990972 Противооползневое сооружение / В.Д. Смирнов, Л.Р. Ставницер // Открытия. Изобретения. 1983. №3.
7. *Назарова Н.В., Ставницер Л.Р., Швец В.Б.* Особенности использования противооползневых конструкций в виде продольных удерживающих стен. // ОФиМГ, 1995. №5.
8. *Шадунц К.Ш.* К расчету контрфорсных сооружений // Вопросы геотехники. Сб. 5. Оползни и противооползневые сооружения. Механические свойства грунтов. Днепропетровск, ДИИТ, 1962.
9. *Коновалов П.А.* Основания и фундаменты реконструируемых зданий. М., 2000.
10. *Гребнев Ю.С.* Инженерная защита от опасных геологических процессов. М., 2008.
11. *Федоровский В.Г., Курилло С.В.* и др. Геотехнические особенности проектирования сооружений Олимпиады-2014 в Красной Поляне // Вестник НИЦ «Строительство», №2(13), 2017.
12. *Мацкий С.И., Деревенец Ф.Н.* Взаимодействие околосвайного грунта со сваями с учетом конфигурации удерживающего сооружения // ОФиМГ, 2007, №2.

Авторы:

Виктор Григорьевич ФЕДОРОВСКИЙ, канд. техн. наук, зав. лабораторией механики грунтов НИИОСП им. Н. М. Герсееванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Victor FEDOROVSKY, Ph. D. (Engineering), Head of soil mechanics laboratory of NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: geconltd@mail.ru

тел.: +7 (499) 170-69-41

Сергей Владимирович КУРИЛЛО, канд. техн. наук, ведущий научный сотрудник лаборатории механики грунтов НИИОСП им. Н. М. Герсееванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Sergey KURILLO, Ph.D. (Engineering), leading researcher of the laboratory of soil mechanics of NIIOSP named after N.M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: geconltd@mail.ru

тел.: +7 (499) 170-69-41

Антон Григорьевич СКОРОХОДОВ, ведущий инженер лаборатории механики грунтов НИИОСП им. Н. М. Герсееванова АО «НИЦ «Строительство» (1997-2014гг.), Москва

Anton SKOROCHODOV, leading engineer of the laboratory of soil mechanics of NIIOSP named after N.M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

ФИЛОСОФИЯ И КЛАССИЧЕСКАЯ НАУКА НОВОГО ВРЕМЕНИ

PHILOSOPHY AND CLASSICAL SCIENCE OF THE NEW TIME

Н. А. МИНКИНА, д-р филос. наук, проф.
М. М. КОВАЛЬЗОН, доц.

Статья посвящена анализу связи науки и философии Нового времени. Авторы рассматривают проявления этой связи в философских и научных взглядах Френсиса Бэкона, в рационализме Рене Декарта, в сенсуализме Джона Локка. Завершает статью анализ механики Ньютона и его влияние на становление механистической философии этого периода.

The article is devoted to the analysis of the connection of science and philosophy of the New time. The authors consider the manifestation of this connection in the philosophical and scientific views of Francis Bacon, the rationalism of Rene Descartes, the sensationalism of John Locke. The article ends with an analysis of Newton's mechanics and its influence on the formation of the mechanical philosophy of this period.

Ключевые слова:

Дедукция, индукция, наука, рационализм, сенсуализм, философия, эмпиризм

Key words:

Deduction, empiricism, induction, philosophy, rationalism, science, sensationalism

Датой рождения науки обычно считают 1662 г. – год основания Лондонского королевского общества естествоиспытателей, утвержденного королевской хартией. Лондонское королевское общество объединяет ученых-любителей в добровольную организацию, устав которой был сформулирован Робертом Гуком. В уставе было записано, что цель общества – «совершенствование знания о естественных предметах, всех полезных искусствах с помощью экспериментов».

В 1666 г. в Париже появляется Академия наук.

Френсис Бэкон (1561-1626) – родоначальник опытной науки и материалистической философии Нового времени. Он был сыном высокопоставленного английского сановника. Его отец был лордом-хранителем Большой Королевской печати. В 1617 г.

Бэкон получил должность своего отца, а через год стал лорд-канцлером, т.е. председателем Палаты лордов. На этом посту он находился всего два года, поскольку ему было предъявлено обвинение в получении взяток. Бэкона присудили к крупному штрафу, к заключению в Тауэр, к постоянному удалению от двора и к запрещению занимать государственные должности. Приговор был приведен в исполнение лишь частично. Штраф он не заплатил, в Тауэре просидел лишь четыре дня, но от общественной деятельности был действительно отстранен. Следствием этого явилась научная деятельность Бэкона в области науки и философии.

«Знание – сила» — основная идея в учении Бэкона, которую он проводит и в учении о природе общественных отношений, и в учении о человеке, и, естественно, в учении о познании. На острове-государстве хорошо поставлено образование, особенно — изучение природы, развиты техника и изобретательство. Целью нашего общества, считал Бэкон, является познание причин и скрытых сил всех вещей и расширение власти человека над природой, покуда всё не станет для него возможным.

Проблема общественных отношений, попытка понять природу человека занимают существенное место в философии Бэкона. Однако центральное место он уделяет *изучению природы и методу ее познания*. Философ исходит из того, что для покорения природы нужен новый метод, который вел бы кратчайшим путем к истине. Необходимо перестроить все здание науки, а для этого надо провести определенную подготовительную работу. Идея заключается в том, что созидательной, положительной части новой науки и философии должна предшествовать разрушительная работа. Необходимо понять, а затем устранить те препятствия, которые встречаются на пути познания.

В этой связи Бэкон разработал свою теорию «призраков» или «идолов», с которыми знакомит читателя в первой книге «Нового органа» [1]:

1. *Идолы рода* — это препятствия, которые обусловлены общей для всех людей природой. Человек судит о природе по аналогии с собственными свойствами. Ум человека, пишет Бэкон, похож на неровное зеркало, которое, примешивая свою природу к природе вещей, отражает их в искривленном и обезображенном виде.
2. *Идолы пещеры* — возникают из-за индивидуальных особенностей людей, их воспитания, привыкших в силу этого наблюдать природу как-бы из своей пещеры.
3. *Идолы площади* — препятствия, возникающие вследствие общения людей с помощью слов, а слова не всегда отражают свойства предметов. «Слова прямо насилуют разум, смешивают всё и ведут людей к пустым и бесчисленным спорам и толкованиям» [2].
4. *Идолы театра* — препятствия, порождаемые некритическим усвоением ложных мнений, слепой верой в авторитеты.

Знание этих препятствий поможет избежать ошибок. Однако это лишь негативная задача на пути создания научного метода. Необходимо разработать положитель-

ное учение о методе. Изучая историю науки, Бэкон приходит к выводу, что в ней сложились два пути, или два метода — *догматический* и *эмпирический*. Ученый, следующий догматическому методу, начинает свою работу с умозрительных положений. Такой ученый похож на паука, который из себя самого тклет паутину. Ученый эмпирик стремится только к накоплению фактов. Он похож на муравья, который тащит в муравейник всё, что попадет. Философ должен не только собирать, но и обрабатывать, не только созерцать, но и обобщать.

Таким методом является *индукция*. «Под индукцией я понимаю форму доказательства, которая присматривается к чувствам, стремится постичь естественный характер вещей, стремится к делам и почти с ними сливается» [3]. Провозгласив лозунг «Знание – сила», Бэкон настаивает на том, что лишь та наука способна побеждать природу и властвовать над ней, которая сама «повинуется» ей. Свой метод он не случайно назвал «истолкование природы». Сущность его — в постепенном построении аксиом.

Бэкон пытался найти новый вид индукции, а не «индукцию через простое перечисление». Для иллюстрации он приводит пример с уэльским чиновником по переписи домовладельцев. В каждом доме чиновнику называли домовладельца, имя которого Уильям Уильсон. Так делается вывод, что в этой местности все домовладельцы имеют одинаковую фамилию — Уильям Уильсон. А один все-таки оказался Джоном Джонсом. Такие аксиомы, наспех сформулированные, Бэкон называет антиципациями, т.е. заранее составленные представления о чем-либо. Нужна *интерпретация* природы. Это можно сделать после того как ум освободился от идолов и антиципаций. *Интерпретация через элиминацию* постигает форму, суть явлений.

Бэкон предлагает составлять таблицы, например, теплоты. Цель — обнаружить форму тепла. Для ее достижения естественная история тепла разбивается на таблицы *присутствия* (лучи Солнца, все виды пламени, горящие твердые тела, кипящие жидкости); *отсутствия* (лучи Луны, явления морской фосфоресценции и др.); *степеней* (когда данное явление представлено с большей или меньшей интенсивностью). А затем надо приступать к исключению (элиминировать) свойства, присущие и не присущие теплоту телу; свойства, присущие холодному телу; свойства остающиеся неизменными при увеличении тепла. И Бэкон высказывает следующее положение: форма тепла есть стремящееся к расширению, имеющее пределы движение, которое воздействует на мельчайшие части тел. Этот вывод предвосхищает современное понимание тепла как движения молекул. Таким образом, Бэкон переосмыслил назначение науки, считая, что она должна служить усилению власти человека над природой.

Рене Декарт (1596-1650) был философом, математиком. Он один из создателей аналитической геометрии, существенный вклад внес в развитие механики, указал на относительность движения и покоя, сформулировал общий закон действия и

противодействия, закон полного сохранения количества движения при ударе двух неупругих тел, внес вклад в оптику — объяснил преломление света (в 1628 г. в Риме наблюдалось «ложное солнце»), ввел систему координат, новое математическое понятие — функция и др.

Три основные философские проблемы можно выделить в его философии:

а) дуализм; б) учение о человеке; в) учение о познании, метод Декарта.

а) Дуализм — признание двух независимых друг от друга субстанций. Материальная субстанция, по Декарту, обладает протяженностью. Из всех чувственных качеств объективно существуют и принадлежат материальным предметам только протяжение, т.е. длина, ширина и высота. Материя состоит из тройкого рода частиц: 1) Дробные, бесконечно малые осколки, из которых образуются Солнце и неподвижные звезды; 2) Обточенные, подвижные, шарообразные частицы, из которых образуется небо; 3) Большие малоподвижные, обладающие гранями частицы, из которых образуются земля, планеты, кометы.

В процессе вихревого движения из этих трех видов материальных частиц образовались все тела видимого мира. В своей космогонии Декарт исходит из первоначального хаоса, а затем «сама природа может распутать сложность хаоса». Законы природы «достаточны, чтобы заставить части материи распутаться и расположиться в весьма стройный порядок. Придя благодаря этим законам сама собою в порядок, материя наша приняла бы форму весьма совершенного мира...» [4]. Как видим, Декарт отказывается от телеологического обоснования мира и объясняет мир исключительно на основе механической причинности (эта гипотеза – предвестник канто-лапласовской идеи).

Мир, по Декарту, бесконечно протяжен, материально единообразен, материя может двигаться до бесконечности, пустоты нет. Все виды движения он сводит к механическому; все законы — к законам механики. «Я не усматриваю в телах ничего, кроме величины, фигуры и движения их частиц. Однако я хочу объяснить ими природу света, теплоты и всех других чувственных качеств, предполагая, что все эти качества находятся только в наших ощущениях, подобно щекотке или боли, а не в самих ощущаемых объектах, в которых нет ничего, кроме определенных фигур и движений, вызывающих ощущения, называемые нами светом, теплотой и пр.» [5]. *Природа есть огромный механизм* – заключает Декарт. Вторая субстанция - духовная. Она обладает мыслительной способностью. **Духовная субстанция имеет в себе врожденные идеи** — идея Бога, идеи чисел и фигур. Некоторые аксиомы: «Если к равным величинам прибавить равные, то получаемые при этом итоги будут равны между собой». Или: «Из ничего ничего не происходит» [6]. Дуализм субстанций позволил Декарту создать физику как учение о протяженной субстанции и психологию как учение о мыслящей субстанции. Связующее звено между ними — Бог. Божественный толчок приводит в движение гигантский механизм — природу.

б) Человек — это связь бездушного и безжизненного телесного механизма с ду-

шой, которая обладает волей и мыслительной способностью. Взаимодействие между телом и душой осуществляется посредством особого органа — шишковидной железы. Тело человека — сложный механизм, который движется под воздействием на него окружающих предметов. Декарт проводил самостоятельные исследования в области физиологии («лучшая книга для меня — трупы животных»). Он установил схему двигательных реакций и описал рефлекторный акт.

Но как соединить материалистическое учение о теле с существованием в нем нематериальной души? Бог соединил душу с телом, отличив человека от животных. Движения души он объяснял как физик. Из всех физических функций души важнейшей является воля. Аффекты и страсти воздействуют на душу и располагают ее к желанию тех вещей, к каким подготовлено тело.

Из своего учения о страстях Декарт делает гносеологические выводы: «Восприятия чувств относятся только к союзу человеческого тела с душой, и хотя они обычно сообщают нам, чем могут быть вредны или полезны для этого союза внешние тела, однако только иногда и случайно учат, каковы тела сами по себе» [6]. Как видим, Декарт не доверяет чувственному познанию. Оно не может дать знания о сущности вещей. Декарт — рационалист.

в) Учение о природе и методе ее познания. Прежняя наука, пишет Декарт, как древний город с его внеплановыми постройками, среди которых, впрочем, встречаются и здания удивительной красоты, но в котором неизменно кривые и узкие улочки. Новая наука должна создаваться по единому плану и с помощью единого метода. Этот метод и создает Декарт. Метод, который сделает людей «хозяевами и господами природы».

Декарт начинает со скептицизма относительно чувств. Могу я сомневаться, спрашивает он, что я в халате сижу здесь у камина? Да, так как иногда мне снилось, что я был здесь же, тогда как фактически я лежал совсем раздетый в постели. Кроме того, иногда бывают галлюцинации у сумасшедших. Так что, возможно, я могу быть в подобном состоянии. Однако сны, подобно живописцам, дают нам копии реальных вещей, по крайней мере, в отношении их элементов (Вам может сниться крылатый конь, но лишь только потому, что вы видели прежде лошадей и крылья).

Однако остается что-то, в чем я не могу сомневаться: ни один демон, как бы он ни был коварен, не смог бы обмануть меня, если бы я не существовал. У меня может не быть тела: оно может быть иллюзией. Но с мыслью дело обстоит иначе. «В то время как я готов мыслить, что всё ложно, необходимо, чтобы я, который это мыслит, был чем-нибудь. Заметим, что истина «Я мыслю, следовательно, я существую (*cogito, ergo sum*)» столь прочна и достоверна, что самые причудливые предположения скептиков неспособны ее поколебать. И Декарт принимает эту истину за первый исходный принцип философии. Этот тезис делает сознание более достоверным, чем материя» [6].

Декарт высоко ценил роль науки и метода. Сущность его метода: «расчленить

и упростить», свести сложное к простому и затем по ступеням прийти к познанию сложного — основное правило метода Декарта. В «Рассуждении о методе» Декарт сформулировал четыре правила:

1. Первое правило: считать истинным лишь то, что с очевидностью познается мною таковым, т.е. тщательно избегать поспешности и предубеждения и принимать в свои суждения только то, что представляется моему уму так ясно и отчетливо, что ни в коем случае не возбуждает во мне сомнения.
2. Разделить каждое из затрагиваемых мною затруднений на столько частей, на сколько возможно и сколько требуется для лучшего их разрешения.
3. Мыслить по порядку, начиная с предметов наиболее простых и легко познаваемых и восходить мало-помалу, как по ступеням, до познания наиболее сложных.
4. Составлять повсюду настолько полные перечни и такие общие обзоры, чтобы быть уверенным, что ничего не пропустил.

Поскольку рационалистическая дедукция не может идти из бесконечности, она требует исходных пунктов, невыводимых положений. Эти положения являются интуитивными. Рационалистическая дедукция соотносится с интуицией. Подобно математическим аксиомам, самоочевидные для разума положения становятся исходными для построения всей системы природы. И как раз его положение «Я мыслю, следовательно, я существую» является исходной интеллектуальной интуицией.

Джон Локк (1632-1704) вошел в историю философии как основатель материалистического сенсуализма, суть которого — обоснование новой теории о происхождении и сущности знания. Шедевром Локка является работа «Опыт о человеческом разуме», которую он писал 20 лет. Если охарактеризовать в самом общем виде теорию познания, или эпистемологию (от греч. *episteme* — знание), то это сенсуализм (от лат. *sensus* — чувство, ощущение). Представители сенсуализма считают единственным источником познания ощущения. Все человеческие идеи, считает Локк, возникают в результате действия вещей, существующих вне нас и независимо от нас, на наши органы чувств.

Надо иметь в виду, что Локка интересует не применение разума, а вопрос о том, что такое разум, каковы его способности, функции и пределы. Речь идет не об объектах, а о субъекте, о тех возможностях, которыми он располагает в процессе познания. Во введении Локк рассказывает, как зародилась идея написать эту работу. «Пять-шесть моих друзей, встретившись у меня в доме и рассуждая друг с другом о предметах, весьма далеких от настоящего, скоро должны были остановиться перед затруднениями, вставшими со всех сторон. После того как некоторое время мы пробыли в замешательстве, ни на шаг не приблизившись к разрешению смутивших нас сомнений, пришло мне на ум, что мы пошли по ложному пути и что прежде чем предаться такого рода исследованиям, необходимо было изучить свои собственные способности и посмотреть, какими предметами наш разум способен заниматься,

а какими нет... *Знание своих познавательных способностей предохраняет нас от скептицизма и умственной бездеятельности*» [6]. Для моряка весьма полезно знать длину линия своего лота, хотя он не может измерить им всех глубин океана. Довольно с него и того знания, что лить достаточно длинен, чтобы достигнуть дна в таких местах, которые необходимы для определения направления и для предохранения от пагубных мелей. Первый шаг, по Локку, — *исследование нашего собственного разума*.

Локк стремится доказать, что идеи всегда возникают из опыта. Он обосновывает следующие положения: 1) Не существует ни врожденных идей, ни принципов; 2) Ни один человеческий разум, каким бы сильным и мощным он ни был, не способен изобрести идеи или уничтожить существующие идеи; 3) По этой причине источником и одновременно пределом разума является ОПЫТ. «Мне бы хотелось, чтобы кто-нибудь попытался представить вкус, которого никогда прежде не ощущало его нёбо, либо вообразить запах, которого раньше никогда не чувствовал. Если ему это удастся, я готов придти к выводу, что слепой может иметь представление о цвете, а глухой — ясное понятие о звуках». Душа человека — *tabula rasa* (чистая доска), только опыт записывает на ней какое-нибудь содержание [7].

Опыт бывает двух типов: а) *внешний*, когда мы чувствуем материальные предметы, и б) *внутренний*, когда мы чувствуем деятельность души и движение мыслей (рефлексия). Это два источника опыта. Из них берут начало простые идеи. Из внешнего опыта происходят ощущения, полученные из одного органа чувств (идеи цвета, звука, вкуса), или из нескольких чувств (идея протяженности, фигуры, движения и покоя). Из внутреннего — рефлексивные идеи (идеи мышления и хотения, удовольствия, боли, силы).

Идеи находятся в уме человека, однако вовне существует нечто, способное производить идеи в разуме. Эту способность Локк называет *качество*. Способность вырабатывать идеи в нашей душе Локк называет качеством субъекта, у которого имеется эта способность. Так, например, снежный шарик имеет способность вырабатывать у нас идеи белого цвета, холода и округлости. Локк называет их качествами. Тогда как ощущения или восприятия он называет идеями. Идея, таким образом, это всё, что душа воспринимает в самой себе или всё, что является непосредственным объектом восприятия, мышления или интеллекта. Способность вырабатывать идеи в нашей душе — качества субъекта. Первые представляют собой «первичные и реальные качества тел, которые всегда находятся в них (плотность, протяженность, форма, количество, движение или состояние покоя). Вторичные — это комбинации первичных качеств (вкус, цвет, звук, запах). Это такие качества, которые вызывают у нас различные ощущения. Первичные качества — *это свойства самих тел. Вторичные возникают из встречи субъекта с объектом, хотя корни их происхождения находятся в объекте*.

Получая простые идеи, наша душа пассивна. Но, получив их, она может совер-

шать с простыми идеями различные действия, комбинировать их, получать сложные идеи, отделять некоторые идеи от других, т. е. абстрагировать их. Так формируются *общие* идеи. Сложные идеи Локк делит на три группы: а) *модусы*; б) *субстанции*; в) отношения. Идеи модусов — это такие сложные идеи, в которых нет самостоятельного существования отдельных элементов (благодарность, убийство). Идея субстанции заключается в том, что простые идеи всегда соединены друг с другом за счет некоего субстрата. В нем существуют и из него образуются простые идеи, но мы не знаем, что это такое. Идеи субстанции могут быть простыми (человек) и сложными (армия, люди).

Идеи отношений. Это сопоставление идей. Так мужчина может быть отцом, братом, сыном, дедом, внуком. Особо важные идеи отношений: причины и следствия, идея тождества, идеи этических отношений [8].

Локк считал, что существует три рода познания: интуитивное, демонстративное и опытное. Самое достоверное познание — интуитивное. Посредством интуитивного познания мы познаем наше бытие, посредством демонстративного, через систему посылок и выводов, мы познаем бытие Бога. С помощью опытного (или чувственного познания) мы познаем существование других вещей.

Завершением первого этапа развития классической науки явились труды **Ньютона** (1642-1727). Он создал единую систему небесной и земной механики. Он пишет работу «**Математические начала натуральной философии**», где рассматривает проблемы пространства, движения, времени, картину мира и т.п. Хорошо известны законы механики, которые сформулировал Ньютон: закон сохранения количества движения для замкнутых систем и закон всемирного тяготения. На основе последнего он развил теорию движения небесных тел. Универсальный аппарат ньютоновской механики дал возможность описать широкий круг явлений, что оказало большое влияние на астрономию, физику, химию. Вместе с тем попытка перенести законы механики на более широкий круг явлений привели к созданию механистического материализма и механистической картины мира, когда общество рассматривалось как механизм. К примеру, Ламетри пишет работу «Человек-машина». Такое перенесение законов механики на более сложные природные и социальные системы поставило перед наукой новые проблемы.

Библиографический список

1. *Бэкон Ф.* Новый органон. М., Соцэкгиз, 1935. С. 40-42.
2. *Бэкон Ф.* Новый органон. М., Соцэкгиз, 1935. С. 48.
3. *Бэкон Ф.* Новый органон. М., Соцэкгиз, 1935. С.75.
4. *Декарт Р.* Рассуждение о методе. Избранные произведения. М., Соцэкгиз, 1950. С. 260-319.
5. *Декарт Р.* Хрестоматия по истории и философии. М., Мысль, 1997. С.264-274.

6. *Декарт Р.* Рассуждение о методе. Избранные произведения. М., Соцэкгиз, 1950. Т.1. С.62.

7. *Локк Дж.* Избранные философские произведения. М., Соцэкгиз.,1950. Т.1. С.62.

8. *Локк Дж.* Избранные философские произведения. М., Соцэкгиз.,1950. Т.1. С.128.

Авторы:

Нелли Абрамовна МИНКИНА, д-р филос. наук, проф., заведующая кафедрой философии АО «НИЦ «Строительство», Москва.

Nelli MINKINA, Dr. of Sci. (Philosophy), Full Prof., Head of the Department of Philosophy, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: kaffcenter@mail.ru

тел.: +7 (499) 170-70-94

Мария Матвеевна КОВАЛЬЗОН, доцент кафедры философии гуманитарных факультетов МГУ им. Ломоносова, Москва

Maria KOVALSON, Assistant Professor of Philosophy Department, Moscow State University named after M.V. Lomonosov, Moscow

e-mail: mkovalzon@mail.ru

тел.: +7 (916) 529-86-93

Уважаемые авторы!

Журнал «Вестник НИЦ «Строительство» принимает для размещения только оригинальные научные статьи согласно тематике журнала, не опубликованные ранее в других печатных изданиях!

Для публикации статьи в журнале ВЕСТНИК необходимо представить на электронную почту редакции vestnikcstroy@list.ru следующие материалы (подробно см. сайт журнала: <http://vestnik.cstroy.ru> раздел Авторам – Правила оформления статьи):

1. Название статьи - на русском и английском языках.
2. Индекс УДК.
3. Информация об авторе на русском и английском языках:
 - 3.1. Ф.И.О. автора (полностью).
 - 3.2. Ученая степень, ученое звание, должность, место и адрес работы/место учебы.
 - 3.3. E-mail автора, телефон для связи.
4. Аннотация / Abstract (на русском и английском языках): 150-200 слов.
5. Ключевые слова / Keywords (на русском и английском языках): 5-10 слов или словосочетаний.
6. Введение.
7. Основной раздел.
8. Заключение.
9. Библиографический список, оформленный должным образом (см. сайт журнала: <http://vestnik.cstroy.ru>).
10. Рецензия на статью. Рецензент должен обладать ученой степенью и, желательно, ученым званием по специальности, соответствующей теме статьи.
11. Рисунки и таблицы должны иметь названия и ссылки в тексте.
12. Рисунки предоставляются отдельными файлами в форматах: eps, ai, cdr, jpeg, tiff.
13. Статьи, содержащие формулы, должны, помимо word-файла, дублироваться pdf-файлом, чтобы избежать искажения формул.
14. Рекомендуемый объем статьи – 10-12 страниц текста шрифтом Arial размером 12 пунктов через полтора интервала (32 строки на странице).
15. Число авторов (соавторов) не должно превышать четырех. В обоснованных случаях это число может быть увеличено, но при этом соавторы дополнительно должны представить обоснование с характеристикой содержания/объема работы, выполненной каждым из них.

По вопросам оформления статей и приобретения ВЕСТНИКа обращаться в редакцию журнала по телефонам +7(495) 602-00-70 доб. 1014/1002 или по e-mail: vestnikcstroy@list.ru

Возможно также оформить подписку по каталогу Роспечать: подписной индекс 36569; 82868, тел. +7 (495) 921-25-50

УЧЕБНЫЙ ЦЕНТР

Приглашает вас:

- Повысить квалификацию специалистов и экспертов
- Пройти обучение в аспирантуре
- Подготовить диссертацию
- Защитить диссертацию на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук



НИЦ строительство
научно-исследовательский центр



ЦНИИСК
И.М. ВАКУЛЕНКО



НИИЖЕ
И.М. АА. ГЕОЗДЕВА



НИИОСП
И.М. НИИ ГЕРСЕВАНОВА

ОБУЧЕНИЕ В АСПИРАНТУРЕ АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО» ПРОВОДИТСЯ ПО СЛЕДУЮЩИМ ФОРМАМ ОБУЧЕНИЯ:

очная

прикрепление лиц
для подготовки
диссертации
на соискание
ученой степени
кандидата наук *

заочная

* без освоения программ подготовки научно-педагогических кадров в аспирантуре

1

АО «НИЦ «Строительство» проводит подготовку специалистов на курсах повышения квалификации по очной и заочной формам:

- разработка индивидуальных программ обучения и учебно-тематических планов
- по уникальным программам АО «НИЦ «Строительство»
- в области инженерных изысканий
- в области проектирования
- в области строительства



2

Преподавательский состав
Учебного центра

- Лекции читают академики, действующие члены и члены-корреспонденты РААСН, лауреаты Премий Правительства РФ, заслуженные деятели науки и техники РФ, доктора и кандидаты технических наук
- Учебный класс рассчитан на обучение до 75 человек одновременно. Оснащен системой кондиционирования и видеонаблюдения



3

Набор в аспирантуру и докторантуру АО «НИЦ «Строительство» проводится по направлению 08.06.01 «Техника и технологии строительства» по направленностям:

- 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения»
- 05.23.02 «Основания и фундаменты, подземные сооружения»
- 05.23.05 «Строительные материалы и изделия»

4

В АО «НИЦ «Строительство» работает совет по защите диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук. Защита диссертаций проводится по следующим научным специальностям:

- 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения»
- 05.23.02 «Основания и фундаменты, подземные сооружения»
- 05.23.05 «Строительные материалы и изделия»



г. Москва,
2-я Институтская ул., д. 6



+7(499) 174-73-84
+7(499) 174-73-80



motorina@cstroy.ru
smirnova@cstroy.ru
cool.opk2012@yandex.ru



www.cstroy.ru



НИИОСП

ИМ. Н.М. ГЕРСЕВАНОВА



НИЦ строительство
научно-исследовательский центр



НИИОСП им. Н.М. Герсевичанова
АО «НИЦ «Строительство»

НАПРАВЛЕНИЯ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ

- фундаментальные и прикладные исследования в области механики грунтов, фундаментостроения, подземного строительства, геоэкологии
- создание нормативной базы для фундаментостроения и подземного строительства
- разработка прогрессивных методов и средств для исследования строительных свойств грунтов, контроля качества строительных работ, оценки технического состояния конструкций зданий и сооружений при их обследовании и мониторинге
- создание современных конструкций, технологий и оборудования для фундаментостроения, подземного строительства, реконструкции
- проведение инженерно-геологических и инженерно-геодезических изысканий для строительства
- проектирование оснований, фундаментов и подземных сооружений для сложных инженерно-геологических, природно-климатических и геотехнических условий; сооружений для защиты от загрязнений подземных и поверхностных вод, а также инженерной подготовки территорий
- обследование и оценка технического состояния зданий и сооружений при реконструкции, а также в зонах влияния строящихся объектов
- геотехнический мониторинг
- инжиниринговые услуги
- научно-техническое сопровождение строительства ответственных и сложных объектов

**НИИОСП ИМ. Н.М. ГЕРСЕВАНОВА АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО» ПРЕДЛАГАЕТ
ИСПОЛЬЗОВАТЬ МНОГОЛЕТНИЙ ОПЫТ НАШИХ СПЕЦИАЛИСТОВ
НА ОСНОВЕ ВЗАИМОВЫГОДНОГО СОТРУДНИЧЕСТВА**

Контакты:

тел: +7 (499) 170-57-92, +7 (499) 170-63-12

e-mail: niiosp@niiosp.ru

сайт: www.niiosp.ru

ТЕРМИНОЛОГИЧЕСКИЙ СЛОВАРЬ ПО ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИЮ

механике грунтов и грунтоведению

Терминологический словарь содержит около 2 тысяч основных терминов по фундаментостроению, механике грунтов и грунтоведению. В словаре дана не только расшифровка терминов, но и поясняющие их графики, рисунки и таблицы, а также этимология терминов и их английские аналоги.

Словарь предназначен для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций, преподавателей и студентов соответствующих вузов.

П.А. Коновалов В.П. Коновалов Ф.Ф. Зехниев

ТЕРМИНОЛОГИЧЕСКИЙ СЛОВАРЬ
ПО ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИЮ
МЕХАНИКЕ ГРУНТОВ И ГРУНТОВЕДЕНИЮ



НИЦ строительство
научно-исследовательский центр



НИИОСП
И.И. Н.М. ГЕРСЕВАНОВА



Из предисловия:

Предлагаемый вниманию читателя труд – это исполнение мечты нашего замечательного учителя, доброго и внимательного человека: профессора Павла Александровича Коновалова (1933-2016). Он начал его проектировать еще в середине прошлого века. До последнего года своей жизни он работал и неуклонно шел к реализации этого плана: создать терминологический словарь, который представит огромный интеллектуальный ресурс научного языка.



Выпуск словаря приурочен к 85-летию юбилею учёного.

Соавторами стали его ученик Фаршед Фарходович Зехниев – к.т.н., доцент, Почётный строитель РФ, заведующий лабораторией НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство» и сын учёного Владимир Павлович Коновалов – к.т.н., доцент, геотехник.

По вопросам приобретения словаря можно обращаться в АО «НИЦ «Строительство» по телефону: +7 (495) 602-00-70 доб. 1002/1014, e-mail: inf@cstroy.ru или в Издательство АСВ: www.iasv.ru

Научное издание

Вестник НИЦ «Строительство»
Вып. 4(23) 2019

Редактор выпуска Савельева М.А.
Компьютерная верстка Стрельникова А.А.

Подписано в печать 15.11.2019. Формат 70x100/16
Бумага мелованная. Офсетная печать.
Тираж 500 экз. Заказ №1256.

Отпечатано с готового оригинал-макета
в обществе с ограниченной ответственностью «Тамбовский полиграфический союз»
392000, г. Тамбов, Моршанское шоссе, 14А
Тел. 8 (4752) 53-26-27
E-mail: info@tps68.ru
www.tps68.ru