

# ЖИЛИЩНОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

Научно-технический и производственный журнал

[www.rifsm.ru](http://www.rifsm.ru)

Издается с 1958 г.

**КНАУФ-Файерборд**  
 КНАУФ-профиль  
 Негорючий утеплитель KNAUF Insulation с технологией Ecosse  
 Негорючая плита КНАУФ-Файерборд  
 Финишное покрытие

реклама

**БЕЗОПАСНЫЕ  
СТРОЙМАТЕРИАЛЫ**

ЭКОЛОГИЧЕСКИ  
ЧИСТЫЕ  
ОТДЕЛОЧНЫЕ  
МАТЕРИАЛЫ

## Основа Вашей безопасности

Дома и в офисе важно чувствовать себя защищенным. КНАУФ-Файерборд – это негорючая экологичная гипсовая плита, обеспечивающая высокий уровень огнезащиты и препятствующая распространению пламени в течение полутора часов.

▶ [www.knauf.ru](http://www.knauf.ru)



**KNAUF**  
Немецкий стандарт

По вопросам крупных оптовых поставок обращайтесь в сбытовые организации КНАУФ:

КНАУФ МАРКЕТИНГ Красногорск, тел. +7 (495) 937 95 95; КНАУФ МАРКЕТИНГ Санкт-Петербург, тел. +7 (812) 718 81 94; КНАУФ МАРКЕТИНГ Новомосковск, тел. +7 (48762) 29 291; КНАУФ МАРКЕТИНГ Краснодар, тел. +7 (861) 267 80 26; КНАУФ МАРКЕТИНГ Челябинск, тел. +7 (351) 774 21 45; КНАУФ МАРКЕТИНГ Челябинск, ф-л в Новосибирске, тел. +7 (383) 355 44 36; КНАУФ МАРКЕТИНГ Челябинск, ф-л в Иркутске, тел. +7 (3952) 290 032; КНАУФ МАРКЕТИНГ Челябинск, ф-л в Хабаровске, тел. +7 (4212) 31 88 33.



# НИИОСП

им. Н.М. ГЕРСЕВАНОВА

**Ведущий институт России в области геотехники**

Торжественное мероприятие,  
посвященное 80-летию  
образования НИИОСП им. Н.М. Герсевича,  
состоится 14 октября (пятница) 2011 г. в 15-00 ч.  
в Центральном Доме Ученых РАН по адресу:  
г. Москва, ул. Пречистенка, д. 16 (м. Кропоткинская).

НИИОСП • НИИОСП • НИИОСП • НИИОСП • НИИОСП • НИИОСП • НИИОСП

НИИОСП • НИИОСП



**НИИОСП им. Н.М. Герсевича ОАО "НИЦ "Строительство"**

109428, Москва, Рязанский проспект, д. 59

Тел.: (499) 170-57-92, 170-63-12

Факс: (499) 170-27-57

E-mail: [niosp@niosp.ru](mailto:niosp@niosp.ru), [inf@cstroy.ru](mailto:inf@cstroy.ru)

<http://www.niosp.ru>

Учредитель журнала  
ЦНИИЭП жилища

Журнал зарегистрирован  
Министерством РФ по делам  
печати, телерадиовещания  
и средств массовой информации  
№ 01038

Главный редактор  
Юмашева Е.И.

Редакционный совет:

Николаев С.В.  
(председатель)

Барина Л.С.

Гагарин В.Г.

Заиграев А.С.

Звездов А.И.

Ильичев В.А.

Колчунов В.И.

Маркелов В.С.

Франивский А.А.

Авторы

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

Редакция

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

Перепечатка

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

Редакция не несет

ответственности  
за содержание рекламы  
и объявлений

Адрес редакции:

Россия, 127434, Москва,  
Дмитровское ш., д. 9, стр. 3

Тел./факс: (499) 976-22-08  
(499) 976-20-36

E-mail: mail@rifsm.ru  
gs-mag@mail.ru

http://www.rifsm.ru

## СОДЕРЖАНИЕ

### Юбилеры отрасли

НИИОСП им. Н.М. Герсванова: 80-летняя история и планы на будущее ..... 2

### Подземное строительство

Е.Г. БОЛДЫРЕВА

Опыт строительства жилых зданий на плитных фундаментах ..... 6

Р.А. МАНГУШЕВ

Геотехническое сопровождение строительства жилого здания  
с примыканием к соседним в центре Санкт-Петербурга ..... 10

А.Л. ГОТМАН, Н.З. ГОТМАН, М.З. КАЮМОВ

Методика расчета фундаментов заглубленных сооружений  
на закарстованных территориях ..... 13

В.Я. ШИШКИН, А.Е. ПОГОРЕЛОВ, В.А. МАКЕЕВ

Реконструкция зданий исторической застройки  
на примере вспомогательного здания  
Московской государственной консерватории ..... 16

А.В. ЧЕРНЯКОВ

Применение струйной цементации грунтов  
в условиях исторической застройки ..... 24

В.С. ПОСПЕХОВ

Расчеты конструкции ограждения котлована для подземной части  
общественно-делового центра «Охта» в Санкт-Петербурге ..... 27

П.А. МАЛИНИН, А.В. ВОРОБЬЕВ, А.А. ЖЕМЧУГОВ, А.П. ШЕСТАКОВ

Современный программный комплекс для геотехнических расчетов  
методом конечных элементов ..... 32

К.П. БЕЗРОДНЫЙ, В.Б. БОЛТИНЦЕВ, В.Н. ИЛЬЯХИН

Оценка обводненности горной выработки по данным  
электромагнитного импульсного сверхширокополосного зондирования ..... 34

### Расчет конструкций

А.В. ГРАНОВСКИЙ, Б.К. ДЖАМУЕВ

Повышение прочности стен из ячеисто-бетонных блоков ..... 39

### Экологическое строительство

А.Л. БОЛЬШЕРОТОВ, М.А. КОЛЧИГИН, А.Ю. ШАКИРОВ, И.Е. ХАРЬКОВА

Роль и место системы оценки экологической безопасности строительства  
в структуре обеспечения экологической безопасности страны ..... 44

Ю.Э. ВАСИЛЬЕВ, И.В. ЧИСТЯКОВ

Сток ливневых вод с территорий населенных пунктов ..... 50

## НИИОСП им. Н.М. Герсеванова: 80-летняя история и планы на будущее

Научно-исследовательский, проектно-изыскательский и конструкторско-технологический институт оснований и подземных сооружений им. Н.М. Герсеванова – крупнейший в Российской Федерации и хорошо известный в мире специализированный институт в области расчета и проектирования оснований и фундаментов зданий и подземных сооружений. Высококвалифицированные специалисты института проводят изыскания, научные исследования, проектирование, научно-техническое сопровождение строительства фундаментов зданий различного назначения и подземных сооружений.

Практически все крупные объекты страны – Московское метро, высотные здания в Москве, Останкинская телебашня, канал Москва – Волга, крупные заводы, объекты обустройства рудных, угольных, нефтегазовых месторождений построены при участии специалистов НИИОСП. Множество уникальных объектов на Кубе, в Болгарии, Индии, Египте, Иране, Югославии и других странах также возведено при участии сотрудников института.

История становления и развития института началась в 1931 г., когда существовавший трест «Фундаментстрой» был преобразован во Всесоюзный институт по сложным основаниям и фундаментам (ВИОС); в 1958 г. организация была утверждена в статусе головного института строительной отрасли в области фундаментостроения и подземного строительства. Имя своего создателя, выдающегося российского ученого Николая Михайловича Герсеванова, институт носит с 1973 г. В состав ОАО «НИЦ «Строительство» НИИОСП входит с 1994 г.

С первых лет существования института одновременно с развитием исследований в области фундаментостроения началось становление отечественной школы механики грунтов. Разрабатывались методы расчета осадок оснований зданий и сооружений. Осуществлен ставший поистине революционным переход от расчетов «по допускаемым давлениям» к расчету «по предельным состояниям». Этот переход, официально закрепленный в СНиП II-Б.1-62 «Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования», открыл широкие возможности для современного строительства.

Параллельно с теоретическими были развернуты экспериментальные исследования закономерностей деформирования структурно-неустойчивых грунтов, широко распространенных на территории страны (просадочных, набухающих, засоленных, закарстованных, слабых, насыпных и др.). Исследовались особенности строительства на вечномерзлых и оттаивающих грунтах; большие успехи достигнуты в области искусственного преобразования грунтовых массивов.

Высококвалифицированными сотрудниками НИИОСП впервые созданы методы расчета и проектирования свайных, плитных и свайно-плитных фундаментов, большемерных свайных кустов и полей, коробчатых фундаментов и других высокоэффективных фундаментных конструкций.

В результате выполненных институтом исследований многоэтажное городское и подземное строительство стало возможным на обширных территориях, которые прежде считались непригодными для широкого строительного освоения.

Изучение специалистами НИИОСП **проблемы строительства на вечномерзлых грунтах**

**Крайнего Севера** и ее разработка началось в 1930-е гг. в связи с необходимостью промышленного освоения природных ресурсов этого региона. Институтом разработаны теория и методы расчета оснований и фундаментов по первому и второму принципам на вечномерзлых грунтах, основаны методы устойчивого строительства на этих грунтах и принципы использования их в качестве оснований зданий и сооружений. Разработаны также методики выполнения всех видов исследований физико-механических свойств мерзлых и оттаивающих грунтов. Под руководством специалистов института построены первые в стране промышленные сооружения на вечномерзлых грунтах при строительстве и реконструкции городов Севера и Восточной Сибири – Воркуты, Норильска, Якутска, Байкало-Амурской магистрали, а также в горнодобывающей промышленности – на комбинате «Апатит», Норильском ГОК, Канско-Ачинском и Южно-Якутском угольных комплексах.

Исследованы основные закономерности изменения мерзлотно-грунтовой обстановки при различ-

ных техногенных воздействиях на вечномерзлые грунты и созданы методы комплексной инженерной защиты застроенных и вновь застраиваемых территорий, расчета устойчивости склонов и сооружений на них – трубопроводов, подпорных стен и др. с учетом сейсмичности и изменяющихся при техногенезе геокриологических условий.



**Николай Михайлович Герсеванов (Герсеванишвили)** (1879–1950) – инженер-исследователь, потомственный ученый и педагог, член-корреспондент Академии наук СССР. Основатель НИИ оснований и подземных сооружений (НИИОСП) – крупнейшего в России специализированного института в данной отрасли.

Николай Михайлович получил высшее образование в Институте инженеров путей сообщения в Санкт-Петербурге (1896–1901 гг.). По окончании института он работал на строительстве железных дорог, а затем Петербургского, Нарвского и Кронштадтского портов. Свои научные труды Н.М. Герсеванов стал публиковать с 1904 г. Его работы, напечатанные в 1906 и 1908 гг., положили начало развитию в России науки монографии. В 1914 г., за 11 лет до опубликования аналогичных трудов зарубежными учеными, Н.М. Герсеванов предложил способ расчета конструкций на сваях с большой свободной длиной, нашедший практическое применение в строительстве портов. Через три года он опубликовал работу, в которой установил новый принцип решения задачи определения сопротивления свай по их отказу и дана к нему удобная новая формула. Особенно известен фундаментальный труд Н.М. Герсеванова «Основы динамики грунтовой массы», содержащий в себе начала новой научной дисциплины о грунтах как материалах оснований сооружений. Также известны его книги – «Функциональные прерыватели и их применение в строительной технике», «Балка на опорном основании». За выдающиеся заслуги в области науки, разработку и внедрение в практику новых методов строительства в условиях макропористых (лессовидных) грунтов Н.М. Герсеванову присуждена Государственная премия. С 1931 г. он являлся начальником кафедры гидротехнических сооружений Военно-транспортной академии, директором и научным руководителем основанного им Московского НИИ оснований и подземных сооружений (в настоящее время НИИОСП им. Н.М. Герсеванова). Как крупный ученый, создатель советской школы механики грунтов и фундаментостроения, Н.М. Герсеванов не раз был участником международных конгрессов по гидротехническому строительству и основаниям сооружений, на которых выступал с докладами в Милане – в 1905 г., в Петербурге – в 1908 г., в Каире – в 1926 г. С 1905 г. и до конца жизни состоял членом постоянной Ассоциации по организации международных судоходных конгрессов (Брюссель).



Устройство подземной части стадиона «Зенит» в Санкт-Петербурге

В связи с бурным развитием крупных российских городов перед специалистами НИИОСП встал ряд новых научных, инженерных и технических проблем, связанных с **комплексным освоением подземного пространства городов**, которое стало использоваться не только для размещения инженерных коммуникаций и объектов транспортного строительства, но также для строительства крупных комплексов общественно-бытового назначения, многоэтажных подземных гаражей и стоянок, предприятий торговли, помещений заглубленных частей жилых зданий. Значительно увеличилась глубина заложения коллекторов для прокладки ответственных инженерных коммуникаций, а также подземных путепроводов. Особенности современного подземного строительства в городских условиях связаны с использованием новых прогрессивных технологий – строительства способом up-down, бурозавинчиваемых свай, разрядно-импульсной технологии, микротоннелирования, щитовой проходки с пригрузом забоя, компенсационного нагнетания и др. Под научно-техническим руководством НИИОСП им. Н.М. Герсеванова построен крупнейший в Европе подземный Торгово-рекреационный комплекс «Охотный ряд» на Манежной пл. в Москве. В процессе проектирования расчеты конструкций подземного комплекса проводились с учетом изменений напряженно-деформированного состояния массива грунта, его первичного и последующего нагружения, сложных конструктивных схем сооружения, последовательности выполнения строительных работ и их технологических этапов. Проведен анализ влияния на конструкции комплекса негативных инженерно-геологических процессов, таких как карст, суффозионные явления, набухание и пучение грунтов. Впервые разработан научный подход к проблемам геотехнического прогноза

и обеспечения безопасности окружающих зданий и сооружений при подземном строительстве, а также создана комплексная система мониторинга, включавшая в себя наблюдения за деформациями грунтового массива, уровнями подземных вод, деформациями тоннелей метро, осадками близлежащих зданий и перемещениями ограждающих и несущих конструкций строящегося объекта. Комплекс работ выполнен для сохранения естественных гидрогеологических условий и защиты сооружения от подземных вод. Осуществленная впервые на практике **программа научно-технического сопровождения проектирования и строительства** торгово-рекреационного комплекса «Охотный ряд» на Манежной пл. обеспечила высокую надежность принятых проектных решений, необходимое качество выполнения строительно-монтажных работ, предотвратила изменение гидрогеологических условий площадки и гарантировала минимальные воздействия строительства как на инженерно-геологическую среду, так и на близлежащие сооружения и здания. В последующие годы данная программа научного сопровождения стала эталоном при проектировании и строительстве других уникальных сооружений.

Другим крупнейшим объектом подземного строительства для специалистов НИИОСП стал комплекс сооружений Московского международного делового центра (ММДЦ) «Москва-Сити», расположенный на левобережной террасе р. Москвы в районе Краснопресненской наб. Центральным ядром этого комплекса является многофункциональное сооружение, в состав которого входят пересадочный узел метрополитена, стоянки автомашин, магазины, выставочные, офисные и другие помещения. Центральное ядро запроектировано как восьмизэтажное здание, шесть этажей которого подземные. Здание имеет размеры в плане 125×47 м<sup>2</sup>. Глубина котлована 23 м от отметки планировки окружающей территории. Главной особенностью ММДЦ «Москва-Сити» является беспрецедентное для Москвы вмешательство в условия существующей геологической среды, связанное с экскавацией огромных масс грунта на значительной территории и последующей передачей на основание нагрузок от проектируемых высотных зданий, величины которых выходят за пределы накопленного опыта строительства в Москве. Проектирование ограждающей и противофильтрационной конструкции по контуру центрального ядра и примыкающих участков, устраиваемой способом стена в грунте и из буросухоукрепительных свай, проводилось специалистами НИИОСП. Для выбора наиболее рациональных проектных решений необходимо было выполнить прогноз изменений напряженно-деформированного состояния грунтового массива на каждом из этапов строительства. Этот прогноз послужил также основой для разработки систем мониторинга на площадке и, в свою очередь, корректировался на основании результатов мониторинга.



Многофункциональный торгово-деловой центр с подземной автостоянкой (Москва, Оружейный пер., 41)

Специалистами НИИОСП впервые разработан научный подход к проблемам **геотехнического прогноза и обеспечения безопасности окружающих зданий при подземном строительстве**. Это позволило обеспечить строительство крупнейших подземных сооружений в Москве: 3-го Московского транспортного кольца (Гагаринский и Лефортовский тоннели, многочисленные развязки и др.); многоуровневой подземной автостоянки на пл. Революции; Турецкого делового центра в Замоскворечье; воссоздание исторических зданий Центрального выставочного зала Манеж, Гостиного двора; реставрацию Грановитой палаты Большого Кремлевского дворца; мониторинг сооружений Кремля; реконструкцию площадей Тверской заставы и Павелецкого вокзала и др. В 2011 г. закончены работы по реставрации Большого зала консерватории, ведутся работы на Алабяно-Балтийском тоннеле. В планах института научное сопровождение реконструкции стадиона «Динамо» в Москве. Уникальность этого проекта состоит в том, что при сохранении внешних стен стадиона, который является памятником архитектуры, будет возведен гигантский спортивный комплекс, объединяющий под одной крышей стадион на 45 тыс. болельщиков и ледовый дворец на 15 тыс. зрителей. При этом будет построено трехуровневое подземное пространство, где разместятся автостоянки и торгово-развлекательный комплекс.

**Основные направления**, которые развиваются в НИИОСП им. Н.М. Герсеванова: теоретическая механика грунтов; специальные разделы механики структурно-неустойчивых грунтов (слабых, просадочных, вечномерзлых, набухающих, засоленных); прогноз осадок сооружений; методы расчета плит; расчет заглубленных конструкций, взаимодействующих с грунтовыми основаниями; расчеты устойчивости оснований и прочности грунтовых массивов.

Решение проблем **современного высотного строительства** – одно из главных направлений деятельности института. Для высотных зданий в институте разработаны новые методы и программы расчета и проектирования оснований и фундаментов, в том числе плитно-свайных и большеразмерных свайных; методы подготовки оснований строящихся и защиты существующих зданий; методы сбора и обработки геотехнической информации. Применительно к нуждам крупномасштабного подземного и высотного строительства **созданы известные специалистам программы «Wall-3», «CROSS», «PLAST-d» и др.**, успешно используемые как при выборе проектных решений, так и при мониторинге, одной из важнейших составляющих которого является прогноз всех связанных со строительством изменений в грунтовом массиве.

Сотрудниками НИИОСП **впервые составлены методические и нормативные документы по геотехнической части проектирования и строительства зданий и сооружений**. В их числе МГСН 4.19–2005 «Временные нормы и правила проектирования многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов в городе Москве»; МДС 50-1.2007 «Проектирование и устройство оснований, фундаментов и подземных частей многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов»; СТО 36554501-007–2006 «Проектирование и устройство вертикального или наклонного геотехнического барьера методом компенсационного нагнетания»; СТО 36554501-017–2009 «Проектирование и устройство монолитной конструкции, возводимой способом «стена в грунте» и др.

В соответствии с Планом работ по разработке и утверждению сводов правил и актуализации ранее утвержденных строительных норм и правил (Приказ Минрегионразвития № 439 от 4.10.2010 г.), а также Среднесрочным планом разработки межгосударственных нормативных документов и стандартов по



Строительство санно-бобслейной трассы в Сочи

строительству на 2011–2015 гг. (Межгосударственная научно-техническая комиссия по стандартам, техническому нормированию и оценке соответствия в строительстве (МНТКС), 17–18 марта 2011 г., Казань) НИИОСП им. Н.М. Герсеванова разрабатывает в 2010–2011 гг. 13 национальных и межгосударственных стандартов (ГОСТ), 7 сводов правил (СНиП), 2 территориальных нормативных документа (Своды Правил).

Наряду с собственными проектными разработками НИИОСП по поручению правительства Москвы (№ 875-ПП от 07.12.2004 г.) выполняет **геотехническую экспертизу проектов** практически всех сложных объектов. За последние несколько лет при участии института и с использованием его разработок возведено значительное количество многоэтажных жилых домов. Построен ряд высотных зданий и наземно-подземных комплексов в разных районах Москвы: «Эдельвейс», «Триумф-Палас», «Алые паруса», группа зданий на площадке строительства ММДЦ «Москва-Сити» высотой до 72 этажей с 5–7-ярусными подземными этажами и др.

Таким образом, значительная часть проектов фундаментов зданий и сооружений различного назначения в Москве выполняется при участии специалистов НИИОСП им. Н.И. Герсеванова.

Экономические показатели эффективности внедряемых разработок института по материалоемкости и трудозатратам строительных конструкций составляют порядка 10–20%.

Успехи института отмечены правительственными наградами: орденом Трудового Красного Знамени (1966 г.); переходящим Красным Знаменем ЦК КПСС, Совета Министров СССР, ВЦСПС и ЦК ВЛКСМ с занесением на Доску почета ВДНХ по результатам Всесоюзного социалистического соревнования (7 раз за период с 1974 г. по 1986 г.); сертификатом Госстроя России (2000 г.); дипломами Госстроя России и правительства Московской области (1998, 2000, 2001 гг.)

В разные годы в институте работали известные классики отечественной механики грунтов и фундаментостроения: Н.М. Герсеванов, В.В. Аскалонов, Ю.М. Абелев, Д.Д. Баркан, В.Г. Булычев, С.С. Вялов, Б.П. Горбунов, М.И. Горбунов-Посадов, К.Е. Егоров, М.Ф. Киселев, Г.М. Мариупольский, В.О. Орлов, Г.И. По-



Стена в грунте при строительстве ММДЦ Москва-Сити



Турецкий торговый центр

кровский, Д.Е. Польшин, Б.П. Попов, Г.В. Порхаев, А.М. Пчелинцев, Б.А. Ржаницын, К.В. Руппенейт, Н.М. Соколов, В.В. Соколовский, А.С. Строганов, Р.А. Токарь, И.А. Тютюнов, Д.И. Федорович, М.Н. Фуксон, Х.Р. Хакимов, Н.А. Цытович, И.И. Черкасов, О.Я. Шехтер и др.

Их ученики и последователи – продолжатели лучших научных традиций работают в НИИОСП в настоящее время: доктора технических наук, профессора Б.В. Бахолдин, А.А. Григорян, П.А. Коновалов, В.И. Крутов, В.П. Петрухин, Н.С. Никифорова, Е.А. Сорочан, Л.Р. Ставницер, В.И. Шейнин; кандидаты технических наук и ведущие специалисты В.Ф. Александрович, А.Г. Алексеев, А.В. Аникьев, Б.Н. Астраханов, В.А. Барвашов, С.Г. Безволев, Г.А. Бобырь, Е.З. Болтянский, Г.И. Бондаренко, В.Г. Буданов, Э.С. Буров, Ю.В. Вишняков, Р.Г. Григорян, Х.А. Джантимиров, А.М. Дзагов, С.В. Довнаркович, М.П. Дохнянский, Ф.Ф. Зехниев, М.Н. Ибрагимов, О.И. Игнатова, О.Н. Исаев, Б.Ф. Кисин, В.К. Когай, И.В. Колыбин, В.Е. Конаш, В.Н. Корольков, О.Н. Короткова, С.В. Курилло, И.В. Лавров, Т.А. Маликова, А.Б. Мещанский, В.В. Михеев, О.А. Мозгачева, А.И. Мороз, Д.В. Наятов, М.М. Неклюдов, В.П. Отрепьев, В.С. Поляков, И.К. Попсуенко, Д.Е. Разводовский, Л.Н. Репников, А.В. Ростовцев, С.А. Рытов, А.А. Саркисян, В.В. Семкин, В.Ф. Сидорчук, А.Н. Скачко, А.В. Скориков, Ю.О. Таргулян, В.Т. Терновская, А.Н. Труфанов, В.Г. Федоровский, М.Л. Холмянский, А.Г. Чахвадзе, А.В. Шапошников, О.А. Шулятьев, П.И. Ястребов и др.

Директорами института в разные годы являлись: Герсеванов Николай Михайлович (1931–1950); Замараев Василий Аркадьевич (1950–1954); Токарь Роман Александрович (1955–1970); Булычев Василий Георгиевич (1971–1972), Федоров Борис Сергеевич (1972–1985); Ильичев Вячеслав Александрович (1985–2006); Петрухин Валерий Петрович (с 2006 г. по настоящее время).

В институте успешно трудится достойная смена – более 100 молодых специалистов. Необходимо отметить, что в настоящее время немногие организации принимают на работу выпускников вузов, понимая, какие усилия необходимо приложить для воспитания настоящего специалиста. В НИИОСП заботятся о будущей смене и прилагают максимум усилий для подготовки высококвалифицированных сотрудников.

В различных организациях страны работают специалисты, прошедшие подготовку в стенах института. За период с 1950 г. по настоящее время аспирантурой института подготовлены 46 докторов и около 400 кандидатов наук. Почетные звания лауреатов Государственной премии присвоены 23 сотрудникам;

лауреатов премии Совета Министров СССР – 17 сотрудникам. Многие сотрудники института награждены почетными званиями «Заслуженный деятель науки и техники РФ» (11 чел.), «Заслуженный строитель РФ» (9 чел.), «Почетный строитель России» (15 чел.), «Почетный строитель Москвы» (9 чел.).

**География работ института** не ограничивается только рамками Москвы. Специалистами института разработаны проекты фундаментов 10 крупных олимпийских объектов в Сочи: среди них Большой ледовый дворец на 12 тыс. зрителей, ледовый дворец для фигурного катания, здания основной олимпийской деревни на Имеретинской низменности, санно-бобслейная трасса в районе Красной Поляны, дорога к высокогорной базе Роза-Хутор. Сочетание высокой сейсмичности и очень слабых грунтов в районе строительства диктует необходимость индивидуального подхода к научно-техническому сопровождению проектирования и строительства, мониторингу, экспертизе уникальных сооружений.

Очень интересный проект разработан специалистами НИИОСП для строительства Эльгинского горно-обогатительного комбината в Якутии, в 300 км от Байкало-Амурской магистрали. По проекту необходимо построить 26 промышленных цехов и зданий в зоне вечномерзлых грунтов. В данном проекте большое внимание уделено инженерной подготовке территории. Чтобы исключить затопление зданий и сооружений в результате неизбежного подтаивания мерзлых грунтов, разработана специальная схема дренажа и планировки территории.

Институт является базовой организацией Российского общества по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению (РОМГиФ). В 2010 г. НИИОСП им. Н.М. Герсеванова выступил основным организатором Международной конференции «Геотехнические проблемы мегаполисов» (GeoMos2010), которая прошла при поддержке Международного общества по механике грунтов и геотехнике (ISSMGE). В работе конференции приняли участие 264 представителя из 51 страны мира, что явилось показателем признания заслуг российских ученых международным сообществом специалистов-геотехников. Сотрудники НИИОСП регулярно приглашаются западными фирмами для участия в разработке международных проектов.

Располагая современной научно-технической базой, НИИОСП им. Н.М. Герсеванова остается основной геотехнической организацией Российской Федерации в области механики грунтов, фундаментостроения и подземного строительства.

**Л.В. Сапачева, канд. техн. наук**

УДК 621.6.072

*Е.Г. БОЛДЫРЕВА, инженер, финансовый директор  
ООО «НПП Геотек» (Пенза)*

## Опыт строительства жилых зданий на плитных фундаментах

*Приведены результаты проектирования и строительства плитного фундамента жилого многоэтажного дома. Расчет фундаментов выполнен с использованием трех расчетных схем деформации основания с использованием программ Ansys и Scada. Показано влияние расчетной схемы основания на осадку и внутренние усилия в фундаментной плите.*

**Ключевые слова:** *плитный фундамент, расчетная схема деформации основания, осадка, приведенный модуль деформации.*

В июле 2004 г. Пензенская строительная компания (в настоящее время SKM Group) приступила к строительству 15-этажного жилого дома по ул. Зои Космодемьянской в Пензе. Строительство жилого дома завершено в 2006 г. (рис. 1).

Здание конструктивно выполнено с несущими продольными и поперечными стенами из кирпича и сборными железобетонными плитами перекрытия и покрытия.

Цель данной статьи заключается в изложении опыта проектирования фундаментов с использованием различных расчетных схем деформации грунтового основания, которые рекомендованы в нормативной литературе.

В результате инженерно-геологических изысканий, выполненных в 2004 г. ОАО «Пензенский трест инженерно-строительных изысканий», на площадке строительства выделено шесть инженерно-геологических элементов.



Рис. 1. Многоэтажный жилой дом с несущими стенами из кирпича



Таблица 1

Наименование грунта	Характеристики грунта				
	Удельный вес, кН/м <sup>3</sup>	Модуль деформации, МПа	Угол внутреннего трения, град	Силы удельного сцепления, кПа	Показатель текучести
Почвенный слой, глинистый (ИГЭ-1)	15				
Глина элювиальная, тугопластичная (ИГЭ-2)	16,5	5,5	18	37	0,27
Глина элювиальная полутвердая (ИГЭ-3)	16,4	16	18	44	0,22
Глина элювиальная полутвердая с прослойками мергеля (ИГЭ-4)	15,7	26	19	44	0,16
Глина элювиальная полутвердая, трещиноватая (ИГЭ-5)	17,2	18	20	45	0,21
Глина коренная полутвердая (ИГЭ-6)	17,3	26	20	55	0,12

Насыпные грунты (ИГЭ-1) и глина элювиальная тугопластичная (ИГЭ-2) прорезаются конструкцией фундамента, а его подошва закладывается на отметке 160,85 в слое глинистых полутвердых (ИГЭ-3).

Модуль деформации глины ИГЭ-2 был определен по результатам лабораторных компрессионных испытаний в интервале 0,1–0,2 МПа с переходным коэффициентом  $m = 3,1$ , определенным по результатам сопоставлений полевых штамповых испытаний с лабораторными компрессионными.

Для ИГЭ-3,4,5,6 модуль деформации рассчитан с переходным коэффициентом  $m = 4,6$ .

Грунтовые воды находятся на отметке 158,4–160,1 м. По степени агрессивности грунтовые воды неагрессивны к бетону всех марок по водопроницаемости согласно табл. 5 СНиП 2.03.11–85.

Значения деформационных и прочностных характеристик грунтов площадки строительства приведены в табл. 1.

Анализ инженерно-геологических условий показывает, что у поверхности залегают глинистые грунты, которые имеют хорошие деформационные и прочностные свойства.

Вследствие того что конструктивно здание несимметрично относительно продольной и поперечной осей и имеет различную этажность (3–15 этажей), принято решение выбрать конструкцию фундамента в виде сплошной железобетонной плиты без устройства деформационных швов в местах сопряжения различных секций здания.

**Расчетные схемы основания.** С целью оценки применимости различных расчетных схем деформации основания на деформацию плиты и внутренние усилия принято решение выполнить статический расчет фундаментной плиты с использованием трех расчетных схем основания, наиболее часто применяемых на практике.

**Расчетная схема 1.** Основание в виде линейно-деформируемого полупространства [1] с осредненными в пределах сжимаемого слоя  $H$  коэффициентом Пуассона грунта и модулем деформации грунтов основания  $E_{np}$  с корректирующим множителем  $m_E$ , равным:

$$m_E = \omega'_{cp} / \omega_{cp}, \quad (1)$$

где  $\omega_{cp}$  – коэффициент, определяемый по табл. 13 [1] в зависимости от отношения сторон фундамента  $n = l/b$  и толщины сжимаемого слоя основания к полуширине фундамента  $m = 2H/b$ ;  $\omega'_{cp}$  – коэффициент, определяемый по табл. 13 [1] для  $m = \infty$  в зависимости от отношения сторон фундамента  $n = l/b$ .

**Расчетная схема 2.** Основание (Винклера–Фусса), подчиняющееся гипотезе постоянного коэффициента постели [1], с коэффициентом постели, определяемым по формуле:

$$C_1 = \frac{P}{S_{cp}}, \quad (2)$$

где  $P$  – среднее фактическое давление на грунт под подошвой фундамента;  $S_{cp}$  – средняя осадка, определяемая по

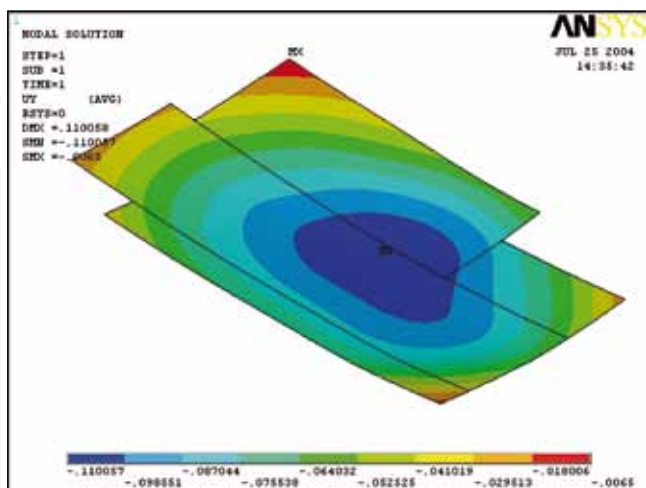


Рис. 2. Прогиб/осадка фундаментной плиты

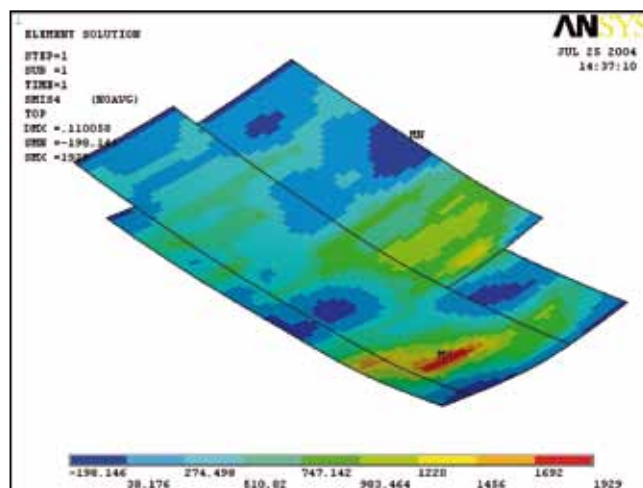


Рис. 3. Эпюра моментов в направлении оси X



Рис. 4. Строительство нулевого цикла: а – котлован и устройство подбетонки под плиту; б – обрушение стены котлована при монтаже фундаментных блоков

Таблица 2

Наименование расчетной схемы основания	Максимальная осадка, S, см	Момент $M_x$ , кНм	Момент $M_y$ , кНм	Поперечная сила $Q_x$ , кН	Поперечная сила $Q_y$ , кН
Винклера–Фусса	31,5	–545,9–2278,3	–821,3–2872,4	–1270–2600	–1270–3900
Линейно-деформируемое полупространство (приведенное)	11	–198,14–1929	8,12–2486	–1637–1205	–1476–1460
Линейно-деформируемое полупространство (неоднородное)	21,89	7,45–2497	19,54–3481	–2241–1179	–1484–1495

формуле (1) приложения 2 СНиП 2.02.01–83\* «Основания зданий и сооружений».

**Расчетная схема 3.** Основание в виде линейно-деформируемого полупространства без осреднения коэффициента постели по слоям грунта и модуля деформации без использования коэффициента  $m_E$  и приведения модуля деформации к среднему значению в пределах сжимаемой толщи.

Плита принята толщиной 90 см, с переменными размерами в плане в виде прямоугольника с наибольшими сторонами 24×42 м. Бетон класса В20, арматура класса А400, А240.

**Расчет основания с использованием гипотезы коэффициента постели.** В данном случае статический расчет фундаментной плиты выполнен с использованием программы Structure CAD. Коэффициент постели определен из расчета осадки с использованием выражения (2) и принят постоянным под всей площадью фундаментной плиты, равным  $C = 1155,44$  кН/м<sup>3</sup>. Осадка, входящая в выражение (2), определена методом элементарного послойного суммирования по СНиП 2.02.01–83\* с использованием модулей деформации слоев грунта, приведенных в табл. 1. Глубина сжимаемой толщи 28,46 м.

**Расчет фундаментной плиты с использованием гипотезы линейно-деформируемого полупространства и приведенным модулем деформации.** При расчете осадки методом элементарного послойного суммирования получена сжимаемая толщина грунтового основания мощностью  $H_c = 28,46$  м.

Используя рис. 6 из [1], при найденном значении  $H_c$  и отношении сторон фундамента  $n = l/b = 42/24 = 1,75$  находим толщину сжимаемого слоя  $H = 22,05$  м. Используя табл. 13, из [1] определяем корректирующий множитель  $m_E = 1,87$ .

Модуль деформации грунтов основания  $E_{np}$ , приведенный в пределах сжимаемой толщи  $H_c$ , находим из выражения:

$$E_{np} = \frac{\sum_{i=1}^n (k_i - k_{i-1})}{\sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}} \quad (3)$$

где  $k_i$  – коэффициент, определяемый по табл. 4, приложения 2 из [2].

Используя выражение (3), находим  $E_{np} = 22$  МПа. Расчетное значение модуля деформации  $E = E_{np} \times m_E$ ;  $E = 41,14$  МПа.

Расчет фундаментной плиты на «условно однородном» ( $E = 41,14$  МПа) основании выполнен с использованием программы ANSYS методом конечных элементов. Аппроксимация грунтов основания выполнена с использованием конечных элементов SOLID45, а фундаментной плиты – конечных элементов SHELL43. Выбранные конечные элементы допускают упругое и упругопластическое поведение грунта основания и бетона конструкции фундамента. В данной работе решение проведено по упругой схеме. Результаты расчетов приведены на рис. 2, 3.

Осадка плиты по оси 1 равна 4,1 см, по оси 14 – 6,4 см. Максимальная осадка 11 см. Из рис. 2 видно, что плита прогибается несимметрично по отношению к центру плиты.

**Расчет фундаментной плиты с использованием гипотезы линейно-деформируемого полупространства на неоднородном грунтовом основании.** Расчет выполнен с использованием программы ANSYS и гипотезы линейно-деформируемого полупространства, но в отличие от предыдущего случая основание рассмотрено неоднородным. Модули деформации слоев грунта приняты по табл. 1. Харак-

тер деформации плиты подобен приведенному на рис. 2, как и момент на рис. 3, но значения по величине различны (табл. 2)

Осадка плиты по оси 1 равна 8,3 см, а по оси 14 – 12,9 см. Максимальная осадка 21,99 см, что почти в два раза больше, чем в предыдущем случае.

**Сравнение результатов расчета.** С целью сравнения ряд результатов расчета приведен в табл. 2, где показаны различия в значениях расчетных параметров, определенных с использованием рассмотренных расчетных схем основания. Близкие значения по внутренним усилиям получены при расчете с использованием гипотезы постоянного коэффициента постели и линейно-деформируемого полупространства с приведенным модулем деформации и введением корректирующего коэффициента. Однако максимальные значения осадки (прогиба) плиты различаются более чем в 2,8 раза.

Значения изгибающих моментов, определенные по двум расчетным схемам с использованием гипотезы линейно-деформируемого полупространства, отличаются не только количественно, но и качественно. На условно однородном основании с  $E = m_E \times E_{пр}$  имеет место растяжение, как в верхней, так и в нижней части поперечного сечения плиты. На неоднородном основании растяжение наблюдается только в нижней части сечения. Однако следует заметить, что значения поперечных сил оказались практически одинаковыми.

Исходя из изложенного при конструировании плиты выбрано наиболее неблагоприятное распределение внутренних усилий, которое получено с использованием расчетной

схемы основания по гипотезе постоянного коэффициента постели.

В процессе строительства нулевого цикла здания был отрыт котлован с переменной глубиной от 1,5 до 8 м (рис. 4, а) без устройства ограждения котлована. Это привело к обрушению стенок котлована в наиболее глубокой части (рис. 4, б).

Таким образом, при одних и тех же равных условиях:

- вид расчетной схемы основания фундаментов оказывает влияние как на осадку, так и на внутренние усилия в фундаментной плите;
- наибольшие внутренние усилия и осадка здания, а следовательно, стоимость конструкции фундаментной плиты имеют место в случае выбора расчетной схемы основания в виде Винклеровской модели, которая заложена в программу Structure CAD;
- расчет основания с использованием гипотезы линейно-деформируемого полупространства более предпочтителен, так как основан на реальных значениях деформационных характеристик грунтов, которые определяются при проведении стандартных инженерно-геологических изысканий, в отличие от гипотезы Винклера, где коэффициент постели является расчетной характеристикой и не определяется экспериментально.

#### Литература

1. Руководство по проектированию фундаментных плит каркасных зданий. М: Стройиздат, 1977, 128 с.

**ИПЛГЕОТЕК**

ПРОИЗВОДСТВО АВТОМАТИЗИРОВАННОГО ОБОРУДОВАНИЯ  
ДЛЯ ИСПЫТАНИЙ ГРУНТОВ

**Немерзлые грунты:**

- компрессионное сжатие;
- одноплоскостной срез;
- трехосное сжатие;
- одноосное сжатие.

**Скальные грунты:**

- одноосное растяжение (сферическими инденторами).

**Мерзлые грунты:**

- компрессионное сжатие;
- одноплоскостной срез по поверхности смерзания;
- испытание шариковым штампом;
- одноосное сжатие.

Установка трехосного сжатия



Комплекс для испытаний мерзлых грунтов



НАШ ПАРТНЕР –  
ФИРМА APS ANTRIEBS- PRUF- UND STEUERTECHNIK GMBH

Универсальная установка для статических  
и динамических испытаний



Установка для испытаний  
скальных грунтов



Прибор простого сдвига с динамическим  
и циклическим нагружением



Общество с ограниченной ответственностью  
«Научно-производственное предприятие «Геотек»  
(ООО «ИПТ «Геотек»)  
ул. Центральная 1, г. Люба, 440068.  
Тел./факс (8412) 38-17-44  
e-mail: info@geotek.ru, http://www.geotek.ru

Реклама

УДК 728

*Р.А. МАНГУШЕВ, д-р техн. наук,  
Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет*

## Геотехническое сопровождение строительства жилого здания с примыканием к соседним в центре Санкт-Петербурга

*Приведены результаты многомесячных наблюдений за возведением многоэтажного дома в центральной части Санкт-Петербурга и влияние его строительства на примыкающие здания старой застройки. Выявлены и проанализированы нарушения технологического режима при проведении работ. Описаны конструктивные мероприятия по усилению оснований фундаментов примыкающих зданий и представлены выводы по результатам геомониторинга.*

**Ключевые слова:** мониторинг, обследование, научно-техническое сопровождение, технологический режим строительства, осадка зданий, статическое зондирование, усиление основания.

**Общая характеристика объекта.** Многоквартирный жилой 8-этажный дом с подвалом запроектирован в центральной части Петроградского района. Здание в плане имеет Г-образную форму и примыкает к глухим фасадам жилых 4 и 6-этажных домов старой застройки (рис. 1).

Конструктивная схема нового здания – железобетонный безригельный каркас, колонны которого объединены дисками монолитных перекрытий, продольных и поперечных внутренних стен. Стены самонесущие из кирпича и пенобетона.

Инженерно-геологические условия площадки до глубины 25–30 м были изучены по данным 6 разведочных скважин, по 6 точкам статического и 4 точкам динамического зондирования. Последние выполнены вблизи фундаментов домов, к которым осуществлялось примыкание. Достаточно полная изученность площадки позволила выделить в разрезе 10 инженерно-геологических элементов (табл.1).

Как видно из табл. 1, в геологическом строении территории принимают участие техногенные отложения, осадки морского и озерного происхождения, отложения Балтийского ледникового озера, ледниковые отложения лужской и московской морены. Общая толща слабых надморенных грунтов на территории строительной площадки 12–14 м.

Грунтовые воды отмечены на глубине 1,8–1,9 м от поверхности основания.

Обследование примыкающих зданий старой застройки, проведенное до начала проектирования, позволило выявить, что бутовые фундаменты существующих домов выполнены на естественном основании и имеют ширину подошвы  $b = 1$  м у 4-этажного здания и  $b = 1,2$  м у 6-этажного с соответствующими глубинами заложения подошвы  $d = 2,3$  и 2,5 м. Ложней и свай под фундаментами не обнаружено.

Состояние продольных кирпичных стен зданий, толщина которых составляет от 650 до 800 мм, в целом удовлетворительное, но наблюдались осадочные трещины с шириной раскрытия до 15 мм на торцевых стенах. На всех основных трещинах на стенах зданий старой застройки в зоне примыкания к новому строительству были установлены гипсовые маяки.

Несущим слоем под фундаментами зданий старой застройки служат водонасыщенные литориновые пылеватые пески, подстилаемые мелкими и средней крупности песками средней плотности. Суммарная мощность песков под подошвами фундаментов составляет от 3,1 до 3,3 м, что почти в три раза превышает ширину фундаментов.

Таблица 1

№	Индекс	Наименование грунтов	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	W	e	IL	$\varphi$ , град	c, кПа	E, кПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	tg IV	Насыпные грунты							
2	ml IV	Пески пылеватые	19,5	> 0,8	0,75		25	1	10000
3	ml IV	Пески мелкие	19,5	> 0,8	0,75		28	0	17000
4	ml IV	Пески средн. крупности	19,8	> 0,8	0,7		33	1	25000
5	lg III b	Суглинки пылеватые ленточные	18,3	0,39	1,09	1,02	8	6	5500
6	lg III b	Суглинки пылеватые слоистые мягкопластичные	18,9	0,33	0,93	0,92	11	7	7000
7	g III lz	Суглинки пылеватые с гравием мягкопластичные	21,3	0,18	0,485	0,62	20	10	9000
8	g III lz	Супеси пылеватые с гравием	21,6	0,17	0,455	0,18	27	24	14000
9	lg II ms	Суглинки легкие пылеватые	19,7	0,26	0,73	0,42	19	15	9000
10	g II ms	Супеси пылеватые с гравием	22,7	0,1	0,309	-1	24	32	38000



Рис. 1. Схема расположения строящегося здания, шпунтового ограждения и осадочных марок

Данные пески и подстилающие их пылеватые ленточные и слоистые мягкопластичные суглинки обладают ярко выраженными тиксотропными свойствами и способны резко снижать деформационные и прочностные характеристики при нарушении их естественной структуры, в частности при динамических воздействиях.

**Конструктивные и технологические решения.** Инженерно-геологические и конструктивные условия строительной площадки продиктовали выбор варианта фундамента и технологии его выполнения. Варианты ленточного фундамента на естественном основании и сплошной железобетонной плиты не могли быть реализованы из-за больших возможных осадок здания (порядка 20 см) и значительных дополнительных осадок примыкающих фундаментов стен существующих зданий (более 4 см). Такая дополнительная и неравномерная осадка, превышающая допустимую для зданий III категории технического состояния конструкций, могла бы привести к аварийным последствиям.

В качестве основного принят вариант свайного фундамента из 212 свай длиной 14 м с размером грани 35×35 см, погружаемых вдавливанием в лидерную скважину диаметром 250 см. В зоне примыкания к существующим зданиям предусмотрены буронабивные сваи длиной 17 м и диаметром 350 мм.

Для защиты фундаментов существующих домов от повреждений в период производства земляных работ и ограждения котлована, до выполнения работ по погружению свай, было предусмотрено конструктивное замкнутое шпунтовое ограждение из металлического шпунта типа «Ларсен IV» длиной 9 м.

Шпунт предполагалось погружать вдавливанием в предварительно выполненную маячную траншею глубиной 0,5–1 м. При этом, проектировался неизвлекаемый впоследствии шпунт в местах примыкания к существующим зданиям. На рис. 1 представлена схема размещения шпунтового ограждения и основных типов свай.

**Нарушение технологического режима при проведении работ.** Грубые строительные ошибки были допущены еще до начала основных строительных работ и регулярно-го геотехнического мониторинга.

Так, для оценки несущей способности свай методом динамического испытания была произведена забивка



Рис. 2. Устройство буронабивных свай на участке примыкания к существующим зданиям старой постройки

10 пробных железобетонных свай гидравлическим молотом с массой ударной части 40 кН в предварительно пробуренные лидерные скважины диаметром 300 мм на глубину 15 м.

При этом, две сваи забивались на расстоянии 5–7 м от торцевой стены 6-этажного здания в тех местах, где при обследовании на глубинах от 1 до 1,5 м были обнаружены фрагменты старых фундаментов снесенной пристройки. Число ударов на залог для одной из свай достигало 165, а общее число ударов достигло 907.

Жесткое вибродинамическое воздействие от забивки пробных свай, очевидно, отразилось на грунтах основания примыкающих зданий, о чем свидетельствовало нарушение трех ранее установленных маяков.

Погружение шпунта вместо вдавливания осуществлялось вибропогружением, причем в районе старых фундаментов снесенной пристройки погружение производилось с высокой интенсивностью работы вибратора, что, в свою очередь, вызвало развитие осадки фундаментов 6-этажного здания, разрушение углового маяка и образование трещин на ряде соседних маяков.

Очевидно, вибродинамические воздействия, продолжавшиеся в течение полутора месяцев на грунты основания, явились причиной тиксотропного разупрочнения мелких и пылеватых водонасыщенных песков и подстилающих их ленточных пылеватых суглинков и снижению их прочностных и деформационных свойств. Это, в свою очередь, повлекло за собой начало развития дополнительных осадок части фундаментов 6-этажного здания в зоне примыкания.

Дальнейшие работы по устройству свай в зоне, огражденной шпунтом, выполнялись только методом вдавливания в предварительно пробуренные скважины. Это позволило минимизировать влияние устройства свай на примыкающий 4-этажный корпус. Дополнительные осадки этого здания были близки к нулю, а маяки не получили повреждений.

Примерно в то же время производилось устройство 15 буронабивных свай на участке примыкания к существующим зданиям старой постройки (рис. 2).

Бурение скважин производилось под глинистым раствором с проходкой мерзлых насыпных грунтов и фрагментов старых фундаментов с использованием колонкового снаряда диаметром 500 мм. Ввиду затекания скважин водонасыщенным пылеватым и мелкозернистым песком, рас-

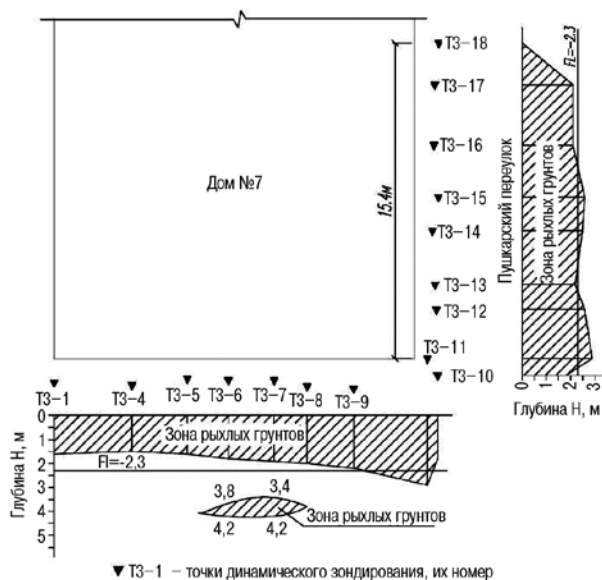


Рис. 3. Эпюры зон разуплотнения грунтов под фундаментами дома № 7 по Пушкарскому переулку

структурным вибродинамическими воздействиями, конструкция свай была изменена: стержневая арматура, предусмотренная проектом, заменена оставляемой в скважине обсадной металлической трубой.

В процессе устройства свай отмечено интенсивное развитие осадок торцевой и примыкающей к ней продольной фасадной стены шестизэтажного дома. Менее чем за два месяца осадка ближайшей марки увеличилась более чем на 10 мм, а перекося стены здания достиг 0,00076, что приблизилось к предельнодопустимым значениям дополнительных осадок по ТСН 50-302-2004 «Проектирование зданий и сооружений в Санкт-Петербурге». Развились трещины по шести ближайшим к месту примыкания маякам.

Очевидно, развитие деформаций основания и несущих конструкций торцевой стены 6-этажного здания вызваны разуплотнением и разупрочнением водонасыщенных литориновых песков вследствие вибродинамических воздействий от забивки пробных свай и погружения шпунта. Не исключено также, что имело место затекание грунта в обсадные трубы при устройстве буронабивных свай.

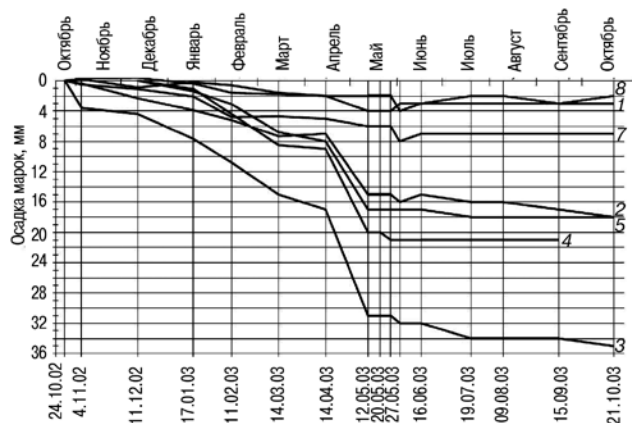


Рис. 5. График развития деформаций осадочных марок. Цифрами на графике указаны номера марок. Схема расположения марок приведена на рис. 1



Рис. 4. Общий вид инъекционных трубок у закрепляемых фундаментах стен старого здания

#### Меры по усилению основания 6-этажного здания.

В дальнейшем зоны разуплотнения основания под подошвой фундамента 6-этажного здания зафиксированы методом динамического зондирования и представлены на рис. 3.

Под подошвой существующего здания они отмечены на глубинах от 2,8 до 4,8 м как на границе примыкания, так и на расстоянии свыше 12 м от угла здания.

Для предотвращения дальнейшего развития осадок и трещин в стенах этого здания было рекомендовано до начала отрывки котлована и устройства ростверка в месте примыкания произвести закрепление разуплотненных песков методом инъекции на глубину 2,5–3 м.

Бурение 38 наклонных и вертикальных скважин и инъекция в них цементного раствора с добавками жидкого стекла и пластификатора через паркер-инъектор производились от угла существующего здания и далее вдоль стен на расстоянии до 12 м. Общее количество закачанного раствора составило 18,5 м<sup>3</sup>.

Проведенное укрепление позволило значительно уменьшить скорость развития дополнительных осадок 6-этажного корпуса и обеспечить его сохранность во время производства строительных работ примыкающего здания (рис. 5).

Выводы по результатам геомониторинга:

- для данной площадки строительства при наличии в основании существующих зданий структурно-неустойчивых водонасыщенных литориновых песков следовало бы полностью исключить динамическое воздействие от погружения в грунт свай и металлического шпунта;
- до начала работ по устройству фундаментов возводимого здания следовало бы превентивно усилить фундаменты и несущий слой грунта существующих зданий в местах примыкания;
- при возведении зданий в стесненных условиях и при наличии в их основаниях слабых грунтов геотехническое сопровождение хода строительства и окружающей застройки необходимо начинать на завершающей стадии рабочего проектирования и до начала строительных работ.

УДК 624.153.61: 699.8: 551.48

*А.Л. ГОТМАН, д-р техн. наук, Н.З. ГОТМАН, д-р техн. наук, М.З. КАЮМОВ, инженер,  
ГУП институт «БашНИИстрой» (Уфа, Республика Башкортостан)*

## Методика расчета фундаментов заглубленных сооружений на закарстованных территориях

*Представлена методология расчета плитных фундаментов зданий с заглубленной подземной частью на закарстованных территориях, основанная на принципиально новом подходе к оценке расчетных параметров карстовых деформаций. Приведены данные исследований для условий карстующихся грунтов, перекрываемых глинистыми грунтами.*

**Ключевые слова:** фундаментная плита, заглубленное сооружение, карстовая полость.

В настоящее время в крупных городах все труднее найти удобную для строительства площадку с хорошими инженерно-геологическими условиями. В таких условиях приходится осваивать площадки, считавшиеся ранее непригодными для строительства. К ним относятся и закарстованные территории.

При проектировании зданий и сооружений на закарстованных территориях в соответствии с действующими нормативными документами необходимо предусматривать мероприятия по противокарстовой защите, которые подразделяются на три группы: профилактические, конструктивные, геотехнические. Профилактические мероприятия по противокарстовой защите, как правило, выполняются во всех случаях, независимо от результатов районирования по карстовой устойчивости и зонирования по степени опасности карстообразования. Конструктивные и геотехнические мероприятия по противокарстовой защите зданий проектируются на основе расчетов, в которых основными расчетными параметрами являются расчетный диаметр карстового провала и деформативность основания при образовании карстового провала.

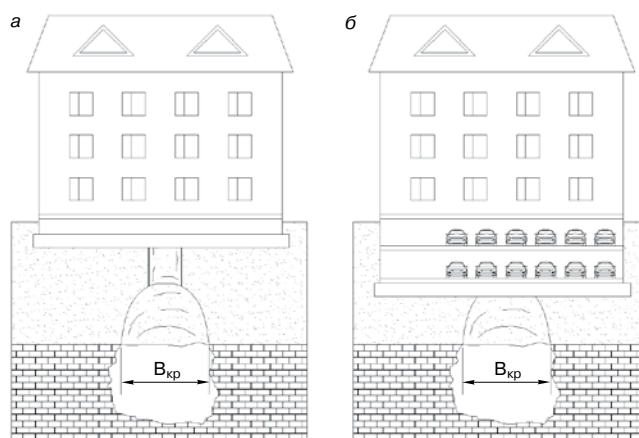
Определение расчетного диаметра карстового провала возможно двумя способами: расчетно-теоретическим методом либо на основе вероятностно-статистического метода, что и рекомендовано нормативными документами [1, 2]. Эти способы успешно применяются для расчета фундаментов мелкого заложения. Однако они учитывают лишь гидрогеологические условия площадки строительства и прочностные характеристики грунтов, а характеристики здания (нагрузка, глубина заложения фундамента) и изменение напряженно-деформированного состояния (НДС) толщи грунтов, вызванного строительством, никак не учитываются.

Для фундаментов заглубленных сооружений, которые расположены гораздо ближе к подземным карстовым полостям, нежели мелкозаглубленные, размер карстового обрушения под фундаментом в большей степени зависит от нагрузки, передаваемой на основание фундамента, свойств покровной толщи, глубины залегания карстующихся грунтов, расстояния от подошвы плиты фундамента до карстующихся грунтов, фактических размеров подземных карстовых полостей. Поэтому при расчете конструктивных и гео-

технических мероприятий по противокарстовой защите подземных сооружений традиционные методы оценки размеров карстовых деформаций применять опасно (рис. 1).

Известно, что рост полости в карстующихся грунтах сопровождается последовательными внутренними вывалами [3]. Затем происходит выход полости на поверхность в виде провала. Для мелкозаглубленных зданий диаметр этого провала можно спрогнозировать. Для подземных сооружений существующие методы определения расчетного диаметра провала не позволяют учесть их особенности (заглубление и нагрузку). В этом случае в качестве расчетного параметра целесообразно использовать размер карстовой полости в карстующихся грунтах. При этом следует руководствоваться следующими соображениями.

Если за нормативный срок эксплуатации здания карстовая полость не достигает размеров, при которых происходит провал, то появление карстового провала в основании здания маловероятно и расчет фундаментов на карстовый провал можно не производить. В этом случае плитные фундаменты подземных сооружений следует рассчитывать с учетом дополнительных карстовых деформаций основания, вызванных образованием карстовой полости в карстующихся грунтах. В качестве расчетного параметра в таком



**Рис. 1.** Здание над карстовой полостью: а – мелкозаглубленное; б – с заглубленной подземной частью

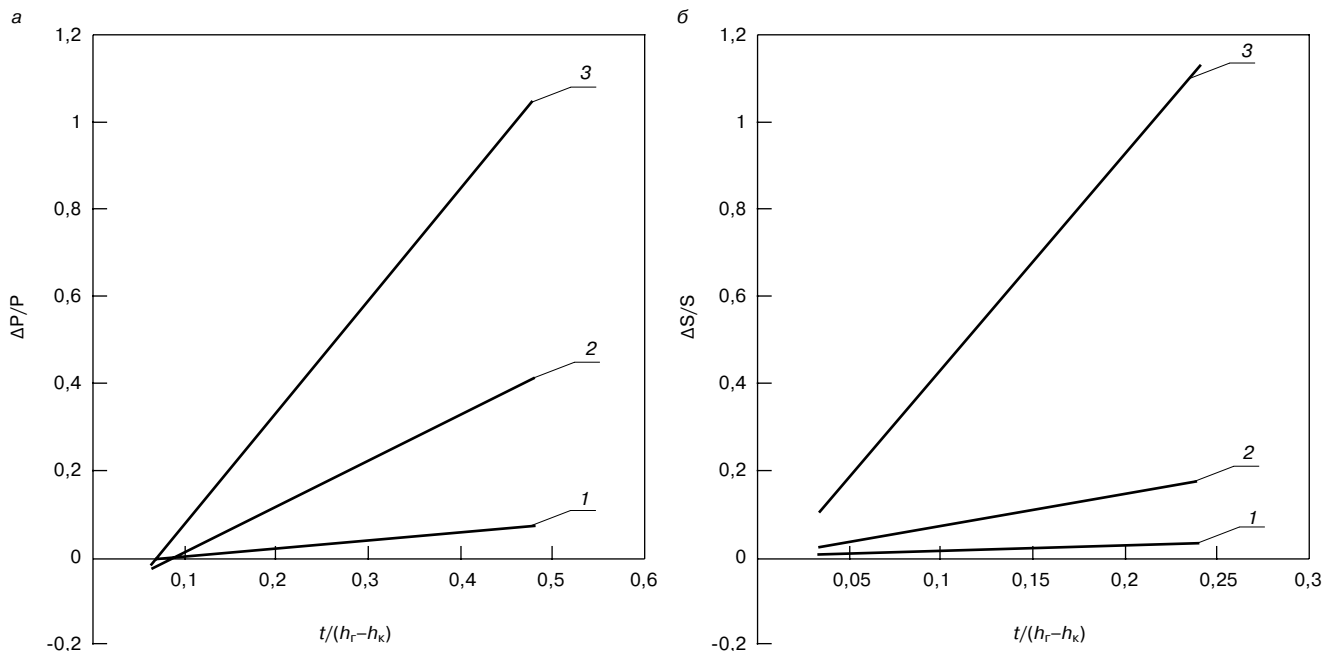


Рис. 2. Результаты численных исследований: а – изменение давления; б – изменение осадки; 1 –  $d_3$ ; 2 –  $d_5$ ; 3 –  $d_{10}$

случае будет выступать расчетный диаметр карстовой полости – это максимальный диаметр полости в карстующихся грунтах, при котором свод полости и покровная толща сохраняют устойчивость.

Если же за время эксплуатации здания возможно появление полости больше расчетного диаметра, то вероятно образование карстового провала. Рекомендаций по размерам провала в основании подземных сооружений в нормативной литературе не существует, и размер провала трудно спрогнозировать. Поэтому с целью недопущения образования карстового провала необходимо проектирование противокарстовых мероприятий, исключающих развитие карстового процесса или его влияние на конструкции здания, то есть укрепление карстующихся слоев и дезинтегрированных зон грунта цементацией.

Расчет плитных фундаментов, как правило, выполняется с использованием широко распространенной модели переменного коэффициента постели. Коэффициент постели определяется как отношение давления на основание под подошвой плиты к осадкам фундамента. При образовании карстовой полости в карстующихся грунтах основание под подошвой будет получать дополнительные деформации (карстовые), а давление под плитой – падать. Соответственно коэффициент постели тоже изменится. Поэтому, зная изменение осадки и давления при образовании карстовой полости, можно вычислить, насколько снизится коэффициент постели основания над карстовой полостью.

Основным параметром, влияющим на степень снижения коэффициента постели, является расчетный диаметр карстовой полости. Расчетный диаметр полости следует определять математическим моделированием с учетом фактических параметров подземного сооружения (нагрузка, заглубление) и инженерно-геологических условий [4].

С целью определения изменения коэффициента постели основания при образовании карстовой полости были проведены численные исследования методом математического моделирования фундаментной плиты заглубленно-

го сооружения с использованием программного комплекса Plaxis 3D. По результатам математического моделирования определены осадки основания и давление под подошвой фундаментной плиты в условиях нормальной эксплуатации и после образования карстовой полости. Всего выполнено 216 расчетов. В расчетах варьировались следующие исходные данные: заглубление здания (от 5 до 15 м), глубина карстующихся грунтов (от 20 до 40 м), диаметр карстовой полости в карстующихся грунтах (от 3 до 10 м), а также нагрузка от здания, жесткость фундаментной плиты и модуль деформации покровной глинистой толщи.

Все эти параметры с разной степенью влияют на величину карстовых деформаций и изменение давления под подошвой плиты. С целью определения влияния каждого из параметров на дополнительные осадки и изменение давления под подошвой фундаментной плиты при образовании карстовой полости проведен анализ результатов численных исследований. На рис. 2 показаны результаты расчета для одного из вариантов исходных данных, при этом приняты следующие обозначения:  $t$  – толщина фундаментной плиты;  $h_r$  – глубина карстующихся грунтов;  $h_k$  – глубина котлована;  $d_3$ ,  $d_5$ ,  $d_{10}$  – диаметр 3, 5, 10 м соответственно карстовой полости;  $\Delta P$  – изменение давления под центром подошвы фундаментной плиты при образовании карстовой полости;  $P$  – первоначальное давление под центром подошвы фундаментной плиты (до образования карстовой полости);  $\Delta S$  – дополнительная деформация под центром подошвы фундаментной плиты при образовании карстовой полости;  $S$  – первоначальная осадка под центром подошвы фундаментной плиты (до образования карстовой полости).

Как видно из графиков на рис. 2, существует устойчивая связь между заглублением подземных сооружений, жесткостью фундаментной плиты, глубиной карстующихся грунтов, диаметром карстовой полости и дополнительными осадками и изменением давления под подошвой плиты. После аппроксимации полученных данных получены следующие зависимости:



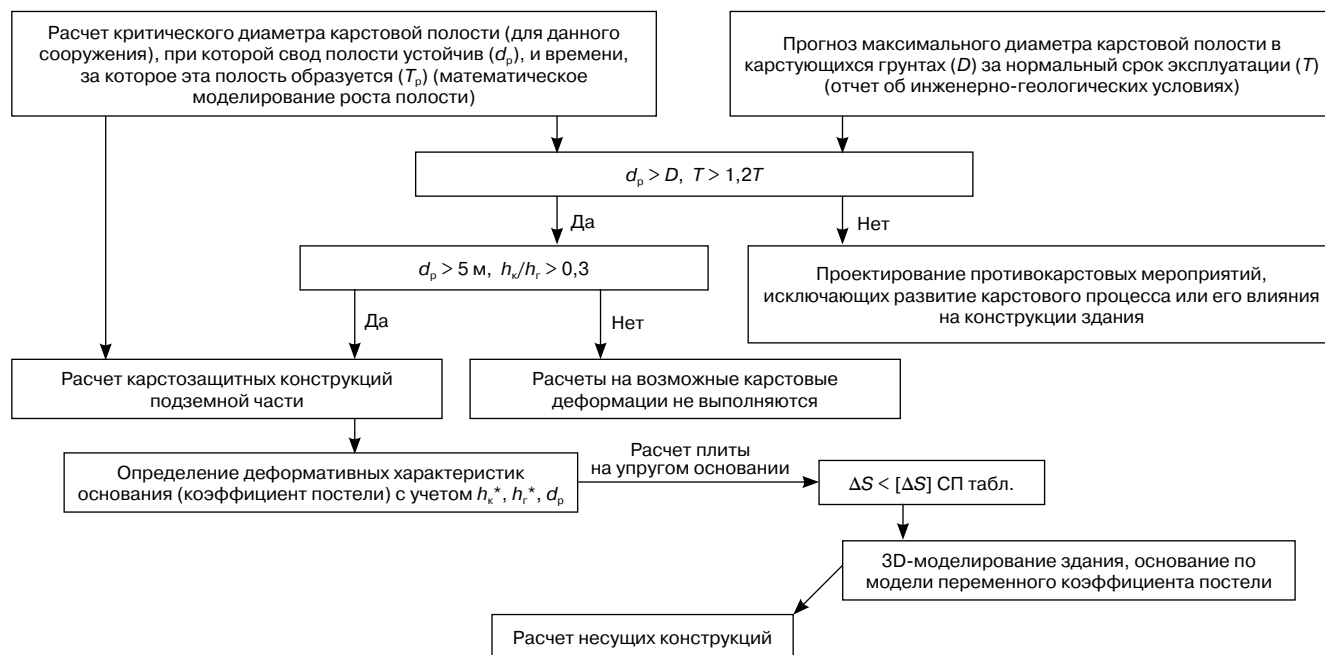


Рис. 3. Схема расчета карстозащитных плитных фундаментов зданий с заглубленной подземной частью:  $h_k$  – заглубление здания;  $h_r$  – глубина расположения карстующегося слоя

$$\frac{\Delta S}{S} = \frac{(1,27 - 0,42 \cdot t)(d_p - 3)}{h_r - h_k}; \quad (1)$$

$$\frac{\Delta P}{P} = \frac{(0,87 - 0,026 \cdot t)(d_p - 2,5)}{h_r - h_k}; \quad (2)$$

где  $d_p$  – расчетный диаметр полости.

Коэффициент постели основания плиты ( $K$ ) в условиях нормальной эксплуатации при давлении  $P$  равен  $K = P/S$ , а после образования карстовых деформаций ( $K_x$ ) равен  $K_x = P_x/S_x$ , где  $P_x$ ,  $S_x$  – общее давление и осадка основания под плитой после образования карстовой полости.

Коэффициент снижения коэффициента постели основания над карстовой полостью:

$$\xi = \frac{K_x}{K} = \frac{P_x}{S_x} \cdot \frac{S}{P}. \quad (3)$$

Выразив в формулах (1) и (2)  $\Delta S$  через  $S_x$  и  $S$ , а  $\Delta P$  через  $P_x$  и  $P$ , после небольших преобразований получим:

$$\xi = \frac{h_r - h_k - (0,87 - 0,026 \cdot t)(d_p - 2,5)}{h_r - h_k + (1,27 - 0,42 \cdot t)(d_p - 3)}; \quad K_x = K \cdot \xi. \quad (4)$$

Таким образом, при расчете плитного фундамента здания с развитой подземной частью коэффициент постели основания рекомендовано принимать с учетом снижающего коэффициента  $\xi$ . При этом радиус зоны ( $R$ ) снижения коэффициента относительно центра карстовой деформации предлагается определять по формуле:

$$R = \frac{d_p}{2} + (h_r - h_k) \cdot \operatorname{tg} \varphi, \quad (5)$$

где  $\varphi$  – угол внутреннего трения грунта покровной толщи.

Следует отметить, что при размерах карстовой полости меньше 3 м и отношении заглубления здания к глубине расположения карстующихся грунтов меньше 0,3 (подошва фундаментной плиты расположена далеко от слоя карстующихся грунтов), карстовые деформации под фундаментом

практически отсутствуют. В таком случае расчеты на возможные карстовые деформации не выполняются.

В соответствии с вышеизложенным расчет плитных фундаментов подземных сооружений на закарстованных территориях рекомендуется вести по схеме на рис. 3.

Данная методика применена при проектировании торгово-сервисного комплекса «Кувыкинский» в Уфе (Республика Башкортостан). Таким образом, в результате выполненных исследований:

- разработан метод оценки коэффициента постели основания заглубленного сооружения, ослабленного карстовой полостью, в зависимости от прогнозируемого расчетного диаметра карстовой полости в карстующихся грунтах;
- расчетный диаметр карстовой полости в карстующихся грунтах рекомендован в качестве основного расчетного параметра для расчета плитных фундаментов заглубленных сооружений на закарстованных территориях;
- разработана методика проектирования карстозащитных плитных фундаментов заглубленных сооружений, учитывающая параметры сооружения (заглубление, жесткость фундаментной плиты) и прогнозируемый расчетный диаметр карстовой полости в карстующихся грунтах.

#### Список литературы

1. Рекомендации по проектированию фундаментов на закарстованных территориях. М.: НИИОСП им. Н.М. Герсеванова Госстроя СССР, 1985. 78 с.
2. ТСН 302-50-95 «Инструкция по изысканиям, проектированию, строительству и эксплуатации зданий и сооружений на закарстованных территориях». Уфа: Госстрой РБ, 1996. 40 с.
3. Толмачев В.В., Троицкий Г.М., Хоменко В.П. Инженерно-строительное освоение закарстованных территорий. М.: Стройиздат, 1986. 176 с.
4. Готман Н.З., Каюмов М.З. Численное моделирование роста карстовой полости в карстующихся грунтах // Известия вузов. Строительство. 2011. № 5. С. 107–111.

УДК 711.168

*В.Я. ШИШКИН, почетный строитель РФ, канд. техн. наук,  
эксперт Москомэкспертизы Правительства Москвы (1702828@rambler.ru);  
А.Е. ПОГОРЕЛОВ, инженер (pogorelov.fsp@rambler.ru),  
ООО «НПП «Фундаментстройпроект» (Московская обл.);  
В.А. МАКЕЕВ, инженер (makeev999@rambler.ru),  
НИИОСП им. Н.М. Герсевича (Москва)*

## Реконструкция зданий исторической застройки на примере вспомогательного здания Московской государственной консерватории

*В связи с карстовой опасностью на площадке реконструкции Московской государственной консерватории (МГК) фундаментная плита была подведена под уникальные своды и арки в полуразрушенном состоянии. Памятник архитектуры удалось не только сохранить, реставрировать, но и построить современный учебный комплекс, оборудованный современными инженерными сетями. Другой не менее важной задачей была апробация методов укрепления оснований фундаментов, используемых в дальнейшем для освоения подземного пространства под Большим залом консерватории. Проектирование и производство специальных работ выполнено силами ООО «НПП «Фундаментстройпроект».*

**Ключевые слова:** реставрация, фундаментная плита, реконструкция, усиление колонн, укрепление конструкций.

Вспомогательное учебно-административное двухэтажное здание Московской государственной консерватории (МГК) в Москве (Средний Кисловский пер., д. 3, стр. 1) построено более 150 лет назад и несколько лет было в аварийном состоянии. В центральной части два пролета были разобраны вместе с колонной в подвале. Сохранились крыша, опертая на наружные стены и кирпичные колонны, своды и арки в подвале.

Стены выполнены из красного керамического кирпича и частично из тесаного камня-известняка на известковом растворе. Как показано на рис. 1, состояние стен и колонн здания в основном неудовлетворительное, а в отдельных местах аварийное. Перекрытие над подвалом состоит из кирпичных парусных и цилиндрических сводов. Пространственная жесткость здания в отдельных местах не обеспечена ввиду недостаточного количества поперечных стен. В целом состояние здания характеризовалось как предаварийное, а в отдельных местах аварийное.

Фундаменты здания под стенами ленточные, под отдельно стоящими опорами столбчатые. Фундаменты были выполнены в верхней части из керамического кирпича, реже из тесаного камня-известняка на сложном и цементно-песчаном растворе, в нижней части – из рваного камня-известняка или щебня кирпича в навал на сложном и цементно-песчаном растворе. Глубина заложения фундамента от уровня пола подвалов составляла 0–1,4 м (137,5–139,35 м).

Согласно материалам инженерно-геологических изысканий ООО «СК КРЕАЛ» в геоморфологическом отношении ис-

следуемый участок расположен в пределах II надпойменной террасы Москвы-реки. Территория искусственно спланирована и характеризуется абсолютными высотными отметками поверхности земли 142–149 м с уклоном с запада на восток.

Геологическое строение площадки строительства (сверху вниз) приведено на рис. 2.

С поверхности на глубину 0,8–4,6 м залегают насыпные грунты с включениями строительного мусора, несlejавшиеся и слежавшиеся, маловлажные и влажные.

Под слоем техногенных грунтов до глубины 7,9–18 м залегают аллювиальные отложения, представленные песча-



**Рис. 1.** Аварийные колонны по оси Д1 из известняка, усиленные стальными обоймами

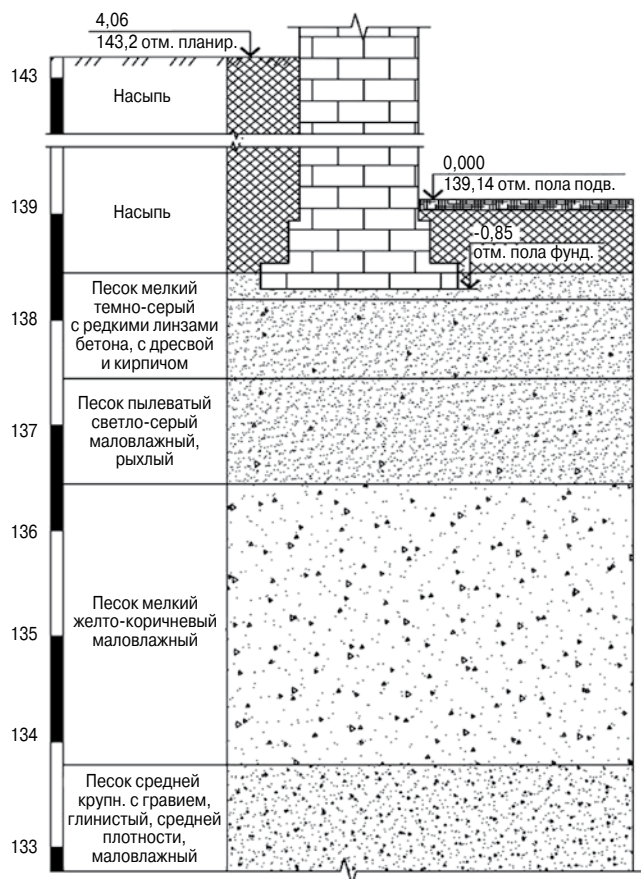


Рис. 2. Разрез фундамента наружной стены

ми. Пески от пылеватых до гравелистых, средней плотности и рыхлые, маловлажные, влажные и насыщенные водой.

В отдельных скважинах изысканий под аллювиальными песками вскрыты водно-ледниковые отложения, пред-

ставленные песками и суглинками. Пески мелкие, средней плотности, насыщенные водой. Суглинки песчаные, мягкопластичной и тугопластичной консистенции. Максимальная мощность флювиогляциальных отложений 4,8 м.

Четвертичные отложения подстилаются отложениями юрской и каменноугольных систем.

Отложения юрской системы представлены глинами пылеватыми тугопластичной, полутвердой и твердой консистенции. Максимальная мощность отложений 7,6–7,8 м.

Отложения каменноугольной системы представлены известняками и глинами. Известняки разрушенные до муки и щебня, насыщенные водой. Мощность известняков составляет от 1 до 3,4 м. Под известняками залегают глины пылеватые тугопластичной, полутвердой и твердой консистенции. Мощность отложений составляет 3,3–6 м.

Завершают разрез на изученную глубину отложения каменноугольной системы, представленные известняками. Известняки слабопористые, трещиноватые, разрушенные до муки и щебня, малопрочные, влажные и насыщенные водой. Мощность известняков составляет от 1 до 3,4 м на глубинах от 19,5 до 24,4 м от поверхности.

В соответствии с данными изысканий разрез изучен на глубину до 30 м до абсолютной высотной отметки 112,4 м.

Гидрогеологические условия участка характеризуются наличием в исследованной толще грунтового массива трех горизонтов подземных вод: надъюрского, измайловского и перхуровского.

Надъюрский водоносный горизонт распространен повсеместно и залегает на глубине 5–15,7 м, на абсолютных отметках 126,91–139,5 м. Горизонт носит безнапорный характер.

Измайловский водоносный горизонт залегает на глубине 14,5–21,36 м, на абсолютных отметках 124,32–127,61 м.

Перхуровский водоносный горизонт имеет безнапорный характер. Подземные воды горизонта встречены на глубине 24,35–25,5 м, на абсолютных отметках 117,3–118,45 м.

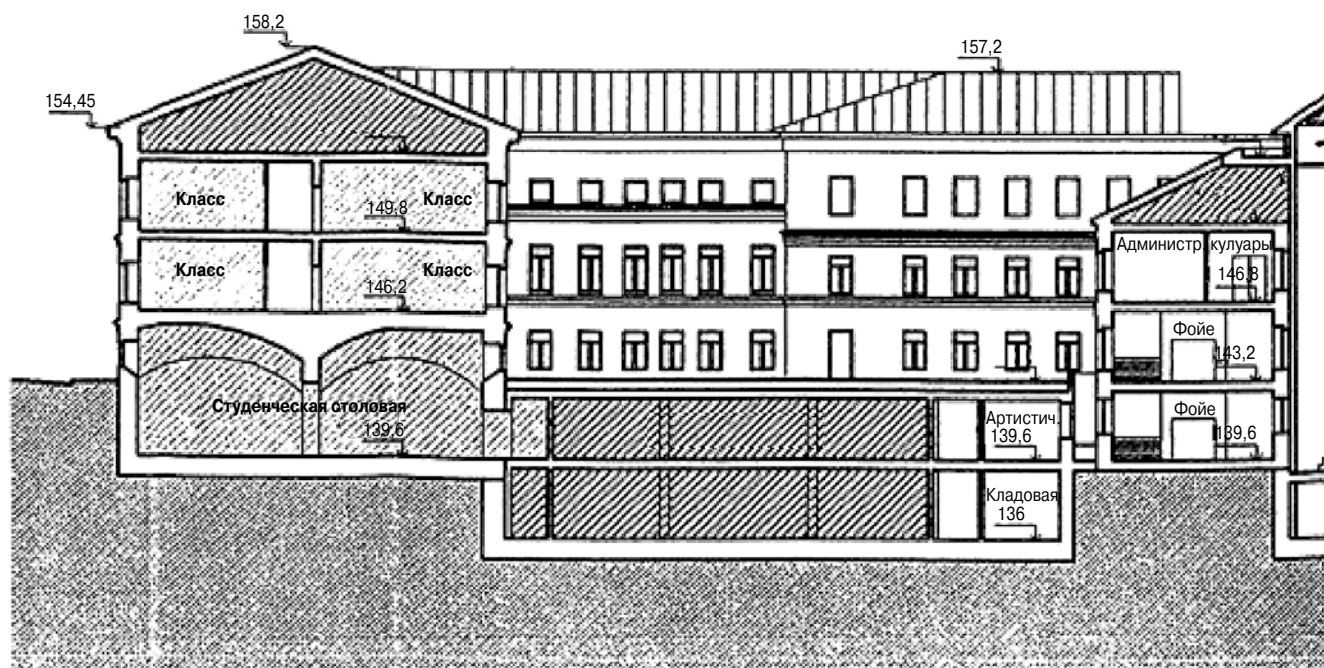


Рис. 3. Разрез поперек проектируемого здания и подземного гаража (Ср. Кисловский пер., д. 3, стр. 1)

Участок изысканий относится к потенциально опасной зоне в отношении возможности развития карсто-суффозионных процессов. Каких-либо других неблагоприятных инженерно-геологических процессов и явлений на площадке не наблюдается.

Для оценки геологического риска от возможных карсто-суффозионных провалов Институтом геоэкологии им. Е.М. Сергеева РАН (ИГЭ РАН) было выполнено районирование территории с выделением участков, на которых существуют необходимые условия для развития карсто-суффозионных процессов во время реконструкции, частичного нового строительства и эксплуатации комплекса зданий МГК.

Максимальные размеры диаметров возможных карсто-суффозионных провалов, которые использованы при оценке геологического риска, в основании этого комплекса зданий консерватории получены расчетным путем и принялись равными 6 м до начала реконструкции и 3,74 м после устройства подземной части на глубину 7 м.

По концепции развития МГК, разработанной ГУП МНИИП «Моспроект-4», вплотную к существующему предаварийному зданию будет прилегать со двора двухуровневый подземный гараж, который распространяется до существующих зданий консерватории по адресу: Москва, Ср. Кисловский пер., д. 3, стр. 3, стр. 2, стр. 4, стр. 1а. Причем указанные строения частично будут разобраны, а часть из них также следует укрепить и реконструировать.

Проектируемые конструкции возводимых новых фундаментов и мероприятия по устройству ограждения котлована всей первой очереди условно разделены на две зоны. Первая зона располагается в наружных габаритах здания по адресу: Ср. Кисловский пер., д. 3, стр. 1. Вторая зона располагается по всей дворовой части строений и под зданиями по адресу: Ср. Кисловский пер., д. 3, стр. 1а, 2, 3, 4. Здесь запроектировано строительство нового здания с подземной двухуровневой автостоянкой. Эти две зоны выполняются независимыми относительно друг друга и разделяются деформационным швом шириной 50 мм.

В первой зоне из подвала выполнено подведение под существующее здание фундаментной плиты толщиной 500 мм в осях А-Г/3-19. Подведение фундаментной плиты под наружные стены осуществлено через бетонные шпонки шириной 1-1,5 м с шагом 1-1,5 м. Отметка подошвы фундаментной плиты -4,800 (138,4). Под подошвой фундаментной плиты залегал песок мелкий, средней плотности и рыхлый, маловлажный и влажный.

Класс бетона фундаментной плиты принят В25 по прочности, марки W8 по водонепроницаемости, марки F100 по морозостойкости. Арматура плиты класса А500С по ГОСТ Р 52544-2006. Вспомогательная арматура – класса А1 по ГОСТ 5781-82\*.

Расчет фундаментной плиты здания выполнен при помощи программного комплекса «SCAD OFFICE 7.31 R3». Расчетные осадки основания фундаментной плиты под стенами и колоннами не превышали допустимых значений осадок для зданий в неудовлетворительном техническом состоянии.

Во второй зоне пол подвала второго уровня будет расположен на отметке 136,00. Отметка дна котлована принята с учетом конструкции пола, фундаментной плиты, гидроизоляции и бетонной подготовки. Глубина котлована – 8,1 м (135,2 м). Ограждение котлована выполнили из труб 325\*8 мм

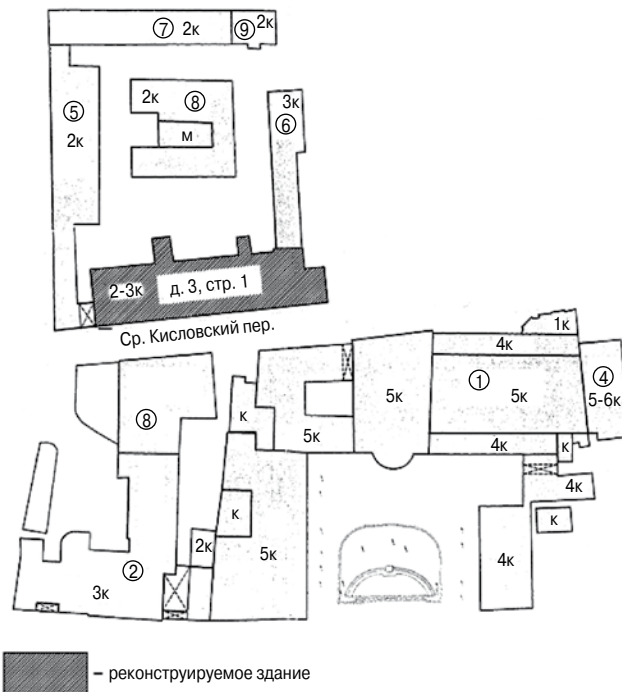


Рис. 4. План реконструкции комплекса зданий Московской государственной консерватории им. П.И. Чайковского

с шагом 0,5 м. Проектом предусмотрена двухуровневая распорная конструкция. Для исключения влияния котлована на реконструируемое здание по расчету требуется выполнить укрепление грунта основания на глубину ниже дна котлована. Проектом были предусмотрены следующие прочностные характеристики закрепленного грунта основания: прочность  $R_3 = 0,5$  МПа; удельное сцепление  $C_3 = 0,1$  МПа; угол внутреннего трения  $\varphi = 40^\circ$ ; модуль деформации  $E_3 = 42$  МПа; коэффициент постели  $K_3 = 30$  МН/м<sup>4</sup>.

Зона влияния котлована на здание и возможные осадки его фундаментов были рассчитаны с использованием программных комплексов WALL-3 и PLAXIS 8.0. На основании анализа расчетов показано, что максимальная расчетная осадка фундаментов реконструируемого здания в зоне примыкания к котловану составит 13,4 мм, относительная разность осадок 0,0004. В связи с аварийностью объекта риск дополнительных осадок здания должен быть минимален. Поэтому производилось укрепление грунтов основания по технологии фильтрационной инъекции особо тонким дисперсным вяжущим (ОТДВ) «Микродур». Инъекционные скважины располагались веером в два ряда вдоль фундаментов с шагом 1 м (рис. 5, 6). Закрепление грунтов производилось снизу вверх зонами захватками по 0,2 м.

В проекте заложены следующие параметры инъекции: высота зоны инъектирования 20 см; норма закачки суспензии на 1 интервал 117,5 л. Расход материалов на 1 интервал: цемент «Микродур R-F» – 24,5 кг; суперпластификатор С-3 – 0,38 кг; вода – 112 л. Работам по укреплению грунтов микроцементом предшествовала цементация фундаментов и контакта фундамент-грунт.

Работы начинались на опытно-производственном участке, по результатам которых вносились коррективы в проект. Качество выполненных работ оценивалось по образцам

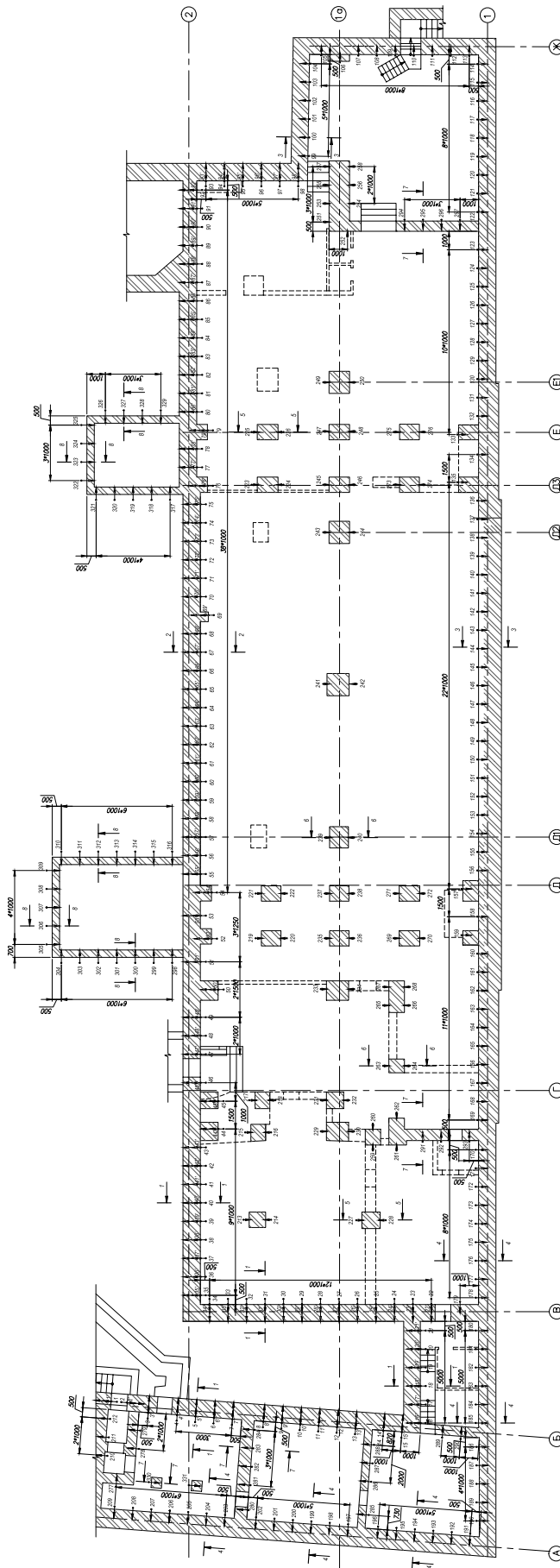


Рис. 5. План инъекционных скважин

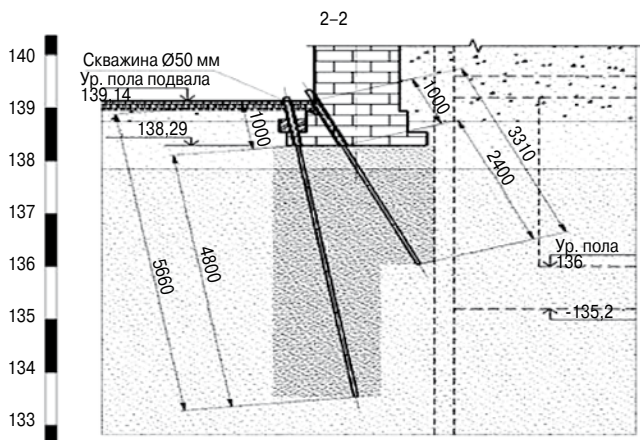


Рис. 6. Разрез по инъекционным скважинам



Рис. 7. Образцы грунта, закрепленного микроцементом



Рис. 8. Шурф глубиной 3,5 м для проверки закрепления грунта

(рис. 7), отобранном в закрепленных массивах при проходке шурфов на полную глубину закрепления или контрольных скважин.

Определение физико-механических характеристик образцов укрепленного грунта выполнено НИИОСП им. Н.М. Герсеванова и лабораторией ОАО «Институт Гидропроект» (таблица) для образцов во влаговоздушном состоянии  $R_{сж\text{ возд.}}$  и в водонасыщенном состоянии  $R_{сж\text{ вод.}}$ . Модуль деформации  $E_{сж}$ , удельное сцепление  $C$  и угол внутреннего трения  $\varphi$  даны для закрепленного грунта в водонасыщенном состоянии.

Значения прочностных характеристик  $\varphi$  и  $C$  получены теоретически по методу М.М. Протодюконова при испытании на сжатие и растяжение. Прочность на растяжение образцов составляла от 0,64 до 1 МПа в воздушном и от 0,33 до 0,94 МПа в водонасыщенном состоянии. Полученные прочностные характеристики значительно превосходили значения, заданные при расчете влияния котлована на здание. Но диаметр закрепления грунта в скважинах находился в пределах 20–150 см. Структура тела закрепленного грунта в шурфах предстала крайне не однородно в виде линз. Отношение площади закрепленного грунта к общей площади вертикальной поверхности шурфа составляло 25–45%. Поэтому принято решение о выполнении экспериментальных работ.

Деформационные и прочностные характеристики закрепленного грунта оказались настолько больше, чем у грунта естественного сложения, что его можно отнести к низкомарочным бетонам. Армирование основания отдельными элементами из такого грунта с шагом 1 м позволяет устраивать подземный гараж на глубине около 3,5 м ниже существующих фундаментов. Проверка закрепления грунта в шурфах и исследования проф. В.И. Шейнина горизонтальных напряжений в основании здания показали, что практически не требуется крепления шурфов глубиной 3,5 м, так как вся нагрузка переносится на нижележащие слои грунтового массива.

Пол подвала реконструируемого здания находится на отметке 139,6. Часть его фундаментов не имеет заглубления относительно пола подвала. Глубина заложения фундаментов от поверхности земли составляет в восточном торце здания до 6 м, в западном торце до 4 м. Поэтому в западном торце фундаментную плиту пришлось выполнять на 1–1,7 м ниже существующих фундаментов. Благодаря предварительному выполнению закрепления грунта основания, разбивке плиты на захватки и вывешиванию колонн с опорой на готовые участки плиты фундаментная плита выполнена без дополнительных технологических деформаций уникальных арок и сводов.

Для возможности подведения фундаментной плиты под существующие колонны произведено их вывешивание на специально выполненные стальные конструкции. Нагрузка от существующих колонн на момент их вывешивания составляла порядка 1000 кН. Предварительно проведено усиление колонн стальными обоймами (рис. 9). Своды и колонны укреплены инъекцией. Своды поддерживались деревянными кружалами.

Лабораторное наименование грунта	$E$	$R_{сж\text{ возд.}}$ , МПа	$R_{сж\text{ вод.}}$ , МПа	$E_{сж}$ , МПа	$C$ , МПа	$\varphi^\circ$
Песчаник малопрочный, рыхлый, размягчаемый	0,425	9,35	6,4	8500	0,73	64
Песчаник малопрочный, рыхлый, неразмягчаемый	0,404	10,2	8,24	13100	1,29	55
Песчаник малопрочный, плотный, неразмягчаемый	0,367	15,5	13,8	15200	1,61	64

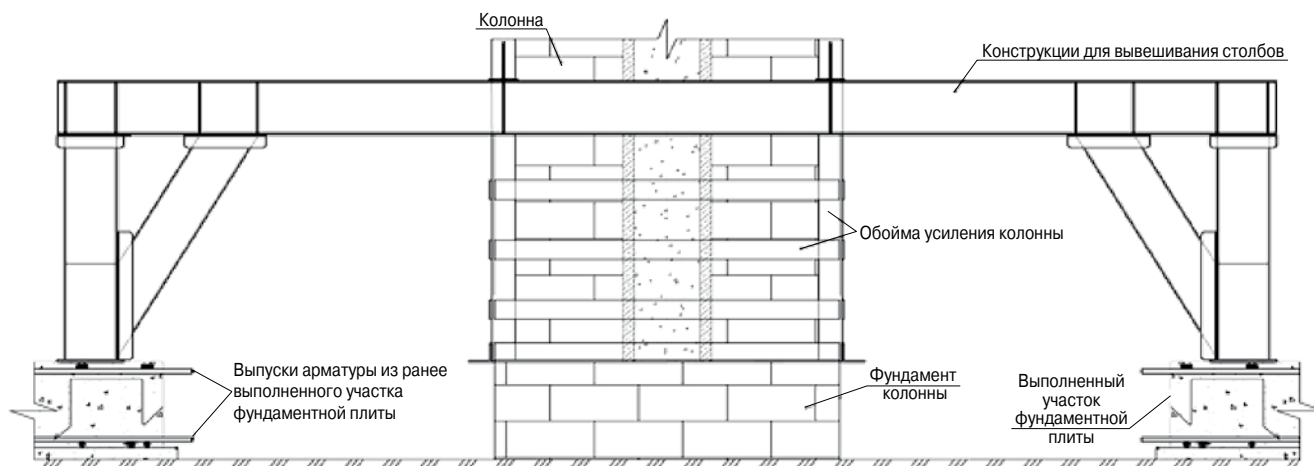


Рис. 9. Конструкции вывешивания колонн

Стальные конструкции рассчитаны из условия допустимых деформаций колонн не более 2–3 мм. Они представляли собой металлические двутавровые балки 45Б2. Балки опирали на стойки из спаренных швеллеров 36П. Стойки устанавливали на участки фундаментной плиты вокруг колонн. Балки 45Б2 соединялись с ранее выполненной для усиления колонн металлической обоймой из уголка при помощи сварных соединений. На рис. 10 показано соединение арматуры исполненных участков фундаментной плиты с арматурой плиты под колонной в вывешенном состоянии. На рис. 11 представлено бетонирование участка фундаментной плиты под колонной, временно опертой на готовые участки плиты.

В результате были сохранены 22 колонны со сводами над ними и подведена фундаментная плита, которая послужит основанием зданию не одну сотню лет.

Проектом реконструкции предусматривается значительное увеличение нагрузок на расположенные в подвале столбы. Наряду с необходимостью восстановления несущей способности кладки столбов, находящихся в неудовлетворительном состоянии, на части из них необходимо выполнить конструктивные мероприятия, обеспечивающие повышение несущей способности в несколько раз.

В соответствии с принятой концепцией реконструкции в уровне перекрытия над верхним уровнем подвала на часть сохраняемых столбов будут опираться колонны верхних этажей. Нагрузки от этих колонн составляли 1550–3477 кН. При сечении столбов 870×870–1220×1230 мм напряжения в кирпичной кладке должны быть равны 2–2,3 МПа. В этой связи проведена проверка несущей способности столбов на восприятие проектных нагрузок.

Установлено, что прочность кирпича на сжатие изменяется в пределах 12,8–8 МПа, на изгиб 2,7–0,56 МПа. В расчетах кирпич принят марки М75, известняковый камень – М50. Прочность на сжатие известнякового камня составила 6,6 МПа.

Прочность на сжатие кладочного раствора имеет большой разброс 1,5–2,5 МПа. В расчетах марку раствора приняли по нижнему значению – М10. Для кладки из большего размера кирпича без дефектов прочность на сжатие принята 0,9 МПа, а для кирпича меньших размеров 0,8 МПа. Прочность кладки столбов без трещин из известнякового камня принята 1 МПа. Колонны по осям Д1 и Д2 (рис. 5) были практически полностью разрушены. Несущая

способность кладки из известнякового камня обеспечивалась только стальными обоймами.

В расчетах максимально возможная прочность кладки на сжатие принята 0,56 МПа. Для достижения указанной прочности, восстановления монолитности кладки и устранения ее дефектов выполнена инъекция, произведена вычинка и реставрация.

Установлено, что несущая способность многих столбов является недостаточной и наряду с восстановлением монолитности кладки и устранения ее дефектов требуется выполнить усиление. В соответствии с рекомендациями зав. лабораторией ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко канд. техн. наук М.К. Ищука усиление выполнили путем введения в тело кладки вертикальных железобетонных сердечников. На рис. 12 показан стальной сердечник восстановленной колонны. На участке между осями Д1–Д2 с разрушенными сводами центральная колонна была разобрана.

Сложность устройства сердечников обусловлена необходимостью проходки в теле кладки вертикальных отверстий. Другим способом усиления могли бы явиться стальные, железобетонные или комбинированные обоймы. Однако и здесь возникают достаточно большие технологические трудности. Преимущество усиления кладки столбов с помощью сердечников по сравнению с усилением обоймами состоит и в том, что историческая кладка в



Рис. 10. Армирование фундаментной плиты под колонной в вывешенном состоянии

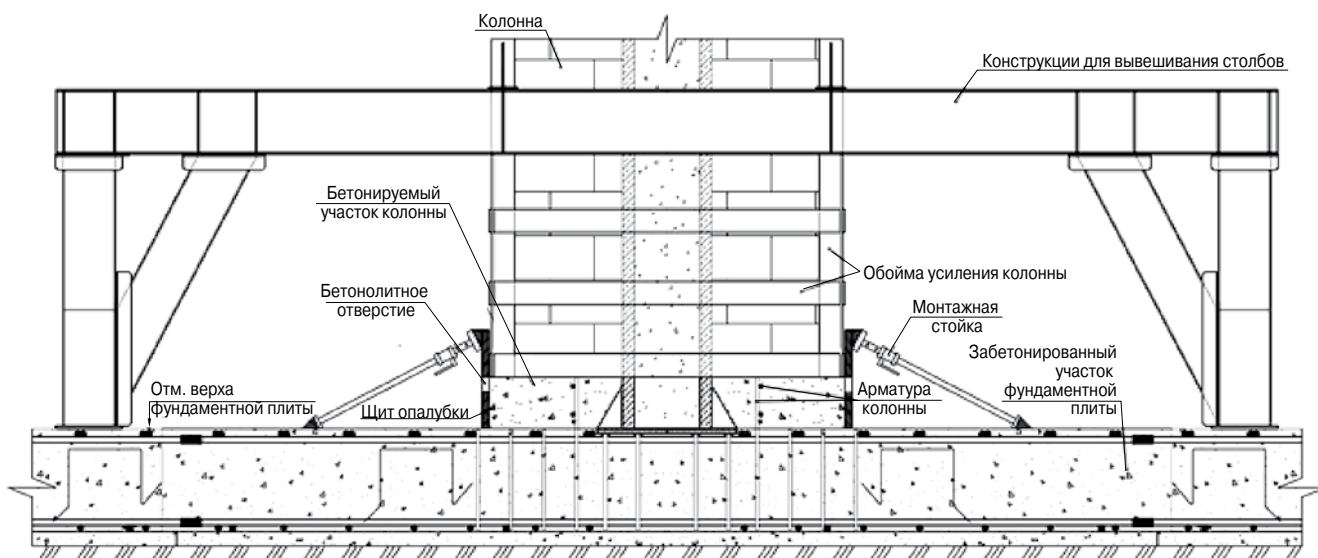


Рис. 11. Бетонирование фундаментной плиты под колонной

этом случае остается открытой. Это позволяет расширить возможности архитекторов при разработке проекта интерьера.

Несмотря на то что техническое состояние кирпичных столбов является более удовлетворительным по сравнению со столбами из камня-известняка, несущей способности большинства из них оказалось также недостаточно. Усиление кирпичных столбов, на которые будут опираться колонны верхних этажей, также выполнено сталебетонными сердечниками.

Сердечники установили в пробуренные алмазным бурением по центру столбов вертикальные отверстия. Сердечники изготовили из стальной толстостенной трубы толщиной 22 мм с наружным диаметром 245 мм. Внутри трубы выполнили армирование бетона вертикальными арматурными стержнями, объединенными горизонтальными хомутами в каркас. Полость трубы заполнили бетоном класса В30.

Колонны первого этажа установили непосредственно на сердечники. Для этого по верху сердечника смонтировали стальной оголовок.



Рис. 12. Стальной сердечник для переноса нагрузки с перекрытий здания на фундаментную плиту

Установка сердечников непосредственно на грунт не допускается вследствие возможного его продавливания. В этой связи в основании столбов выполнено дополнительное армирование монолитной фундаментной плиты.

Несущей способности кладки колонн недостаточно даже для восприятия нагрузки от собственного веса и опирающихся на них сводов над подвалом. Их несущая способность обеспечивается только за счет выполненного временного усиления стальными обоймами. В этой связи, независимо от принимаемого типа усиления столбов, необходимо на первом этапе восстановить монолитность кладки и утраченные фрагменты кладки. Монолитность кладки восстанавливали методом инъекции раствора под давлением в соответствии с разработками генерального директора ООО «Триада-Холдинг» д-ра техн. наук А.А. Шилина.

Работы по укреплению кирпичной и каменной кладки столбов, стен и сводов производились в несколько этапов. Первоначально осуществлялась расшивка трещин и неплотных швов, которые зачеканивались ремонтным составом на цементной основе. Затем в отдельных конструкциях производилось заполнение полостей с по-



Рис. 13. Закрепление сводов инъекцией



мощью инъекции растворов на основе микроцемента (OmnitekInjectRX). Глубина отверстий доходила до 2/3 толщины конструкции, шаг отверстий диаметром до 32 мм изменялся до 500 мм. Давление нагнетания регулировалось в пределах 0,2 МПа.

Окончательное нагнетание в конструкции производилось с целью заполнения мелких трещин и пор низковязким эпоксидным составом, способным пропитывать кладочный раствор. Отверстия под инъекционные пакеры бурились по сетке 250×250 мм диаметром 10 и 12 мм на глубину, меньшую толщины конструкции на 100 мм.

В результате инъекционного упрочнения прочность кладки значительно увеличилась, что позволило производить работы по реконструкции здания без расслоения кирпичной кладки. Контроль за инъекционным упрочнением конструкций осуществлялся с помощью отбора и испытания кернов.

После усиления кладки инъекцией восстановили утраченные фрагменты путем вычинки кладки. Предварительно кладка расчищается от разрушенного кирпича и раствора, пыли и грязи. При выполнении перевязки старой и новой кладок должна быть произведена вычинка старой кладки, при которой удаляются не только поврежденные кирпичи, но и устраиваются гнезда, горизонтальные штрабы для запуска в них перевязочных кирпичей. На рис. 13 показан проинъецированный свод.

Для более надежной связи старой и новой кладок монтировали горизонтальные арматурные сетки с цинковым покрытием, перекрывающие швы между старой и новой кладкой.

При толщине слоя кладки, подлежащего замене, не более 12 см соединение старой и новой кладок производилось с помощью анкеров из арматуры периодического профиля или шпилек с резьбой. Рекомендуемый диаметр анкеров 8 мм. Анкеры устанавливали в просверленные отверстия на растворе на основе эпоксидной смолы под углом 15–30° к горизонту. К анкерам крепили горизонтальные сетки.

Шпильки устанавливали в отверстия диаметром 14–18 мм, просверленные в кладке уже после ее восстановления под таким же углом. После установки шпилек в отверстия нагнетали инъекционный раствор. Шпильки заходили в старую кладку не менее чем на 200 мм. Для удобства длина шпилек назначалась кратной ширине ряда кладки, т. е. 13 см.

Чтобы производство вычинки не привело к недопустимому ослаблению сечений, на одном столбе кладку восстанавливали поочередно захватками.

Особенно тщательно следили за заполнением верхних горизонтальных швов при укладке тычковых кирпичей в гнезда или штрабы. После выполнения новой кладки для их качественного заполнения была выполнена инъекция под давлением раствора, подаваемого в отверстия, просверленные в кладке таким образом, чтобы раствор заходил за границу старой и новой кладки. Таким образом, инъекция сочеталась с установкой анкеров.

Выполненные в 2008–2010 гг. специальные работы по реконструкции вспомогательного здания МГК послужили основой для принятия конструктивных решений реконструкции Большого зала консерватории.

International Forum of «Housing Public Facilities-Expo-2011»

2-4 ноября  
2-4 of November

**Международный Форум  
«ЖКХ-Экспо-2011»**

ЖКХ  
ЭКСПО  
2011  
Астана

V Специализированная выставка «ЖКХ-Экспо»  
II Международная конференция «Жилищно-коммунальный сектор  
Республики Казахстан: проблемы, решения и перспективы»

Партнеры

АККА  
ТКЖ КазОрталығы  
КазЦентрЖКХ  
SibExpoService  
effect ENERGY.eu

Организатор

Выставочная компания  
ООО «СибЭкспоСервис-Н»  
г. Новосибирск, тел: (383) 3356350,  
e-mail: ses@avmail.ru  
www.ses.net.ru

- Энергосбережение. Инновационные технологии.
- Энергоснабжение, теплоснабжение.
- Системы водоснабжения, водоочистки и водоотведения.
- Современные строительные технологии и материалы.
- Системы отопления, вентиляции, канализации.
- Проектирование. Строительство.
- Строительная, коммунальная техника и оборудование.
- Электротехническое и электрооборудование.
- Инженерные сети, коммуникации.
- Лифтовое хозяйство.
- Сбор и утилизация бытовых и промышленных отходов.
- Инфраструктура, благоустройство и озеленение.
- Ландшафтный дизайн и архитектура.

Официальная поддержка: Агентство РК по делам строительства и жилищно-коммунального хозяйства, Акимат г. Астаны

УДК 621.6.072

*А.В. ЧЕРНЯКОВ, канд. техн. наук (e-mail: work@mail.ru),  
ООО «НПО «Космос» (Москва)*

## Применение струйной цементации грунтов в условиях исторической застройки

*Приводятся данные о конструктивных и технологических решениях с применением технологии «Jet Grouting», реализованных при устройстве глубокого котлована в слабых грунтах в процессе реконструкции Мариинского театра в Санкт-Петербурге. Показано, что испытания цементно-грунтовых конструкций можно проводить методом сейсмоакустики, так как они согласуются с результатами испытаний образцов в лаборатории.*

**Ключевые слова:** технология «Jet Grouting», шпунт, грунтоцементные сваи, распорная плита.

В последние годы в практику геотехнического строительства в нашей стране все шире внедряются решения, предусматривающие использование струйной технологии цементации грунта («Jet Grouting»). Одним из примеров успешного применения этой технологии является устройство крепления котлована при реконструкции и строительстве новой сцены Мариинского театра (ГАМТ-2) в Санкт-Петербурге. Особенностью данного проекта является крайняя стесненность, так как к строительной площадке с одной стороны примыкает Крюков канал, а с трех других она ограничена плотно застроенными городскими улицами.

Грунтовая толща строительной площадки в верхней части представлена слабыми водонасыщенными сильно-сжимаемыми грунтами, приобретающими плавунные свойства при динамическом воздействии. До 13,5 м залегают озерно-ледниковые отложения, состоящие из пылеватых песков средней плотности, насыщенных водой, и суглинков слоистых текучей консистенции с тонкими прослоями водонасыщенного песка.

В первоначально утвержденном проекте предусматривалось крепление котлована с помощью шпунтового ограждения высотой 21 м и устройство железобетонной стены в грунте. Принятое генпроектировщиком решение о начале разработки котлована без устройства стены в грунте оказалось необоснованным: экскавация грунта на глубину всего 4 м уже привела к существенным деформациям шпунтового ограждения и окружающей застройки.

Был предложен вариант крепления котлована, предусматривающий устройство по контуру шпунтового ограждения вертикальной стены из армированных грунтоцементных свай и распорной плиты толщиной 2 м в основании котлована на глубине 12 м от поверхности земли из неармированных грунтоцементных свай (рис. 1).

Распорная плита должна была обеспечить:

- надежное защемление шпунта в уровне дна котлована;
- ограничение притока воды в котлован из нижерасположенных слоев грунтовой толщи, в том числе и в случае прорыва напорных вод;

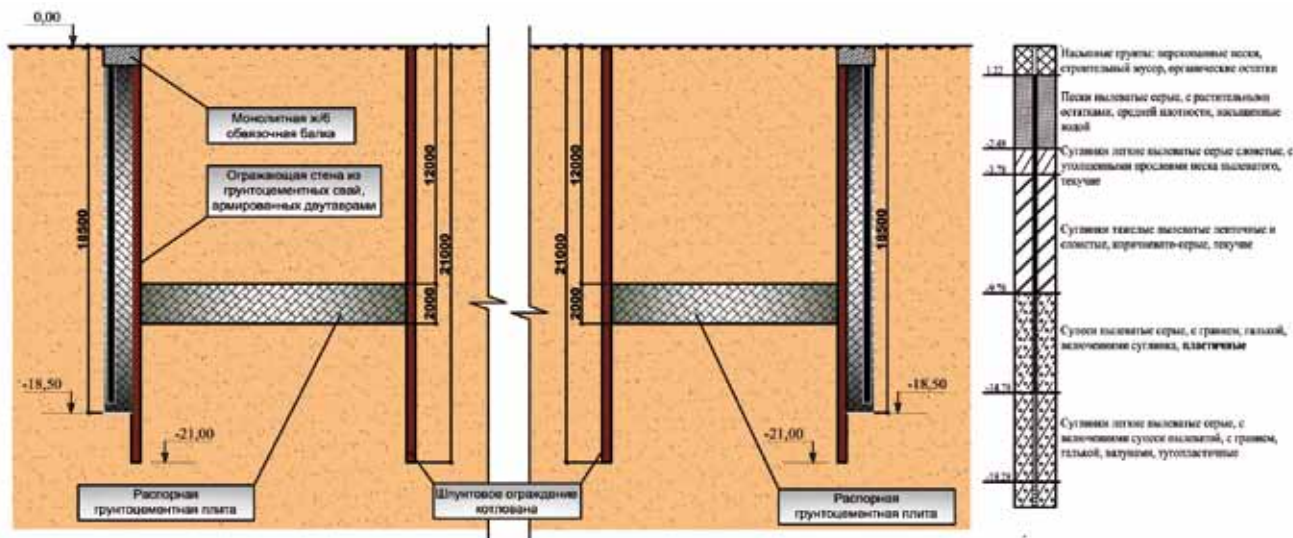


Рис. 1. Схема конструктивных решений крепления котлована с применением струйной технологии закрепления грунта

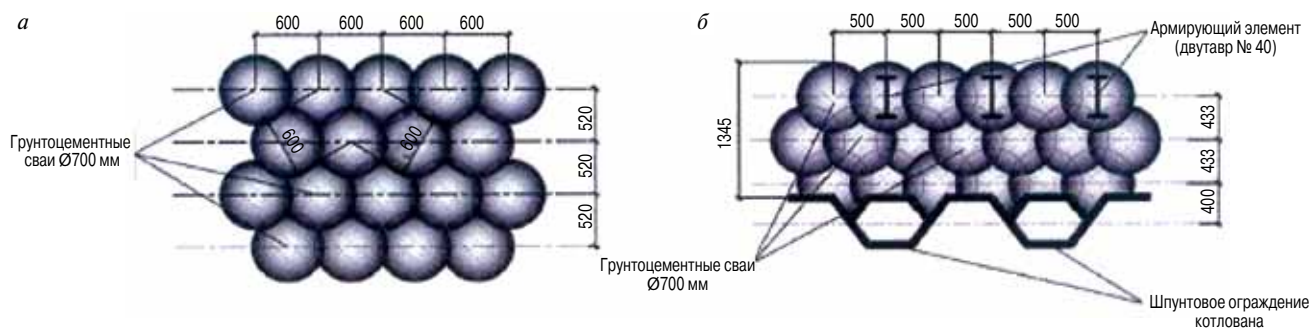


Рис. 2. Схема расположения грунтоцементных элементов. а – распорная грунтоцементная плита; б – ограждающая стена

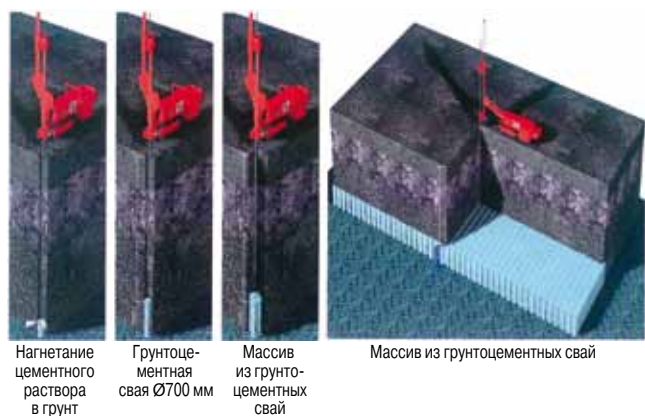


Рис. 3. Формирование распорной грунтоцементной плиты

– исключение аварийных осадок зданий и сооружений, расположенных на прилегающей территории.

Проектные работы выполняли ЗАО «НПО ГРФ» (распорная плита) и ОАО «КБ высоких и подземных сооружений» (устройство армированной грунтоцементной стены по наружному периметру шпунтового ограждения).

По проекту материал грунтоцементной распорной плиты должен был иметь прочность при сжатии не менее 1 МПа и модуль деформации не менее 400 МПа. Толщина плиты должна была составлять 2 м. Схема расположения грунтоцементных элементов, формирующих распорную плиту, представлена на рис. 2, а.

Грунтоцементная стена в грунте, устраиваемая вдоль внешнего периметра шпунтового ограждения по технологии Jet-1 [1], предусматривалась из трех рядов грунтоцементных свай (рис. 2, б). Она должна была снизить горизонтальные деформации шпунтового ограждения за счет увеличения жесткости наружного ограждения котлована.

Проектом предусмотрено внешний ряд буронабивных свай с шагом 1 м армировать двутавровыми балками № 40 длиной 16 м. Проектная высота этой стены составляла 16,5 м при толщине 1,5 м. Общая длина грунтоцементной стены составляла 474 м, прочность грунтоцемента стены не менее 1,5 МПа.

Для обеспечения проектного решения по распорной плите специалисты НПО «Космос» разработали программу производства опытных работ по закреплению грунта методом струйной цементации. В соответствии с этой программой на площадке строительства ГАМТ-2 были устроены по технологии Jet-1 и Jet-2 два куста по шесть штук опытных грунтоцементных свай с разными расходами материалов. Через месяц опытные грунтоцементные сваи были исследо-

ваны с помощью метода сейсмоакустики ООО «Геодиагностика», а также были отобраны образцы грунтоцемента для испытаний в лаборатории Петербургского государственного университета путей сообщения.

Результаты испытаний показали, что проектным требованиям удовлетворяют образцы грунтоцемента, отобранного из грунтоцементных свай, устроенных по технологии Jet-1 при расходе 350 кг цемента ПЦ500Д0, 8,75 кг добавки КДСЦ [2] и 280 л воды на 1 п. м. сваи.

Для обеспечения проектного решения по грунтоцементной армированной стене НПО «Космос» также разработало программу опытных работ на площадке ГАМТ-2. Целью этих опытных работ была отработка параметров бурения скважин (разрыв грунта при давлении 10 МПа), а также приемов погружения армирующих двутавровых балок. Расход материалов для устройства грунтоцементной стены был принят тот же, что и для распорной плиты.

Устройство распорной плиты осуществляли одновременно семь комплексов струйной цементации Soilmes, причем она была выполнена за шесть месяцев (с января по июнь 2009 г.). Последовательность устройства плиты показана на рис. 3.

Работы по устройству грунтоцементной стены одновременно выполняли четыре комплекса струйной цементации в течение девяти месяцев (сентябрь 2008 г. – май 2009 г.).

В процессе производства работ через 30 дней после устройства распорной плиты производился контроль толщины плиты, а также прочностных и деформационных характеристик ее материала с помощью сейсмоакустического метода [3]. Для этого была пробурено 90 скважин и выполнено более 60 пар межскважинных сейсмоакустических испытаний.

Для контроля данных сейсмоакустического метода в разных зонах участка строительства было пробурено пять скважин большого диаметра (900–1200 мм), из которых с поверхности плиты отбирали образцы, которые затем были испытаны на прочность и деформативность в лаборатории Петербургского государственного университета путей сообщения.

Данные, полученные при испытаниях в лаборатории, в достаточной степени соответствовали данным сейсмоакустического контроля в поле. Позже при рассмотрении ответственными организациями вопросов строительства подземной части ГАМТ-2 было принято решение дополнительно произвести бурение скважин с отбором образцов с поверхности распорной плиты в раскопанных зонах для дополнительных лабораторных испытаний. С этой целью было пробурено сорок скважин в разных зонах котлована. Испытания

## Ведомость контроля качества грунтоцементной распорной плиты

№ зоны	Метод испытаний	Прочность при сжатии, МПа	Модуль деформации, МПа
1	Сейсмоакустика	7,49 (от 5,73 до 12,42)	749 (от 573 до 1242)
2	Сейсмоакустика	6,02 (от 4,05 до 7,81)	602(от405до781)
3	Сейсмоакустика	5,43 (от 4,6 до 6,16)	543 (от 460 до 616)
4	Сейсмоакустика	8,75 (от 4,9 до 16,6)	875 (от 490 до 1659)
	Лаборатория	7,27 (от 5,07 до 9,21)	632 (от 465 до 731)
5	Сейсмоакустика	7,63 (от 4,27 до 13,3)	763 (от 427 до 1331)
6	Сейсмоакустика	5,72 (от 4,16 до 7,51)	572 (от 416 до 751)
7	Сейсмоакустика	9,1 (от 5,09 до 14,11)	910 (от 509 до 1411)
8	Сейсмоакустика	7,36 (от 4,09 до 14,74)	736 (от 409 до 1474)
	Лаборатория	9,98 (от 7,8 до 15,28)	939 (от 923 до 1120)
9	Сейсмоакустика	7,49 (от 5,23 до 10,45)	749 (от 523 до 1045)
10	Сейсмоакустика	6,09 (от 4,25 до 8,88)	609 (от 425 до 888)
11	Сейсмоакустика	4,98 (от 4,02 до 6,28)	498 (от 402 до 628)
	Лаборатория	11,77 (6,82–13,89)	817 (от 590 до 916)
12	Сейсмоакустика	4,58 (от 4,05 до 5,97)	458 (от 405 до 597)
13	Сейсмоакустика	6,26 (от 4,93 до 7,62)	626 (от 493 до 762)
14	Сейсмоакустика	4,4 (от 4,06 до 5,26)	440 (от 406 до 526)
15	Сейсмоакустика	5,7 (от 4,33 до 7,82)	570 (от 433 до 782)
16	Сейсмоакустика	7,85 (от 5,29 до 9,94)	785 (от 529 до 994)
	Лаборатория	10,69 (от 7,39 до 12,78)	886 (от 795 до 945)
17	Сейсмоакустика	7,62 (от 5,82 до 9,93)	762 (от 582 до 993)
	Лаборатория	9,93 (от 7,11 до 14,49)	903 (от 688 до 1191)

отобранных кернов, выполненные также в Петербургском государственном университете путей сообщения, подтвердили соответствие материала плиты требованиям проекта.

Наконец, ОАО «ПНИИИС» в качестве независимой организации произвело детальное обследование плиты с ее поверхности, для чего было пробурено 74 скважины с отбором кернов и испытанием их в лаборатории. Результаты подтвердили соответствие свойств плиты проекту. Сопоставление результатов представлено в таблице.

Для сейсмоакустического контроля стены при устройстве грунтоцементных свай вдоль внешнего периметра шпунтового ограждения через 6–8 м были заложены металлические трубы диаметром 108 мм на всю длину грунтоцементной стены. Всего было заложено 59 труб, 14 из которых позже было использовано для инклинометрических наблюдений. Межскважинные сейсмоакустические испытания производились по мере устройства участка стены через 30 дней после устройства последней скважины на данном участке. Результаты подтвердили соответствие параметров стены проектным данным.

По мере открытия грунта из котлована и достижения отметок -4 м и -11 м вдоль всей стены через 20 м производили бурение горизонтальных скважин с отбором грунтоцементных кернов. Полученные результаты также подтвердили соответствие параметров стены проекту.

При этом было отмечено, что процесс закрепления грунта прослеживался по всей толще грунта и выше уровня распорной плиты. Практически вся толща слабых грунтов выше интервала струйной цементации (-12 – -14 м) превратилась в твердый грунт (грунт затвердел в виде столбов в лидерных скважинах струйной цементации, и раствор проник в межслойное пространство грунтовой толщи).

Наблюдения за осадками окружающих зданий в процессе разработки грунта в котловане показали, что они вполне совпали с проектными значениями, что подтвердило правильность выбранных конструктивных решений и высокое качество работ.

### Выводы

1. Применение конструктивных решений со струйной цементацией грунта позволяет обеспечить устройство глубоких котлованов в слабой толще на территории с плотной городской застройкой.
2. С помощью струйной технологии цементации можно при необходимости успешно устраивать в основании глубоких котлованов, ограждаемых шпунтом, распорные грунтоцементные плиты.
3. Контрольные испытания цементно-грунтовых конструкций методом сейсмоакустики в достаточной степени согласуются с результатами испытаний образцов в лаборатории.

### Список литературы

1. EN 12716:2001E. Execution of special geotechnical works-jet grouting (Выполнение специальных геотехнических работ. Струйная цементация).
2. Черняков А.В. Комплексная добавка для строительной смеси. Патент на изобретение №2351560 // Опул. 10.04.2009. Б.И. № 10.
3. Владов М.Л., Калинин В.В., Старовойтов А.В., Шалаев Н.В. Опыт сейсмоакустического обследования грунтоцементных свай // Разведка и охрана недр. 2005. № 12. С. 18–22.

УДК 621.6.072

*В.С. ПОСПЕХОВ, инженер НИИОСП им. Н.М. Герсевича (Москва)*

## Расчеты конструкции ограждения котлована для подземной части общественно-делового центра «Охта» в Санкт-Петербурге

*Проведен сравнительный анализ результатов расчетов конструкции ограждения котлована для предполагаемого строительства подземной части общественно-делового центра «Охта», выполненных по разным методикам.*

**Ключевые слова:** котлован, конструкция ограждения котлована, распорная система, математическое моделирование, модель грунта.

В 2009 г. велось проектирование общественного делового центра (ОДЦ) «Охта» в черте Санкт-Петербурга. Участок предполагаемого строительства располагался в Красногвардейском административном районе по адресу: Красногвардейская пл., д. 2. Площадка строительства находилась на освобождаемой территории бывшего завода «Ленинградский Петрозавод». Схема расположения площадки проектируемого строительства ОДЦ «Охта» представлена на рис. 1.

В геоморфологическом отношении исследуемая площадка приурочена к литориновой аккумулятивной террасе Приневской низменности, тесно связанной с историей существования древнего Литоринового моря. Рельеф участка неровный. Абсолютные отметки земной поверхности по данным привязки устьев скважин составляют от 4,7 до 6,5 м.

Гидрографическая сеть района относится к бассейну Балтийского моря. В пределах рассматриваемой территории она представлена реками Невы и Большая Охта.

В геолого-литологическом строении участка в пределах глубины бурения (170 м) принимают участие четвертичные отложения различного генезиса (техногенные отложения t IV, озерно-морские отложения m, I IV, озерно-ледниковые отложения Балтийского ледникового озера Ig III b, озерно-ледниковые отложения Лужской стадии оледенения Ig III Iz, ледниковые отложения Лужской стадии оледенения Ig III Iz, межморенные водно-ледниковые отложения московского комплекса Ig II ms, ледниковые отложения Московской стадии оледенения (Ig II) и коренные породы Венда (котлинский горизонт V kt2). Схематический инженерно-геологический разрез площадки строительства представлен на рис. 2. Физико-механические характеристики грунтов приведены в табл. 1.

В гидрогеологическом отношении рассматриваемый участок характеризуется наличием безнапорных и напорных грунтовых вод.

Безнапорные грунтовые воды встречены на глубинах 3–4 м от поверхности земли, на абс. отметках 1,7–1,2 м. Нижним водоупором служат озерно-ледниковые суглинки, вскрытые на глубинах от 8 до 14 м.

Второй от поверхности водоносный горизонт грунтовых вод напорный, приуроченный к озерно-ледниковым пылеватым пескам и супесям с прослоями этих песков. Верхним

водоупором служат ленточные глины и суглинки озерно-ледниковых отложений. Его кровля фиксируется на глубинах 17–26 м, подошва – 23–30 м от поверхности земли. Установившийся уровень на отметках 0,7–1,1 м.

Близкое расположение уровней во всех горизонтах свидетельствует об их относительной взаимосвязи.

Общая разгрузка водоносного горизонта осуществляется в сторону рек Невы и Охты и сдерживается наличием набережных.

Инженерно-геологические условия данной площадки относятся к III категории сложности (сложная), геотехническая категория объекта – 3 (сложная).

ОДЦ «Охта» состоит из высотного здания и нескольких 5–14-этажных блоков, объединенных общей 2–3-уровневой подземной частью. Общий вид плана подземного этажа представлен на рис. 3.

Высотное здание ОДЦ «Охта» представляет собой 81-этажное офисное здание высотой 396 м, шириной в



**Рис. 1.** Схема расположения площадки проектируемого строительства ОДЦ «Охта»: 1 — Красногвардейская пл., д. 4; 2 — Большеохтинский пр-т, дом 1/1; 3 — здания завода «Штурманский прибор»; 4 — Большеохтинский пр-т, д. 3; 5 — Большеохтинский мост и прилегающий к нему путепровод; 6 — Комаровский мост; 7 — Малоохтинский мост; 8 — канализационный коллектор вдоль Якорной ул.; 9 — канализационный коллектор вдоль Свердловской наб.; 10 — водопровод вдоль Якорной ул. и Свердловской наб.; 11 — ОДЦ «Охта»

Таблица 1

Наименование отложений	Геолог. индекс	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	Нормативные			Расчетные			
			E, МПа	$\varphi$ , °	C, кПа	$\alpha=0,85$		$\alpha=0,95$	
						$\varphi_{II}$ , °	$C_{II}$ , кПа	$\varphi_I$ , °	$C_I$ , кПа
Техногенные отложения	tVI			$R_0 \leq 0,1 \text{ МПа}$					
Озерно-морские отложения	m, I IV	1,98	6–31	12–33	1–14	11–31	1–12	10–29	0–10
Озерно-ледниковые отложения	lg III b	1,81–2,11	4–30	8–34	1–15	7–32	0–14	6–30	0–12
Ледниковые отложения	g III, II	2,08–2,23	10–28	21–30	34–60	19–28	30–57	17–26	28–54
Дислоцированные вендские глины	V1kt <sub>2</sub>	2,14	16	17	140	15	135	14	130
Вендские глины	V1kt <sub>2</sub>	2,22	83**	26	380	24	375	22	370

основании 58 м. Высотная башня в плане имеет форму вписанной в окружность пятиугольной звезды с пятью квадратными объемами, исходящими от центрального круглого ядра.

Верхнее строение опирается на трехэтажную железобетонную подземную часть, представляющую собой развитый в плане правильный пятиугольник, площадь основания которого составляет  $\approx 6000 \text{ м}^2$ .

Подземная автостоянка комплекса располагается за пределами габаритов подземной части башни, занимая практически всю площадь участка, отведенного под строительство.

Основными несущими конструкциями подземной автостоянки являются монолитные железобетонные колонны и стены.

Заглубление фундамента высотного здания относительно поверхности участка составит около 12–15 м (абсолютная отметка  $\approx -9,2 \text{ м}$ ).

Абсолютная отметка дна котлована под подземную автостоянку составляет  $-7,2 \text{ м}$ .

Строительство нулевого цикла планировалось вести из котлована, разрабатываемого методом сверху вниз (semi top-down), для чего по контуру подземной части комплекса и выполняемому с опережением высотного здания предполагается устройство водонепроницаемой монолитной железобетонной стены в грунте толщиной 1200 мм и 1500 мм и противофильтрационной завесы (ПФЗ) толщиной 600 мм. Заглубление проектируемой стены в грунте ниже дна котлована составляет 15,3–18,3 м. Абсолютная отметка низа противофильтрационной завесы в самой заглубленной части составляет  $-46 \text{ м}$ .

В качестве конструкций, обеспечивающих прочность и устойчивость стены в грунте, при разработке котлована и в период строительства автостоянки предусматривалось устройство монолитных железобетонных дисков перекрытий на отметках  $+6,85 \text{ м}$ ,  $+2,35 \text{ м}$  и  $-1,65 \text{ м}$  подземного пространства автостоянки. Для увеличения жесткости распорной конструкции между перекрытиями на отметках  $+2,35 \text{ м}$  и  $-1,65 \text{ м}$  предусмотрены связи из металлопроката. Устойчивость перекрытий в вертикальной плоскости обеспечивается за счет буронабивных свай-колонн, выполненных с отметок планировки строительной площадки до начала разработки котлована. Характерные разрезы по конструкции ограждения котлована представлены на рис. 4.

Разработку котлована планировалось осуществлять в следующей последовательности.

На первом этапе по всему периметру котлована выполняется противофильтрационная завеса толщиной 600 мм. Затем также по всему периметру котлована устраивается монолитная железобетонная стена в грунте толщиной 1500 мм и выполняются сваи-колонны, служащие временными опорами для дисков перекрытий. После этого производится последовательная экскавация грунта из котлована с устройством железобетонных дисков перекрытий толщиной 350 мм на отметках:  $+6,85$ ,  $+2,35$  и  $-1,65 \text{ м}$ . После экскавации грунта до проектной отметки  $-7,2 \text{ м}$  по всей площади котлована выполняется бетонная подготовка, гидроизоляция и фундамента плита.

В отечественной и мировой практике проектирования наиболее распространенными методами расчета ограждений котлованов являются аналитические решения, основанные на теории предельного равновесия. В основу большинства таких решений положена некая нелинейная зависимость между усилиями, возникающими в конструкциях, и перемещениями. Данная зависимость, как правило, представляет собой коэффициент, называемый коэффициентом жесткости или постели. Все аналитические методы, в осно-

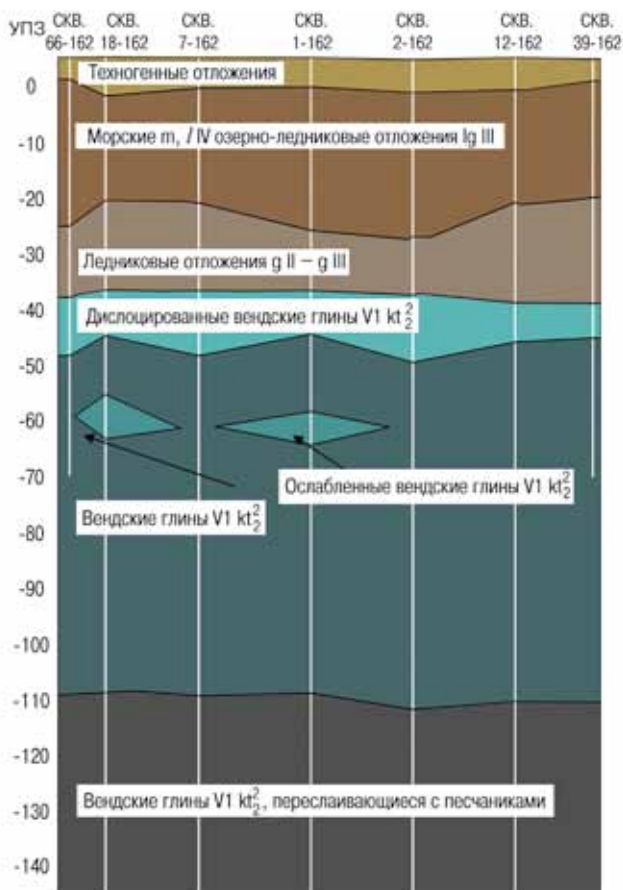


Рис. 2. Схематический инженерно-геологический разрез площадки строительства

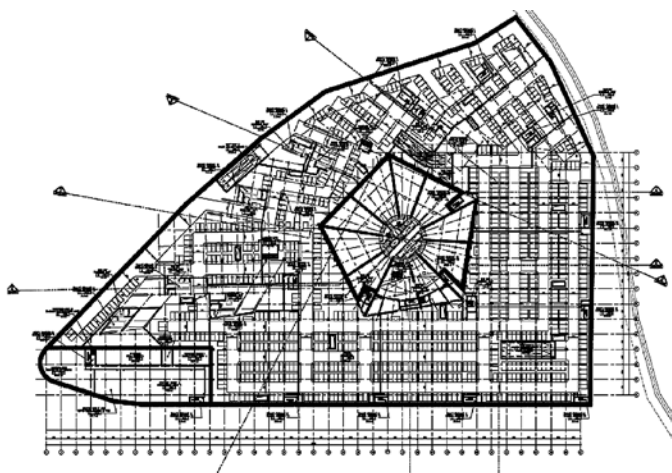


Рис. 3. Схема подземной части ОДЦ «Охта»

ве которых лежит описанный выше принцип, иначе называют контактными моделями расчета. В настоящее время при проектировании и строительстве на территории Московского региона наиболее апробирована контактная модель, реализованная в программе Wall-3, которая была разработана совместно НИИОСП им. Н.М. Герсеванова и ООО «ИКЦ ПФ» (Московская обл.). Программа Wall-3 разработана в соответствии с действующими на территории России нормами и требованиями к расчетам ограждающих конструкций.

Однако территория строительства ОДЦ «Охта» находится в чрезвычайно сложных в геотехническом смысле условиях, для которых отечественные нормы рекомендуют выполнение расчетов с применением нескольких расчетных методик. Учитывая это, для расчета ограждающей конструкции решено было применить два метода. Ограждение котлована рассчитывалось аналитически, по методу контактной модели с использованием программы Wall-3, а также при помощи решения численной задачи, основанной

на методе конечных элементов. В отличие от аналитических методов метод конечных элементов позволяет не разделять усилия и деформации, а получать их одновременно. Для реализации численного расчета выбран программный комплекс Plaxis v.8, который, так же как и Wall-3, хорошо зарекомендовал себя при проектировании и строительстве в России и за рубежом.

В процессе расчетного обоснования ограждения котлована ОДЦ «Охта» нельзя не упомянуть о работе, в которой специалисты НИИОСП принимали участие в 2008 г. при строительстве подземной части для второй сцены Мариинского театра в Санкт-Петербурге [1]. На этой площадке грунтовые условия схожи с грунтовыми условиями площадки строительства ОДЦ «Охта», поэтому результаты выполненных расчетов представляли повышенный интерес. На объекте был устроен 7-метровый котлован в ограждении, выполненном частично по методу стена в грунте. В процессе производства работ проводились измерения смещений и усилий в ограждении котлована, а также измерялись усилия в распорной системе. По результатам мониторинга в НИИОСП были выполнены обратные расчеты аналитическим методом, с использованием контактной модели в программе Wall-3, а также при помощи решения численной задачи, основанной на методе конечных элементов. В результате анализа расчетов авторы сделали несколько интересных выводов. Поведение массива грунта в процессе устройства котлована было характерно для среды, которая ввиду избыточных поровых давлений проявляет свойства тяжелой вязкой жидкости, либо для среды, полностью перешедшей в пластичное состояние. В таких условиях, если прочность грунта описывать исходя из эффективных сопротивлений сдвигу (характеристиками  $s$  и  $\varphi$ ), можно серьезно завысить прочность рассматриваемых грунтов. Напротив, определение недренированной прочности ( $c_u$ ) грунтов в таких условиях может показать значительно меньшие

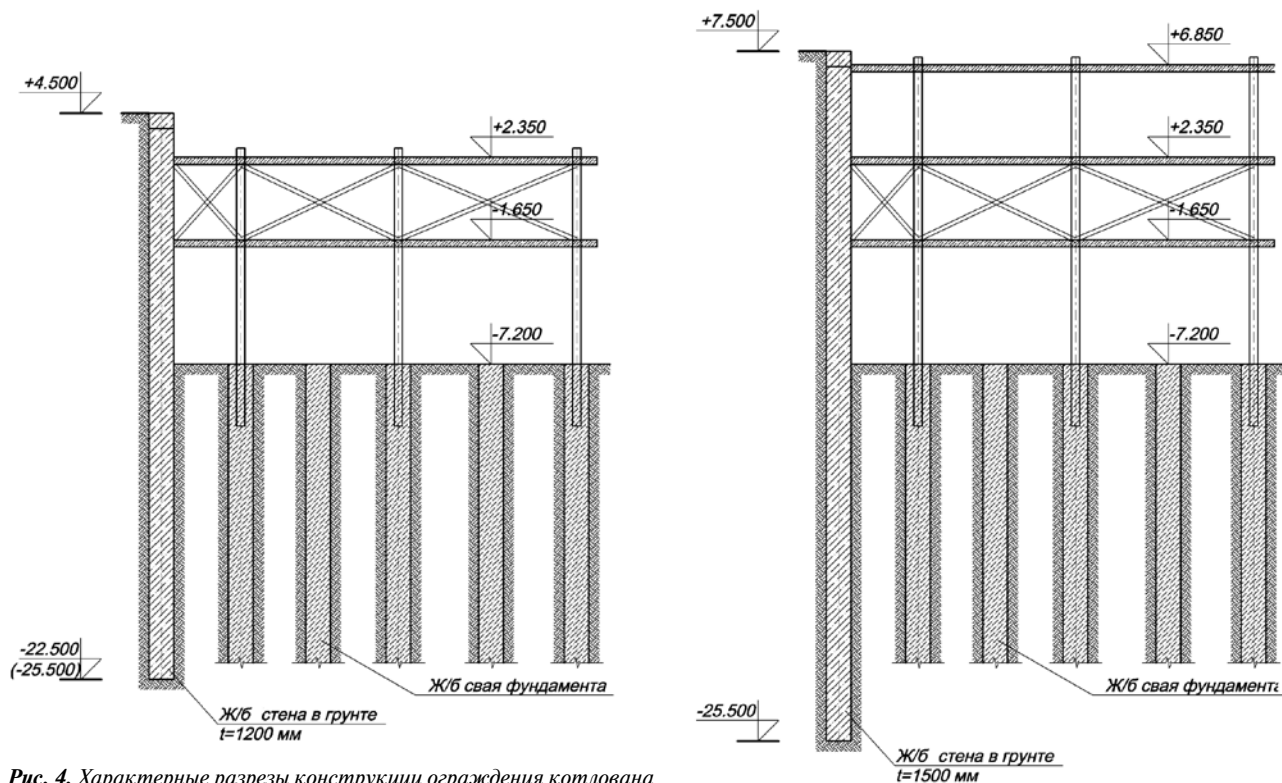


Рис. 4. Характерные разрезы конструкции ограждения котлована

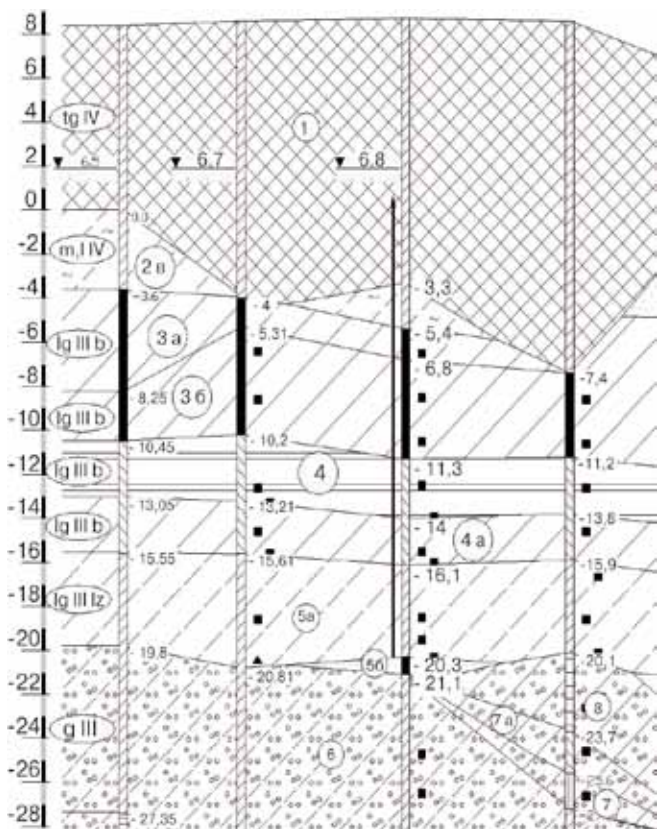


Рис. 5. Схема расположения ИГЭ-2в, 3а, 3б, 4, 4а в составе инженерно-геологического разреза

ее значения. Определить параметры прочности рассматриваемых грунтов в природном состоянии практически невозможно, так как трудно отобрать образцы ненарушенной структуры из очень пластичного массива грунта. Следует обратить внимание на то, что в подобных случаях российский и зарубежный опыт проектирования подземных сооружений [2] требует выполнять как дренированный, так и недренированный расчет основания, взаимодействующего с ограждением котлована, а величины расчетных усилий в конструкциях принимать по наиболее неблагоприятному варианту.

При проектировании ограждения подземной части ОДЦ «Охта» было принято решение выполнить расчеты для случаев, когда прочностные характеристики грунтов определяются как по неконсолидированно-недренированной схеме (НН), так и по консолидированно-дренированной схеме (КД). В подобных случаях российские строительные нормы требуют принимать величины расчетных усилий в конструкциях по наиболее неблагоприятному варианту расчетов.

Как было указано выше, недренированная прочность грунтов, расположенных на площадке ОДЦ «Охта», может оказаться наиболее низкой, поэтому в процессе аналитических расчетов в программе Wall-3 использовались значения прочности по КД ( $c$  и  $\varphi$ ) и недренированной прочности ( $c_u$ ).

Для определения недренированной прочности ( $c_u$ ) нормально уплотненных глин Скемптон [3] предложил эмпирическое выражение, связывающее ее с индексом пластичности в виде:

$$c_u/\sigma'_{\psi} = 0,11 + 0,0037I_p \quad (1)$$

По результатам анализа, проведенного авторами [1], около десяти строительных площадок Санкт-Петербурга,

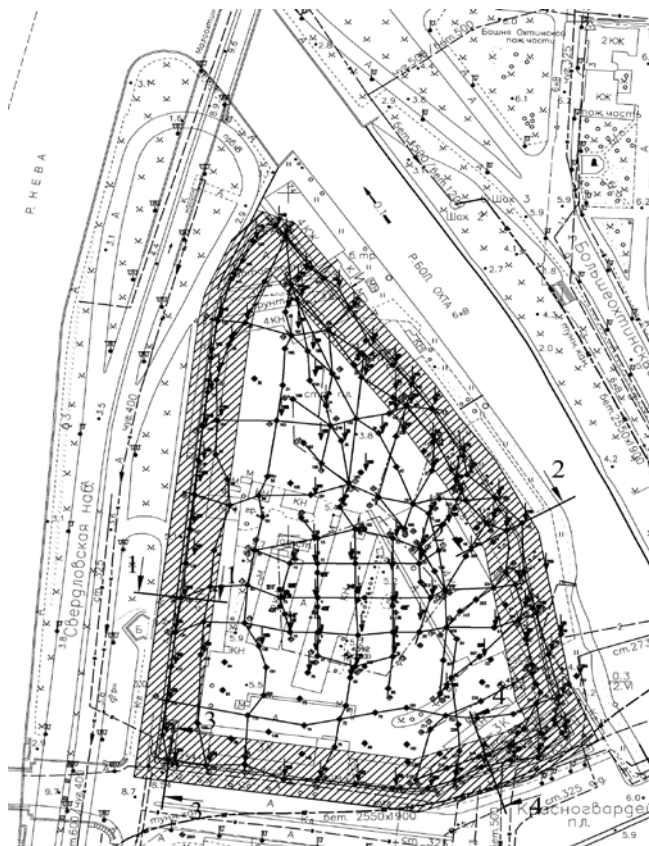


Рис. 6. Схема расположения расчетных сечений

на которых имелись данные статического зондирования и результаты трехосных испытаний, выявлена зависимость между лобовым сопротивлением погружению конуса зонда и удельным сцеплением, проявляющимся в трехосных испытаниях. Данную зависимость было предложено аппроксимировать простым линейным уравнением:

$$c_u = q_c/19. \quad (2)$$

В соответствии с данными зависимостями вычислены значения удельного сцепления  $c_u$ , характеризующего недренированную прочность. Данные значения для некоторых инженерно-геологических элементов (ИГЭ) сведены в табл. 2. Схема расположения данных ИГЭ в составе разреза представлена на рис. 5.

Характеристики, полученные по формулам 1 и 2, близки к данным трехосных испытаний, за исключением слоев 4 и 4а. Расхождение указанных значений, вероятно, связано с тем, что стабилметрические испытания для данных грунтов проводились на образцах нарушенной структуры.

Кроме того, дополнительно были выполнены расчеты в программе Plaxis. Моделью поведения грунта, использовав-

Таблица 2

№ ИГЭ (см. рис. 5)	Удельное сцепление, вычисленное по формуле 1, кПа	Удельное сцепление, вычисленное по формуле 2, кПа	Удельное сцепление по данным трехосных испытаний, кПа
2в	13	129	77
3а	20	49	33
3б	26	44	36
4	32	41	0
4а	36	81	13



Таблица 3

№№ сечения	Конструкция ограждения	WALL-3				Plaxis (версия 8) Модель упрочняющего грунта (HS)	
		Консолидированно-дренированные (КД)		Неконсолидированно-недренированные (НН)		Расчетный изгибающий момент, кНм	Максимальные перемещения конструкции ограждения, см
		Расчетный изгибающий момент, кНм	Максимальные перемещения конструкции ограждения, см	Расчетный изгибающий момент, кНм	Максимальные перемещения конструкции ограждения, см		
2	3	4	5	6	7	8	9
1-1	Ж/б стена в грунте толщиной 1,2 м	2542	1,9	4390	6,9	4060	11,8
2-2	Ж/б стена в грунте толщиной 1,2 м	1900	4,8	2893	4,5	3190	11,2
3-3	Ж/б стена в грунте толщиной 1,5 м	2782	1,2	4996	3,3	5970	15,8
4-4	Ж/б стена в грунте толщиной 1,2 м	1813	1,4	2734	3,1	3450	7,7

шейся в расчетах по Plaxis, была модель упрочняющегося грунта (Hardening Soil (HS)).

Расчеты ограждения котлована проводились по четырем характерным сечениям (рис. 6), с учетом этапов экскавации грунта из котлована и устройства распорных конструкций. Результаты расчетов по сечениям приведены в табл. 3.

Следует отметить, что перемещения конструкции ограждения котлована, полученные при расчетах в программном комплексе Plaxis, выше перемещений, полученных в программе Wall-3. Это можно объяснить тем, что, как отмечалось ранее, Plaxis и Wall-3 принципиально разные программы. Для определения перемещений Wall-3 использует вычисленные усилия и контактные коэффициенты, тогда как Plaxis определяет деформации и усилия одновременно из решения системы уравнений. Кроме того, в Wall-3 отображаются деформации оси стены от ее начального положения без учета перемещений окружающего массива грунта.

Выполненные расчеты показали, что значения изгибающих моментов в конструкции ограждения котлована, полученные с неконсолидированно-недренированными характеристиками грунта, больше, чем с консолидированно-дренированными. При этом максимальные усилия, изгибающие моменты и деформации получены в результате расчетов в программе Plaxis с использованием модели упрочняющегося грунта (HS).

Таким образом, для определения внутренних усилий и изгибающих моментов на стадии проектирования необходимо проводить расчеты основания с прочностными характеристиками, полученными из испытаний, проведенных по схемам НН и КД. Более полное представление о перемещениях массива грунта и ограждения котлована можно получить при расчетах численными методами, например в программе Plaxis с применением модели упрочняющегося грунта (HS).

Учитывая сложность инженерно-геологических условий данной площадки, для подтверждения результатов расчетов и правильности выбора расчетной модели и параметров грунтового массива было предложено выполнить экспериментальную площадку на безопасном удалении от существующих объектов с выполнением геотехнического мониторинга в процессе ее устройства.

Как известно, в настоящее время реализация проекта строительства общественно-делового центра на данной площадке приостановлена в связи с переносом в другую часть города. Все наработки по методам расчета конструк-

ции ограждения котлована могут быть использованы при проектировании на новой площадке.

#### Список литературы

1. Лучнин М.А., Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Расчет осадок зданий и сооружений на слабых глинистых грунтах с учетом деформаций сдвига во времени // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2007. № 2. С. 13–17.
2. Deep excavation. Theory and Practice / Chang-Yu OU / Taylor & Francis. 2006.
3. Geotechnical Engineering. Principles and factors of soil mechanics and foundation. Engineering / V.N.S. Murthy vol. 8.27. P. 304.

19 – 22 ОКТЯБРЯ 2011, г. СОЧИ  
Павильоны у Морпорта

**SOCHI BUILD**  
X МЕЖДУНАРОДНЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ ФОРУМ

- АРХИТЕКТУРА, СТРОИТЕЛЬСТВО, БЛАГОУСТРОЙСТВО
- СПОРТИВНЫЕ ОБЪЕКТЫ - ПРОЕКТИРОВАНИЕ, СТРОИТЕЛЬСТВО, ОСНАЩЕНИЕ
- КЛИМАТИЧЕСКИЕ СИСТЕМЫ, ТЕПЛО-, ГАЗО-, ВОДОСНАБЖЕНИЕ
- ЭНЕРГОСНАБЖЕНИЕ И ЭЛЕКТРОТЕХНИКА
- СТРОЙСПЕЦТЕХНИКА, ДОРОГА, ТОННЕЛЬ
- ДИЗАЙН ИНТЕРЬЕРА, ЭКСТЕРЬЕРА, ДЕКОР
- ЗАГОРОДНОЕ ДОМОСТРОЕНИЕ, ЛАНДШАФТНЫЙ ДИЗАЙН
- ЭКОЛОГИЯ, БЕЗОПАСНОСТЬ

При поддержке:

Выставочная компания  
«Сочи-Экспо ТПП г. Сочи»  
Тел./факс: (8622) 648-700, 642-333,  
647-555, (495) 745-77-09  
e-mail: stroyka@sochi-expo.ru  
www.sochi-expo.ru

УДК 66.013.51

*П.А. МАЛИНИН, зам. директора, А.В. ВОРОБЬЕВ, А.А. ЖЕМЧУГОВ,  
А.П. ШЕСТАКОВ, инженеры, «ИнжПроектСтрой» (Пермь)*

## Современный программный комплекс для геотехнических расчетов методом конечных элементов

*Представлен новый программный комплекс на основе метода конечных элементов для геотехнических расчетов. Отличительной особенностью комплекса является возможность описания поведения грунтового массива при помощи модели двойного упрочнения с физико-механическими характеристиками и критериями прочности, зависящими от гидростатического давления в окружающем грунте.*

**Ключевые слова:** программы *Alterra*, *GeoSoft*, геотехнические расчеты, метод конечных элементов.

В условиях жесткой конкуренции на рынке строительных услуг все большую роль играет умение проектировщика получить максимально приближенный к реальности результат расчета, что позволяет оптимизировать конструкцию и снизить затраты на ее производство. В связи с этим широкое распространение получают программные продукты, реализующие численные методы решения задач строительства и использующие сложные модели поведения моделируемой среды.

Существует два подхода к геотехническим расчетам. Первый подход основан на инженерных методах, которые хорошо зарекомендовали себя как достаточно простые, не требующие сложных вычислений. Однако за эту «простоту» проектировщику приходится расплачиваться завышенными коэффициентами надежности и, как следствие, удорожанием объекта строительства. Зачастую данные методы вообще неприменимы для сложных геотехнических задач.

Второй подход использует численные методы расчетов, реализованные в современных программных комплексах, которые позволяют решать широкий спектр задач любой сложности. Одной из таких программ является программный комплекс *Alterra* (рис. 1).

Программа *Alterra* основана на методе конечных элементов и предназначена для выполнения комплексных геотехнических расчетов.

Реализованная в программе модель двойного упрочнения грунта (рис. 2) имеет существенные преимущества перед широко распространенной моделью Мора–Кулона, главным из которых является отсутствие понятия «глубина сжимаемой толщи». При использовании линейно-упругой модели или упругопластической модели Мора–Кулона величина деформаций основания зависит от линейных размеров расчетной модели, и чем больше глубина расчетного слоя, тем большие осадки получаются в результате решения. Такое решение далеко не однозначно и, как следствие, неэффективно.

При использовании модели двойного упрочнения прочность грунтового массива возрастает с ростом глубины, и

объем грунта, вовлеченный в работу, определяется автоматически.

Еще одной важной особенностью программы *Alterra* является наличие коэффициента разгрузки, введенного во все модели поведения грунта, который повышает деформативные характеристики материала при разгрузке, что избавляет от проблемы чрезмерного пучения грунта дна котлована при экскавации.

Программа *Alterra* позволяет решать следующие виды задач: определение бытового давления в грунтовой массиве; расчет ограждения котлована (с анкерным или распорным креплением) (рис. 3); расчет осадки фундамента; влияние нового сооружения на окружающие здания; определение призмы скольжения в оползневом склоне (рис. 4) и расчет вариантов укрепления склонов при помощи анкеров, нагелей, гравитационных стен или габионов.

Благодаря встроенному CAD редактору программа *Alterra* позволяет создавать расчетные схемы любой сложности, а также импортировать расчетные схемы из AutoCAD.

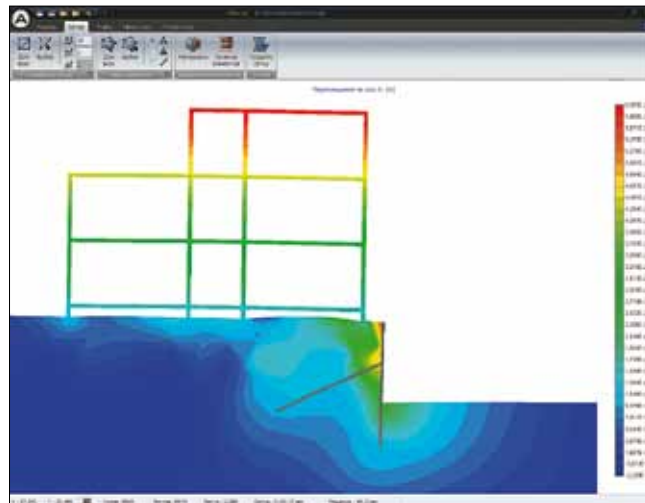


Рис. 1. Расчет ограждения котлована

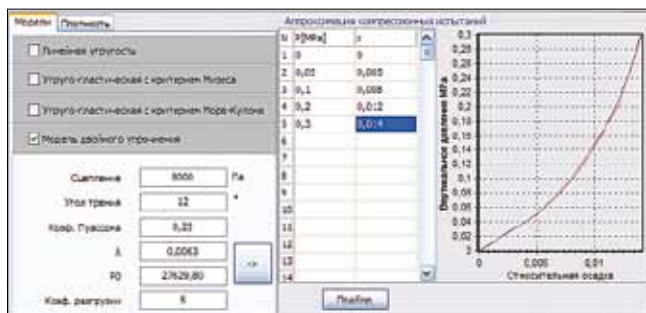


Рис. 2. Расчетные модели

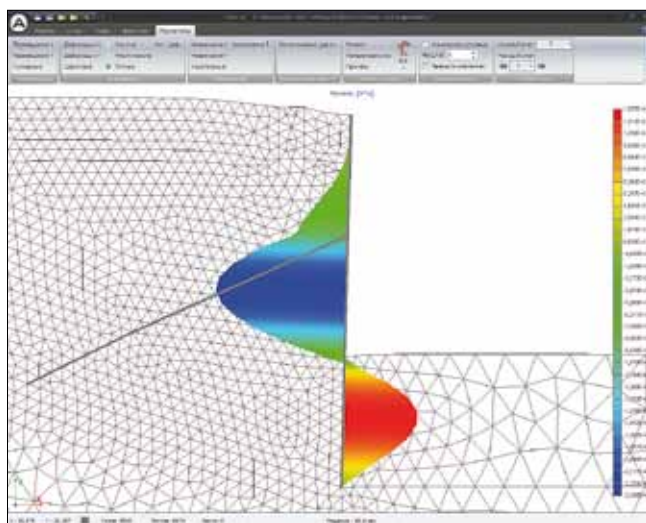


Рис. 3. Эпюра изгибающего момента в ограждении

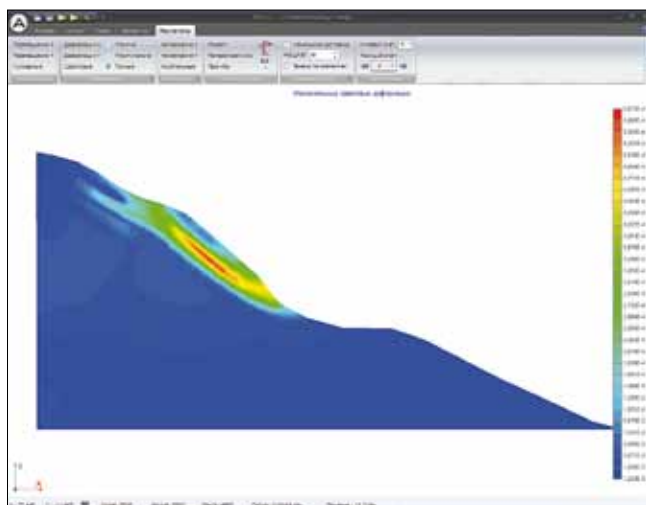


Рис. 4. Расчет устойчивости откоса

При расчете может быть использовано неограниченное количество этапов нагружения, граничные условия в нагрузках и перемещениях. Расчет может быть выполнен в плоскодеформированном состоянии или с условием осевой симметрии.

При выводе результатов программа позволяет отдельно оценить напряженно-деформированное состояние в грунтовом массиве и балочных элементах.

Следует отметить, что при всех достоинствах конечно-элементных программ существует и ряд ограничений при работе с ними. В первую очередь это квалификация инженера, который должен как минимум обладать базовыми знаниями механики грунтов и основ метода конечных элементов для выбора расчетной модели. В противном случае возможен некорректный анализ результатов расчета или некорректное создание расчетной модели, что приведет к абсолютно неверным результатам.

Вторым важным фактом является наличие полного отчета по инженерно-геологическим испытаниям. Если инженерные методики довольствуются минимальным набором параметров, определяемых при испытаниях, таких как удельный вес, сцепление и угол внутреннего трения, то для задания входных параметров к нелинейным моделям поведения материала требуется набор кривых нагрузка-осадка, определенный при испытаниях образцов.

При проектировании геотехнических сооружений перед проектировщиком стоит задача выбора оптимального решения. Для определения всех параметров окончательной конструкции инженеру приходится проводить серию расчетов. Проектировщик должен выполнить расчеты для разных типов ограждений, фундаментов, рассмотреть все допустимые варианты и дать оценку каждому из них. Производить серию расчетов по десяткам расчетных схем в программах, основанных на методе конечных элементов, является очень трудоемкой задачей. Намного рациональнее сравнивать различные схемы в программах, реализующих инженерные методы, и уже после того как останутся наиболее рациональные варианты, воспользоваться более сложной программой.

Использование простых программ компании GeoSoft, таких как GeoWall, GeoStab и GeoPlate [1, 2], одновременно с более универсальной программой Alterra позволяет быстро и качественно подготовить геотехническое обоснование выбора проектного решения любой сложности.

#### Список литературы

1. Малинин П.А., Жемчугов А.А., Гладков И.Л. Расчет ограждений котлованов с помощью специализированных программных комплексов // Жилищное строительство. 2010. № 6. С 45–46.
2. Малинин А.Г., Малинин П.А., Чернопазов С.А. Программы для геотехнических расчетов // Жилищное строительство. 2009. № 2. С. 38–39.

**КОМПЛЕКС ПРОГРАММ ДЛЯ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ**

**ALTERRA** - КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНАЯ ПРОГРАММА ДЛЯ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ

**GEOWALL** - РАСЧЕТ ОГРАЖДЕНИЯ КОТЛОВАНОВ

**GEOSTAB** - РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ СКАЗАНОВ И ОТКОСОВ

**GEANCHOR** - РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ АНКЕРОВ

**GEOPATE** - РАСЧЕТ ОСАДКИ СВАЙНО-ПЛАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

**GEPILE** - РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ

ТЕЛ.: (342) 219-61-03, 219-63-14  
E-MAIL: INFO@GEO-SOFT.RU  
WWW.GEO-SOFT.RU

УДК 624 : 621.396.96

*К.П. БЕЗРОДНЫЙ, д-р техн. наук, зам. генерального директора по НИР, ОАО НИПИИ «ЛенМетроГипроТранс»; В.Б. БОЛТИНЦЕВ, канд. техн. наук, зам. генерального директора по НИР, В.Н. ИЛЬЯХИН, гл. инженер, ЗАО НПФ «Геодизонд» (Санкт-Петербург)*

## Оценка обводненности горной выработки по данным электромагнитного импульсного сверхширокополосного зондирования

*Приведено теоретическое и практическое обоснование возможности оценки обводненности горной выработки по данным электромагнитного импульсного сверхширокополосного зондирования. На примере конкретного тоннеля представлено сравнение прогноза и фактического материала проходки.*

**Ключевые слова:** обводненность, релаксационный спектр, коэффициент отражения антенны.

Для получения оперативных данных о состоянии горного массива впереди забоя активно применяется аппаратура и методики георадиолокационных изысканий. Как разновидность георадиолокации метод электромагнитного импульсного сверхширокополосного (ЭМИ СШП) зондирования все чаще привлекается для оценки обводненности и трещиноватости горной выработки. Применяемая для этого схема: зондирование вперед забоя; излучаемый сигнал без несущей частоты; амплитуда импульсов ~104 В; импульсный ток ~100 А; приемник – многоканальная сверхширокополосная информационно-измерительная система с большим динамическим диапазоном входного сигнала (1 мВ – 100 В); антенны – нерегулярные микрополосковые линии передачи, согласованные со средой по волновому сопротивлению [1] в метровом (м-) и дециметровом (дм-) диапазонах длин волн. Такая схема значительно увеличила глубину проник-

новения полезного сигнала в подстилающую среду. Совершенствование методов обработки измерений [2], учет данных метрологического обеспечения измерительных возможностей комплекса, а также накопленная за годы работ широкая практическая база интерпретации полученных сигналов позволяют давать оперативный и достаточно точный прогноз геологических условий на трассах строящихся горных выработок.

Безопасность эксплуатации, малые размеры и вес аппаратуры делают данный метод весьма доступным: весь комплекс полевой аппаратуры питается от 12 В постоянного напряжения; суммарная потребляемая мощность не более 150 Вт; вес комплекса не превышает 15 кг. Общий вид комплекса представлен на рис. 1.

Существенным неблагоприятным фактором при проходке тоннеля является обводненность горного массива: пересечение горизонтов воды значительно усложняет горно-проходческие работы; создается угроза затопления выработки; повышается риск обвала горных пород. В связи с этим становится особенно востребованной прогнозная информация о предполагаемом расположении водоносных слоев, предоставляемая по данным метода ЭМИ СШП зондирования.



Рис. 1. Общий вид комплекса

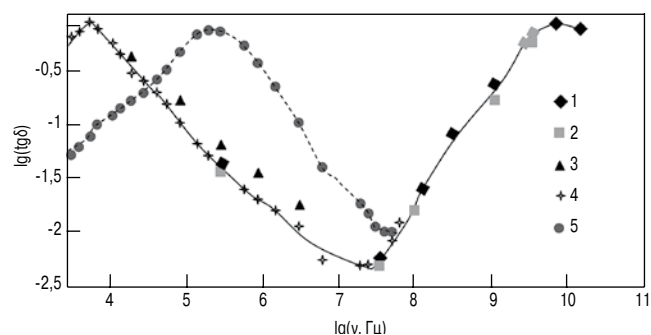


Рис. 2. Частотная зависимость  $\text{tg}\delta$  воды (1–4) и водного раствора NaCl с проводимостью 100 мкСм/см (5) по данным: 1–[6]; 2–[8]; 3–[5]; 4–[9]

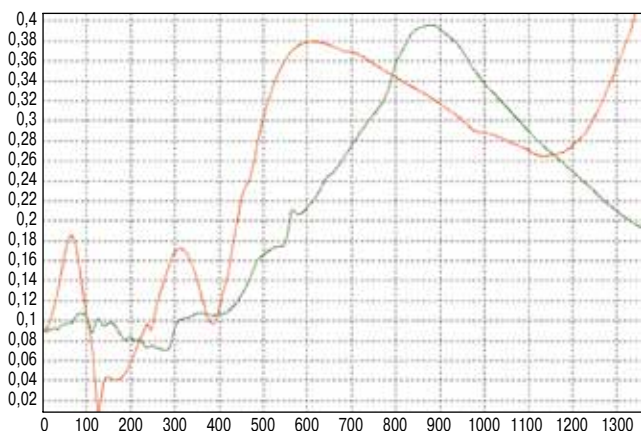


Рис. 3. Зависимость коэффициента отражения  $|R|$  от частоты антенн метрового (красная) и дециметрового (зеленая) диапазонов длин волн (шаг по частоте 0,5 МГц)

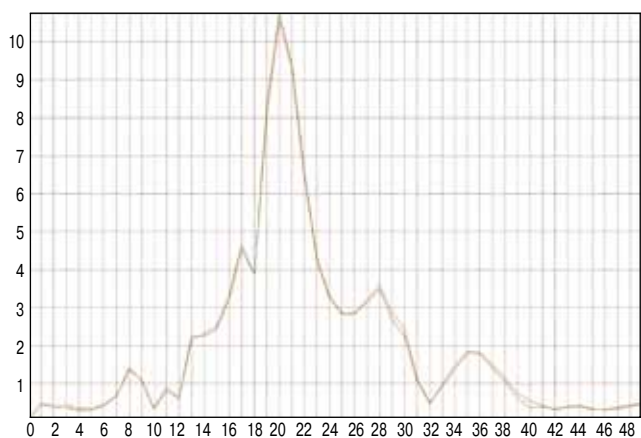


Рис. 4. Фурье-преобразование сигнала, снятого с водной поверхности р. Невы, антенной [1] метрового диапазона в разных точках (расстояние ~30 м, шаг по частоте 1,25 МГц)

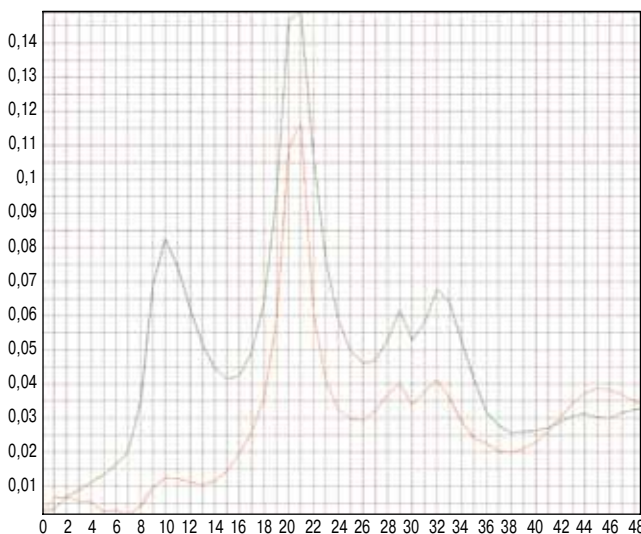


Рис. 5. Фурье-преобразование сигнала, снятого в горной выработке тоннеля № 1 (ПК 157+67) в г. Сочи, антенной [1] метрового диапазона в разных точках (расстояние ~8 м, шаг по частоте 1,25 МГц)

Общим критерием диэлектрических спектров (А.Р. Хиппель, 1954 г.) – синоним «релаксационные спектры» – является то, что диэлектрическая проницаемость может оставаться постоянной или падать с возрастанием частоты, тогда как тангенс угла диэлектрических потерь ( $\text{tg}\delta$ ) как функция частоты может и возрасти и упасть.

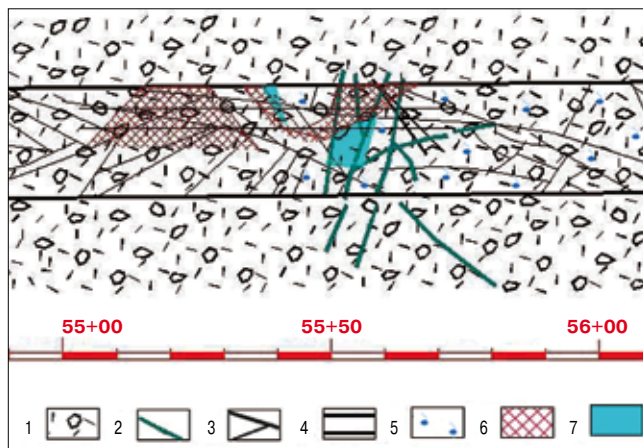
При прохождении электромагнитного импульса через среду наибольшим изменениям подвержена жидкая фаза среды [3, 4], поэтому в сильных импульсных электромагнитных полях стало возможным выявление воды в природных средах с различным минеральным скелетом. Это особенно важно для пористых грунтов. В этом случае проводимость, определяющая их электрические свойства, является ионной (низкочастотной). На рис. 2 показана частотная зависимость  $\lg(\text{tg}\delta)$  воды [5, 6, 8] и водного раствора NaCl с проводимостью 100 мкСм/см [9]. Из данных рис. 2 следует, что нижняя (по частоте) точка минимума функции  $\lg(\text{tg}\delta)$  имеет значение ~25 МГц – частотный предел, к которому стремится функция при повышении концентрации солей в воде. Анализ данных по этому вопросу [5, 6, 8, 9] позволяет обоснованно говорить как о наличии низкочастотной диэлектрической дисперсии, так и о ее смещении при наличии водного раствора NaCl в область более высоких частот.

Водный раствор солей в грунтах можно рассматривать как систему, состоящую из объемной воды, воды в гидратных оболочках и ионных форм разного состава. Объемная вода в растворе имеет структуру, сходную с чистой водой; размытый переходный слой на границе между гидратной оболочкой и объемной водой отсутствует. Полагается, что концентрационная граница, выше которой объемная вода в растворе отсутствует, в первом приближении соответствует максимуму удельной электропроводности раствора. Подобное представление о структуре водных растворов предлагается в [7]. В [9] установлено, что в водных растворах неэлектролитов наблюдается рост времени диэлектрической релаксации: экстремумы в частотной зависимости  $\text{tg}\delta$  смещаются в область более низких частот, так как в сетке водородных связей раствора происходит уменьшение вращательной подвижности молекул по сравнению с чистой водой.

Очевидно, что для выявления таких частотных особенностей обводненного горного массива необходимы антенны со специфическими характеристиками. В [1] представлена антенна бегущей волны, состоящая из связанных неоднородных несимметричных микрополосковых линий, т. е. представляет собой нерегулярную микрополосковую линию передачи. Из графика зависимости коэффициента отражения  $|R|$  от частоты антенн [1] м- (красная) и дм- (зеленая) диапазонов длин волн, измеренных для обеих антенн (рис. 3) на сухом бетоне ( $\epsilon = 5-6$ ,  $\sigma \approx 10^{-8}$  См/м), следует, что обе антенны имеют  $|R| \leq 0,2$  в диапазоне частот 0,3–200 МГц, т. е. такие антенны способны регистрировать сигналы в частотном диапазоне, характеризующем проявление в породе повышенной водонасыщенности ~25 МГц.

Для проверки возможности получения оценки обводненности горных пород при строительстве подземных выработок была проведена серия экспериментов. Первая серия состояла в прямых измерениях с водной поверхности р. Невы. Результаты Фурье-преобразования сигнала, снятого с водной поверхности, антенной [1] м-диапазона в разных точках (расстояние ~30 м, шаг по частоте 1,25 МГц) приведены на рис. 4; экстремум спектра сигнала соответствует значению 25 МГц по частоте. Вторая серия состояла

Прогноз геологической ситуации по данным ЭМИ СШП зондирования	Факт (приводится по данным исполнительной документации ООО «Дальтоннельстрой»)
<p><b>ПК 49+29 – ПК 49+99</b></p> <p>А) На всем участке многочисленны мощные зоны сильнотрещиноватой породы («тектонические нарушения»).</p> <p>Б) Водонасыщенные породы установлены на участке ПК 49+48 – ПК 49+65.</p> <p><b>ПК 50+11 – ПК 50+81</b></p> <p>А) Сильнотрещиноватые породы на участках ПК 50+19 – ПК 50+33 и ПК 50+60 – ПК 50+72. На остальных участках породы слаботрещиноватые.</p> <p>Б) Влажные породы на участке ПК 50+30 – ПК 50+47.</p> <p><b>ПК 50+96 – ПК 51+66</b></p> <p>А) Породы слаботрещиноватые. Единичные маломощные (мощностью до 1 м) зоны сильнотрещиноватой породы на участке ПК 51+00 – ПК 51+32.</p> <p>Б) Влажные породы – эпизодические на участке ПК 51+40 – ПК 51+60.</p> <p><b>ПК 53+20 – ПК 53+90</b></p> <p>А) На участках ПК 53+20 – ПК 53+40 в 3,5 м ниже свода тоннеля выявлены редкие маломощные зоны сильнотрещиноватой породы. Такая же степень трещиноватости породы установлена на участке ПК 53+60 – ПК 53+80 только в правой верхней части тоннеля, что может быть отнесено к полого падающей тектонической трещине.</p> <p>Б) Влажные, водонасыщенные породы не установлены.</p> <p><b>ПК 54+09 – ПК 54+79</b></p> <p>А) Породы слаботрещиноватые. Сильнотрещиноватые породы в левой половине тоннеля на участке ПК 54+10 – ПК 54+28.</p> <p>Б) Влажные и водонасыщенные породы на участке ПК 54+36 – ПК 54+56.</p> <p><b>ПК 55+11 – ПК 55+81</b></p> <p>А) Мощные зоны – от 5 до 25 м – сильнотрещиноватой породы практически на всем обследованном участке.</p> <p>Б) Локальные фрагменты (мощностью от 2 до 4 м) влажной породы.</p>	<p>А) Порода сильнотрещиноватая, система трещин различная.</p> <p>Б) Влажная порода на участке ПК 49+29 – ПК 49+44, капез и слабые течи на участке ПК 49+44 – ПК 49+55.</p> <p>А) Порода трещиноватая и слаботрещиноватая.</p> <p>Б) Влажная порода на участке ПК 50+35 – ПК 50+42</p> <p>А) Порода трещиноватая и слаботрещиноватая.</p> <p>Б) Порода влажная на участке ПК 51+26 – ПК 51+66.</p> <p>А) Порода монолитная. Отмечаются отдельные пологие трещины.</p> <p>Б) Влажность пород, капез и течи отсутствуют.</p> <p>А) Породы слаботрещиноватые.</p> <p>Б) Влажные породы, капез и слабые течи на участке ПК 54+12 – ПК 54+ 67.</p> <p>А) Сильнотрещиноватые и трещиноватые породы. Тектонические зоны мощностью 0,5–1,5 м ограничивают блоки сильнотрещиноватых пород.</p> <p>Б) Капез и течи на участке ПК 55+50 – ПК 55+ 80, преимущественно в своде.</p>



**Рис. 6.** Фрагмент графического сопоставления прогнозных данных ЭМИ СШП обследования и результатов фактической проходки между ПК 55+11 – ПК 55+81 в разрезе Лагар-Аульского железнодорожного тоннеля: 1 – литотуфы и туфобрекчии риолитовых порфиров; 2 – маломощные жильные породы основного состава; 3 – тектонические нарушения; 4 – тоннель; 5 – порода влажная или напитанная водой; 6 – тектонические нарушения по данным ЭМИ СШП зондирования; 7 – трещиноватые влажные породы по данным ЭМИ СШП зондирования

собой горизонтальные измерения на вертикальной поверхности забоев выработок в фиксированных пунктах размещения измерительных антенн комплекса (рис. 3). При этом «лучи» зондирования ориентируются вдоль проектной оси тоннеля. На каждом забое выполняются, как правило, пять геофизических измерений, при этом три точки зондирования располагаются в приподошвенной части забоя, а две – в верхней (сводовой) части. Указанная схема измерений позволяет по результатам последующего анализа геофизических данных составить представительные горизонтальные разрезы, отражающие особенности геологического строения массива на горизонте строящейся горной выработки (рис. 5).

Работы проводятся поэтапно. Этапность геофизических исследований определяется предельной эффективной глубиной ЭМИ СШП измерения, колеблющейся в пределах 70 м. То есть по истечении проходки предыдущих 68–70 м трассы тоннеля, на которые давался прогноз инженерно-геологических условий, выполняется очередной этап геофизического обследования, обеспечивающий прогнозную оценку аналогичных условий горного массива для проходки следующих 70 м. Результаты сопоставления ЭМИ СШП зондирования и фактических данных горных работ при проходке Лагар-Аульского железнодорожного тоннеля ДВЖД представлены в таблице.

Представленные сравнения результатов опережающего ЭМИ СШП зондирования и последующей проходки свидетельствуют о довольно высокой их сходимости. Это в первую очередь касается участков тоннеля между пикетами: ПК 49+29 – ПК 49+9; ПК 55+11 – ПК 55+81 (рис. 5); ПК 53+20 – ПК 53+90; ПК 54+09 – ПК 54+79.

Сверка исполнительной документации горно-проходческих работ и итоговых материалов геофизического прогноза инженерно-геологических и гидрогеологических условий впереди забоев по трассе строящегося тоннеля № 1 вблизи п. Магри на перегоне Туапсе–Адлер, выполненного методом ЭМИ СШП зондирования, выявила следующие результаты:

– прогнозные границы между геологическими разностями с различными прочностными характеристиками

в измерениях в горной выработке (тоннель № 1, ПК 157+67) г. Сочи. Результаты Фурье-преобразования сигнала, снятого в горной выработке тоннеля № 1 (ПК 157+67), антенной [1] м-диапазона в разных точках (расстояние ~8 м, шаг по частоте 1,25 МГц), приведены на рис. 5; экстремум спектра сигнала соответствует значению 25,6 МГц по частоте.

В качестве наиболее представительных работ по геофизическому контролю за состоянием горного массива следует отметить наблюдения методом ЭМИ СШП зондирования при строительстве железнодорожных тоннелей: Большого Петлевого на перегоне Туапсе–Армавир и тоннеля № 1 вблизи п. Магри на перегоне Туапсе–Адлер Северо-Кавказской железной дороги; Лагар-Аульского тоннеля на перегоне Облучье–Известковая Дальневосточной железной дороги.

Геофизические исследования горных пород на трассах тоннелей методом ЭМИ СШП зондирования представляют

- были достоверно выделены в разрезах горного массива в результате геофизических исследований на этапах I, III, VII, что подтверждено зарисовкой развернутой выработки, выполненной по результатам проходки;
- зоны нарушенных пород, выделенные по данным ЭМИ СШП зондирования на этапах обследования I–III, VI, VII, в целом подтвердились последующей проходкой, что дает основание говорить об удовлетворительной сходимости прогнозных и фактических данных проходческих работ;
  - прогнозные интервалы влажных пород в разрезе массива были указаны достоверно и в целом согласуются с гидрогеологической характеристикой пород при проходке тоннеля. Определенные расхождения данных прогноза и проходки обусловлены различными метеоусловиями на момент времени проведения геофизических измерений и последующих горно-проходческих работ (задержка проходки относительно проведенных измерений ~ 3 сут и более).

Представленное в таблице сравнение данных фактической проходки тоннеля № 1 и опережающего геофизического обследования на участке трассы между ПК 50+38.2 – ПК 52+60 и между ПК 54+56.0 – ПК 55+68 позволяют говорить об эффективности использования ЭМИ СШП зондирования в качестве метода, сопровождающего строительство горных выработок, при решении вопросов, связанных с прогнозной оценкой инженерно-геологических и гидрогеологических условий на трассах строящихся тоннелей, что способствует безопасному ведению горно-проходческих работ.

#### Список литературы

1. Свидетельство на полезную модель № 28289. РФ 7 Н 01 Q 7/00. Антенна для подповерхностного зондирования / В.Б. Болтинцев. Заявитель и патентообладатель ЗАО НПФ «Геодизонд». № 2002126446/20. Заявл. 07.10.2002. Опубл. 10.03.2003. Бюл. № 7. 2003.
2. Болтинцев В.Б., Лютынский И.Ю., Чапчай А.А. Обработка результатов измерений на основе информационного подхода к выбору гипотезы о виде их закона распределения // Проблемы машиностроения и автоматизации. 1990. № 3(33). С. 67–68.
3. Потапов А.А. Диэлектрические свойства воды и протонно-активный механизм поляризации // Журнал общей химии. 1993. Т. 63. в. 7. С. 1461–1471.
4. Stillinger F. h. Low Frequency Dielectric Properties of Liquid and Solid Water // Liquid State of Water. North – Holland Publishing Company. 1982. Pp. 341–430.
5. Тонконогов М.П., Векслер В.А., Биржанов К.Ж. Диэлектрическая релаксация в водных растворах и суспензиях // Изв. вузов. Физика. 1975. № 2. С. 81–84.
6. Ахадов Я.Ю. Диэлектрические свойства чистых жидкостей. М.: Изд-во стандартов. 1972. 412 с.
7. Лилеев А.С., Лященко А.К., Борина А.Ф. Диэлектрические релаксации в водных растворах сульфата аммония // Журн. неорг. химии. 1997. Т. 42. № 6, С. 1039–1043.
8. Хиппель А.Р. Диэлектрики и их применение. М.: Госэнергоиздат, 1959. 336 с.
9. Семихина Л. П. Возможности диэлектрического метода для анализа состояния водных систем после физических воздействий // Вестник ТюмГУ. 2000. № 2. С. 39–43.



ЗАО НПФ «Геодизонд», 198013, С.-Петербург  
Подъездной пер., д.10, оф.13

Тел./факс: (812) 571-0230, 571-7806

E-Mail: geolog@geodizond.ru, <http://www.geodizond.ru>

#### Научно-производственная фирма «Геодизонд» выполняет следующие виды геофизических изысканий:

- Оценка состояния грунтов в основаниях зданий и сооружений
- Проведение геофизических исследований при строительстве автодорожных и железнодорожных тоннелей, мостов, мостовых переходов, коллекторов и т. д.:
- геологическое картирование слоев; выявление карстовых полостей и пустот в породах, слагающих основания железнодорожных полотен; выявление водоносных слоев; опережающее геолого-геофизическое обследование горных пород впереди забоев тоннелей – выявление тектонических нарушений; выявление водонасыщенных структур; обследование состояния выработки за элементами обделки
- Обнаружение дефектов в сложных гидротехнических сооружениях (плотинах, пирсах, береговых укреплениях и т. п.), в фундаментах зданий и мостовых переходов, в сваях и других бетонных конструкциях:
- георадиолокационное обследование бетонных и железобетонных конструкций с целью обнаружения скрытых нарушений сплошности бетона (трещин и трещинных зон, рыхлых неоднородностей);
- определение мест возможного дренажа воды через бетонное или земляное тело плотины;
- георадиолокационное обследование придонных отложений и геологических разностей, слагающих дно водоемов, с плавательных средств
- Обнаружение и прослеживание трубопроводов, проложенных в грунтах или по дну водоемов
- Определение расположения подземных инженерных сооружений и коммуникаций
- Поиск археологических объектов
- Поиск месторождений полезных ископаемых (твердых, жидких, газообразных)
- Определение и оконтуривание зон загрязнения окружающей среды нефтью, нефтепродуктами и т. д.

### ЛУЧШИЕ РЕШЕНИЯ

по оснащению современных объектов  
коммерческой и жилой недвижимости:

- СИСТЕМЫ КОМПЛЕКСНОЙ АВТОМАТИЗАЦИИ
- СИСТЕМЫ БЕЗОПАСНОСТИ
- СИСТЕМЫ УПРАВЛЕНИЯ ОСВЕЩЕНИЕМ
- СИСТЕМЫ УПРАВЛЕНИЯ КЛИМАТОМ

**К участию в Национальной премии приглашаются системные интеграторы из России и СНГ.**

Прием заявок до 15 сентября, 2011.

Церемония награждения состоится 8 ноября, 2011.

Подробная информация и условия участия  
[www.htb-awards.ru](http://www.htb-awards.ru)

## НАЦИОНАЛЬНАЯ ПРЕМИЯ HI-TECH BUILDING AWARDS 2011

Национальная Премия проводится в рамках десятой международной выставки

## HI-TECH BUILDING AWARDS 2011

**8–10 ноября, 2011** Экспоцентр (пав.1)

[www.hitechbuilding.ru](http://www.hitechbuilding.ru)

Организатор:

При поддержке:

Генеральный интернет партнер:

# СПЕЦИАЛИЗИРОВАННАЯ ВЫСТАВКА ЕвроСтройЭкспо – 2011

# 8-11

ноября 2011 г.

**МЕЖДУНАРОДНЫЙ ВЫСТАВОЧНЫЙ ЦЕНТР**  
Украина, Киев, Броварской пр-т, 15  
М "Левобережная"

- Промышленное и жилищное строительство
- Архитектура и ремонт
- Строительные технологии, материалы и конструкции
- Техника, оборудование, инструмент для строительных и ремонтных работ
- Климатическое оборудование, источники отопления и горячего водоснабжения, сантехника
- Интеллектуальные технологии автоматизации жилья
- Элементы и предметы интерьера и декора

**ОРГАНИЗАТОРЫ:**  
Министерство регионального развития, строительства и жилищно-коммунального хозяйства Украины  
Международный выставочный центр

**Контакты:**  
+38 044 201-11-59, 201-11-66  
e-mail: stroyexpo@iec-expo.com.ua, lyudmila@iec-expo.com.ua  
www.tech-expo.com.ua, www.iec-expo.com.ua

Официальный медиа-партнер:

Эксклюзивный медиа-партнер:

Технический партнер:

Информационная поддержка:



УДК 691.327.33

*А.В. ГРАНОВСКИЙ, канд. техн. наук, Б.К. ДЖАМУЕВ, инженер (dbk-7@mail.ru),  
ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко (Москва)*

## Повышение прочности стен из ячеисто-бетонных блоков

*По результатам экспериментальных исследований прочности кладки из ячеисто-бетонных блоков на цементном растворе и на клеевых составах при осевом растяжении (нормальное сцепление), срезе (касательное сцепление), растяжении при изгибе (главные растягивающие напряжения при изгибе) и перекосе сделан вывод о возможности применения кладки стен из ячеисто-бетонных блоков, изготовленных по технологии MASA-Henke (при классе бетона В4) для стен зданий, возводимых в сейсмических районах РФ.*

**Ключевые слова:** ячеисто-бетонные блоки, сейсмические районы, цементный раствор, клеевой состав, опытный образец.

В настоящее время у нас в стране и за рубежом стены из ячеисто-бетонных блоков находят все более широкое применение как в качестве несущих и самонесущих конструктивных элементов жилых и общественных зданий, так и при плотности менее D500 в качестве теплоизоляционного материала.

На российском строительном рынке наблюдается острый дефицит качественного ячеистого бетона. Из-за недостатка продукции хорошего качества потребители вынуждены приобретать бетон, изготовленный в кустарных условиях (речь идет о неавтоклавном ячеистом бетоне и пенобетоне). Применение различных разновидностей ячеистого бетона в виде мелкогазобетонных блоков в ненесущих стенах с поэтажной разрезкой в жилых и общественных зданиях при отсутствии должного контроля их прочности и плотности привело к тому, что, как показали результаты обследований, выполненных специалистами ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, использование, например, пенобетонных блоков прочностью от В1 до В1,5 и плотностью ниже D500 стало носить массовый характер. Указанная проблема стала особенно актуальной в связи с креплением к стенам из таких материалов несущих подконструкций фасадных систем, а также с установкой металлических ветровых связей в двух- и трехслойных стенах. В связи с креплением несущих подконструкций и связей в стены из ячеисто-бетонных блоков изменилась функция стен: вместо ненесущих стен с поэтажной разрезкой стали выполнять функции несущих элементов здания.

В то время как за рубежом кладка несущих стен из ячеисто-бетонных блоков ведется на специальных клеях, в России для кладки применяется в основном цементный раствор. Указанное ведет к существенному снижению прочности и эксплуатационной надежности стен, и связано это со следующими факторами:

– высокое водопоглощение ячеистого бетона ведет к снижению прочности раствора из-за нарушения процесса гидратации цемента в растворе. В связи с этим перед нане-

сением раствора поверхность ячеисто-бетонного блока полагается смачивать водой;

– при кладке наружных стен согласно указаниям [1] следует применять легкие растворы плотностью в сухом состоянии менее 1500 кг/м<sup>3</sup>. На наших стройках применяются растворы плотностью выше 1500 кг/м<sup>3</sup>.

Все отмеченное выше сдерживает широкое применение эффективного строительного материала.

В Центре исследований сейсмостойкости сооружений (ЦИСС) ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко выполнены комплексные экспериментальные исследования прочности и деформативности стен из ячеисто-бетонных блоков, изготовленных по технологии MASA-Henke.

Программа экспериментальных исследований состояла из следующих этапов:

1. Экспериментальные исследования прочности кладки при осевом растяжении (нормальное сцепление) и срезе (касательное сцепление) по неперевязанному сечению при использовании цементных растворов и специальных клеевых составов.

2. Экспериментальные исследования прочности и деформативности фрагментов стен из ячеисто-бетонных блоков при действии сдвигающих усилий – перекося (моделирование горизонтальных сейсмических воздействий в плоскости стен). Исследовалась кладка на специальных клеевых составах.

Для оценки прочности элементов кладки – ячеистого бетона и раствора в швах кладки опытных образцов непосредственно на заводе проведены испытания бетонных кубов, выпиленных из ячеисто-бетонных блоков, и растворных кубов, изготовленных одновременно с опытными образцами. По результатам испытаний кубов установлено:

– при средней плотности ячеистого бетона D600 по прочности при сжатии автоклавный бетон, имеющий среднюю установившуюся влажность 10%, соответствует классу бетона В4;

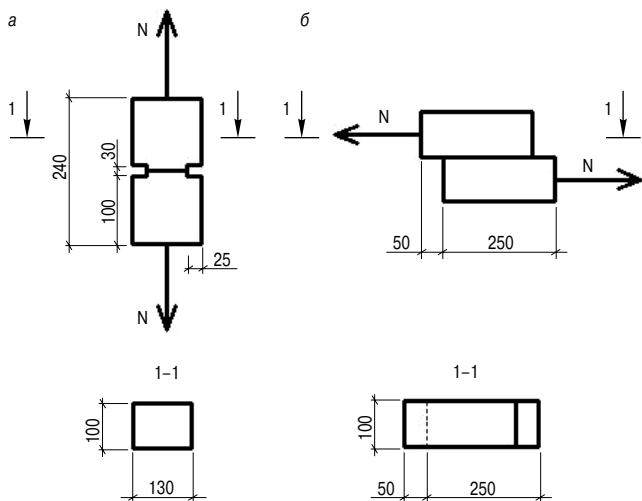


Рис. 1. Схема образцов: а – для испытаний на осевое растяжение; б – для испытаний на сдвиг

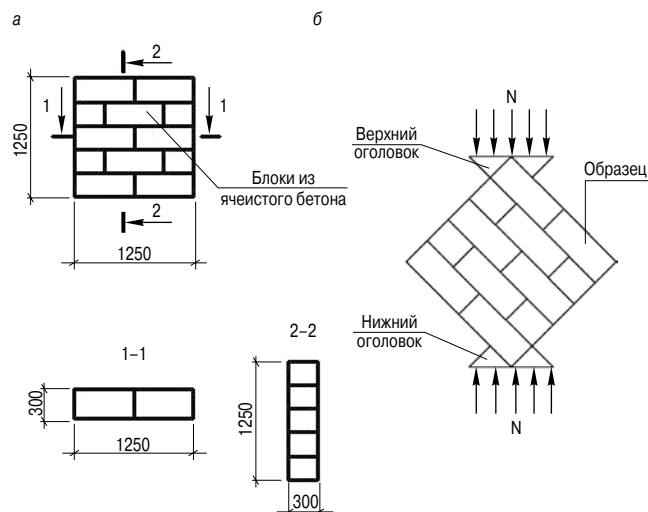


Рис. 2. Общий вид образца с указанием основных размеров (а) и схема его испытаний (б) на перекоз

– по прочности на сжатие раствор, использованный для кладки опытных образцов, соответствует марке М100.

Кроме цементного раствора марки М100 при изготовлении опытных образцов использовались специальные клеевые составы.

**Прочность кладки при осевом растяжении по неперевязанному шву.** Для оценки прочности кладки при осевом растяжении по неперевязанному шву (нормальное сцепление) были изготовлены образцы в виде двух кубов, выпиленных из ячеисто-бетонных блоков и скрепленных (склеенных) между собой (рис. 1, а) с помощью клея I (образцы I серии), клея II (образцы II серии) и растворной смеси (образцы III серии).

Толщина клеевого и растворного швов соответствовала значениям, принятым в нормах и рекомендациях завода-изготовителя блоков: для клеевого шва 1–3 мм, для растворного шва 10–12 мм.

Анализ результатов испытаний (табл. 1) на осевое растяжение кладки из ячеисто-бетонных блоков, изготовлен-

ных по технологии MASA-Henke позволяет отметить следующее.

1. Величина нормального сцепления при осевом растяжении кладки по неперевязанному шву при использовании для кладки клеев I и II соответственно в 3,54 и 4,86 раза выше, чем в случае использования для кладки цементного раствора марки М100.

Указанный параметр прочности кладки особенно важен при учете действия нагрузок на стены, вызывающих их изгиб из плоскости (ветровые нагрузки и т. д.).

2. Согласно п. 3.39 СП 14.13330.2011 «Строительство в сейсмических районах» для кладки стен I категории, возводимых в сейсмических районах, временное сопротивление осевому растяжению по неперевязанному шву (нормальное сцепление) должно быть  $R_p^e \geq 0,18$  МПа. Как видно из табл. 1, при использовании клеев I и II для кладки стен из ячеисто-бетонных блоков при бетоне класса В4 полученные значения  $R_p^e$  в 1,5–2 раза выше, чем приведенные в СП 14.13330.2011 для кладки стен I категории на цементных растворах.

Таблица 1

Вид силового воздействия	Вид раствора в шве	Кол-во образцов	$N_{разр}^{ср}$ , кН	$R$ , МПа	Относительная прочность, %
Осевое растяжение (нормальное сцепление)	Цементный раствор М100	5	0,6	0,07	100
	Клеевой состав I	4	2,02	0,25	354
	Клеевой состав II	5	2,95	0,34	486
Срез (касательное сцепление)	Цементный раствор М100	7	7,17	0,35	100
	Клеевой состав I	6	14,3	0,71	203
	Клеевой состав II	7	26,4	1,31	380

Таблица 2

Вид раствора в шве	№ образца	Размеры образца, см	$N_{разр}$ , кН	$R_{среза}$ , МПа	
				$R_i$	$R_{ср}$
Клеевой состав II	1	125×125×30	200	0,76	0,59
	2		128,6	0,49	
	3		157,1	0,6	
	4		128,6	0,49	
	5		154,5	0,59	



Рис. 3. Характер разрушения образцов после испытаний на перекос

**Прочность кладки при срезе по неперевязанному шву.** Для оценки прочности сцепления при срезе по неперевязанному шву (касательное сцепление) ячеисто-бетонных блоков были изготовлены образцы в виде двух прямоугольных параллелепипедов размером  $100 \times 100 \times 250$  мм (250 мм – высота) (рис. 1, б), выполненных из ячеисто-бетонных блоков и склеенных между собой по длинной стороне с помощью: клея I (образцы I серии), клея II (образцы II серии) и растворной смеси (образцы III серии).

Анализ результатов испытаний (табл. 1) на срез по неперевязанному шву кладки из ячеисто-бетонных блоков, изготовленных по технологии MASA-Henke, позволяет отметить следующее.

1. Величина касательного сцепления при срезе слоев кладки по неперевязанному шву при использовании в качестве связующего клеев I и II в 2–3,8 раза выше, чем в случае использования для кладки цементного раствора марки М100.

2. По результатам экспериментальных исследований установлено, что расчетное сопротивление срезу кладки из ячеисто-бетонных блоков по неперевязанному шву в зависимости от материала шва согласно п. 3.40 СП 14.13330.2011 следует принимать:

– для кладки на цементном растворе  $R_{cp} = 0,7 \cdot 0,07 = 0,049$  МПа;

– для кладки на клеевом составе I  $R_{cp} = 0,7 \cdot 0,25 = 0,175$  МПа;

– для кладки на клеевом составе II  $R_{cp} = 0,7 \cdot 0,34 = 0,24$  МПа, что, в случае применения клеевых составов в 1,5–2 раза выше расчетного значения  $R_{cp} = 0,7 \cdot 0,18 = 0,126$  МПа, установленного СП 14.13330.2011 для кладки стен I категории.

**Испытания кладки на сдвиг (перекос).** В соответствии с программой исследований для оценки сейсмостойкости кладки стен из ячеисто-бетонных блоков выполнены экспериментальные исследования прочности и деформативности фрагментов стен из ячеисто-бетонных блоков, изготовленных по технологии MASA-Henke (класс бетона В4) при действии сдвигающих усилий (моделирование горизонтальных сейсмических воздействий в плоскости стены). Для испытаний были изготовлены опытные образцы фрагментов стен с размерами  $125 \times 125 \times 30$  см (30 см – высота) из ячеисто-бетонных блоков на клеевом составе II. Толщина

клея шва составляла  $\approx 2$  мм. На рис. 2 показан общий вид образца и схема его испытаний на перекос.

Анализ результатов испытаний кладки фрагментов стен (табл. 2), смонтированных на клеевом составе II, изготовленных из ячеисто-бетонных блоков по технологии MASA-Henke при классе бетона В4, показывает, что разрушение опытных образцов при перекосе (рис. 3) произошло не по растворному (клеевому) шву, а по материалу кладки. Указанное свидетельствует о том, что, как отмечалось выше, величина нормального и касательного сцепления между блоками кладки выше, чем прочность материала кладки. Согласно п. 3.40 СП 14.13330.2011 расчетное сопротивление срезу кладки по перевязанному сечению при растворе в шве марки  $\geq M50$  следует принимать по СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции» равным 0,24 МПа. С учетом указаний п. 3.20 СНиП II-22-81 величина временного сопротивления кладки при срезе по перевязанному шву (средний предел прочности)  $R_{cp} = K \cdot R_{cp} = 2,25 \cdot 0,24 = 0,54$  МПа, где  $K = 2,25$  (п. 2 табл. 14, СНиП II-22-81). По эксперименту  $R_{cp}^{экc} = 0,59$  МПа  $\approx R_{cp} = 0,54$  МПа.

Таким образом, результаты экспериментальных исследований прочности и деформативности кладки стен из ячеисто-бетонных блоков, изготовленных по технологии MASA-Henke при классе бетона не ниже В3,5, смонтированных на клеевых составах I и II, позволяют рекомендовать их применение при возведении жилых и общественных зданий как в обычных, так и в сейсмических районах РФ при соответствующих конструктивных и расчетных обоснованиях.

#### Литература

1. Рекомендации по применению стеновых мелких блоков из ячеистых бетонов. М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 1992. 127 с.

**Подписка на электронную версию**

Актуальная информация для всех работников  
строительного комплекса

ЖИЛИЩНОЕ  
СТРОИТЕЛЬСТВО

<http://ejournal.rifsm.ru/>

13-я специализированная выставка

# ОТЕЧЕСТВЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ

# ОСМ 2012

25 – 28 ЯНВАРЯ  
Москва, ЦВК «Экспоцентр»

www.osmexpo.ru

## SibBuild

## СтройСиб

### МЕЖДУНАРОДНАЯ СТРОИТЕЛЬНАЯ & ИНТЕРЬЕРНАЯ ВЫСТАВКА

**31 января – 3 февраля 2012**

- Оконные технологии
- Строительные материалы и оборудование
- Инструменты и крепеж
- Бетоны. Растворы. Бетонные заводы

**14 февраля – 17 февраля 2012**

- Отделочные материалы
- Двери и замки
- Краски. Сухие строительные смеси
- Керамика. Сантехника
- Бассейны и сауны
- Натуральный и искусственный камень
- Инженерное оборудование
- Электрика. Системы автоматизации зданий

**Забронируйте свой стенд сейчас!**  
[www.sibbuild.ru](http://www.sibbuild.ru)

Одобрено ufi

Организаторы: ГТТ Сибирь, тел.: +7 (383) 363 00 63, sibbuild@sibfair.ru

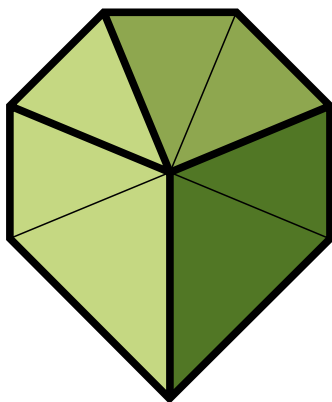
Генеральный информационный спонсор: BLIZKO

Генеральный интернет-партнер: tybet.ru, СТРОИКА.RU

Организационный партнер: Сибирская торговая ярмарка

При содействии: МБЦ «Novosibirsk expo centre»

Информационные партнеры: ОРИЕНТА, СТРОИТЕЛЬСТВО, ПРООН, СТРОИТЕЛЬСТВО, СИМОНОВИЧ



# ЗЕЛЕНЫЙ ПРОЕКТ 2011

ФЕСТИВАЛЬ  
ИННОВАЦИОННЫХ ТЕХНОЛОГИЙ  
В АРХИТЕКТУРЕ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Уважаемые коллеги!  
Приглашаем всех  
к участию в фестивале  
«ЗЕЛЕНЫЙ ПРОЕКТ 2011»

Фестиваль состоится  
9–10 ноября 2011 года  
по адресу  
Москва, Крымский вал, 10, ЦДХ

Цель фестиваля:

объединить принципы устойчивого проектирования с инновационными строительными технологиями и материалами, международный опыт «зеленого» строительства — с представлениями российских зодчих о том, какой должна быть современная экологически устойчивая архитектура.

Заявки принимаются  
до 1 сентября 2011 г.

по адресу:  
info@ard-center.ru  
тел./факс: +7 (495) 917-0318,  
917-5013, 917-5805;  
www.ard-center.ru

Учредители:



Организатор фестиваля:



123001, Москва, Гранатный переулок, 12, оф. 8  
тел/факс: +7 (495) 691-5321,  
691-5274, 917-0318, 969-6073  
e-mail: pr@ard-center.ru

[www.greenprojekt.com](http://www.greenprojekt.com)

при поддержке:



информационные партнеры:



УДК 556

А.Л. БОЛЬШЕРОТОВ, канд. техн. наук, М.А. КОЛЧИГИН,  
А.Ю. ШАКИРОВ, И.Е. ХАРЬКОВА, инженеры,  
Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)

## Роль и место системы оценки экологической безопасности строительства в структуре обеспечения экологической безопасности страны

Материалы данной статьи являются продолжением статьи, опубликованной в журнале «Жилищное строительство» № 7–2011, о создании в Российской Федерации общегосударственной системы экологической безопасности, основной частью которой является система оценки экологической безопасности строительства (СОЭБС).

**Ключевые слова:** экологическая безопасность строительства, система оценки экологической безопасности строительства, система ОЭБС, СОЭБС.

Необходимость создания общегосударственной системы экологической безопасности давно назрела [1]. Экологические проблемы стали глобальными и затрагивают уже всю человеческую цивилизацию. Однако создание эффективного механизма управления экологической безопасностью остается в перспективе, в том числе и в России. В основе государственной системы экологической безопасности находятся отраслевые системы экологической безопасности различных видов деятельности человека, таких как сельское хозяйство, транспорт, строительство и др. [2].

Экологическая безопасность строительства в этой структуре занимает ключевую роль – так любой вид деятельности человека начинается, как правило, с создания материальных объектов инфраструктуры, с их строительства. И именно на стадии проектирования объекта любого назначения, любой отрасли проводится первая оценка экологической безопасности будущего объекта.

Система оценки экологической безопасности строительства (СОЭБС) является, в свою очередь, основным звеном в системе экологической безопасности строительства (СЭБС).

Для эффективного управления системой ОЭБС, для обеспечения оценки непрерывно во времени и пространстве необходимо создание межрегиональной, внетерриториальной структуры, обеспечивающей в комплексе все, что связано с экологической безопасностью, от выделения земельного участка под застройку до устранения возникших экологических проблем и привлечения к ответственности виновных в этом [3].

Территориальная привязка функционирования системы ОЭБС основывается на территории биотопа как минимальной территории естественной экосистемы (так как проводить оценку экологической безопасности без привязки к биотопу, равно как в медицине лечить часть заболевшего органа) и единице административной территории искусственной экосистемы.

Любое техногенное воздействие на окружающую среду должно оцениваться в комплексе, не только в месте возник-

новения экологической проблемы, но и с учетом самых отдаленных последствий на весь организм живой природы. Для решения такой задачи нужен большой объем разносторонних знаний.

Поэтому в основе функционирования системы ОЭБС должна лежать развитая **система экологической информации**. На основе этой информации оценивается экологическая ситуация в потенциальной точке территории, предполагаемой к застройке, и величина воздействия строительства минимум на биотоп или экосистему, в которой находится строительная площадка.

Но на предполагаемой территории ведется не только строительная деятельность, и не только строительство оказывает воздействие на состояние окружающей среды. Поэтому **экологический фон** территории складывается из суммарного воздействия различных видов человеческой деятельности. Суммирующая экологическая информация от всех видов деятельности, например сельского хозяйства, транспорта и т. д., должна накапливаться и обрабатываться в информационном межрегиональном, внетерриториальном центре. Структура информации должна складываться из *фактических* данных о состоянии окружающей среды и прогнозных данных о предстоящем воздействии по трем основным направлениям:

1. Данные экологического мониторинга обслуживаемой территории.
2. Данные общегосударственной системы экологической информации, например о возможном трансграничном воздействии или возможном воздействии с соседних территорий.
3. Данные предварительной прогнозной оценки предполагаемых видов деятельности. Например, о предполагаемом строительстве промышленного предприятия, предполагаемом сельскохозяйственном освоении земель, о предполагаемом сведении лесов при коммерческой лесозаготовке и т. д.

Эта информация является основой для оценки экологического потенциала и для оценки уровня экологической без-

опасности территории. Кроме того, сводная информации о состоянии окружающей среды или возможном потенциальном воздействии на нее различных видов деятельности поступает в низшее звено системы экологической безопасности – в отраслевые информационные центры, например строительства, где учитывается при планировании хозяйственной деятельности, в частности нового строительства.

Обмен информацией между всеми звеньями государственной системы экологической безопасности позволяет обеспечить полноценный и достаточный уровень экологической информации на всей территории страны, необходимый для полного контроля состояния окружающей среды и принятия решений.

В настоящее время такая единая государственная система отсутствует. Но за состоянием окружающей среды наблюдают во многих структурах государственного и негосударственного надзора. Собираемая информация от различных ведомств и источников не обобщается и не используется полноценно. Наиболее слабым звеном в существующей системе обеспечения экологической безопасности является исполнение существующего природоохранного законодательства, а практически неуправляемой частью этого звена является устранение экологических и природоохранных нарушений.

К примеру, ценные земли сельскохозяйственного назначения запрещены к постоянной застройке. Однако существует законодательно установленный механизм, позволяющий любые сельскохозяйственные земли переводить в категорию земель другого назначения, например под жилищное строительство. В результате ценнейшие сельскохозяйственные угодья уничтожаются строительством. Более того, застроенные незаконно земли практически нельзя вернуть в первоначальное положение. Во-первых, очень сложен юридический механизм возврата земель, во-вторых, уничтоженные строительством черноземы уже не будут плодоносить.

Кроме того, имеется множество нарушений Водного, Лесного, Воздушного, Земельного кодексов РФ, эти нарушения носят фактически массовый характер. Действительно, очень привлекательным является строительство жилищных, лечебных, рекреационных и прочих объектов на берегах рек, водоемов, в экологически чистых лесных массивах. Но существуют ограничения, связанные с санитарной безопасностью водных и лесных объектов, с безопасностью эксплуатации воздушного транспорта, с безопасностью эксплуатации газопроводов высокого давления и т. д. Кроме того, в соответствии со ст. 36 Конституции РФ каждый гражданин имеет право пользоваться общедоступными природными ресурсами для отдыха и разрешенной деятельности: лесными угодьями, водными объектами, воздушным пространством, землями общего назначения. Существуют и законодательно установленные нормы, обеспечивающие эти права, например общедоступная или охранная зона для водных объектов может быть от 5 м для любых малых рек длиной менее 10 км до нескольких сотен метров для более крупных объектов. Но в настоящее время эти нормы игнорируются и при выделении землеотводов под строительство, и особенно при строительстве и эксплуатации объектов. Запретная зона водного объекта незаконно включается в полученный недалеко землеотвод, и тем самым нарушаются и права граждан о пользовании водным объектом, предоставленным Конституцией РФ, и законодательная норма, установленная Водным и Земель-

ным кодексами, и санитарные нормы пользования водными объектами. Во многих регионах страны существуют берега рек, озер, морей, к которым полностью закрыт доступ на километры. Это противоправное явление носит настолько массовый характер, что превратилось в норму. Реагировать на такие нарушения практически некому. В системе надзора в стране отсутствует структура, которая обязана была бы пресекать любые нарушения еще на стадии землеотвода и восстанавливать нарушенный порядок. Существующие надзорные органы могут заметить нарушение, а могут и не заметить. Никто не обязан обеспечивать 100% экологический порядок на территории. Более того, любые надзорные органы имеют территориальную принадлежность, взаимосвязь с местными властными структурами, с той или иной зависимостью от различных местных органов власти. Поэтому из-за коррупции существующей вертикали власти нельзя бороться с нарушениями внутри вертикали власти, будучи ее составной частью.

Для того чтобы система обеспечения экологической безопасности была независима от внешнего влияния и свободна в своей деятельности, ее организационная структура обязательно должна иметь независимый **межрегиональный, внутритерриториальный принцип организации.**

Экологическая безопасность страны не менее важна, чем государственная безопасность в целом, обеспечиваемая Федеральной службой безопасности, Министерством внутренних дел, Министерством обороны и другими ведомствами. То же самое должно относиться и к органам экологической безопасности. Ведь принципиально нет никакой разницы, от чего умирать цивилизации – от ядерной угрозы или от загрязненной окружающей среды. Поэтому в системе обеспечения экологической безопасности, раз речь идет о безопасности, должны быть соответствующие права и полномочия органов, обеспечивающих ее.

Наиболее эффективным было бы сосредоточение в одних руках всех прав, полномочий и ответственности по обеспечению всех сторон экологической безопасности, от землеотвода до ликвидации объекта. В настоящее время все процедуры, связанные со строительством, находятся в разных, независимых друг от друга ведомствах. Рассмотрим существующий порядок (табл. 1), связанный со строительной деятельностью, его недостатки и сравним с предлагаемым порядком (табл. 2) организации системы экологической безопасности.

Существующий порядок обеспечения экологической безопасности строительства не выполняет поставленной задачи. Основная причина – отсутствие единого подхода к данной проблеме и отсутствие организационной структуры, реализующей поставленную задачу в полном объеме и при полной ответственности за результат.

Кроме того, крайне негативную роль играет в существующем порядке обеспечения экологической безопасности тот факт, что лицо, заинтересованное в реализации проекта строительства и в получении прибыли (или планируемого результата), одновременно должно обеспечить максимальную безопасность проекта. Это противоречие между двумя разнонаправленными целями и приводит в итоге к негативному результату.

При всех существующих системах обеспечения экологической безопасности строительства в разных странах, при всех попытках получить положительный результат в охране окружающей среды успехи невысоки.

Таблица 1

Этап	Наименование этапа		Примечание	Недостатки	Исполнитель		
1	Жизненный цикл объекта строительства (недвижимости)	Предварительный этап	Выбор площадки	Административный подход	Без учета экологической целесообразности	Заказчик + администрация территории	
2			Выбор площадки, оформление землеотвода, ИРД	Оценка существующего уровня (фона) экологической безопасности	Не производится	Не учитывается качество экологического состояния окружающей среды	-
3				Расчет степени концентрации	Не производится	Не учитывается $K_{\text{к}}$	-
4		Выбор площадки, оформление землеотвода, ИРД	Экспертиза местоположения	Производится с градостроительной, социальной, экономической позиций	Не учитывается экологическая составляющая	Заказчик, проектировщик	
5			Правовая экспертиза	Производится только с позиций законности землеотвода и строительства	Отсутствует законодательство по экологическим условиям застройки	Заказчик	
6		Проектирование	Экономическая экспертиза	Обосновывает выгоду от строительства	Не учитываются интересы экологии	Заказчик	
7			Оценка воздействия на окружающую среду (ОВОС)	Делается с позиции обоснования безопасности строительства	Необъективна, преследует цель доказательства возможности строительства	Заказчик, проектировщик	
8			Экологическая экспертиза (ЭЭ)	Формальное согласование ОВОС	Формальность процедуры	Государственная экологическая экспертиза	
9		Строительство	Контроль экологической безопасности строительства	Целенаправленно не ведется	Инспекция экологических вопросов только по заявлению	Государственная экологическая экспертиза	
10			Контроль реакции экосистемы	Не проводится	Отсутствие контроля	-	
11			Меры по предотвращению негативного воздействия	В соответствии с проектом	Незаинтересованность исполнителей	Заказчик, подрядчик	
12		Эксплуатация и ликвидация	Контроль воздействия на окружающую среду	Контроль проектных показателей	Не учитывает реакцию экосистемы на воздействие объекта	Минприроды	
13			Контроль реакции экосистемы	Не проводится	Отсутствие контроля	-	
14			Ответственность за состояние экологии экосистемы	Отсутствует	Отсутствие ответственности порождает безнаказанность	-	

С одной стороны, прилагается достаточно много усилий по снижению негативного давления на окружающую среду, а с другой – ситуация постоянно ухудшается.

Для обеспечения поставленной международным сообществом цели «устойчивого развития» необходимо передать вопросы обеспечения экологической безопасности специализированной структуре, заинтересованной только в экологической безопасности, со всеми правами, обязанностями и полномочиями. Увязать вместе и получение максимальной прибыли от реализации проекта строительства, и максимальной экологической безопасности этого проекта **невозможно**. Надо жертвовать или прибылью, или экологией. Поэтому если в цели проекта стоит получение прибыли или какого-то иного результата, в жертву будут принесены вопросы экологии.

Рассмотрим и сравним существующий и предлагаемый порядок по обеспечению экологической безопасности строительства.

Принципиальное отличие состоит в том, что в первом случае различные этапы, связанные с экологической безопасностью строительства в период жизненного цикла объекта строительства (недвижимости), выполняются разными исполнителями или самим заказчиком объекта. Во втором предлагаемом варианте во всех этапах участвует единая организационная структура (СОЭБС), заинтересованная только в экологической безопасности и отвечающая за нее по закону. Это аналог любой развитой в современном обществе системы обеспечения необходимого результата – системы здравоохранения, отвечающей за здоровье населения; системы правопорядка, отвечающей за безопасность граждан и страны и т. д.

Любая идея строительства не может быть реализована без наличия площадки строительства. На этом первом этапе критерием выбора площадки строительства при существующем порядке реализации проекта, как правило, является экономический фактор. Местоположение площадки строительства должно обеспечить наибольшую экономическую эффективность проекта. Подбор площадки в связи с этим осуществляется заказчиком. Выбранная территория согласуется с местными органами власти, также заинтересованными в реализации проекта. Это и поступление налогов, и решение социальных и других задач административной единицы. Вопросы экологии при выборе площадки с точки зрения ее ухудшения при реализации проекта рассматриваются только в том случае, если они могут помешать реализации задуманного или существует явная угроза здоровью населения.

До настоящего времени при выборе площадки *не учитывается экологический фон территории (величина экологического резерва, величина порога экологической безопасности)* [4], из-за того что таких комплексных данных не существует и нет специализированного источника, способного предоставить такую информацию.

До настоящего времени при всей очевидности проблемы *не учитывается уже имеющаяся концентрация объектов* строительства (недвижимости) в районе выбранной площадки строительства. В результате такого подхода к выбору площадки на территории застройки появляется объект, которого по объективным экологическим показателям быть не должно.

Существующая система выбора площадки строительства, кроме того, имеет высокую коррупционную составляющую. Торговля земельными участками наиболее доходная



Таблица 2

Этап	Наименование этапа		Примечание	Недостатки	Исполнитель	
1	Жизненный цикл объекта строительства (недвижимости)	Предварительный этап Выбор площадки, оформление землеотвода, ИРД	Выбор площадки	Экологический подход	СОЭБС + заказчик при согласовании с Администрацией территории	Учет экологической целесообразности
2			Оценка существующего уровня (фона) экологической безопасности	Перманентный контроль	Служба мониторинга СОЭБС	Учитывается величина экологического фона территории
3			Расчет степени концентрации	Производится	Информационный центр СОЭБС	Учитывается степень концентрации $K_{кк}$
4			Экспертиза местоположения	Производится с градостроительной, социальной, экономической и экологической позиций	СОЭБС	Учитывается экологическая составляющая
5			Правовая экспертиза	Производится с позиций законности землеотвода и строительства, в т. ч. экологического	Заказчик, СОЭБС	Учет экологических требований
6		Проектирование	Экономическая экспертиза	Обосновывает выгоду от строительства	Заказчик, СОЭБС	Предусматривают затраты на обеспечение экологической безопасности
7			Оценка воздействия на окружающую среду (ОВОС)	Делается с позиции безопасности строительства	СОЭБС	Объективная оценка экологической безопасности строительства
8			Экологическая экспертиза (ЭЭ)	Отсутствует необходимость	–	Сокращение сроков, упрощение процедуры
9		Строительство	Контроль экологической безопасности	Непрерывный контроль	Служба мониторинга СОЭБС	Оперативный, непрерывный контроль
10			Контроль реакции экосистемы	Непрерывный контроль	Служба мониторинга СОЭБС	Оперативный, непрерывный контроль
11			Меры по предотвращению негативного воздействия	Оперативное реагирование	Служба оперативного реагирования СОЭБС	Оперативная реакция и предотвращение негативного воздействия
12		Эксплуатация и ликвидация	Контроль воздействия на окружающую среду	Непрерывный контроль	Служба мониторинга СОЭБС	Учитывается фактическое воздействие объекта
13			Контроль реакции экосистемы	Непрерывный контроль	Служба мониторинга СОЭБС	Учитывается реакция экосистемы на воздействие объекта
14			Ответственность за состояние экологии экосистемы	Полная ответственность	СОЭБС	Заинтересованная ответственность

**Примечание.** В табл. 1 и 2 красным цветом отмечены этапы, которые не выполняются при существующем порядке обеспечения экологической безопасности; желтым – частично выполняются; зеленым – полностью выполняются при существующем и предлагаемом порядке обеспечения экологической безопасности.

статья многих современных чиновников, и этот фактор отрицательно сказывается на экологической обстановке.

К этапу выбора площадки относится и проведение правовой экспертизы, которая должна установить законность предоставления земельного участка под данный вид строительства и законность самого строительства в рамках существующего законодательства. В связи с *отсутствием необходимого экологического законодательства*, устанавливающего экологические нормы при застройке территории, такая экспертиза проходит успешно при любой степени опасности объекта строительства.

Предлагаемый порядок этапа выбора площадки строительства лишен существующих недостатков и имеет ряд преимуществ.

В первую очередь меняется **субъект права выбора**. Это право должно быть передано организационной структуре СОЭБС, обеспечивающей экологическую безопасность данной территории. Накопленные данные в информационном центре СОЭБС о состоянии окружающей среды подотчетной территории показывают состояние ее экологического фона, а также степень концентрации застройки. Соответственно и наличие свободных площадок, где возможно дополнительное строительство, определяется по показателям экологического фона и степени концентрации. Свободные площадки предлагаются заказчику и при его согласии на застройку предварительно согласовываются с ад-

министрацией территориальной единицы. Ответственность структуры СОЭБС, в том числе юридическая за экологическую безопасность территории, обеспечивает максимальный учет экологических интересов и исключает коррупционную составляющую при выборе площадки строительства и землеотводе.

После выбора площадки строительства проводится проектирование объекта, и в рамках проектирования проводятся экономическая (техничко-экономическое обоснование проекта) и экологическая экспертиза.

Экономическая экспертиза при существующем порядке проводится с целью оценки экономической эффективности проекта на стадии проектирования проектной организацией.

Экологическая оценка проводится в два этапа. На первом этапе заказчик выполняет оценку воздействия проекта на окружающую среду (ОВОС), затем результаты ОВОС передаются на экологическую экспертизу в соответствующие государственные органы, где принимается окончательное решение.

Такая двухступенчатая система оценки экологической безопасности является неэффективной из-за организационного механизма ее проведения. ОВОС выполняется по заказу заказчика и за счет заказчика. Несмотря на то что к процедуре ОВОС должны привлекаться независимые эксперты, окончательные результаты ОВОС являются необъ-

активными. От ОВОС и экспертов, проводивших ее, требуется доказать безопасность намечаемого проекта и возможность его реализации, даже если есть какие-то потенциальные опасности. Поэтому работа независимых экспертов строится на необходимости доказательства экологической безопасности проекта и возможности его реализации. В противном случае при отрицательном результате теряется весь смысл оценки, так как пропадает смысл обязательной дальнейшей экологической экспертизы. Таким образом, при проведении ОВОС предопределен общий положительный результат, который может не совпадать с истинным состоянием дел.

Материалы ОВОС содержат в лучшем случае перечень воздействующих факторов с численными значениями количественных характеристик. Полностью отсутствуют комплексные показатели экологического фона территории, так как такая информация на сегодняшний день отсутствует, как и отсутствуют характеристики экосистемы, на которую предполагается воздействовать. В результате самый безобидный в экологическом плане объект может стать той последней каплей, при которой требуемая устойчивость и сбалансированность техногенной и природной окружающей среды будет нарушена.

После проведения ОВОС материалы проекта с разделом ОВОС передаются на экологическую экспертизу. Экспертиза должна подтвердить положительные выводы ОВОС или усомниться в них. Как правило, преобладает формальный подход: если все требования к ОВОС соблюдены и ее выводы положительные, то и нет оснований отказывать в согласовании проекта.

В предлагаемой системе оценки экологической безопасности недостатки существующей системы на этапе экономической и экологической экспертиз будут ликвидированы, а процедура экологической экспертизы упрощена.

Территориальная организационная структура системы ОЭБС, заинтересованная и юридически ответственная за экологическую безопасность обслуживаемой территории, берет на себя проведение экологической экспертизы всех намечаемых на ее территории проектов. Как экологический хозяин территории система ОЭБС заинтересована в безопасности всех проектов, что предполагаются к реализации. Система ОЭБС также заинтересована в сохранении существующей безопасности подконтрольной территории. Информационный центр СОЭБС обладает информацией обо всех необходимых параметрах окружающей среды, что дает возможность оценить допустимость реализации любого проекта на данной территории при ее экологических характеристиках.

Проведение экологической экспертизы силами СОЭБС при задаче не допустить реализацию экологически опасных проектов и юридической ответственности за принятое решение полностью отменяет какую-либо дополнительную экспертизу. Таким образом, экологическая оценка проводится в одну стадию, что сокращает сроки согласования проектов и упрощает данную процедуру.

Участие СОЭБС предполагается и в экономической экспертизе проекта, но в части подготовки технических условий для безопасной реализации намечаемого проекта, затраты на которые должны быть учтены в технико-экономическом обосновании проекта.



## Национальный исследовательский университет — Московский Государственный Строительный Университет



проводит работы и научные исследования по **комплексной экологической безопасности** территорий и отдельных строительных объектов на базе современного высокоточного оборудования — **мобильной экологической лаборатории** анализа атмосферы, воды и почвы:

- оперативный контроль загрязнения воздуха промышленными выбросами, автомобильным транспортом и др. источниками;
- контроль загрязнения акватории водных объектов, подземных и грунтовых вод;
- оперативный анализ воды;
- анализ загрязнения почвенного покрова;
- оперативная оценка воздействия на окружающую среду различных физических факторов: теплового загрязнения, радиации, шума, излучений и т. д.

Для нового жилищного, рекреационного строительства и развития туризма:

- разработка и создание экологического паспорта территорий;
- выявление и сертификация эталонных экологических территорий;
- оценка степени концентрации строительства (недвижимости) урбанизированных территорий.

E-mail: stae@mgsu.ru Тел.: (499) 183 25 83; (499) 188 05 03  
Москва, Ярославское шоссе, 26

Реклама

Теоретически возможна реализация любого самого опасного проекта в любом месте, но при условии выполнения дополнительных работ, предусмотренных техническими условиями СОЭБС, по нейтрализации опасного воздействия. Однако выполнение технических условий СОЭБС может быть самым затратным в проекте, и экономическая экспертиза покажет его неэффективность.

После прохождения всех согласований и экспертиз наступает этап реализации проекта – непосредственного строительства.

В существующей системе обеспечения экологической безопасности на этом этапе не предусматривается никакого контроля и проверки, заложенных в ОВОС, экологических показателей. Весь контроль на этапе строительства сводится к инспектированию объекта рядом инспектирующих организаций разного профиля, не имеющих отношения к экологическим проблемам. В регламенте инспекций нет ни одной организации или ведомства, осуществляющего непосредственно экологический контроль. И за весь период строительства, а он может длиться годами, в существующем порядке обеспечения экологической безопасности *не предусмотрено* никаких мероприятий.

При наличии функционирующей системы ОЭБС период строительства объекта находится под постоянным контролем службы мониторинга СОЭБС, которая отслеживает любые отклонения от проектных показателей воздействия строительства на окружающую среду и одновременно контролирует реакцию экосистемы на это воздействие. В случае отклонения от нормы службы немедленного реагирования СОЭБС [2] принимают необходимые меры к восстановлению экологической безопасности. Это могут быть меры административного, экономического, технического и другого воздействия к виновнику нарушения. Службы системы ОЭБС соответственно должны иметь необходимые права и полномочия, предоставленные законом.

По завершении периода строительства объекта наступает период его эксплуатации. В это время необходимо проверить соответствие прогнозных показателей воздействия на окружающую среду, рассчитанных в ОВОС и фактических в эксплуатационный период.

При существующей системе контролю подвергают в основном промышленные предприятия, которые по технологиям производства, заложенным в проекте, являются источниками загрязнения окружающей среды. Контроль осуществляется подразделениями Минприроды и местными экологическими, часто общественными организациями. Реакцию экосистемы на воздействие промышленного объекта, что является показателем точности прогнозных расчетов при разработке проекта предприятия, никто не учитывает и не анализирует. Но надо иметь в виду, что кроме загрязнения экосистемы еще существует обратная реакция живой природы на техногенное воздействие любого объекта, даже самого безопасного. К примеру, создание водохранилища при, казалось бы, чистом гидротехническом строительстве делит биотоп естественной экосистемы на две не связанные друг с другом части. Соответственно с изменением площади территории, с уменьшением кормовой базы меняется биоценоз экосистемы в качественном и количественном плане, происходит деградация экосистемы, вплоть до ее гибели [5, 6].

Региональное подразделение системы ОЭБС, ответственное за экологическую безопасность подконтрольной территории, обеспечивает непрерывный контроль состояния окружающей среды методами мониторинга, отслеживает реакцию экосистемы на техногенное воздействие всех объектов и каждого в отдельности в месте эксплуатации и обеспечивает немедленное реагирование в случае ухудшения экологической обстановки.

Эффективность обеспечения экологической безопасности строительства основывается на централизации всех вопросов, связанных с экологической безопасностью в одной, заинтересованной в обеспечении этой безопасности организационной структуре – системе ОЭБС. Возложенные на систему ОЭБС функции полностью охватывают жизненный цикл строительного объекта. А мотивация и заинтересованность в обеспечении экологической безопасности, базирующиеся на принципах функционирования, функциональных обязанностях СОЭБС, обеспечивают эффективную реализацию данного проекта.

Актуальность создания систем экологической безопасности, в том числе систем оценки экологической безопасности, обеспечивается необходимостью полноценного контроля экологической ситуации и эффективного управления ею. Понимание несовершенства существующего порядка обеспечения экологической безопасности в разных странах, в разных отраслях человеческой деятельности находит отражение в документах, в резолюциях различных международных, общероссийских форумов, конференций, семинаров, проводимых в последние годы. Так, в мае 2009 г. указом Президента РФ принята Доктрина национальной безопасности, в которой впервые появился специальный раздел экологической безопасности. Обеспечение экологической безопасности базируется на создании единой государственной системы оценки и создании организационных экологических структур.

Предлагаемая система оценки экологической безопасности строительства является своевременной и соответствует стратегии государственной политики в области охраны окружающей среды.

#### Список литературы

1. *Большеротов А.Л.* Система оценки экологической безопасности строительства. М.: АСВ, 2010. 216 с.
2. *Теличенко В.И., Большеротов А.Л.* Комплексная система экологической безопасности строительства // *Жилищное строительство*. 2010. № 12. С. 2–5.
3. *Большеротов А.Л.* Научные основы и подходы к формированию системы оценки экологической безопасности строительства (СОЭБС) // *Жилищное строительство*. 2011. № 7. С. 44–47.
4. *Большеротов А.Л., Большеротова Л.В.* Методология оценки экологической безопасности техноприродных систем. М.: ГОУ ВПО МГУП. 2010. 398 с.
5. *Теличенко В.И., Большеротов А.Л.* Классификация уровней безопасности и качественного состояния экосистем. Ч. 1. Естественные экосистемы // *Промышленное и гражданское строительство*. 2010. № 12. С. 52–54.
6. *Большеротов А.Л.* Классификация уровней безопасности и качественного состояния экосистем. Ч. 2. Искусственные экосистемы // *Вестник МГСУ*. 2010. № 4. Т. 1. С. 57–62.

УДК 556.513

Ю.Э. ВАСИЛЬЕВ, канд. техн. наук, И.В. ЧИСТЯКОВ, канд. техн. наук,  
Московский государственный автомобильно-дорожный технический университет (МАДИ)

## Сток ливневых вод с территорий населенных пунктов

Рассмотрены вопросы, связанные с влиянием застройки водосборных площадей на процесс формирования стока ливневых вод с водосборов, пересекаемых автомобильными дорогами. Застройка водосборных площадей влечет изменение условий стока, при этом необходимо предусматривать изменение величин максимальных расходов и объемов стока.

**Ключевые слова:** автомобильная дорога, застройка, водосбор, паводковая волна, гидрограф, водопропускное сооружение.

Методика компьютерного моделирования стока ливневых вод позволяет оценить влияние застройки водосборных площадей на параметры стока [1, 2]. Основу методики составляет система уравнений неустановившегося движения жидкости с переменной массой по длине потока. Данная система состоит из двух основных уравнений:

– уравнение динамического равновесия

$$i_0 - \frac{dh}{dS} + \frac{\alpha_0 \cdot q}{g \cdot \omega} \cdot (\theta - V) - i_f = \frac{\alpha}{2 \cdot g} \cdot \frac{dV^2}{dS} + \frac{\alpha_0}{g} \cdot \frac{dV}{dt} \quad (1)$$

– и уравнение неразрывности

$$\frac{dQ}{dS} + \frac{d\omega}{dt} = q, \quad (2)$$

где  $\theta$  – проекция скорости присоединяемого притока на направление скорости основного потока;  $q$  – боковая приторность в единицу времени на единицу длины;  $i_f$  – уклон трения;  $i_0$  – уклон дна русла;  $h$  – глубина потока;  $S$  – расстояние;  $\alpha$  – корректив кинетической энергии потока;  $\alpha_0$  – корректив количества движения потока;  $t$  – время;  $V$  – средняя скорость потока в сечении;  $R$  – гидравлический радиус;  $Q$  – расход;  $\omega$  – площадь живого сечения потока.

В настоящее время застройка территорий, прилегающих к автомобильным дорогам, принимает массовый характер. Что влечет изменение в первую очередь рельефа, показателей гладкости поверхности, условий потерь на впитывание в подстилающий грунт и других характеристик водосборных бассейнов. В работах [3, 4] показано влияние характеристик водосборного бассейна на параметры ливневого стока и в конечном итоге на условия работы систем водоотвода автомобильных дорог и улично-дорожной сети. Экспериментальные расчеты, выполненные с применением разработанной методики, показали, что застройка водосборного бассейна приводит к изменению как величин расходов непосредственно во времени (гидрографа стока), так и самого процесса формирования стока, а следовательно, и условий эксплуатации водопропускного сооружения. Это

не соответствует условиям работы водопропускного сооружения, предусмотренным ранее на стадии изысканий. Застройка площади водосборного бассейна обуславливает работу водопропускных сооружений по параметрам, отличным от тех, на которые они были запроектированы изначально.

Для установления влияния изменений условий стока, а конкретно изменений расходов стока (гидрографа стока) и скорости во времени, величины максимального расхода, а в некоторых случаях и объема стока ливневых вод в результате изменения рельефа водосборного бассейна, вызванного застройкой, были выполнены экспериментальные расчеты с применением разработанной методики.

С этой целью был рассмотрен водосборный бассейн (рис. 1) с периодически возникающим в момент прохождения ливней водотоком. До застройки водосборный бассейн представлял поверхность, сформированную естественными многолетними условиями формирования рельефа, характерными для средней полосы Российской Федерации. Грунты, подстилающие водосборный бассейн, в основном представлены непылеватыми суглинками. Растительность в большинстве составляет луговые травы. Мощность растительного слоя 0,3–0,7 м.

После застройки поверхность водосборного бассейна подверглась деформации, т. е. откосы склонов были террасированы под строения и различного рода площадки (стоянки автотранспорта, теннисные корты и т. д.). Также был изменен и характер потерь на впитывание. В результате на значительной площади водосборного бассейна образовалась поверхность с некоторым уклоном (рис. 2) и другими измененными параметрами.

При экспериментальном расчете водосборный бассейн орошали ливнем 15 мин, за время которого выпало 50 мм осадков.

С целью установления влияния подобного рода преобразований водосборных площадей на параметры стока ливневых вод был выполнен экспериментальный расчет стока с поверхности водосборного бассейна до застройки (рис. 3). Гидрограф стока ливневых вод имеет форму равнобедренного треугольника. Максимальный расход со-

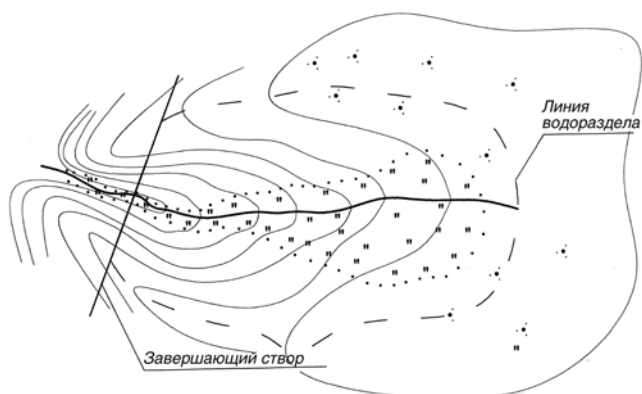


Рис. 1. Схема водосборного бассейна до застройки

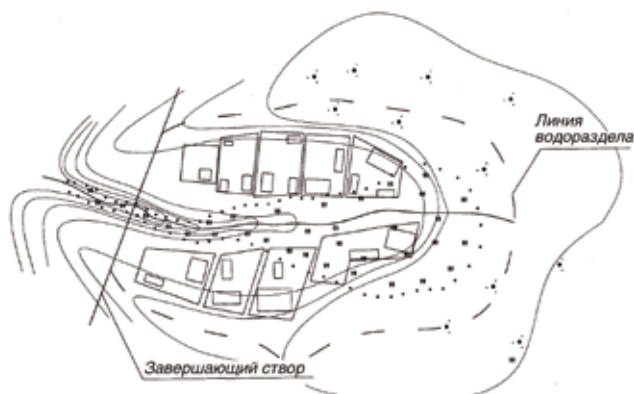


Рис. 2. Схема измененной поверхности водосборного бассейна после застройки

ставил  $6,67 \text{ м}^3/\text{с}$ . Продолжительность паводка составила 39 мин, время подъема – 21 мин. Это соответствует времени достижения паводковой волной створа водопропускного сооружения. Скорости потока ливневых вод в русле водосбора изменяются в соответствии с изменением расхода стока. Величина размывающей скорости потока для данного вида грунтов наступает на 15-й минуте и заканчивается на 27-й минуте. Всего действие размывающей скорости составило 12 мин. Паводковая волна в русле водосборного бассейна формируется по мере прохождения ливневого фронта над водосборным бассейном в направлении по стоку. При естественной форме рельефа водосборного бассейна паводковая волна формируется равномерно. Аккумулирующая способность поверхностного стока водосборным бассейном соответствует естественным условиям. На это указывает плавность формирования паводковой волны, которая формируется без возмущений, вызванных внешними воздействиями. Водоотдача водосборного бассейна происходит в соответствии с многолетними условиями формирования стока, на которые было изначально запроектировано водопропускное сооружение автомобильной дороги.

При застройке водосборной площади приток поверхностного стока к водопропускному сооружению изменился. Это в первую очередь сказалось на форме гидрографа

стока (рис. 3, 2). В ней произошли изменения, которые не могут в дальнейшем гарантировать надежной и безопасной эксплуатации водопропускного сооружения и автомобильной дороги в целом. Внимание следует обратить в первую очередь на увеличение максимального расхода стока, который составил  $11,77 \text{ м}^3/\text{с}$ . Возросло и размывающее действие потока на водопропускное сооружение, что влечет разрушение конструкции водопропускного сооружения. Пик паводка ярко выражен. При этом увеличился объем стока, что также видно из площади гидрографа стока. Такие изменения вызваны повышенной водоотдачей водосборного бассейна. Это связано с условиями формирования паводковой волны на водосборном бассейне. Стремительное нарастание глубин потока в тех местах, где произведена застройка водосборного бассейна, свидетельствует о более интенсивной водоотдаче.

Паводковая волна формируется ускоренно. Скорости поверхностного потока остаются размывающими для данного рода грунтов поверхности водосбора более продолжительное время, чем до изменений на водосборном бассейне.

Исходя из полученных результатов математического моделирования стока ливневых вод с водосборных бассейнов, подтвержденных деформациям при застройке, следует отметить, что процесс формирования стока искажается. Как правило, при застройке водосборных площадей происходит увеличение расхода стока, приводящего к размыванию и возникновению на объектах дорожного строительства аварийных ситуаций.

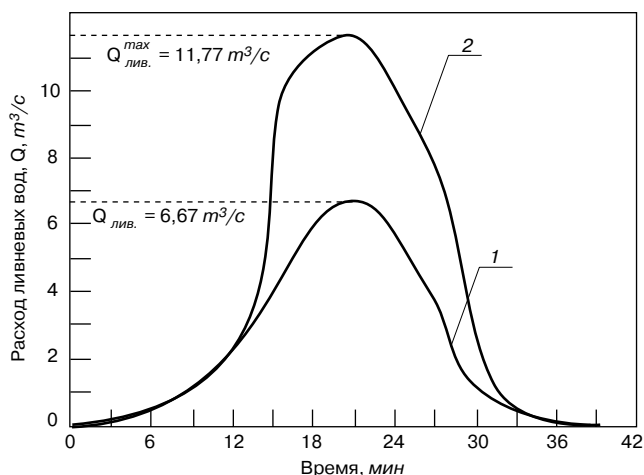


Рис. 3. Гидрограф стока ливневых вод с водосборного бассейна: 1 – до застройки; 2 – после застройки

#### Список литературы

1. Чистяков И.В. Компьютерное моделирование стока ливневых вод // Наука и техника в дорожной отрасли. 2005. № 4. С. 16–17.
2. Чистяков И.В. Цифровая модель водосбора для проектирования водопропускных сооружений // Транспортное строительство. 2008. № 4. С. 28–30.
3. Первозников Б.Ф. Опыт разработки гидрометеорологических обоснований проектов автомобильных дорог. М.: Транспорт, 1983. 48 с.
4. Протодьяконов М.М. Определение максимального стока поверхностных вод с малых водосборов. Л.: Гидрометеориздат, 1960. 171 с.

## Как подготовить к публикации научно-техническую статью



Журнальная научно-техническая статья – это сочинение небольшого размера (до 4-х журнальных страниц), что само по себе определяет границы изложения темы статьи.

Необходимыми элементами научно-технической статьи являются:

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

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

Библиографические списки цитируемой, использованной литературы должны подтверждать следование автора требованиям к содержанию научной статьи и не содержать перечень всего ранее опубликованного автором, что перегружает объем статьи и часто является элементом саморекламы.

Кроме того, статьи, направляемые для опубликования, должны оформляться в соответствии с техническими требованиями изданий. Статьи, направляемые в редакцию журнала, должны соответствовать следующим **требованиям**:

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

Материал, передаваемый в редакцию в электронном виде, должен сопровождаться: рекомендательным письмом руководителя предприятия (института); лицензионным договором о передаче права на публикацию; **распечаткой, лично подписанной авторами**; рефератом объемом до 500 знаков на русском и английском языке; подтверждением, что статья предназначена для публикации в журнале «Жилищное строительство», ранее нигде не публиковалась, и в настоящее время не передана в другие издания; сведениями об авторах с указанием полностью фамилии, имени, отчества, ученой степени, должности, контактных телефонов, почтового и электронного адресов. Иллюстративный материал должен быть передан в виде оригиналов фотографий, негативов или слайдов, распечатки файлов.

В 2006 году в журнале «Строительные материалы»<sup>®</sup> был опубликован ряд статей «Начинающему автору», ознакомится с которыми можно на сайте журнала [www.rifsm.ru/files/avtoru.pdf](http://www.rifsm.ru/files/avtoru.pdf)



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

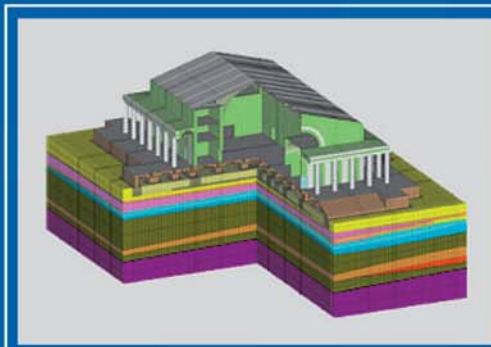
# проектно-изыскательский институт ГЕОРЕКОНСТРУКЦИЯ

В 2011 г. институту «Геореконструкция» исполняется 20 лет.

В «Геореконструкции» сохранены и приумножены традиции старейших петербургских проектных и изыскательских школ – институтов Ленпромстройпроект и Ленфундаментпроект, а также научной геотехнической школы институтов гражданских и путейских инженеров.

Основные направления деятельности:

- разработка раздела «Конструкции» для зданий и сооружений любого уровня сложности, заводов и подземных сооружений;
- инженерно-геологические изыскания, пригодные для выполнения современных расчетов;
- уникальные возможности совместных расчетов зданий и оснований, в соответствии с требованиями 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений»;
- обследования зданий и сооружений с выявлением причин деформаций и оценкой эксплуатационного ресурса;
- геотехнические изыскания и расчеты с учетом реологических свойств грунтов в соответствии с требованиями 384-ФЗ;
- мониторинг (инструментальный надзор и контроль за строительством) в соответствии с требованиями 384-ФЗ.





Общество с ограниченной ответственностью  
НАУЧНО ПРОИЗВОДСТВЕННАЯ ФИРМА

## ФУНДАМЕНТСТРОЙПРОЕКТ

КОМПЛЕКСНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ, СТРОИТЕЛЬСТВО И РЕКОНСТРУКЦИЯ

Фирма и руководители - члены российского общества по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению, эксперты МГЭ. Фирма имеет лицензию на осуществление деятельности по реставрации объектов культурного наследия (памятников истории и культуры)

Москва, Привольная ул., дом 70

[www.fsp-um.ru](http://www.fsp-um.ru)

тел/факс: 8-495-411-9091, 8-499-746-11-25, 8-499-746-11-23

E-mail: [1702828@rambler.ru](mailto:1702828@rambler.ru)



### ОСНОВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ ФИРМЫ

- ✂ инженерные, геодезические и геологические изыскания, обследование оснований, фундаментов и надземных конструкций зданий, испытания свай динамическими и статическими нагрузками;
- ✂ геотехнический мониторинг за сохранностью окружающей застройки в том числе контроль перемещений сооружений с помощью высокоточных геодезических приборов, измерение деформаций и напряжений в грунтах и несущих конструкциях и интерактивное проектирование по результатам этих измерений;
- ✂ весь комплекс производства работ нулевого цикла, в том числе устройство нулевых циклов методом «сверху-вниз», возведение фундаментных плит, фундаментов, монолитных стен и перекрытий;
- ✂ углубление подвалов с дальнейшим строительством подземных помещений (гаражей, банковских хранилищ, бассейнов и пр.) при реконструкции зданий;
- ✂ все виды свайных фундаментов из забивных, буронабивных и буроинъекционных свай;
- ✂ усиление фундаментов буроинъекционными сваями с уплотненным забоем;
- ✂ уплотнение основания щебеночными сваями с применением пневмопробойников;
- ✂ укрепление основания цементацией «микродур», силикатизацией и смолизацией;
- ✂ устройство щелевых фундаментов, ограждения подземных частей сооружений и грунтовых массивов по струйной технологии «jet grouting».