

Труды Международной конференции по геотехнике  
Технического Комитета 207 ISSMGE

**ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ ОСНОВАНИЙ  
И СООРУЖЕНИЙ.  
ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ  
И ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ**

Россия, Санкт-Петербург, 16–18 июня 2014 г.

**Том 2**

*Работы, представленные на русском языке*

Под редакцией  
В.М. Улицкого, М.Б. Лисюка, А.Г. Шашкина

Санкт-Петербург  
2014

В Трудах международной конференции по геотехнике «Взаимодействие оснований и сооружений. Подземные сооружения и подпорные стены» опубликованы работы, представленные на конференцию. В первом томе трудов опубликованы лекции и статьи, представленные авторами на английском языке, во втором – на русском языке.

Текст всех статей в данном томе Трудов набран и отредактирован авторами.

Все права защищены. Ни одна часть данной публикации не может быть воспроизведена каким-либо способом, электронным или механическим, включая копирование и магнитную запись, без письменного разрешения издательства.

Издательство Институт «Геореконструкция»  
190005, Санкт-Петербург, Измайловский пр., 4  
<http://www.georec.spb.ru>

**ISBN 978-5-9904956-6-1**

© ПИ «Геореконструкция», 2014





**Технический Комитет 207**  
**«Soil-Structure Interaction**  
**and Retaining Walls»**  
**ISSMGE**  
tc207ssi.org



**Национальный**  
**минерально-сырьевой**  
**университет «Горный»**  
spmi.ru



**Институт**  
**«Геореконструкция»**  
georec.spb.ru



**Петербургский**  
**государственный**  
**университет путей**  
**связи**  
pgups.ru

## **УЧРЕДИТЕЛИ**

Международное общество по механике грунтов и геотехнике (ISSMGE)

Технический Комитет ТС-207 «Взаимодействие оснований и сооружений»

Институт «Геореконструкция», (Санкт-Петербург, Россия)

Национальный минерально-сырьевой университет «Горный»

Петербургский государственный университет путей сообщений (ПГУПС)

## **ОРГКОМИТЕТ КОНФЕРЕНЦИИ**

**В.М. Улицкий**, д-р техн. наук, Председатель Оргкомитета, профессор,  
председатель Петербургского отделения РОМГГиФ, г. Санкт-Петербург

**А.Г. Шашкин**, д-р геол.-мин. наук, генеральный директор  
Института «Геореконструкция», г. Санкт-Петербург

**М.Б. Лисюк**, канд. техн. наук, Институт «Геореконструкция», г. Санкт-  
Петербург

## НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ СОВЕТ

**О. Билгин, США**

**В. Билфингер, Бразилия**

**Ж.-Л. Брийо, США**

**В. Ван Импе, Бельгия**

**Р.Э. Дашко, Россия**

**Р. Катценбах, Германия**

**М. Метс, Эстония**

**В.Н. Парамонов, Россия**

**И. Соколич, Хорватия**

**К. Хэберфилд, Австралия**

**Х. Хазарика, Япония**

**Фанг Лиу, Китай**

**Р. Финно, США**

**К.Г. Шашкин, Россия**

**Яссер Эль-Моссалами, Египет**

## СЕКРЕТАРИАТ КОНФЕРЕНЦИИ

**Е.В. Дубинин, Институт «Геореконструкция», г. Санкт-Петербург**

**Е.А. Ухина, Институт «Геореконструкция», г. Санкт-Петербург**

**Н.И. Стеглянникова, ПГУПС, г. Санкт-Петербург**

## Слово о Г.П. Чеботарёве

Технический Комитет №207 ISSMGE «Soil-Structure Interaction and Retaining Walls», которым я имею честь руководить с 2005 года, организовал 8 конференций и специальных сессий в Санкт-Петербурге, Генте, Москве, Ростове, Дубровнике и Париже.

Очередная конференция, которую мы проводим в период петербургских Белых Ночей, посвящена памяти выдающегося ученого-геотехника Григория Порфирьевича Чеботарева.

Согласно всем энциклопедическим словарям Г.П. Чеботарев – русско-американский инженер, специалист по механике грунтов и фундаментостроению. Он родился в феврале 1899 г. в Павловске. У родителей Григория Порфирьевича был великолепный дом в Царском селе, пригороде Петербурга.

Учитывая большое количество нестыковок в его последующей биографии, постараюсь внести уточнения на основе данных, имеющихся в архивах Петербурга и библиотеке Петербургского государственного университета путей сообщения (бывший Институт путей сообщения Александра I, основанный в 1809 г.). В 2014 году Петербургский университет путей сообщения официально восстановил доброе имя императора Александра I, одного из основателей Института путей сообщения. Информация об этой старейшей технической школе России имеет отношение и к Григорию Порфирьевичу Чеботареву.

Г.П. Чеботарев родился в семье не просто казачьего офицера – его отец был приближен к императорскому дому, а его жена и мать Г.П. Чеботарева была фрейлиной императрицы. Перед началом революционных событий отец имел звание генерал-лейтенанта и служил в лейб-гвардии Донского казачьего корпуса. Есть еще одна интересная деталь: крестной матерью Г.П. Чеботарева была вдовствующая императрица, мать правящего до 1917 г. императора Николая II.

Первой женой Г.П. Чеботарева была Лидия Федоровна Краснова. Еще до замужества она была подругой матери Чеботарева и жила в Царском Селе (ныне город Пушкин – пригород Петербурга). По расположению своего дома она была близка к царской дворцовой резиденции. Естественно, что преданные царю генералы, такие как Чеботарев и Краснов – отец супруги Григория Порфирьевича, а также вошедший в историю революционных событий донской атаман Каледин, считали своим долгом сохранить Россию, одержав победу на фронте с Германией и в тылу. Они подавляли всеми силами, сохранившейся частью армии и казачьих войск, большевистские восстания, в том числе вошедшее в историю массовое восстание на Дону.

Впоследствии силы добровольческой или белой армии вели сначала успешные, а затем безуспешные бои с войсками Красной армии. Последним оплотом белых донских формирований стал город Новочеркасск. Там предположительно в 1918 г. закончил свою военную карьеру Григорий Порфирьевич. Здесь необходимо упомянуть ряд интересных моментов из насыщенных событиями революционных месяцев 1917–1918 гг. Юный Григорий Порфирьевич, которому исполнилось 18 лет, был назначен лич-

ным адъютантом генерала Краснова, одного из борцов с красным движением 1917–1918 гг. в России. Блестяще владея немецким языком, он как переводчик, имеющий среднее юридическое образование, присутствовал на известных переговорах Краснова с Троцким и матросом Дыбенко, в которых участвовали и немецкие военные специалисты.

Юридическое образование Григорий Порфирьевич начал получать в 12 лет, когда он поступил в Императорское училище правоведения. В военное время он окончил ускоренные курсы обучения Михайловского петербургского артиллерийского училища, получив звание прапорщика в 1916 г. Таким образом, Г.П. Чеботарев просто не мог быть одним из руководителей белого движения ни в Петербурге, ни на Дону. Он, думаю, несомненно, им сочувствовал, но свою карьеру определил четко, выбрав в столь беспокойное для России время свой дальнейший путь гражданского или путейского инженера.

В 19 лет (в 1918 г.) он приехал в Петербург и поступил в Институт путейских инженеров, который по причинам чисто политического характера не смог закончить, являясь членом семьи, приближенной к царствующей фамилии, в те годы преследуемой карательными органами красной России.

Основываясь на беседах со своими старшими коллегами по нашему геотехническому и строительному делу Петербурга, я хотел бы отметить следующие моменты из жизни Г.П. Чеботарева в его молодые годы. После поступления в Институт путей сообщения Петербурга, он отлично понимал, что его социальное происхождение может привести к весьма плачевным последствиям. Григорий Порфирьевич видел, как репрессируют его коллег-офицеров из известных петербургских семей, но желание получить профессию гражданского инженера пересилило чувство опасности.

По словам известного профессора Петербургского Архитектурно-строительного университета (Института гражданских инженеров) и Путейского института (Института путей сообщения) Владимира Алексеевича Гастева, а также профессора Виктора Анатольевича Флорина Г.П. Чеботарев интересовался исследованиями, связанными с испытанием грунтов в механической лаборатории Путейского института. В то время механической лабораторией руководил российский, а впоследствии известный американский профессор С.П. Тимошенко. (Я уверен, что их пути пересекались уже в Петербурге).

В этой старейшей механической лаборатории испытывал сваи инженер Н.М. Герсевич (выпускник Института путей сообщения 1902 г., сын ректора Путейского института, руководившего институтом более 25 лет). Впоследствии именем Н.М. Герсевича был назван ведущий в России и один из крупнейших в мире специализированных институтов оснований и подземных сооружений (НИИОСП, Москва).

Среди ровесников по обучению были Н.Н. Маслов и В.А. Флорин, которые позже, став крупнейшими геотехниками с мировыми именами, переводили статьи и монографии Г.П. Чеботарева, изданные в США.

Можно с уверенностью сказать, что со своих первых дней учебы в Институте путей сообщения, общаясь с будущими ведущими корифеями мирового уровня (С.П. Тимошенко, В.А. Гастевым, Н.Н. Масловым, Н.М. Герсевичем), Григорий

Порфирьевич не мог не заинтересоваться геотехнической наукой, которая не только в России находилась на переломном этапе в плане значимости для практики. Он общался с этими людьми и в последующие годы.

Автор этой статьи тоже окунулся в мир геотехники после лекций Н.Н. Маслова в 1957 г. в Ленинграде. В то время я был курсантом военного факультета строительного института (бывшего Института гражданских инженеров, позднее ЛИСИ).

К сожалению, боязнь за свою жизнь не покидала Григория Порфирьевича в годы Первой мировой войны и после революции 1917 г., даже после отъезда на юг России, особенно после того, как он узнал, что арестованных людей из высшего общества посадили в тюрьму, а армейских офицеров, арестованных в эти годы, посадили на баржи и затопили в Финском заливе. Эту информацию он приводит в своих воспоминаниях. Очень много подобных фактов я узнал после прочтения автобиографической книги Г.П. Чеботарева «Россия – моя родная страна», которая была опубликована в 1964 г. в Нью-Йорке в издательстве «McGraw-Hill Book company». Из этой книги я узнал, что его дед Григорий Чеботарев также был родом из казаков. После окончания Технологического института в Петербурге он руководил строительством Юго-восточной железной дороги Ростов-Воронеж на рубеже XIX и XX веков, а его мать Валентина Ивановна во время войны была сестрой милосердия в госпитале Царского Села, где в то время «трудилась» императрица Александра Федоровна. Несомненно, Григорий Порфирьевич общался со своей матерью и крестной в 1917 г. в период отпуска в Царском Селе, где в то время проживала его семья.

Я сначала нехотя начал читать разделы жизнеописания Григория Порфирьевича, которые не касались механики грунтов и фундаментостроения. Но пять глав прочитал как увлекательный роман и ознакомился с его «хождениям по мукам», похожими на описания тех лет, сделанные российско-советским писателем Алексеем Николаевичем Толстым. На юге России Григория Порфирьевича неоднократно арестовывали, но ему повезло не быть расстрелянным. В первом случае красный патруль признал его партизаном белого движения по характерному ранцу, который носили белые офицеры. Но красные матросы вынести приговор не успели, так как появился «высокий» начальник красных, бывший офицер царской армии, коренной петербуржец. Он спокойно побеседовал с пленником, несмотря на бурные протесты революционно настроенных матросов, отвел Григория Порфирьевича в сторону и отпустил. Второй арест был более опасен, но он успел скрыться от конвойной группы в революционной толпе местного населения, приветствующей приезд красных вождей в Новороссийск.

В таких условиях повышенного риска единственным спасением оставалась эмиграция. Весьма противоречива информация о времени, когда Григорий Порфирьевич Чеботарев был эвакуирован в Египет вместе с Донским кадетским корпусом, в котором с 1921 г. был преподавателем и находился на службе в качестве адъютанта у инспектора артиллерии Донской армии. Неизвестно, обучал ли он коллег-офицеров строительному делу – это была единственная отрасль, в которой дисциплинированные российские офицеры высоко ценились для ведения и организации строительного бизнеса – других дел в Египте того времени просто не было. Вряд ли он обучал русских офицеров торговому делу.

По словам Н.Н. Маслова молодой Чеботарев приехал в Берлинскую техническую школу с конспектами лекций С.П. Тимошенко по теории упругости и книгами, в том числе учебниками ИЗИПИ, которые сохранялись в его личной библиотеке. Он порадовал приемную комиссию своими познаниями, изложенными на немецком и английском. По свидетельствам самого Григория Порфирьевича, он свободно владел этими языками и долго беседовал с членами комиссии и приглашенными ведущими гражданскими инженерами Берлинской технической школы.

После получения диплома гражданского инженера в Берлинской технической школе Г.П. Чеботарев работал инженером в Египте. Плохие грунтовые условия этой страны обратили его внимание на важность механики грунтов, на сложности устройства фундаментов и связанную с ними ответственность. Григорий Порфирьевич привлекался для консультаций, и некоторое время работал во Франции, Германии и США. С 1937 г. он постоянно преподавал в Принстонском университете, занимая должность профессора строительного искусства. Направления, связанные с механикой грунтов и фундаментами, включая устойчивость подпорных сооружений, вполне обоснованно относили к искусству в строительном деле. Его работы описывали строительство мостов, плотин, тоннелей и других, в том числе уникальных гражданских и военных сооружений.

Однако работая в США долгие годы, Григорий Порфирьевич осуждал злонамеренные искажения русской истории, исходящие от информационного агентства США того времени, в период активизации сенатора Маккарти, во времена «холодной войны». Официально известно, что в ходе обмена научными делегациями, включающими геотехников, между США и СССР, он не оказал содействия ЦРУ. В знак протеста Григорий Порфирьевич отказался от почетного звания Professor Emeritus Принстонского университета. Второй причиной для отказа стали случаи притеснения профессоров славянской национальности в США – в частности, преподающих русский язык и литературу. Это свидетельствует о Г.П. Чеботареве как о специалисте с широким техническим и гуманитарным уровнем познаний.

В 1958 году США и СССР обменялись делегациями инженеров и ученых. В составе этой делегации Г.П.Чеботарев посетил Москву, Ленинград, Киев, Сталинград. Свои впечатления он выразил следующими словами: «Я уезжал со счастливым чувством, что моя родина – Россия – жива и поправляется после испытанных ею ужасных потрясений».

Очень важными представляются следующие положения из работ Григория Порфирьевича, в дальнейшем определившие деятельность TC207 «Soil-Structure Interaction and Retaining Walls» ISSMGE на протяжении 8 лет (2005-2013 гг.).

- Григорий Порфирьевич обратил внимание на то, что результаты крупномасштабных и дорогостоящих наружных испытаний имеют большое расхождение с проведенными расчетами, в том числе рекомендованными стандартами и нормативами;
- он представил объективный подход к изложению гипотез и теорий, выдвинутых в те годы различными авторами и смело пересмотрел устаревшие взгляды;

- обратил особое внимание на важность механики грунтов как теоретической основы для расчетов, на экспериментальные исследования грунтов, способные более достоверно оценивать напряженно-деформированное состояние в грунте и в конструкциях любых по значимости сооружений;
- в своей книге «Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures» Григорий Порфирьевич приводит большое количество численных примеров и дает интересные полевые наблюдения в сопоставлении с данными расчетов согласно различным теориям.

Приведу дословно очень важное утверждение из книги Г.П. Чеботарева «Взаимодействие между сооружениями, фундаментами и поддерживающими их грунтами»: «Несущая толща грунта фундамента и сооружения образуют единую систему и должны рассматриваться, следовательно, ВСЕГДА КАК ОДНО ЦЕЛОЕ». Это положение очень часто игнорировалось в прошлом и в настоящее время отдельными авторами. Главным образом это связано со сложностью самой проблемы, которую нельзя было решить, используя старую математическую базу – без численного моделирования. Даже сейчас научное обоснование отстает от практики строительства, когда возводятся сверхглубокие подземные сооружения и небоскребы, преодолевшие километровые высоты.

Анализируя высказывания Григория Порфирьевича относительно его расчетов и натуры, можно сделать вывод, что он был и остался идеологом всей работы уже современного технического комитета №207 (Soil-Structure Interaction and Retaining Walls Международного общества ISSMGE), которым мне посчастливилось руководить на протяжении 8 лет (2005–2013), а страной-организатором которого была Россия при поддержке Петербургского университета путей сообщения.

Передо мною факсимиле Г.П. Чеботарева на его книге по механике грунтов, изданной в США. Эта книга была подарена в 1973 г. профессору кафедры оснований и фундаментов Путейского института. Григорий Порфирьевич считал себя студентом Института путей сообщения приема 1918 г. При этом профессору нашей кафедры Владимиру Петровичу Сипидину было сказано, что эта книга дарится для прочтения и передачи в библиотеку Путейского института.

Полное название книги «Фундаменты, Защитные стенки и земляные сооружения». Мне, как причастному к Международному геотехническому братству, объединенному организацией, ныне именуемой ISSMGE, приятно отметить, что Г.П. Чеботарев выбрал свой профессиональный путь именно в нашем путейском институте (университете) и подарил свои книги профессорам нашей кафедры и коллегам-геотехникам. Более того, он высоко ценил потенциал российских специалистов, включая геотехников.

Не умаляя ценность работ как теоретических, так и экспериментальных, выполненных коллегами во многих странах мира в направлении SSI, необходимо оценить значимость исследований Григория Порфирьевича, который выступал с указанными выше идеями почти на всех конгрессах ISSMGE (несомненно, аббревиатура общества менялась), начиная с первого конгресса (1936 г., США). Он неоднократно руководил работой сессий и секций, рабочих комитетов по устойчивости защитных стен подземных сооружений.

Завершая жизнеописание Г.П. Чеботарева, геотехника с мировым именем, который начал свой профессиональный путь, как студент (1918 г.) Института путей сообщения в Петербурге и сложился как крупнейший специалист в Принстонском университете в США, понимаю, что у моих коллег-геотехников, представителей различных школ мира может возникнуть вполне закономерный вопрос: «Почему геотехники – члены рабочего комитета (TC207 “Soil-Structure interaction and retaining walls”) предложили на своем заседании летом 2014 г. в Петербурге лекцию, посвященную именно Г.П. Чеботареву?» Мне представляется, что в его работах основополагающим направлением были и остаются именно расчеты конструкций совместно с грунтами. Кроме того, широкая система мониторинга, в том числе на построенных крупных объектах США, позволяла оценивать достоверность расчетных данных и специальных экспериментальных исследований с натурными данными.

Две сессии заседания Технического Комитета №207 ISSMGE «Soil-Structure Interaction and Retaining Walls» на 18-й Международной конференции по механике грунтов и геотехническому строительству свидетельствовали о большом успехе этого важного направления для большинства членов нашего общества. На двух сессиях TC207 «фундаменты и подпорные сооружения», проходивших 3–4 сентября 2013 г. в Париже, присутствовало 1350 участников конференции. Фактически рекордная посещаемость для сессии на подобной конференции! Это было отмечено в заключительном докладе на церемонии закрытия конференции вновь избранным президентом ISSMGE Р. Франком (Франция).

Для всех крупнейших и знаковых строительных объектов, возведенных в мире за последние 10 лет, широко использовалась система математического моделирования как в проектной практике, так и процессе ведения работ и последующего мониторинга. Это способствовало объединению «трех слонов» – архитектор, конструктор, геотехник – на которых основывается успех нашего дела, как в новом строительстве, так и в реконструкции. В докладах на сессиях TC207-SSI в Париже были проанализированы смелые геотехнические проекты сверхвысоких зданий (свыше 1000 м), которые строятся в Дубае, и других уникальных строений с использованием новых программных комплексов и современных нормативов (см. Proceedings of the TC207 workshop on soil-structure interaction and retaining walls – September 2013, Paris – [www.paris2013-issmge.org](http://www.paris2013-issmge.org)).

Специалисты-геотехники нового столетия вышли на новый этап расчетов, используя современные возможности вычислительной техники. Отсутствие этих технических возможностей очень огорчало проф. Г.П. Чеботарева, и он, не скрывая, писал об этом.

В завершении я хочу привести слова нашего вновь избранного президента ISSMGE Роже Франка: «Перспективы современного нормирования геотехнического проектирования будут основаны на трех словах: «SOIL-STRUCTURE-INTERACTION!!!»

Председатель TC207 «Soil-Structure Interaction and Retaining Walls»  
(2005–2013 гг.)

Профессор В.М. Улицкий (ПГУПС)



# Содержание

## Том 2

### Секция 1. Совместные расчеты оснований и сооружений

<i>А.Н. Алехин, А.О. Костромкина, В.Н. Алехин, А.А. Алехин</i> Учет нелинейности деформирования грунта при проектировании плитных фундаментов высотных зданий .....	3
<i>В.А. Васенин</i> Анализ процесса развития длительных осадок застройки Санкт-Петербурга по результатам мониторинговых наблюдений .....	8
<i>Н.И. Горшков, М.А. Краснов</i> Оценка устойчивости элементов системы «сооружения – геосреда» при их возведении на оползнеопасном геотехногенном склоне .....	28
<i>А.Л. Готман, Л.Я. Соколов</i> Экспериментальные исследования и метод расчета комбинированной сваи на горизонтальную нагрузку .....	34
<i>С.А. Кудрявцев, А.В. Кажарский, А.Н. Иванов, С.В. Кульков</i> Теплофизическое исследование работы противоналедневой конструкции на участке вечномерзлых грунтов Дальневосточной железной дороги .....	39
<i>О.А. Маковецкий, С.С. Зуев</i> Усиление основания фундаментной плиты строящегося здания сваями, выполняемыми по технологии струйной цементации грунтов .....	45
<i>И.Т. Мирсаяпов, И.В. Королева</i> Расчетная модель деформирования вертикально армированных оснований при циклическом нагружении .....	49
<i>И.Т. Мирсаяпов, И.В. Королева</i> Расчетная модель нелинейного деформирования глинистых грунтов при сложном напряженном состоянии в условиях режимного нагружения .....	57

<i>В.Н. Парамонов, А.В. Набоков</i> Особенности конечноэлементного моделирования деформаций морозного пучения и оттаивания грунтов.....	65
<i>Е.М. Пашкин</i> Структура взаимодействия исторических зданий и подземных сооружений с геологической средой г. Москвы.....	70
<i>А.В. Самородов, А.В. Конюхов, О.В. Кротов, Н.В. Фурсенко, А.В. Убийвовк</i> Экспериментально-теоретические исследования центрально нагруженных фундаментов с продольным вырезом по подошве.....	74
<i>А.Е. Саргсян, В.С. Геращенко, К.С. Борчев</i> Обоснование разработанной конечно-элементной модели основания свайного фундамента здания «Меркурий-Сити-Тауэр» по данным натурных наблюдений .....	82
<i>И.И. Сахаров, М.В. Парамонов</i> Взаимодействие фундаментов и несущих элементов здания с оттаивающим основанием.....	88
<i>Н.А. Сенькин</i> Учет совместной работы конструкций и основания при проектировании стальных опор линий электропередачи .....	93
<i>А.В. Смирнов, Е.В. Андреева, В.Н. Герцог</i> Воздействие подвижных нагрузок на покрытия и основания автомагистралей .....	101
<i>Janusz Sobolewski, Dimiter Alexiew, Andrey Fedotov</i> Испытания устоев мостов из армогрунтовых элементов на нагрузку в полном техническом объеме.....	105
<i>М.Л. Холмянский</i> Вероятностный расчет колебаний жестких сооружений на грунте со случайными упругими свойствами при действии детерминированных и случайных гармонических нагрузок.....	115

## **Секция 2. Подземные сооружения и подпорные стены**

<i>С.Г. Богов, Н.П. Бочкарев, В.Я. Смолак</i> Результаты мониторинга при строительстве здания с развитым подземным пространством в условиях слабых грунтов Санкт-Петербурга .....	125
<i>Р. Буца, А.И. Корпач</i> Конструктивные и технологические параметры ограждения котлована при строительстве автомобильного туннеля под рекой Мертвая Висла.....	131

*А.Н. Гайдо*

Обоснование эффективности применения различных способов  
устройства шпунтовых ограждений по критерию технологичности ..... 135

*И.Л. Гладков, А.А. Жемчугов, Калинин Д.А.*

Опыт применения технологии струйной цементации грунтов при устройстве  
ограждения котлована в условиях плотной городской застройки..... 143

*Ф.Ф. Зехниев, Д.А. Внуков, А.С. Петухов, А.Н. Николаев*

Преимущества применения различных методов наблюдения  
за деформациями ограждения котлована на примере строительства  
многофункционального комплекса в городе Москве..... 146

*М.С. Коломиец, С.И. Маций, А.К. Рябухин*

Влияние заделки свай и расположения анкеров на работу  
свайно-анкерных сооружений ..... 151

*Н. Мастанзаде, Н. Султанов*

Обследование, анализ и проект усиления подводного резервуара питьевой воды..... 154

*Г.А. Матвеев, В.А. Лукин, Е.П. Комаров*

Опыт проектирования и строительства подземных сооружений  
в городских условиях ..... 163

*М.Е. Рыжеский, Д.А. Семенов*

Расчетное обоснование расстояния между температурными швами  
в монолитных тоннельных обделках ..... 169

*О.З. Халимов, И.О. Халимов, А.В. Житенев, Д.Ю. Сагалаков, П.Н. Емельянов*

Геотехнический анализ работ по возведению подпорной конструкции  
с заглубленным подвалом как образец выполнения системы  
геотехнических экспертиз..... 174

*Д.Е. Чёлушкин*

Обеспечение сохранности зданий и подземных сооружений при строительстве  
Калининско-Солнцевской линии Московского метрополитена ..... 182

### **Секция 3. Инженерно-геологическое обеспечение совместных расчетов оснований и сооружений**

*Р.Э. Дашко, И.В. Алексеев*

Роль микробиологической деятельности при геотехнической оценке  
безопасности ведения горных работ на Яковлевском руднике (КМА)..... 189

<i>Р.Э. Дашко, Я.А. Карпова</i> К вопросу комплексного подхода инженерно-геологического и геотехнического обеспечения и оценки условий строительства и эксплуатации зданий и сооружений в Санкт-Петербурге .....	197
<i>Р.Э. Дашко, А.А. Коробко</i> Нижнекембрийские синие глины как основание и среда сооружений: инженерно-геологический анализ опыта их строительства и эксплуатации .....	207
<i>Р.Э. Дашко, П.В. Котюков</i> Многофакторный инженерно-геологический и геотехнический анализ длительной устойчивости некоторых перегонных тоннелей Петербургского метрополитена .....	215
<i>Р.Э. Дашко, Е.Н. Феллер</i> Прогнозирование возможности формирования прорывов при подземной разработке месторождений в сложных инженерно-геологических и гидрогеологических условиях (на примере Яковлевского месторождения богатых железных руд, КМА) .....	224
<i>И.Ю. Дежина</i> Опыт решения задач фильтрации в лессовых толщах при замачивании котлованов .....	233
<u>Б.И. Дидух</u> , <i>Ямонше Жюль Анисе</i> Определение радиуса пластической зоны в грунте при изменении давления в зонде прессиометра.....	238
<i>О.А. Засорина, А.Н. Ермолаева, Т.В. Матрошилина</i> Влияние переуплотнения грунтов при определении осадки основания сооружений .....	241
<i>Т.И. Подгорная</i> Инженерно-геологические проблемы реконструкции городов Приамурья после катастрофического паводка на Амуре .....	246
<i>Н.И. Стекляникова, П.А. Кравченко</i> Исследование песчаных грунтов на вакуумном стабилометре для намывных территорий Санкт-Петербурга.....	252
<i>В.В. Улитин, В.В. Ананьев</i> Проблемы термостабилизации мерзлых грунтов .....	255

## **Секция 1**

# **СОВМЕСТНЫЕ РАСЧЕТЫ ОСНОВАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**



# Учет нелинейности деформирования грунта при проектировании плитных фундаментов высотных зданий

Алехин А.Н., Костромкина А.О.

ГОУ ВПО «Уральский государственный университет путей сообщений»,  
Екатеринбург, РФ, 8-922-603-17-43, e-mail: alekhin.51@gmail.com

Алехин В.Н., Алехин А.А.

ФГАОУ ВПО «Уральский федеральный университет имени первого президента  
России Б.Н. Ельцина»,  
Екатеринбург, РФ, 8-922-229-40-20, e-mail: alekhin.andrey@gmail.com

Обсуждается несложный способ учета нелинейного характера деформирования грунта при расчете плитных фундаментов, приводятся показатели эффективности его применения на примере проектирования высотного здания в городе.

Включение все большего количества крупных российских регионов в процессы всемирных экономических и культурных взаимоотношений стимулирует развитие их городов. Это хорошо видно на примере крупнейшего мегаполиса Урала – Екатеринбурга, где в последние годы построены и строятся десятки высотных зданий. И, конечно, большинство из них возводятся на плитных фундаментах. Общий вид одного из таких зданий, показан на рисунке 1.



Рис.1 Здание Медицинского центра в городе Екатеринбурге

На рисунке 2 приведен характерный инженерно-геологический разрез площадки. Толща основания до глубины 30,0 м сложена элювиальными пылевато-глинистыми грунтами, подстилаемыми полускальными метаморфизованными сланцами низкой прочности. Фундаментная плита опирается

на элювиальные полутвердые суглинки и (3) со средним значением модуля деформации в уровне подошвы плиты  $E=14,0$  МПа, ниже которых расположен слой твердого элювиального суглинистого сапролита (4), сохранившего структуру и текстуру подстилающего его полускального грунта сланцев.

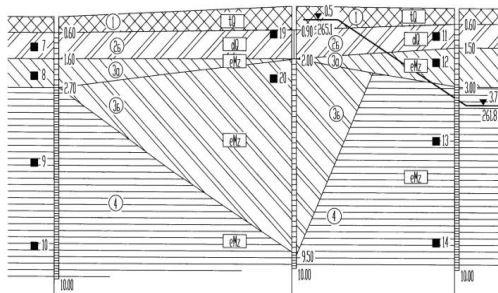


Рис.2 Характерный инженерно-геологический разрез площадки

Хорошо известно, что на качество проектирования различного типа плитных фундаментов, т.е. фундаментов, в которых определяющую роль играет распределение усилий разных знаков, решающее значение оказывает правильная оценка жесткости основания. В большинстве современных методик и программных средствах жесткость основания моделируется, так называемыми, коэффициентами постели  $C_z$ . Такой метод учета жесткости основания ассоциируют, прежде всего, с предложенной еще в 1798 году швейцарским академиком Николаем Фуссом

методикой расчета колеи повозок и лафетов на грунтовых дорогах [1]. В дальнейшем эта методика получила также второе наименование – модели Винклера, по имени ученого, который впервые поставил и решил задачу об изгибе балок на упругом основании, представленном моделью Фусса, а также ввел для конкретизации расчетной формулы метода само понятие коэффициента постели  $C_z$  [2]. Кто бы мог тогда подумать, что эта простая и в то же время в целом технически непротиворечивая модель, в XX веке станет одним из главных инструментов расчета фундаментов небоскребов. Методические и технические недостатки этой модели (а фактически, в силу неполного соответствия критериям механики сплошной среды – методики учета граничных условий) хорошо известны геотехникам, например, зависимость коэффициента  $C_z$  от способа определения. Неслучайно поэтому в Российском Своде правил 2004 года [3] приведено указание, касающееся расчета плитных фундаментов, о возможности определения коэффициента постели  $C_z$  как на основе линейной, так и нелинейной моделей основания, без предпочтений по отношению к какой-либо из них. Указание это, по всей видимости, связано с желанием адаптировать наработанные многочисленными программы по расчету плитных фундаментов к современным представлениям о реальном деформировании грунта.

Конечно, модели и методы геотехнического проектирования, постоянно совершенствуются в направлении использования в полной мере принципов механики сплошной среды. Здесь уместно дать определение грунта с позиций этой теории: грунт – это природный или искусственный хаотичный конгломерат твердых частиц различных размеров, формы и происхождения, в том числе органического, а также жидкостей и газов; в расчетах грунт, как правило, рассматривается в виде сплошной среды, бесконечно малая часть которой идентична целому. Механика сплошной среды как теоретическая база, оперирующая фундаментальными понятиями напряжений и деформаций, позволяет, например, учесть такую отличительную особенность деформирования грунта, как взаимозависимость его прочности и деформативности. Обычно эту сложную зависимость в отличие от простой кривизны графиков деформирова-

ния обозначают понятием «существенная нелинейность». Пример такого деформирования грунта, в стабилометре (см. рис. 3), при двух крайних значениях параметра вида напряженно-деформированного состояния Лоде-Надаи  $\mu_\sigma = \pm 1$  приведен на рисунке 4.



Рис. 3. Стабилометр – прибор для исследования нелинейного деформирования грунта

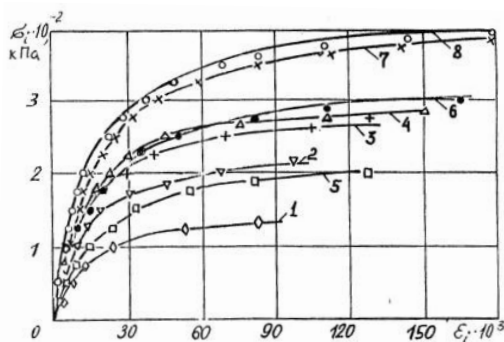


Рис. 4. Результаты испытаний в стабилометре твердого элювиального суглинка ненарушенной структуры (из работы [4]): графики 1,2,3,4 – при  $\sigma = (140, 250, 380, 550)$  кПа и  $\mu_\sigma = +1$ ; графики 5, 6, 7, 8 – при  $\sigma = (140, 250, 380, 550)$  кПа и  $\mu_\sigma = -1$

На рисунке 5 эти же результаты изображены в виде упрощенной диаграммы. Ниже приведены описывающие ее зависимости, так называемой, феноменологической нелинейной деформационной модели грунта [5].



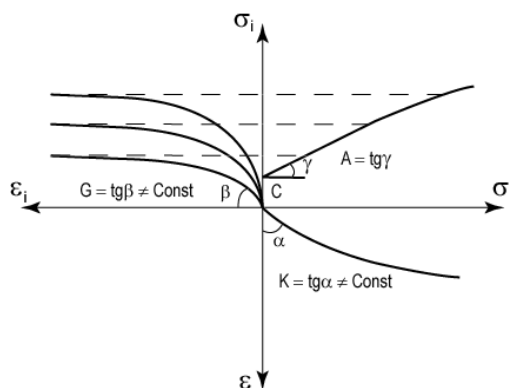


Рис. 5. Упрощенная схема деформирования грунта

Здесь  $\sigma, \sigma_i$  – инварианты тензоров напряжений;

$\varepsilon, \varepsilon_i$  – инварианты тензоров деформаций;

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{K} \quad \varepsilon_i = \frac{\sigma_i}{G};$$

$K$  – модуль объемного сжатия;  
 $G$  – модуль сдвига;

$$K = A_0 \sigma^\alpha \quad G = \frac{\sigma_u}{B + \varepsilon_i}; \quad (1)$$

Форма описания сдвиговой жесткости здесь такова, что она стремится к нулю при приближении к линии разрушения, определяемой критерием прочности Мизеса:

$$\sigma_u = A\sigma + C \text{ – предельное значение } \sigma_i;$$

где  $A_0, B_0, A, B, C, \alpha$  – константы нелинейных зависимостей деформирования грунта, изображенных на рисунках 4 и 5.

Кстати, в России определение указанных выше констант нелинейных зависимостей (1), правда, пока только в лабораторных испытаниях, регламентировано ГОСТ 12248-96 [6].

Понимая фундаментальный характер нелинейного деформирования грунта и эффективность учета этой особенности при проектировании сооружений или их частей, взаимодействующих с грунтами, специалисты-геотехники все чаще стараются использовать в своих расчетах нелинейные модели грунтовой среды. Использование этих моделей, как отмечалось выше, наиболее эффективно в том случае, если они включены в общую систему соотношений механики

сплошной среды. Пример – успешный расчет различных нелинейных композитных материалов. Но именно для конструкций на грунтовом основании эта проблема пока не решена или решена неполно. Во-первых, не удастся пока добиться хорошей сходимости численных решений на контакте бетона и грунта. Во-вторых, практически невозможно достоверно определить значение начальных напряжений в массиве, величина, которых в том или ином виде учитывается в определяющих соотношениях нелинейных грунтовых моделей (1). Наконец, всегда озадачивает, по-видимому, вечное «родовое пятно» грунта – необходимость определения его механических характеристик из полевых (in-situ) испытаний через решение обратных задач. В противном случае, как правило, – низкая точность прогнозов. Справедливости ради следует отметить, что все три проблемы постепенно находят свои, часто нетривиальные решения (см., например, [7]). Но можно предложить и другие более простые приемы учета нелинейности грунта, адаптированные к обычно используемым программным средствам. Например, при значительных толщах однородного грунта можно воспользоваться упомянутым выше указанием Российского Свода правил СП 50-101-2004 об определении коэффициента постели  $C_z$  на основе нелинейной модели основания. Для этого используем деформационную модель, описываемую соотношениями (1). Легко видеть, что согласно определяющим уравнениям этой модели жесткость однородного слоя грунта с увеличением глубины растет примерно так, как изображено на рис. 6. Эта закономерность была ранее подтверждена экспериментальными [8] и теоретическими [4] исследованиями.

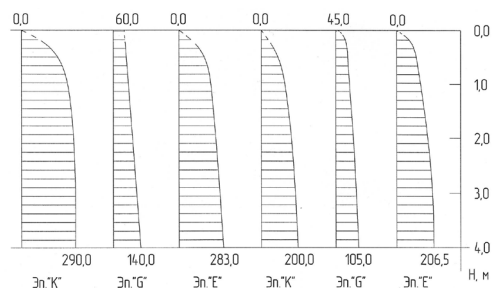


Рис. 6. Эпюры изменение жесткостных параметров однородного слоя грунта с увеличением глубины при различных гипотезах учета его собственного веса (из работы [4])

Модуль Юнга здесь (для грунтов – это модуль деформации), следуя известным соотношениям Генки, был определен через жесткостные параметры  $K$  и  $G$  по формуле:

$$E = \frac{3KG}{(K + G)}; \quad (2)$$

Расчет плитного фундамента здания, изображенного на рисунке 1, был выполнен с помощью программы «ЛИРА» [9], оперирующей при расчете основания моделью Фусса-Винклера. Первый расчет был выполнен в предположении постоянной жесткости в пределах каждого слоя грунта, а второй – с учетом увеличения жесткости грунта с глубиной согласно нелинейной теории. Для этого в результате несложных преобразований формул (1) и (2) была записана формула для модуля деформации  $i$ -го слоя грунта:

$$E_i = \frac{E_{0i} + 3(A_i \gamma_i Z_i^{\alpha_i} + C_i)}{B_i}; \quad (3)$$

Здесь  $E_{0i}$  – модуль деформации  $i$ -го грунта в уровне кровли слоя по теории линейно-деформируемой среды;

$A_i, B_i, C_i, \alpha_i$  – константы нелинейной модели  $i$ -го грунта;

$\gamma_i$  – удельный вес  $i$ -го грунта;

$Z_i$  – расстояние по глубине от кровли  $i$ -го грунта

Расчеты выполнены при следующих значениях нелинейных параметров грунтов:

	$A_i$	$B_i$	$C_i$	$\alpha_i$
ед. изм.			кПа	
Грунт (3)	0,418	0,023	41	0,70
Грунт (4)	0,533	0,020	73	0,65

В результате значение коэффициента постели  $C_z$ , определенное с учетом увеличения модуля деформации с глубиной согласно рисунку 5 и формуле (3) оказалось более чем на 40% выше значения, полученного без учета этого фактора. Соответственно, средние расчетные осадки плитного фундамента во втором случае оказались на 40% ниже, прогибы плиты – на 30% ниже, а расчетные моменты и поперечные силы в различных сечениях и направлениях – в среднем ниже на (10...15)%. Это позволило соответственно уменьшить расход арматуры. Аналогичный расчет при значительной толще однородного

грунта, правда, на основе данных полевых испытаний грунта описан в [10].

## ВЫВОДЫ

1. Изложенные результаты показывают, что применение в геотехнических расчетах адекватной природе грунта модели, описывающей нелинейный характер его деформирования, позволяет точнее определять усилия, действующие в конструкциях, контактирующих с грунтом; Тем самым, повышается их надежность и экономичность.

2. Принимая во внимание полученные в ряде исследований положительные результаты учета возрастания с глубиной модуля деформации в однородном грунте, считаем целесообразным включение в нормативные документы наряду со стандартными методами расчета осадок их модификации с увеличивающимся значением модуля.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Fuss N. Sur la résistance, de provoquer toutes sortes de routes, aux quatre roues et deux roues des chariots / écritures / universitaires de l'Académie Impériale. S.Petersburg, 1798.
2. Winkler E. Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit, 1867
3. СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. – М.: Госстрой России, 2005. – 130 с.
4. Алехин А.Н. Нелинейный анализ напряженно-деформированного состояния грунтовых массивов при статическом нагружении. – Дисс. ... канд. техн. наук. – УПИ, Свердловск, 1982. – 186 с.
5. Боткин А.И. Исследование напряженного состояния в сыпучих и связных грунтах// Известия НИИГ, том 26, 1940. С. 205 – 236.
6. ГОСТ 12248-96. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. – М.: Минстрой России, 1995.
7. Алехин А.Н., Алехин А.А. Определение параметров нелинейной модели грунта по данным полевых испытаний / Геотехнические проблемы мегаполисов: Труды Международной конференции по геотехнике. – М., 2010 – С. 1201–1208.

8. Клейн Г.К. Учет неоднородности, разрывности деформаций и других механических свойств грунта при расчете сооружений на сплошном основании. – В кн.: Сб. трудов МИСИ им. В.В. Куйбышева, №14. – М.: Госстройиздат, 1956, с.168205 –180.

9. ЛИРА-САПР. [www.rflira.ru](http://www.rflira.ru) ООО «Ли-ра сервис», 2012.

10. Димов Л.А., Богушевская Е.М. Модуль деформации глинистого основания по результатам параллельных полевых и лабораторных испытаний. / Взаимодействие сооружений и оснований: методы расчета и инженерная практика: Труды международной конференции по геотехнике. – СПб., 2005 С. 295 – 297.

# Анализ процесса развития длительных осадок застройки Санкт-Петербурга по результатам мониторинговых наблюдений

Васенин В.А.

Институт «Геореконструкция», Санкт-Петербург, Россия

В статье приведены результаты оценки длительных осадок исторической застройки на территории г. Санкт-Петербурга. На основе результатов повторных нивелирных работ выполнена статистическая обработка скоростей длительных осадок более 2300 исторических зданий. Приведены основные выводы по распределению экстремальных величин осадок по территории города. Также в статье приводятся результаты мониторинговых наблюдений за осадками 30 зданий, возведенных на слабых грунтах на территории Санкт-Петербурга (период наблюдений составляет 23–77 лет). Приведены основные выводы по характеру развития осадок зданий, а также первичные сравнения результатов наблюдений с инженерными методами расчета осадок зданий. Выполненный анализ необходим для разработки и верификации инженерных расчетов осадок зданий, а также численных реологических моделей работы оснований сложенных слабыми глинистыми грунтами.

Слабые глинистые отложения достаточно широко распространены в основании зданий и сооружений, как в пределах центральной части города, так и на достаточно удаленных от центра районов. Мощность слабых глинистых грунтов в основании зданий составляет от нескольких метров до нескольких десятков метров (в зоне палеоврезов). Хорошо известно, что осадки зданий, возведенных на слабых грунтах развиваются не одно десятилетие и практически всегда носят неравномерный характер, что приводит к деформациям конструкций и развитию кренов сооружений.

Необходимо отметить, что точность расчета осадок зданий в последнее время приобрела еще большую актуальность в связи с возросшей необходимостью оценки распределения усилий в надземных конструкциях зданий и сооружений по результатам совместных расчетов, поскольку конструктивные решения становятся все сложнее, а этажность зданий растет. Комплексное освоение территорий города вызывает необходимость строительства отдельными очередями с последующей оценкой их взаимовлияния. В этой связи также необходима оценка как “конечных” осадок, так и их распределения во времени. Очень важной характеристикой является процент реализации осадки на период строительства.

Таким образом, еще большую актуальность приобретает проблема оценки точности как инженерных методов расчета осадок,

так и эффективность численных решений с использованием различных моделей механики грунтовых сред.

Большой практический интерес для разработки моделей грунтовых сред представляют вопросы оценки осадок как вновь возводимых зданий, так и существующих исторических зданий, **времени развития конечных осадок, степени завершенности осадок, а также скоростей развития осадок зданий и распределения их экстремальных значений по территории города.**

Для оценки времени завершенности осадок исторических зданий необходимо иметь длительные результаты геодезических наблюдений. При этом ни одно историческое здание не имеет результатов наблюдений с начала его строительства, а некоторые из рассматриваемых в работе зданий, будут почти ровесниками или старше Кронштадтского футштока. Очевидно, что большинство грунтовых оснований исторических зданий должны находиться в стадии установившейся (так называемой “вековой”) ползучести. Для оценки длительных осадок зданий целесообразно прибегнуть к результатам повторных нивелировок геодезических марок и стенных реперов местной геодезической сети. Это довольно распространенный для исследования длительных осадок зданий способ, который неоднократно применялся для оценки скорости деформирования и устойчивости геодезических пунктов [4–6].

Поскольку для анализа целесообразно привлечь как можно большее число геодезических съемок, которые были выполнены в различное время, то для построения графиков осадок зданий необходимо полностью изучить нивелирную сеть города, а также оценить и обозначить наиболее важные этапы ее развития.

Чтобы достичь поставленных целей были собраны все каталоги основных городских нивелировок за 220 летний период с 1779 г [3].

### **Основные городские нивелирные работы за период 1779–2003 гг.**

1. **Нивелировка фон Баура – 1779 г. (в каталоге 719 станций)** – составление плана города, инженерная подготовка территории для защиты от наводнений.
2. **Нивелировка капитана Савицкого – 1872–1874 гг. (более 2000 знаков)** – составление топографического плана города для проекта канализации города.
3. **Нивелировка Гейнца – 1892 г. (57 пунктов)** – сравнение нулей футштоков на р. Неве.
4. **Нивелировка проф. Витрама – 1892 г.** – закладка марок на основных вокзалах, привязка нуля нивелировки Савицкого.
5. **Нивелировка Грибоедова, Ивановы – 1900, 1910 гг.** – составление топографического плана Крестовского, Елагина и Каменного островов.
6. **Нивелировка проф. Сергиевского (порядка 1000 знаков) – 1911 г.** – составление топографического плана города для проекта канализации.
7. **Нивелировка Гуреева (145 знаков) – 1927 г.** – разработка проекта канализации Васильевского острова.
8. **Нивелировка СООГТУ – 1927–1932 гг. (более 2500 знаков)** – потребности строительства.
9. **Нивелировка ГРИИ 1953–1956 гг. (4800 знаков).**
10. **Нивелировка ГРИИ 1966–1968 гг. (6000 знаков).**
11. **Нивелировка ГРИИ 1982–1986 гг. (8000 знаков).**
12. **Нивелировка ГРИИ 2003–2009 гг. (более 11000 знаков).**

Собранные каталоги были оцифрованы и ранжированы в хронологическом порядке. В

результате чего была получена верхнетреугольная матрица большой размерности, состоящая из абсолютных отметок геодезических пунктов. Для построения графиков осадок нужно было специальным образом привести отметки к единому уровню. Имея графики осадок по всем маркам можно надежно провести все верификационные процедуры, поскольку выводы, сделанные для одной строки матрицы, должны быть справедливы и для другой (в пределах рассматриваемой типовой исторической застройки – здания 2–7 этажей в условиях слабых грунтов).

На основе технических отчетов по основным нивелирным работам была построена схема привязок, а также верифицирована ее работа на всей матрице абсолютных отметок геодезических пунктов. С ее помощью осуществлялось численное преобразование абсолютных отметок марок основных нивелирных работ.

Общий анализ результатов оценки длительных осадок зданий исторической застройки осуществлялся в хронологическом порядке нивелирных работ (т.е по строкам матрицы абсолютных отметок геодезических знаков нивелирной сети). Первой нивелировкой, марки, которой присутствуют в нивелирной сети, является нивелировка капитана Савицкого 1872–1874 гг. По результатам проведенной верификации были построены графики осадок 66 марок.

На рис. 1–11 приведены совмещенные графики марок нивелировки капитана Савицкого (1872–1874 гг.) и марок нивелировки периода 1927–1932 гг. прошлого века, заложенных на одних и тех же зданиях. На рисунках отмечается неплохое совпадение трендов развития осадок для двух типов знаков различных годов закладки. Такая процедура позволяет надежно восстановить график развития осадок исторических зданий за последние 130–132 года их существования.

На рис. 12–14 приведены графики развития осадок для остальных объектов. Данный массив графиков разбит на 3 группы – графики с развитием осадок от 20 до 90 мм, графики с развитием осадок от 90 до 200 мм, графики с развитием осадок более 200 мм.

Характеризуя приведенные на рисунках графики развития осадок исторических зданий за последние 130 лет существования, можно отметить, что большинство зданий

получило значительные длительные осадки. Величина данных осадок оказывается сопоставима с ожидаемыми конечными величинами осадок, а во многих случаях и превышает их. Наличие значительных скоростей длительных осадок исторических зданий свидетельствует о длительном развитии негативных природно-техногенных процессов в центральных районах города.

Подобные графики развития были построены в хронологическом порядке для остальных строк матрицы абсолютных отметок городской нивелирной сети (см. рис. 15) для периодов основных нивелирных работ 1892–2003 гг., 1911–2003 гг.), что позволило осуществить общий, численный анализ результатов и произвести основные верификационные процедуры.

В соответствии с основными целями исследований из всей нивелирной сети был выделен класс “эталонных” исторических зданий, для которых можно сделать выводы о скоростях развития деформирования оснований на стадии развития длительных осадок – стадии ползучести. К подобному классу зданий отнесены здания исторической застройки, избежавшие негативного влияния какого-либо рода техногенных воздействий (реконструкция/надстройка, подработка, влияние соседнего строительства, прокладка коммуникаций, транспорт и др.). Из общего массива данных для выполняемого исследования наиболее интересны графики развития осадок исторических зданий на слабых грунтах с минимальными скоростями длительных осадок.

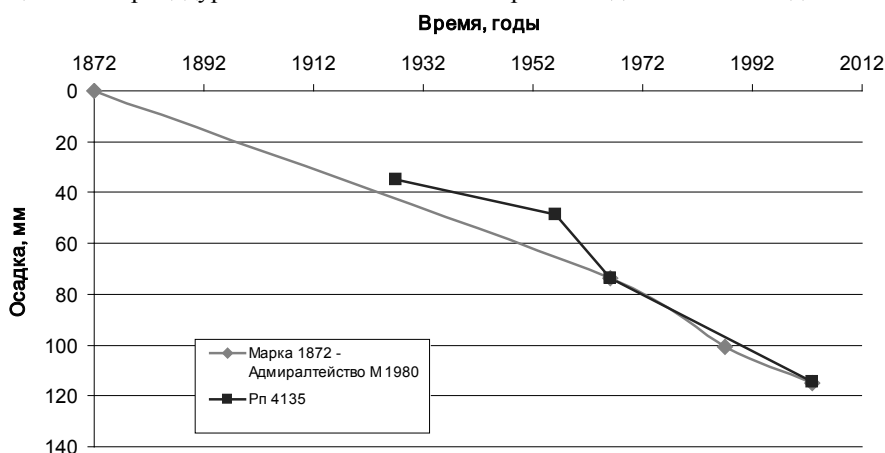


Рис. 1. График развития осадок (мм) здания Адмиралтейства - северо-восточная стена (быв. Республиканский проезд). Сопоставление с развитием осадок репера № 4135, расположенного вблизи марки Савицкого №1980

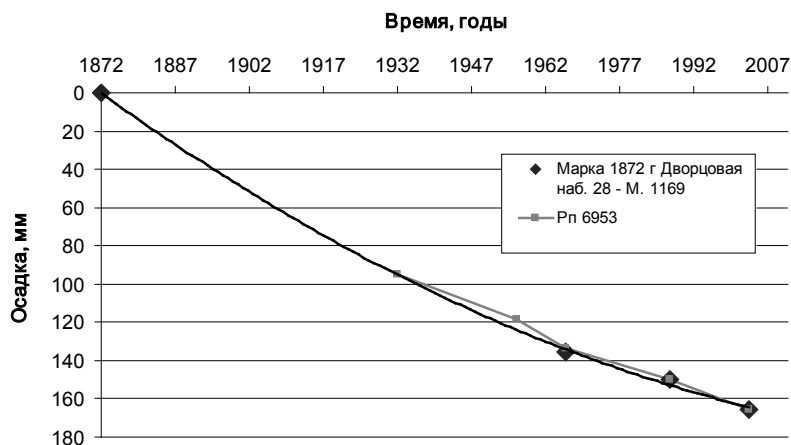


Рис. 2. График развития осадок (мм) здания по Дворцовой наб.28. Сопоставление с развитием осадок репера № 6953, расположенного вблизи марки Савицкого №1169

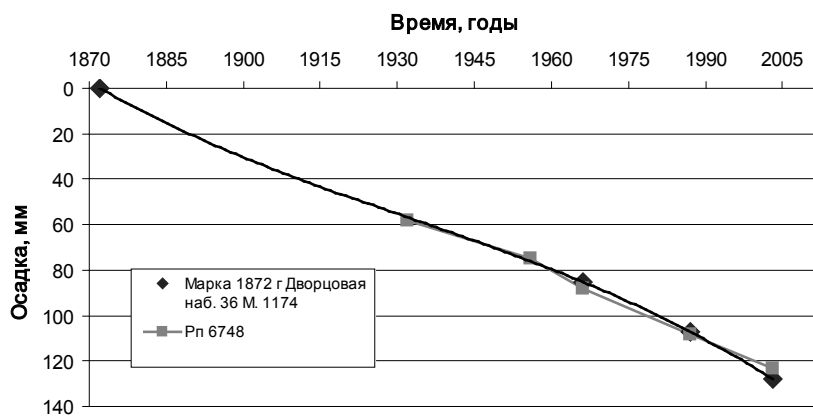


Рис. 3. График развития осадок здания Государственного Эрмитажа (Дворцовой наб. д. №36). Сопоставление с развитием осадок репера № 6748, расположенного вблизи марки Савицкого №1169

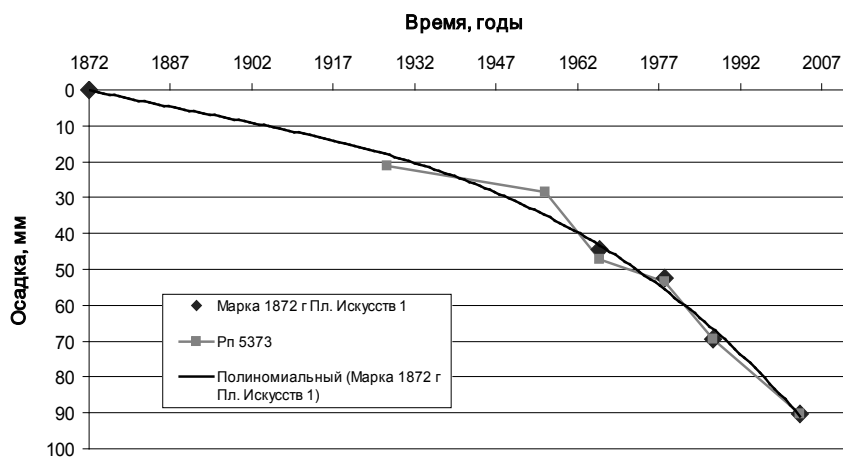


Рис. 4. График развития осадок здания Михайловского театра (пл. Искусств д. №1). Сопоставление с развитием осадок репера № 5373, расположенного вблизи марки Савицкого №2109

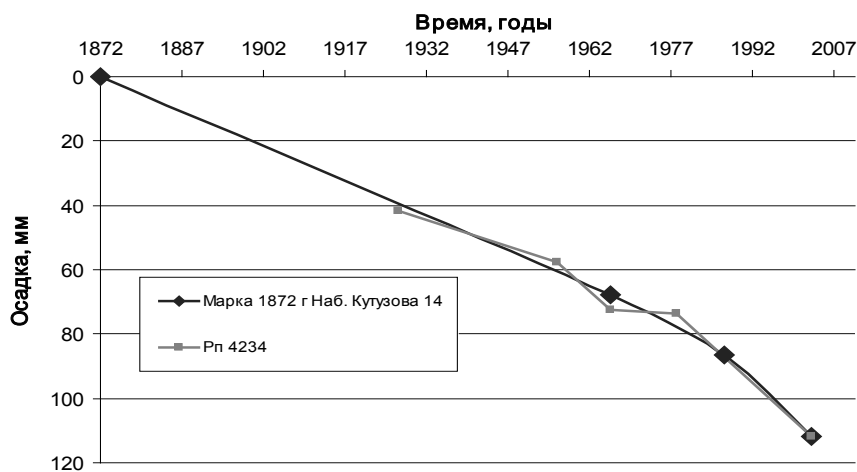


Рис. 5. График развития осадок здания по наб. Кутузова д.14. Сопоставление с развитием осадок репера № 4234, расположенного вблизи марки Савицкого №1152

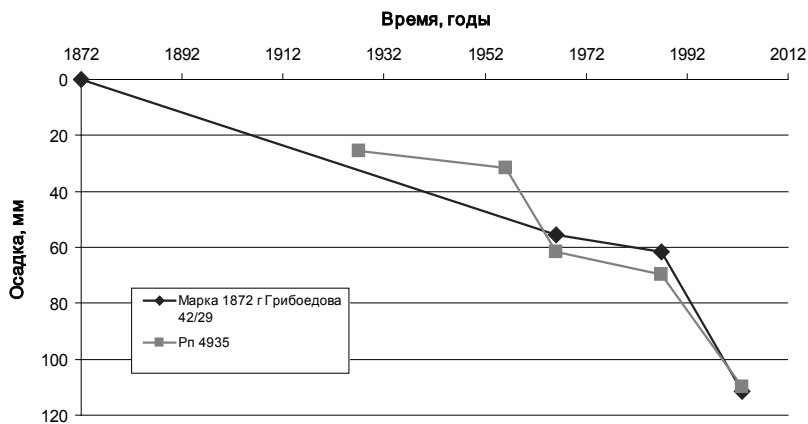


Рис. 6. График развития осадок здания по кан. Грибоедова д.№42/29. Сопоставление с развитием осадок репера № 4935, расположенного вблизи марки Савицкого №1214

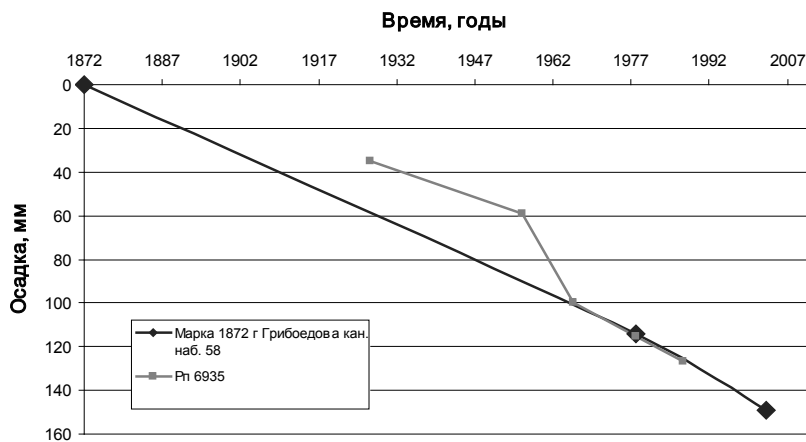


Рис. 7. График развития осадок здания по кан. Грибоедова д.№58. Сопоставление с развитием осадок репера № 6935, расположенного вблизи марки Савицкого №1219

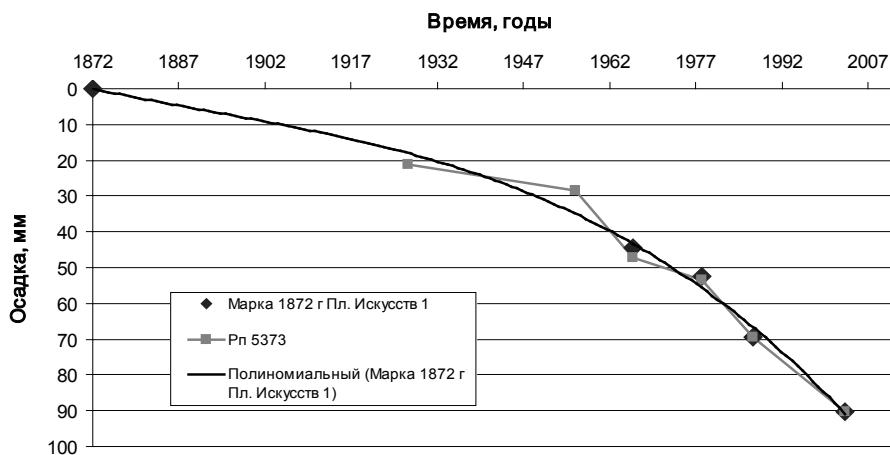


Рис. 8. График развития осадок здания Михайловского театра (пл. Искусств д. №1). Сопоставление с развитием осадок репера № 5373, расположенного вблизи марки Савицкого №2109



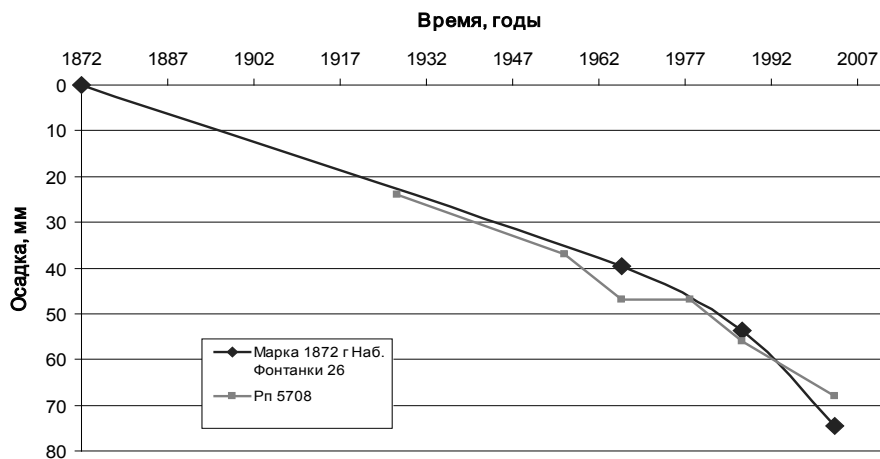


Рис. 9. График развития осадок здания по наб. реки Фонтанки д. №26. Сопоставление с развитием осадок репера № 5708, расположенного вблизи марки Савицкого №1018

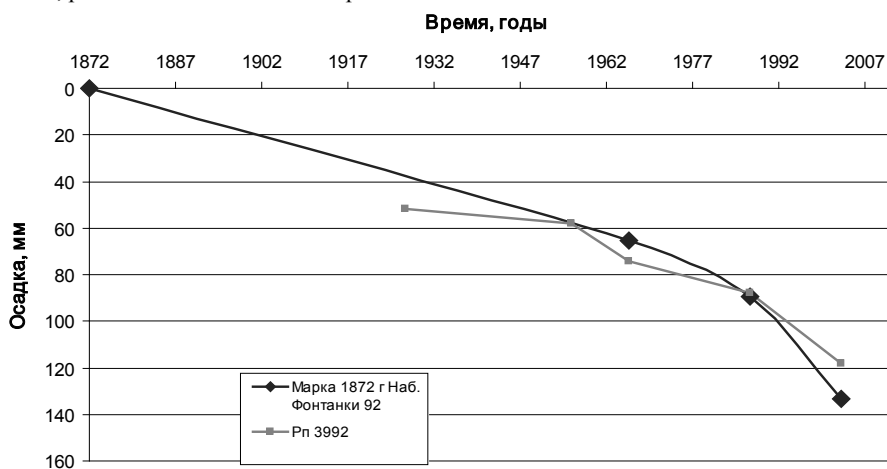


Рис. 10. График развития осадок здания по наб. реки Фонтанки д. №92. Сопоставление с развитием осадок репера № 3992, расположенного вблизи марки Савицкого №1038

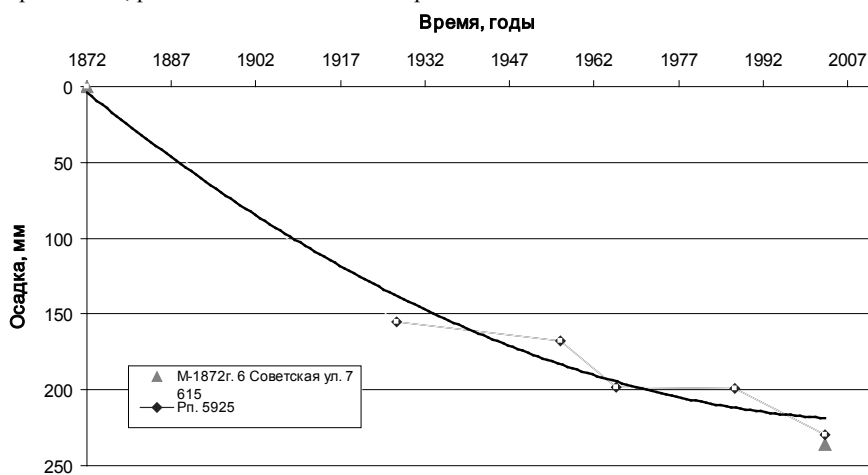


Рис. 11. График развития осадок здания по 6-й Советской ул. д. №109. Сопоставление с развитием осадок репера № 5925, расположенного вблизи марки Савицкого №615

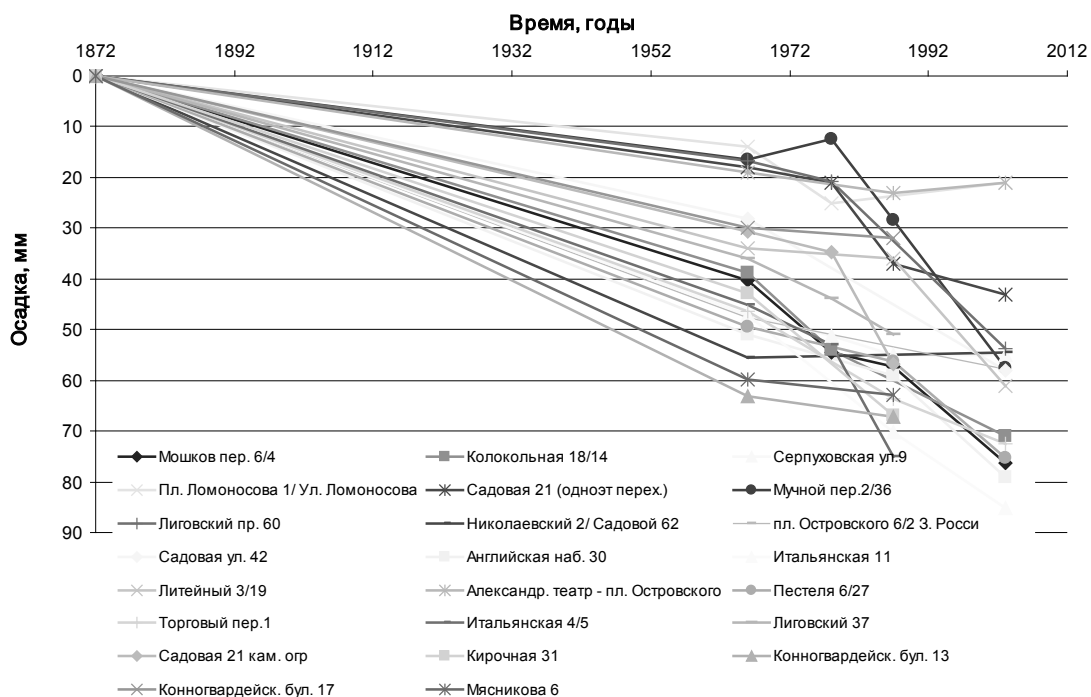


Рис. 12. Графики развития осадок зданий с 1872 г. Выборка в диапазоне осадок 20-85 мм



Рис. 13. Графики развития осадок зданий с 1872 г. Выборка в диапазоне осадок 85-200 мм

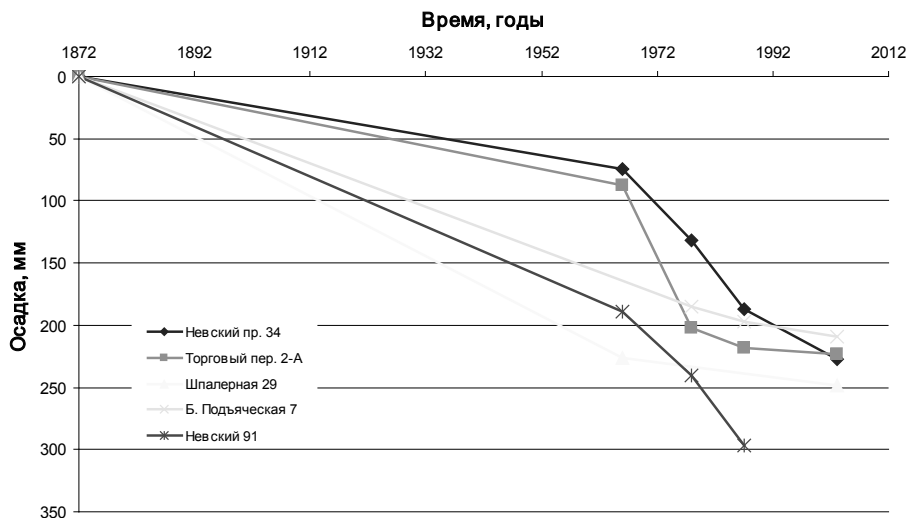


Рис. 14. Графики развития осадок зданий с 1872 г. Выборка в диапазоне осадок 200-300 мм

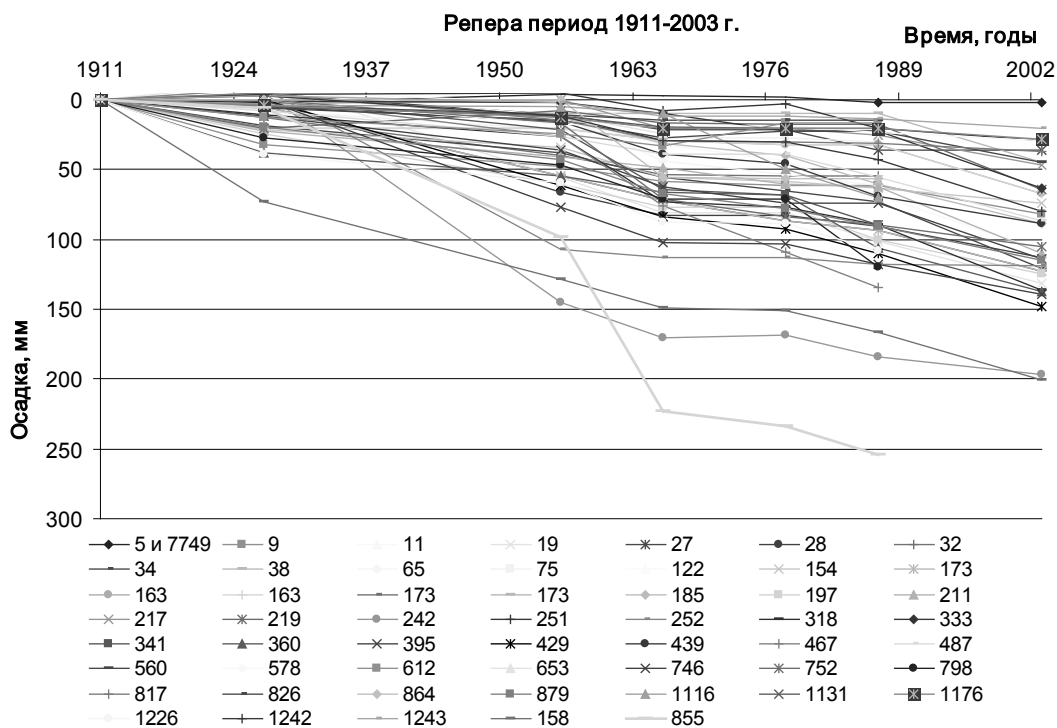


Рис. 15. Графики развития осадок зданий за период 1911-2003 г. (полная выборка из сети)

По результатам анализа в каждом рассматриваемом временном интервале нивелирных работ (с 1872 по 2003 г.) выделено определенное количество зданий (как рядовой, так и не рядовой исторической застройки), возведенных как на естественном основании, так и на деревянных сваях, погру-

женных в текущие глинистые отложения и имеющих **скорости длительных осадок в диапазоне 0.15–0.4 мм/год**. Необходимо отметить, что количество подобных зданий в пределах центральных районов города мало, вследствие большой плотности и стесненности городской застройки. Так на рис. 16

приведены графики осадок таких зданий для выборки марок и реперов 1927–1932/2003–2005 гг. На этих графиках также можно выделить здания, которые на начальном

этапе развития осадок имели низкие значения скоростей длительных осадок, а впоследствии по причинам техногенного характера получали дополнительные осадки.

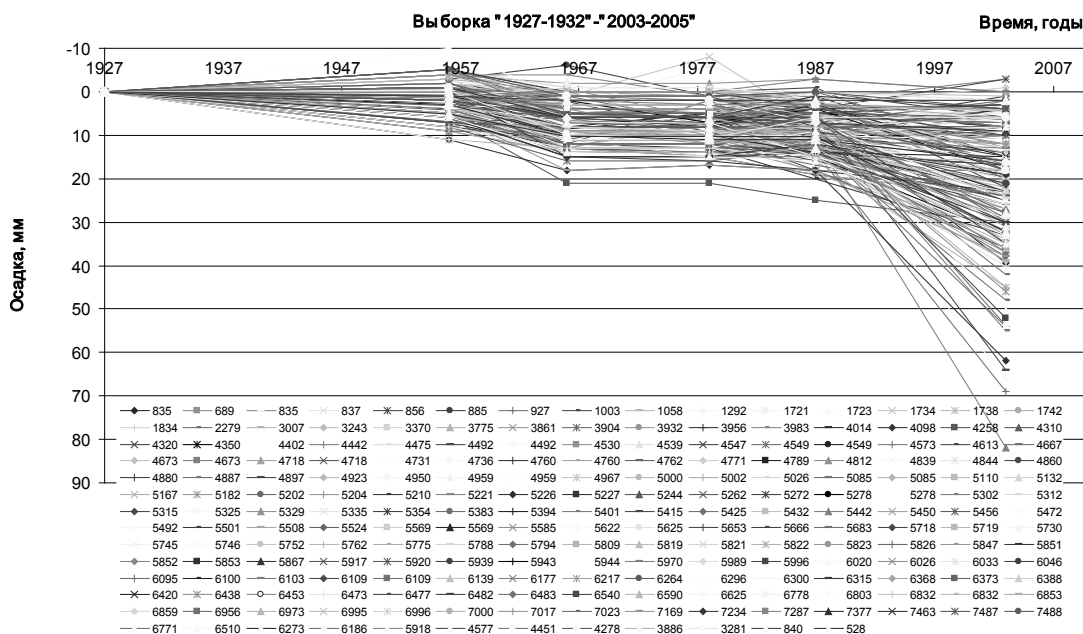


Рис. 16. Графики осадок “эталонных” зданий для выборки марок и реперов 1927–1932/2003–2005 гг.

Традиционно считалось, что нормальные скорости осадок ползучести оснований исторических зданий составляют порядка 2–3 мм/год. Такие величины скоростей длительных осадок оказываются в среднем на порядок больше полученного диапазона и являются следствием ошибочных вычислений скоростей осадок исторической застройки в период 1911–1953 гг. из-за не учета введенной в 1953 г. поправки на изменение исходных уровней городской сети (47 мм – для нивелирной связи 1947/1953 гг.). **По результатам анализа время завершенности конечных осадок зданий выборки с низкими скоростями длительных осадок составляет порядка 20–25 лет.**

Выполненный анализ развития длительных скоростей осадок основной массы зданий исторической застройки на территории центральных районов города (исследовалось порядка 2300 зданий) показал, что **средние скорости длительных осадок оснований лежат в диапазонах 0.6–1.3 мм/год.** Данная величина средних скоростей длительных осадок оказывается в 2–5 раз больше средних скоростей длительных

осадок оснований, эталонных для рассматриваемого класса зданий и грунтовых условий. В рассматриваемом случае время завершенности конечных осадок возрастает в 2–3 раза в сравнении со зданиями, имеющими низкие скорости длительных осадок (“эталонными” зданиями). Даже при средних скоростях длительных осадок порядка 1 мм/год, характерных для центральных районов города, происходят длительные процессы развития неравномерных осадок зданий и, соответственно, длительное развитие дефектов конструкций, а также общее снижение жесткости основных несущих конструкций.

Для целей настоящего исследования интересно провести оценку средних осадок зданий исторической застройки за весь период наблюдений, а также за последний цикл. Под территорией исторического центра Санкт-Петербурга будем понимать, прежде всего, зону регулирования застройки ЗРЗ-1 и охранную зону объектов культурного наследия. В границах исторического центра города сосредоточено более 11000 зданий, примерно половина из них – объек-

ты культурного наследия, а также порядка 10000 объектов инженерной инфраструктуры. Основной объем исторических зданий сконцентрирован в Адмиралтейском, Василеостровском, Петроградском и Центральном районах.

Можно отметить, что большая часть территории, занимаемой Адмиралтейским и Центральным районами города, располагается в пределах пространства ограниченного рекой Б. Невою и Обводным каналом. Интересно, что именно в этом пространстве осуществлялись нивелирные работы капитана Савицкого в 1872 г. Для удобства анализа средних скоростей осадок исторических зданий можно объединить Адмиралтейский и Центральный районы. Такое объединение

будет справедливо не только территориально, но и из условий однородности застройки, поскольку более 90% от общего объема зданий в этих районах составляют здания старой застройки (до 1917 г.). Выполним анализ средних скоростей осадок для рассматриваемых участков территории. Для повышения точности оценок скоростей длительных осадок использованы результаты всех нивелирных работ, выполненных в городской черте до **1982/1987 – 2003 г.**, т.е. **двух последних циклов**. Как отмечалось ранее, исследование длительных скоростей осадок на территории целесообразно вести как за весь период наблюдений, так и за последний цикл.

Таблица 1. Средние скорости осадок зданий в Центральном и Адмиралтейском районах города (полная выборка)

№ п/п	Период наблюдений	Скорость осадок, мм/год	Количество пунктов в выборке	Соотношение скоростей осадок
1	Весь период наблюдений	1.2819±0.0286	1437	1.105
2	За период 1982/1987–2003 гг.	1.417±0.0355	1106	

Таблица 2. Средние скорости осадок зданий в Центральном и Адмиралтейском районах города (выборка зданий без значительных техногенных воздействий)

№ п/п	Период наблюдений	Скорость осадок, мм/год	Количество пунктов в выборке	Соотношение скоростей осадок
1	Весь период наблюдений	1.111±0.0182	1372	1.142
2	За период 1982/1987–2003 гг.	1.269±0.0261	1063	

В таблице 1 приведены результаты статистической обработки скоростей осадок всех геодезических пунктов в Центральном и Адмиралтейском районах города. При достаточно большой выборке геодезических пунктов отмечаются достаточно значительные скорости осадок зданий, которые за последний период нивелирных работ превысили величину 1.4 мм/год. Такие значительные скорости, прежде всего, обусловлены техногенным влиянием – реконструкцией и строительством подземных сооружений городского метрополитена. Исключив из выборки незначительное количество зданий, попавших в зону влияния подземных выработок (величины скоростей осадок некоторых зданий достигали 8-12 мм/год) был проведен статистический анализ усеченной выборки. Результаты данного анализа приведены в таблице 2. Из таблицы видно, что при исключении 65 зданий, имеющих экстремальные скорости осадок, средняя ско-

рость осадок выборки снизилась на 0.15 мм/год и приблизилась к значению 1 мм/год.

В таблице 3 приведены значения средних скоростей осадок полной выборки геодезических пунктов Василеостровского района города. Можно отметить значительные длительные скорости осадок зданий, которые достигают 2.2 мм/год. Данная величина средних осадок зданий полной выборки обусловлена осадками объектов активной застройки советского периода, возведенных в период конца 60-х – начала 80-х гг., преимущественно на намывных территориях Васильевского острова. В случае исключения из выборки зданий, возведенных в советский период на намывных территориях средние скорости осадок застройки городских кварталов Васильевского острова составят порядка 1.2 мм/год (табл.4). Интересно, что средние скорости осадок в Адмиралтейском, Центральном и Василеостровском районах с учетом последнего периода

нивелирных работ совпадают и составляют 1.27 мм/год. Можно отметить, что данная

величина средних скоростей осадок также достаточна значительна.

Таблица 3. Средние скорости осадок зданий Василеостровского района города (полная выборка)

№ п/п	Период наблюдений	Скорость осадок, мм/год	Количество пунктов в выборке	Соотношение скоростей осадок
1	Весь период наблюдений	2.188±0.1569	399	0.857
2	За период 1982/1987–2003 гг.	1.876±0.0355	337	

Таблица 4. Средние скорости осадок зданий Василеостровского района города (выборка зданий без кварталов, возведенных на намывных территориях)

№ п/п	Период наблюдений	Скорость осадок, мм/год	Количество пунктов в выборке	Соотношение скоростей осадок
1	Весь период наблюдений	1.207±0.0358	327	1.051
2	За период 1982/1987–2003 гг.	1.269±0.0434	276	

Таблица 5. Средние скорости осадок зданий Петроградского района города (полная выборка)

№ п/п	Период наблюдений	Скорость осадок, мм/год	Количество пунктов в выборке	Соотношение скоростей осадок
1	Весь период наблюдений	0.530±0.239	540	1.501
2	За период 1982/1987–2003 гг.	0.796±0.0491	421	

Несколько противоположная картина наблюдается при оценке средних скоростей осадок городской застройки в Петроградском районе города. Здесь при достаточно большой выборке длительные скорости осадок лишь не значительно превышают величину 0.5 мм/год. За последний цикл наблюдений скорости осадок достигли 0.8 мм/год (см. табл. 5). Можно предположить, что такие не значительные скорости обусловлены существенно меньшей концентрацией плотной городской застройки. Действительно, концентрация городской застройки существенно меньше в северных

частях Петроградского района. Территория Каменного, Крестовского и Елагина островов вообще являются парковыми зонами и являются свободными от регулярной уплотнительной застройки.

Если исключить из общей выборки нивелирные пункты, расположенные на зданиях Крестовского, Елагина и Каменного островов, то скорость длительных осадок территории застройки возрастет до 0.6 мм/год. Скорость длительных осадок за последний цикл наблюдений также возрастет до 0.9 мм/год.

Таблица 6. Средние скорости осадок зданий Петроградского района города (выборка зданий без кварталов, возведенных на территориях Крестовского, Каменного и Елагина островов)

№ п/п	Период наблюдений	Скорость осадок, мм/год	Количество пунктов в выборке	Соотношение скоростей осадок
1	Весь период наблюдений	0.588±0.0267	460	1.48
2	За период 1982/1987–2003 гг.	0.874±0.0517	384	

Учитывая результаты, приведенные в таблицах 1–6, для четырех районов, где преимущественно и располагается основной объем зданий исторической застройки, можно оценить скорости осадок по всей рассматриваемой выборке. Результаты обработки средних скоростей осадок зданий в четырех рассматриваемых районах города приведены в таблице 7. Средняя скорость длительных осадок в пределах рассматрива-

емой территории за весь период наблюдений превысила 1,2 мм/год. За последний цикл нивелирных работ средние скорости осадок в центральных районах города превысили 1,3 мм/год.

Если из общей выборки в каждом районе исключить экстремально высокие и экстремально низкие значения скоростей осадок, как это было сделано в таблицах 2, 4 и 6, то можно получить средние скорости осадок

городских кварталов исторического центра. Результаты средних скоростей осадок геодезических пунктов в такой выборке приведены в таблице 8. Согласно результатам статистической обработки скорости осадок исто-

рически сложившейся территории застройки составили порядка 1 мм/год. При этом за последний период нивелирных работ средние скорости осадок зданий приблизились к значению 1,2 мм/год.

Таблица 7. Средние скорости осадок зданий Адмиралтейского, Центрального, Василеостровского и Петроградского районов города (полная выборка)

№ п/п	Период наблюдений	Скорость осадок, мм/год	Количество пунктов в выборке	Соотношение скоростей осадок
1	Весь период наблюдений	1.263±0.033	2376	1.076
2	За период 1982/1987–2003 гг.	1.359±0.031	1864	

Таблица 8. Средние скорости осадок зданий Адмиралтейского, Центрального, Василеостровского и Петроградского районов города (усеченная выборка – преимущественно исторические городские кварталы без значительных техногенных воздействий)

№ п/п	Период наблюдений	Скорость осадок, мм/год	Количество пунктов в выборке	Соотношение скоростей осадок
1	Весь период наблюдений	1.0174±0.0149	2159	1.162
2	За период 1982/1987–2003 гг.	1.183±0.0215	1724	

По результатам общего анализа, средние скорости осадок подавляющего большинства зданий исторической застройки находятся в диапазоне 0,6–1,5 мм/год и в этой связи для построения карт современных вертикальных смещений в региональном плане можно использовать среднюю величину скоростей осадок в 1 мм/год. Однако для оценок развития деформаций истинной ползучести средние оценки будут не совсем приемлемы.

Предварительный статистический анализ будет также полезен для целей картирования абсолютных осадок на рассматриваемых территориях.

По результатам проведенных исследований **значительная концентрация увеличения скоростей длительных осадок исторической застройки наблюдается у зданий, расположенных вблизи набережных рек и каналов** (см. рис.17,18). Для оценки возможного изменения скоростей осадок отдельно вычислялись скорости осадок на последнем временном интервале 1985-1987/2003 г. Всего для анализа были использованы результаты наблюдений за 396 зданиями, расположенными вблизи набережных рек и каналов. При вычислении скоростей осадок использовались результаты повторных нивелировок за различный временной период. Большая часть результатов нивелирных работ в данной выборке

зданий относится к временному интервалу 1927/1932–2003 г. Таким образом, вычисленные средние скорости длительных осадок для рассматриваемых зданий являются статистически представительными. По результатам анализа для группы зданий, расположенных вблизи отдельных набережных, определялись средние величины скорости развития осадок. Результаты исследований приведены в таблице 9.

Обращая внимание на распределение длительных осадок зданий в табл.9, можно заметить, что наибольшие скорости длительных осадок зданий наблюдаются вдоль набережной Робеспьера, реки Мойки, Крюкова канала, реки Фонтанки, Университетской набережной. При этом скорости длительных осадок исторических зданий, расположенных вдоль практически всех набережных за последние 20 лет значительно возросли. Исключением здесь может рассматриваться лишь набережная Обводного канала, где средние скорости осадок за последние 20 лет увеличились незначительно. Однако данный эффект может быть объяснен простым уменьшением количества выборки марок и реперов на последнем интервале наблюдений вследствие их утраты при реконструкции зданий вдоль Обводного канала.

Таблица 9. Средние длительные скорости осадок зданий, расположенных вблизи набережных центральных районов города

№ п/п	Набережная	Скорость осадок за весь период наблюдений, мм/год	Скорость осадок за период 1982/1987-2003 гг, мм/год	Соотношение скоростей осадок
1	Английская	0.719±0.055	0.839±0.121	1.16
2	Адмиралтейская	1.087±0.01	1.519±0.412	1.397
3	Дворцовая	1.013±0.1	1.126±0.146	1.11
4	Кутузова	1.145±0.15	1.418±0.19	1.24
5	Робеспьера	2.068±0.49	2.287±0.159	1.105
6	Университетская	1.363±0.28	1.844±0.694	1.352
7	Лейтенанта Шмидта	0.512±0.12	1.259±0.624	2.45
8	Адмирала Макарова	0.903±0.20	1.42±0.239	1.57
9	Реки Фонтанки	1.305±0.08	1.34±0.152	1.026
10	Реки Мойки	1.443±0.134	1.505±0.119	1.042
11	Канала Грибоедова	1.378±0.11	1.597±0.147	1.158
12	Крюкова канала	1.558±0.27	1.676±0.275	1.075
13	Реки Карповки	1.098±0.32	1.16±0.2	1.056
14	Обводного канала	1.311±0.1	1.11±0.18	0.846
Среднее значение		1.207	1.515	1.256



Рис. 17. Эпюры скоростей развития осадок зданий (мм/год) вдоль Дворцовой наб. и наб. реки Мойки в районе Дворцовой площади и зданий комплекса Государственного Эрмитажа





Рис. 18. Эпюры скоростей развития осадок зданий (мм/год) вдоль наб.кан. Грибоедова и наб.р. Мойки в районе ограниченном наб. кан. Грибоедова, наб. р. Мойки и Невским проспектом

Причинами такого распределения скоростей осадок является целый комплекс факторов. По-видимому, преобладающее влияние на подобное распределение имеют: длительные горизонтальные смещения искусственно сформированных береговых участков, инженерно-геологические условия, суффозионные явления, возникающие при естественной разгрузке грунтовых вод, а также устройство и последующая эксплуатация инженерных сетей (сосредоточенных преимущественно в данных зонах). В случаях комплексной реконструкции подавляющего большинства зданий, расположенных в историческом центре города вблизи набережных целесообразно рассматривать возможность усиления оснований таких зданий (пересадкой на сваи или путем улучшения строительных свойств грунтов оснований).

Также значительная концентрация скоростей развития длительных осадок исторической застройки зафиксирована в зонах влияния транспортных подземных узлов городского метрополитена, в особенности,

наклонных ходов вестибюлей станций. Процесс развития осадок исторической застройки после введения в эксплуатацию подземных сооружений метрополитена (период последствий) продолжается на протяжении 35-40 лет и не стабилизируется. По характеру изменения скоростей развития длительных осадок зданий можно предположить, что эти длительные осадочные процессы застройки в зоне влияния подземных сооружений метрополитена будут развиваться еще не одно десятилетие.

Необходимо отметить, что представленные выводы относятся в основном к подземным выработкам, выполненным с середины 50-х по середину 70-х годов прошлого века. С учетом накопленного опыта строительства подземных сооружений метрополитена современные технологии ведения работ в плане предотвращения развития осадок поверхности массива достаточно прогрессировали.

Приведенные в анализе длительные скорости осадок исторических зданий (всего

рассматривалось более 2300 зданий) необходимы для назначения параметров, разработки и верификации численных реологических моделей работы оснований в инженерно-геологических условиях г. Санкт-Петербурга.

Выполненное исследование нивелирной сети позволило выработать методику для перепривязки нивелирных знаков старых

нивелировок, даже если были безвозвратно утрачены исходные нивелирные пункты. Это открыло возможность продолжения старых наблюдений, а значит получения длительных графиков осадок зданий на временных интервалах до 77 лет (например, для мониторинговых наблюдений конца 30-х годов прошлого века).

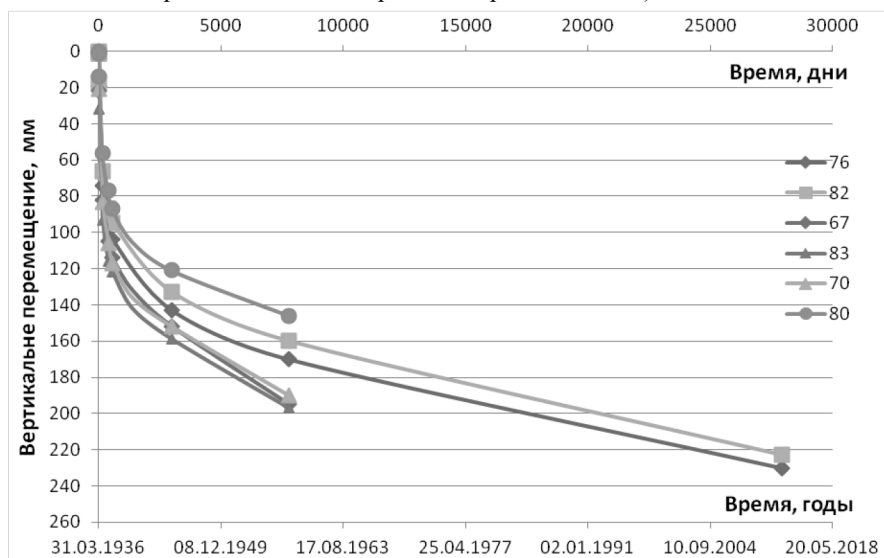


Рис. 19. График развития осадок четырехэтажного здания школы на Васильевском острове Санкт-Петербурга (1936-2012 г.).

Так на рис. 19 приведен график осадок четырехэтажного здания школы за 76 лет наблюдений. Здание возведено на естественном основании на слабых грунтах, мощностью до 25 м. Наблюдения за осадками в 1936 г. начаты группой проф. Цытовича [6].

Также в 1 квартале Васильевского острова были выполнены мониторинговые наблюдения за 8 панельными зданиями, возведенными в условиях мощной толщи (более 40 м) слабых глинистых отложений. Здесь осадка 12-этажного панельного здания, возведенного на плитном основании за 43 года достигла 113 см и продолжает развиваться.

Графики развития неравномерностей осадок здания, приведенные на рис. 20, показывают, что развитие неравномерностей осадок продолжается весьма интенсивно во времени и не затухает. Разность осадок между крайними и центральными участками здания за период наблюдений составила 47 см.

Всего за время проведения первого этапа исследовательских работ было рекогносцировано до 80 зданий и сооружений, за кото-

рыми ранее были начаты регулярные мониторинговые наблюдения. Большинство из этих наблюдений (порядка 70%) были выполнены специалистами кафедры «Основания и фундаменты» Санкт-Петербургского государственного университета. Во время проведения рекогносцировочных работ выполнялись экспресс-обследования зданий, в т.ч. на предмет возобновления нивелирных работ. По результатам этих работ оказалось возможным возобновление нивелирных наблюдений за 30 зданиями, возведенных на слабых грунтах.

Комплексное возобновление регулярных наблюдений на 30 участках позволило создать верификационную базу для оценки точности как инженерных, так и численных вычислений. На рис. 21 представлена карта с нанесенными участками наблюдений, из которых видно, что наблюдения охватили значительную часть территории города (в т.ч. и южные районы), т.е. являются достаточно представительными. По результатам выполнения комплекса исследовательских работ были построены графики осадок

зданий, возведенных на слабых грунтах. Общий период наблюдений составил от 23 до 77 лет. Эти наблюдения в совокупности с исследованием скоростей осадок исторических зданий в городской нивелирной сети

позволили сделать комплексный анализ развития осадок зданий, возведенных в условиях слабых грунтов г. Санкт-Петербурга. В настоящей статье приведены лишь первичные результаты данного анализа.

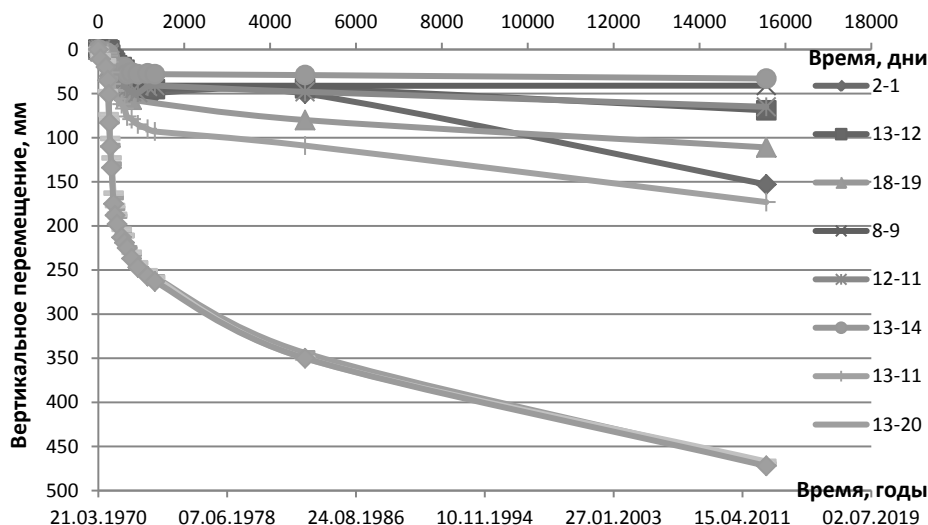


Рис. 20. Графики развития во времени неравномерности осадок (мм) типового здания серии БС-12 на плитном фундаменте, ул. Наличная, 36/2 (ВО, кв. 1, корп. 12; объект 1–4) (1970–2012 гг.)

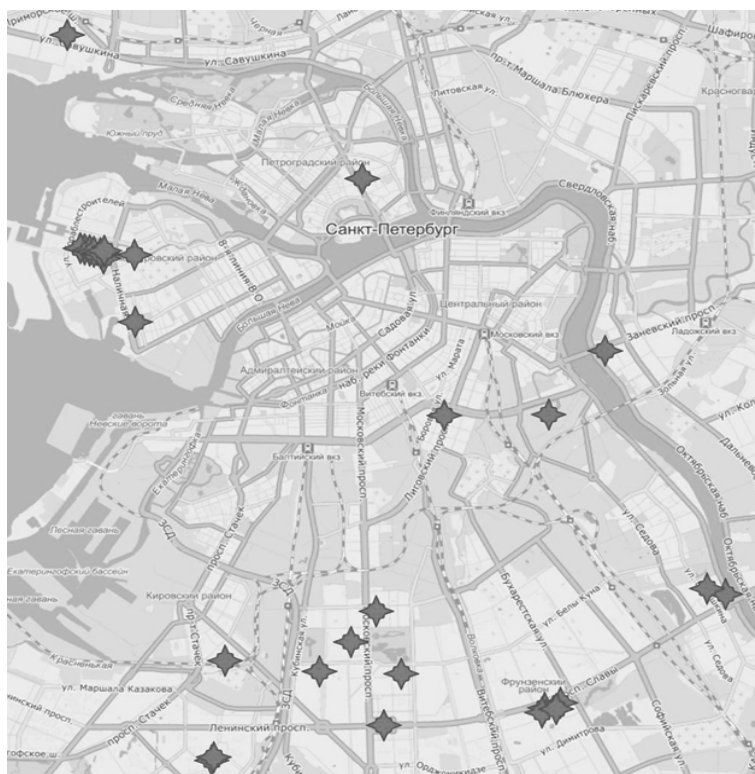


Рис. 21. Объекты длительных мониторинговых наблюдений в черте г. Санкт-Петербурга

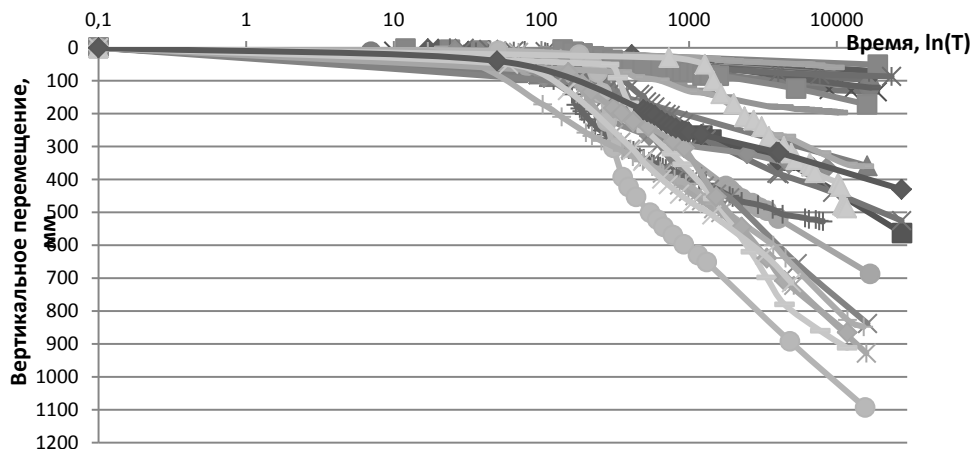


Рис. 22. Графики развития осадок зданий (мм) во времени в полулогарифмическом масштабе

Можно отметить, что здания возведены в различные время (в различные архитектурные периоды – от сталинского классицизма до современного панельного домостроения), имеют разную этажность от 4 до 16 этажей. На рис. 22. представлены графики осадок зданий, возведенных на слабых грунтах Санкт-Петербурга. Из рисунка видно, что графики достаточно хорошо подчиняются логарифмической зависимости. По результатам анализа оказалось, что оптимальной аппроксимацией осадок во времени будет зависимость типа:

$$S(t) = \delta \ln\left(\frac{t + T_0}{T_0}\right), \quad (1)$$

где  $\delta$  и  $T_0$  – основные параметры аппроксимации.

Характеризуя представленные графики осадок, можно отметить, что по ним практически невозможно оценить величину так называемых «конечных» осадок или разделить осадки на консолидационную и вторичную (осадку ползучести). Учитывая данные о скоростях осадок, полученных из анализа деформаций пунктов нивелирной сети на интервалах 50–130 лет, можно предположить, что графики осадок в полулогарифмическом масштабе не изменят свой наклон, т.е. закон векового уплотнения грунтов не выполнится в явном виде (либо скорость осадок на стадии ползучести окажется сопоставимой со скоростями осадок на стадии первичной консолидации). В таких условиях вычисление так называемых «конечных» осадок не будет иметь какого-то смысла, кроме предварительных оценок.

Действительно, какой смысл вычисления «конечной» осадки, если ее не определить в натурных условиях и на момент фактического нормативного срока эксплуатации здания его осадки не стабилизируются? В этих условиях единственно верным будет вычисление осадок зданий и сооружений во времени.

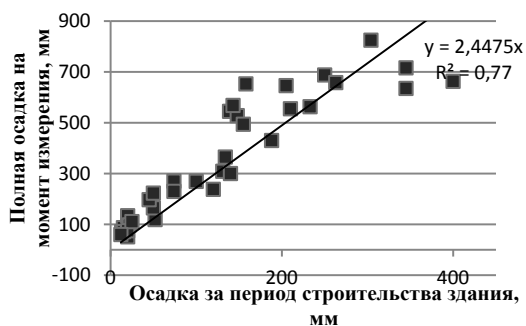


Рис. 23. Процент реализации осадок на момент строительства зданий

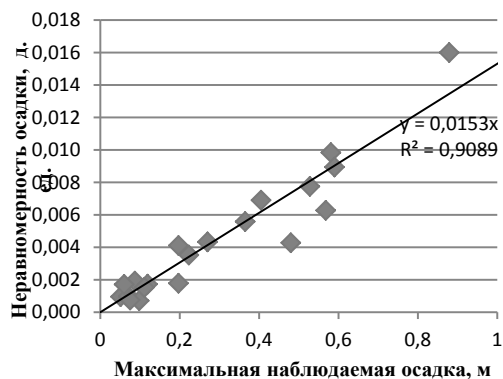


Рис. 24. График зависимости максимальной неравномерности осадок зданий от максимальной достигнутой осадки

Выполненные на первом этапе работ исследования позволили оценить распределение осадок зданий и их неравномерности во времени, а также статистически ответить на практические, наиболее интересные проектировщиков вопросы. Среди которых наиболее интересны следующие:

- Какой процент реализации осадки здания, возведенного на слабых грунтах составит на момент строительства?
- На сколько эффективны критерии ограничения конечных осадок и их неравномерностей?

На рис. 23 представлен график соотношения развития осадки зданий на момент окончания строительства к наблюдаемым осадкам. По результатам статистического анализа в среднем порядка 30% от общей доли осадок зданий (за период нормативного срока эксплуатации), возведенных на слабых грунтах реализуется на момент окончания строительства. Для реального проектирования это значит, что введение очередности строительства радикально проблему развития неравномерных осадок примыкающих зданий в случае комплексного освоения территорий не решает. Проблемы неравномерностей осадок необходимо решать конструктивными мероприятиями.

Что касается вопроса об ограничениях абсолютных осадок и их неравномерностей, то современные действующие нормы, в том числе региональные ТСН регламентируют абсолютную осадку величиной 15–20 см и относительную неравномерность осадок в диапазоне 0.015–0.002. На рис. 24 представлен график соотношений максимальной наблюдаемой неравномерности осадки от абсолютного значения максимальной осадки по результатам длительных натурных наблюдений. Можно сказать, что зависимость получилась достаточно ожидаемой, чем больше достигнутая осадка, тем больше фиксируется относительная неравномерность. Осадке 15–20 см действительно соответствует относительная неравномерность 0.0015–0.002. По результатам экспресс обследований зданий (не разноэтажных), можно отметить, что заметных дефектов в конструкциях зданий с относительной неравномерностью менее 0.0025 выявлено не было. Однако, по результатам архивных данных в нескольких панельных зданиях, еще на этапе сдачи было выявлено развитие трещин в стыках между панелями (даже при

неравномерности до 0.002). Эти дефекты уже после сдачи объектов в эксплуатацию были устранены и при дальнейшей эксплуатации проблем с прочностью и сплошностью этих стыков не возникало. Таким образом, регламентируемые действующими отечественными нормами предельные значения деформаций оснований, с учетом имеющихся данных длительных натурных наблюдений, представляются оправданными.

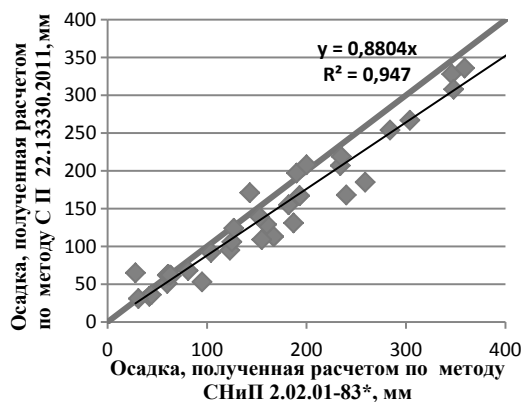


Рис. 25. Зависимость осадки зданий, вычисленной по методу СП 22.13330.2011 и СНиП 2.02.01-83\* (взвешивание грунта в пределах сжимаемой толщи на всю глубину)

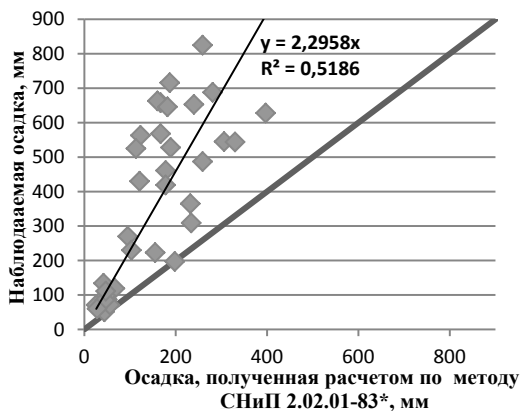


Рис. 26. Зависимость наблюдаемой осадки зданий от вычисленной по СНиП 2.02.01-83\*

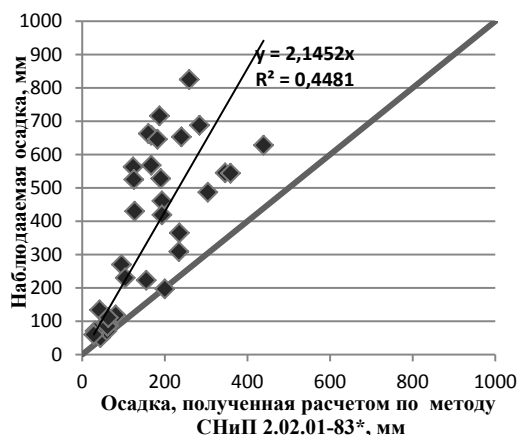


Рис. 27. Зависимость наблюдаемой осадки зданий от вычисленной по СНиП 2.02.01-83\* (с учетом взвешивания грунтов на всю глубину сжимаемой толщи)

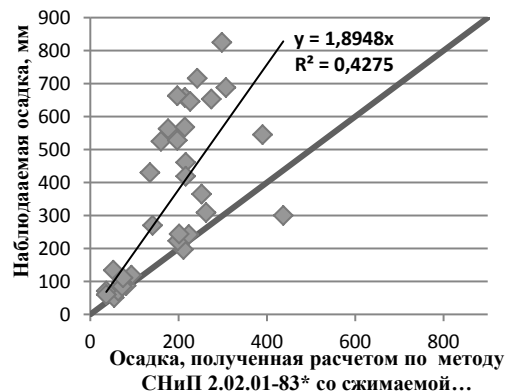


Рис. 28. Зависимость наблюдаемой осадки зданий от вычисленной по СНиП 2.02.01-83\* (с критерием глубины сжимаемой толщи  $0,1\sigma_{zg}$  с учетом взвешивания грунтов на всю глубину сжимаемой толщи)

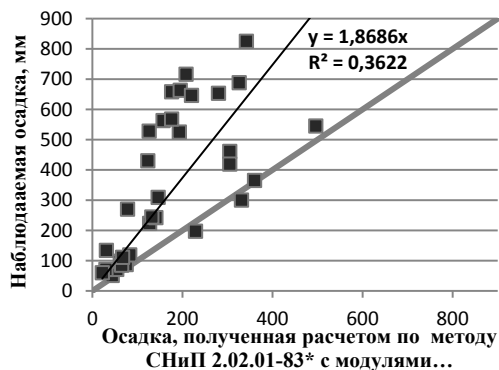


Рис. 29. Зависимость наблюдаемой осадки зданий от вычисленной по СНиП 2.02.01-83\* с модулями деформации, заданными по результатам статического зондирования СРТ (с критерием глубины

сжимаемой толщи  $0,2\sigma_{zg}$  с учетом взвешивания грунтов на всю глубину сжимаемой толщи)

Также детально была исследована точность вычисления осадок инженерными методами в соответствии с действующими нормативными документами. Прежде всего, это различные вариации хорошо известного метода послойного суммирования, которые отражены в СП 22.13330.2011 и СНиП 2.02.01-83\*.

Для инженерно-геологических условий рассматриваемых 30 площадок примерно сопоставимые величины осадок можно получить по рекомендациям СП 22.13330.2011 и СНиП 2.02.01-83\* лишь при определении глубины сжимаемой толщи с учетом взвешивания грунта на всю глубину (см. рис. 25).

На рис.26 представлено сравнение наблюдаемых осадок и вычисленных в строгом соответствии с рекомендациями СНиП 2.02.01-83\*. По результатам сравнения наблюдаемые осадки практически в 2.3 раза превышают расчетные. В случае сравнения с действующей методикой СП 22.13330.2011 (которое здесь не приводится) это соотношение увеличиться до 2.7. В случае учета взвешивающего действия грунта на всю глубину сжимаемой толщи при расчете осадки по СНиП 2.02.01-83\* полученное соотношение незначительно снизится и составит порядка 2.1 (см. рис. 27).

Радикально снизить величину соотношения между наблюдаемыми и расчетными величинами осадок не удастся даже в случае изменения критерия глубины сжимаемой толщи ( $\sigma_{zp} = 0,1\sigma_{zg}$ ) или пересчетом модулей деформации в соответствии с результатами статического зондирования (см. рис. 28, 29).

Оценивая представленные графики оценки точности применяемых инженерных методов расчета осадок можно заметить достаточно низкие коэффициенты корреляции линейной экстраполяции. Это обусловлено сразу несколькими причинами:

- в сравнении используются результаты наблюдений за различные временные отрезки (23-77 лет);
- допущения, использующиеся при расчетах инженерными методами (отсутствие аппарата способного описать реальные процессы деформирования и т.п.);

- неточность определения деформационных характеристик (использование различных переходных коэффициентов к штамповым модулям деформации).

По результатам серии расчетов была выявлена зависимость невязки между наблюдаемыми и расчетными осадками в зависимости от мощности толщи слабых грунтов, залегающих в основании зданий.

Представленное сравнение подтверждает достаточно известный факт неточности вычислений осадок зданий, возведенных на слабых грунтах с помощью инженерных методов расчета, приведенных в нормативных документах. Существующая отечественная практика оценки модулей деформации слабых глинистых грунтов не соотносится с реально наблюдаемыми осадками и применяемыми инженерными методами расчетов.

По результатам исследований расчеты осадок зданий, возведенных в условиях слабых глинистых отложений необходимо производить во времени, поскольку “конечных” осадок зданий фиксировать не удастся. Расчет осадок в условиях слабых грунтов необходимо вести с учетом ползучести, так как доля последней в общей осадке может быть весьма существенна.

Сложившаяся практика инженерно-геологических изысканий не позволяет использовать сложные нелинейные модели грунтовых сред, что, в свою очередь, создает значительные проблемы в точности расчетов осадок зданий, в результате чего, инженеры, в ряде случаев, неверно оценивают возможные риски неравномерного развития деформаций конструкций (даже с учетом применения современных технологий устройства свайных фундаментов). К сожалению, примеров недооценки рисков развития значительных осадок зданий (в т.ч. недавно возведенных) достаточно много в городе. Частично приведенная экспериментальная часть этого исследования, выполненная автором, подтверждает это.

Комплексное исследование развития длительных осадок зданий, возведенных на слабых грунтах, позволит создавать и верифицировать модели грунтовых оснований (как численные, так и аналитические), описывающих поведение слабых глинистых грунтов, широко распространенных в различных районах г. Санкт-Петербурга.

## ЛИТЕРАТУРА

- Васенин В.А. Оценка современных вертикальных движений земной поверхности для целей определения устойчивости исходных пунктов нивелирной сети города Санкт-Петербурга и определения длительных осадок зданий и сооружений. // *Развитие городов и геотехническое строительство*, 2012 г., №14, с 37-59.
- Васенин В.А Кронштадтский футшток и современные вертикальные движения земли в Санкт-Петербургском регионе. // *Инженерные изыскания*, 2012 г., №5, с 40-51.
- Васенин В.А Исследование городской нивелирной сети для оценки длительных осадок исторической застройки Санкт-Петербурга. // *Инженерные изыскания*, 2013 г., №4, с 44-52.
- Лившиц И.М. *О результатах повторных нивелирований на территории Ленинграда. Состояние равномерных наблюдений и проблема Кронштадтского футштока*. М. Изд. Межд. Геофизич. Комитета, 1986. с.64-65.
- Шабаров С.Н. *Нивелирные сети Санкт-Петербурга-Ленинграда*. Автореферат диссертации. М. 1972.
- Шабаров С.Н. *Современные вертикальные движения земной поверхности в районе Ленинграда. Состояние равномерных наблюдений и проблема Кронштадтского футштока*. М. Изд. Межд. Геофизич. Комитета, 1986. с.65-72.
- Цытович. Н.А. *Механика грунтов*. М. Госстройиздат. 1963. 363с.

# Оценка устойчивости элементов системы «сооружения – геосреда» при их возведении на оползнеопасном геотехногенном склоне

Н.И. Горшков, М.А. Краснов

Тихоокеанский государственный университет, г. Хабаровск, Российская Федерация

В статье рассматриваются проблемы проектирования зданий и сооружений, возводимых на оползнеопасных склонах. Объект исследования – здание бизнес - центра с группой жилых домов и подземных гаражей, возводимые на измененном природном склоне холма, с расположенными на его поверхности зданиями и сооружениями. По проекту все здания возводятся на фундаментах по типу плита. Возведение фундаментов и элементов конструкций подземных частей зданий предполагалось выполнять в котлованах с неподкрепленными и подкрепленными бортами. Расчет и анализ НДС системы выполнялся на основе программы МКЭ GenIDE32.

## 1. ВВЕДЕНИЕ

Основной задачей проектирования зданий и сооружений, возводимых на оползнеопасных склонах, является обеспечение их безопасности в процессе строительства и эксплуатации, а также безопасности эксплуатации рядом расположенных зданий.

В целом, грунтовые условия г. Хабаровска и его окрестностей являются благоприятными для строительства [1]. В то же время, при возведении зданий на оползнеопасных склонах возникает необходимость в оценке их устойчивости, как до строительства, так и в процессе их возведения и эксплуатации.

Объект исследования – здание бизнес - центра с группой жилых домов и подземных гаражей, возводимых на измененном природном склоне холма (Артиллерийская гора) вблизи набережной реки Амур, с расположенными и проектируемыми на его поверхности зданиями и сооружениями.

Объекты устраиваются в верхней делювиальной части геотехногенного склона. Часть рассматриваемой территории спланирована и занята жилыми и нежилыми строениями. Отметки поверхности грунта: максимальные около 62,00 м, минимальные около 39,00 м.

Современные природно-техногенные условия рассматриваемой территории характеризуются значительными изменениями рельефа и гидросети.

По проекту, здание бизнес - центра и жилые дома возводятся на фундаментах по типу плита или на забивных сваях, объединенных плитным ростерком.

Возведение фундаментов и элементов конструкций подземной части зданий предполагалось выполнять в котлованах с неподкрепленными и подкрепленными бортами.

## 2. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ

Геолого – литологические разрезы рассматриваемого участка представлены грунтами различного генезиса и возраста.

С поверхности на площадке строительства распространены преимущественно насыпные грунты ( $tQ_{IV}$ ): перемещенные крупнообломочные и глинистые грунты с примесью строительных и бытовых отходов. Выделены следующие инженерно-геологические элементы: ИГЭ 1 (дресвяный грунт), ИГЭ 2 (суглинок мягкопластичный), ИГЭ 3 (суглинок текучепластичный). Общая мощность насыпных грунтов от 1,9 до 9,0 м.

Природный склон сложен делювиальными глинистыми грунтами ( $dQ$ ) состоящими из глин и суглинков твердой и полутвердой консистенции, содержащие редкие включения дресвы и щебня (мощность от 0,4 до 6,1 м). Слои залегают пологонаклонно. Кроме того, в районе погребенного оврага отмечены прослой суглинка тугопластичного мощностью 0,4... 4,3 м и линзы глины



тугопластичной (мощность 0,2... 1,7 м). Выделены следующие инженерно-геологические элементы: ИГЭ 4 (глина твердая), ИГЭ 5 (глина тугопластичная), ИГЭ 6 (суглинок твердый с дресвой и щебнем), ИГЭ 7 (суглинок тугопластичный). Общая мощность делювиальных отложений на изученной территории колеблется от 2,0 до 9,5 м.

Ниже делювиальных отложений залегают терригенные глинистые грунты (P<sub>3</sub>-N<sub>1</sub>). Они состоят из глин (ИГЭ 8) и суглинков (ИГЭ 9) твердой консистенции, содержащих грубоокатанные крупнообломочные включения от 5 до 45 %. Мощность слоев глины от 1,3 до 4,6 м и суглинков от 0,5 до 5,5 м. Дресвяные и щебенистые грунты с суглинистым заполнителем до 40... 50% обнаружены в виде линз мощностью от 0,3 до 0,6 м.

Осадочные породы нижнепермского возраста представлены алевролитами (ИГЭ 11), углисто-глинистыми сланцами и редко песчаниками (ИГЭ 12). Породы сильнотрещиноватые, обычно средней прочности и малопрочные. Часто они имеют низкую прочность и сильно выветрены до супеси, суглинка, дресвы и щебня. Слои залегают под углом 60-80° и чередуются друг с другом. Кровля осадочных пород имеет неровную поверхность, которая погружается на запад – северо-запад. Абсолютные отметки кровли изменяются от 42,8... 48,3 в верхней части склона до 30,6... 33,0 у подошвы. Вскрытая скважинами вертикальная мощность составляет 1,5... 5,5 м.

Элювиальные образования зоны выветривания осадочных пород слагают нижнюю часть склона. Они изучены до глубины 20... 25 м. Элювий глинистых и углисто-глинистых сланцев (ИГЭ 12) представлен дресвой и щебнем с супесчаным заполнителем твердой консистенции до 50%, либо супесью и суглинком твердым дресвянистым (ИГЭ 10). Вскрытая мощность элювия составила 5... 9 м (дома №3... 6), 7,4... 15,5 (офисные здания №1 и №2).

Гидрогеологические условия площадки характеризуются развитием четырех типов подземных вод в водоносных горизонтах [2]:

- Техногенный водоносный горизонт в насыпных грунтах у подошвы склона и в пойме р. Амур на глубине от 0,9 до 6,2 м (абсолютные отметки 30,7... 33,0 м), на участке погребенного оврага в центральной части территории на глубине

от 1,0 до 3,3 м (абсолютные отметки 56,8... 61,0 м);

- Вода-верховодка, периодически развитая в глинистых грунтах делювиальных отложений, выявлена на участке погребенного оврага на глубине от 1,1 до 7,7 м (абсолютные отметки 54,0... 56,6 м);
- Водоносный горизонт палеоген-неогеновых терригенных отложений развит спорадически в южной части площадки на глубине от 10,5 до 12,3 м (абсолютные отметки 66,7... 68,2 м);
- Трещинные воды зоны выветривания осадочных пород в элювиальных дресвяных и щебенистых грунтах в интервале глубин 7,9... 19,8 м (абсолютные отметки 26,9... 43,8 м), воды при вскрытии обладают местным напором.

Движение подземных вод на участке проектируемых сооружений направлено в соответствии с уклоном водовмещающих слоев и в целом с юго-востока на северо-запад в бассейн р. Амур.

На рассматриваемой территории действуют природно-техногенные геологические процессы и явления различной активности: техногенный литогенез, оврагообразование, струйчатая эрозия, подтопление подземными водами, речная эрозия, оползни [2].

Оползни. Согласно данным карты районирования и прогноза оползней г. Хабаровска (Подгорная, 1985 г.), исследуемая территория расположена в пределах II оползневого района (склоны холмов, сложенные делювиальными отложениями на породах палеозоя), что определяет характер проявления, структуру и механизм возможного оползневого процесса на склонах холма. К югу от площадки на склоне, прилегающем к «МУП Горводоканал», существует периодически активный оползень, площадью около 500 м<sup>2</sup>, глубиной 3-4 м.

Склон холма и склоны оврага на рассматриваемой территории являются условно устойчивыми в существующих условиях, но оползнеопасными при техногенных воздействиях.

Условно устойчивыми (оползнеопасными) являются также искусственные откосы насыпей, перекрывающих склоны, сложенные глинистыми грунтами, к югу от проектируемого дома №3, к западу от дома №5, откосы на площадках домов №4 и №6, площадке подземного гаража №7.

Для анализа и оценки возможности нарушения устойчивости склона и искусственных откосов насыпей (прислоненные откосы) при техногенных воздействиях на участках дома №3 и №5 авторы инженерно-геологического отчета [2] рекомендуют использовать обзорные (расчетные) разрезы по линиям А – А и В – В, построенные в масштабе 1:1, на которых показаны потенциально опасные участки.

### 3. СХЕМА РАСЧЕТОВ

Геомеханические модели системы «сооружения – геосреда» создавались на основе разработанной методики расчета и оценки НДС элементов системы, основные принципы которой изложены в статьях [3, 4]. В качестве средства расчета НДС элементов системы принят метод конечного элемента (МКЭ), на основе которого разработаны алгоритмы сертифицированного программного продукта GenIDE32 (авторы Н.И. Горшков и М.А. Краснов [5]).

В расчетах НДС была принята нелинейная модель грунта на основе ассоциированного закона пластического течения с условием текучести по Кулону-Мору [6]. В этой модели, часто называемой моделью Друккера-Прагера, широко применяемой в расчетах грунтовых оснований и массивов грунтов с середины 70-х годов XX века, используются всего четыре стандартных параметра грунта:  $E$  – модуль упругости (деформации),  $\nu$  – коэффициент Пуассона,  $c$  – удельное сцепление,  $\varphi$  – угол внутреннего трения. Они определяются при испытаниях грунтов в стандартных геотехнических приборах.

Во всех расчетах учитывалась последовательность строительства сооружения.

На каждом этапе моделирования устройства элемента сооружения (уменьшение расчетной области – «экскавация» или ее увеличение – «насыпь»), для выполнения условий неразрывности деформаций на границах контакта «нового» элемента с основанием и (или) «старым» элементом, вводились компенсационные силы.

Процесс моделирования устройства сооружений на каждом этапе их возведения предполагал следующую схему выполнения расчетов:

1. Расчет начального напряженного состояния геологической среды;

2. Расчет НДС при устройстве каждого элемента.

На каждом этапе моделирования выполняется анализ и оценка прочности, несущей способности, устойчивости и деформируемости каждого элемента модели системы и всей системы в целом.

При оценке устойчивости системы вычисление коэффициента запаса устойчивости  $k_{st}$  выполнялось по линиям скольжения круглоцилиндрической или произвольной форм с использованием подходов К. Терцаги и Г. М. Шахунянца.

В расчетах, согласно утверждению заказчика принято нормированное (допускаемое) значение коэффициента запаса устойчивости равно  $[k_{st}]=1,10$ .

### 4. РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТОВ

Ниже приведены некоторые результаты исследований для системы «сооружения – геосреда» (сечение В-В).

На плане, сечение В-В пересекает контуры трехуровневой подземной автостоянки ГП6 и 9-ти этажного здания с 2-х этажной подземной частью ГП5 (рис. 1 и рис 2).

Отметки элементов здания ГП5: пола 1-го этажа – 0,00 (54,5) м, подошвы фундаментной плиты – 6,30 (47,60) м. Отметки элементов здания ГП6: пола нижней части подземной автостоянки – 0,00 (40,3) м, пола верхней части автостоянки, примыкающей к зданию ГП5 – 3,00 (43,3) м, верха здания – 12,7 (53,00) м.

Таким образом, между поверхностями дна котлованов под рассматриваемые сооружения образуется перепад в высоте около 6,00 м. Расстояние между стенами ГП5 и ГП6 в этом сечении 7,5 м.

Для сохранения природной структуры грунта под фундаментом здания ГП5 при разработке котлована под здание ГП6 устраивается ограждение. По предложению заказчика это ограждение предполагается выполнить из буронабивных свай диаметром 0,60 м.

Основная расчетная схема геомеханической модели «сооружения – геосреда» с контурами места расположения фундаментной плиты представлена на рис. 1 и 2 (12445 конечных элементов и 11732 узлов).

Согласно принятой схеме выполнения расчетов, сначала выполнялись расчеты начального напряженно-деформированного

состояния геотехногенного склона, см. рис. 3.

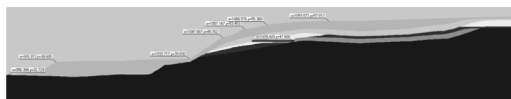


Рис. 1. Фрагмент геомеханической модели геотехногенного склона до строительства

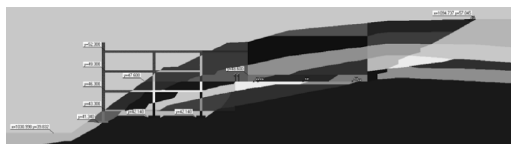


Рис. 2. Контуры мест расположения зданий ГП5 и ГП6 в сечении В-В

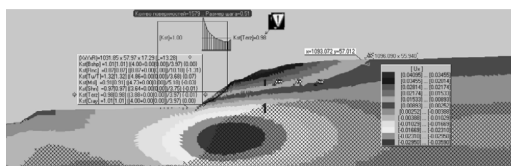


Рис. 3. Результаты расчета – начальное НДС; уровни значений горизонтальной компоненты вектора смещений  $u_x$ , м:  $k_{st \min} = 0,98 < [k_{st}] = 1,00$

Результаты оценки устойчивости:  $k_{st \min} = 0,98 < [k_{st}] = 1,00$ . Откос техногенного склона находится в предельном состоянии – условно устойчивый по [2]. Поверхность скольжения с  $k_{st \min}$  проходит по зонам «пластичности» (заштрихованные конечные элементы) вблизи поверхности откоса, сложенного делювиальными отложениями.

Экспликация грунта из котлованов под здания моделировалась в два этапа.

На первом этапе моделировалась экскавация грунта до отметки подошвы фундаментной плиты здания ГП5 (47,60 м), далее моделировалось устройство ограждения из ряда буронабивных свай. На втором этапе моделировалась экскавация грунта под здание подземной автостоянки.

Глубина котлована на первом этапе равна  $d = 8,80$  м, заложение откосов 1:1,5, см. рис. 4, условия устойчивости имеют вид:  $k_{st} = 1,08 > [k_{st}] = 1,00$ ,  $k_{st} = 1,41 > [k_{st}] = 1,00$ .

При решении плоской задачи существует как минимум два приближенных варианта моделирования подкрепления вертикального откоса сваями:

1. Одномерным стержнем, состоящим из одномерных изгибаемых конечных элементов;
2. Стеной из стандартных двумерных конечных элементов.

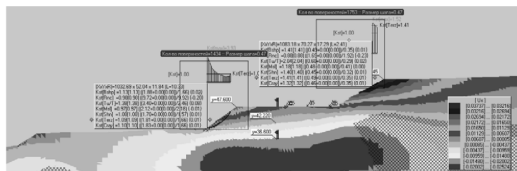


Рис. 4. Результаты моделирования первого этапа экскавации грунта из котлована – уровни значений горизонтальной компоненты вектора смещений  $u_x$ , м:  $k_{st \min} = 1,08 > [k_{st}] = 1,00$ ,  $k_{st \min \min} = 1,41 > [k_{st}] = 1,00$

Поиск длины свай, необходимых для обеспечения устойчивости ограждения выполнялся расчетами по второму варианту.

Моделирование устройства свай выполнялось постановкой условия для конечных элементов ограждения – «изменение удельного веса», см. рис. 5. В зону расположения свай вводились расчетные параметры ее материала и приращение величины удельного веса:  $d\gamma = \gamma_b - \gamma_{gr}$ , где  $\gamma_{gr}$  – средневзвешенное значение удельного веса грунтов в месте ограждения;  $\gamma_b$  – удельный вес бетона.

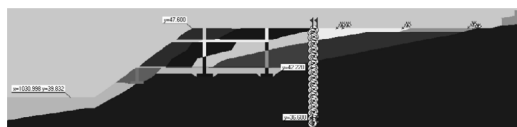


Рис. 5. Моделирование устройства свай – установка условия «изменение удельного веса»

Результаты расчета при моделировании второго этапа экскавации грунта из котлована приведены на рис. 6. Условия устойчивости для откосов котлована имеют вид:  $k_{st \min} = 3,02 > [k_{st}] = 1,00$ ,  $k_{st \min} = 2,81 > [k_{st}] = 1,00$ . Грунт в окрестности заглубленной части ограждения находится в предельном состоянии, с поверхности котлована возможно образование трещин.

Следующая серия расчетов выполнялась при моделировании возведения здания автостоянки ГП6.

Для обеспечения устойчивости зданий в процессе их эксплуатации, рядом с ограждением из свай, было промоделировано устройство железобетонной подпорной

стены шириной 0,60 м. Общая высота ограждения  $h=5,38$  м, заглубление в грунт 1,00 м.

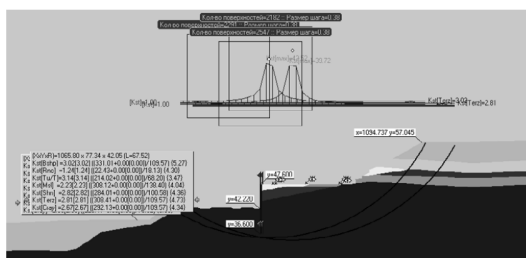


Рис. 6. Результаты моделирования первого этапа экскавации грунта из котлована (вариант с ограждением) – условия устойчивости:

$$k_{st \min} = 3,02 > [k_{st}] = 1,00 \text{ и} \\ k_{st \min} = 2,81 \approx [k_{st}] = 1,00$$

Здание подземной автостоянки устраивалось на ленточных фундаментах. Ширина их подошв: под крайние стены  $b=1,50$  м, под среднюю  $b=1,80$  м. Фундамент под внешнюю стену заглублен на 1,80 м, остальные на 1,00 м. Для обеспечения устойчивости фундамента под внешнюю стену около откоса был устроен контрбанкет шириной 2,20 м.

Условия устойчивости для массива грунтов имеют вид:  $k_{st \min} = 2,94 > [k_{st}] = 1,00$ ,  $k_{st \min} = 3,04 > [k_{st}] = 1,00$ .

Уровни значений горизонтальной компоненты вектора смещений  $u_x$  и зоны «пластичности» показаны на рис. 7. Зоны «пластичности» в окрестности ограждения, развитые при второй экскавации грунта, практически исчезли при усилении свайного ограждения подпорной стеной.



Рис. 7. Результаты моделирования возведения здания ГП6 – уровни значений горизонтальной компоненты вектора смещений  $u_x$ , м

Согласно данным отчета [7], вес 9 этажного здания (9+подвал+тех. этаж) при высоте одного этажа 3,3 м и площади застройки  $653 \text{ м}^2$  равен  $295\,350 \text{ кН}$ . Там же указывается, что вес  $1 \text{ м}^3$  здания составляет  $5 \text{ кН}$  (среднее значение удельного веса материалов здания  $\gamma_{\text{мт}}=5 \text{ кН/м}^3$ ). Среднее давление

по подошве фундаментной плиты равно  $p=128314/653 \approx 196,5 \text{ кПа}$ . Среднее давление от одного этажа  $p_1=196,5/11 \approx 18 \text{ кПа}$ .

Подземная часть здания моделируется из сплошного материала (бетон В20) с удельным весом  $\gamma_{\text{мт}}=5 \text{ кН/м}^3$ . Надземная часть здания учитывалась в виде распределенной на один погонный метр нагрузки  $p=18 \times 9=161 \text{ кН/м}$ , приложенной на поверхности перекрытия подземной части здания.

Результаты расчета при моделировании приложения распределенной нагрузки от надфундаментной части здания приведены на рис. 8. Условия устойчивости на период эксплуатации имеют вид:  $k_{st \min} = 2,69 > [k_{st}] = 1,10$ ,  $k_{st \min} = 2,87 > [k_{st}] = 1,10$ .

На рис. 8 также показаны уровни значений вертикальной компоненты вектора смещений  $u_y$ , м (от начального НДС). Максимальное вертикальное смещение подошвы фундамента (вертикальная осадка основания) равно  $u_y \approx 5,00 \text{ см}$ , что близко к результатам, приведенным в отчете [с. 42, 8], где эта величина равна 6,00 см. В отчете представлены результаты расчета системы «здание – основание» выполненные в пространственной постановке.

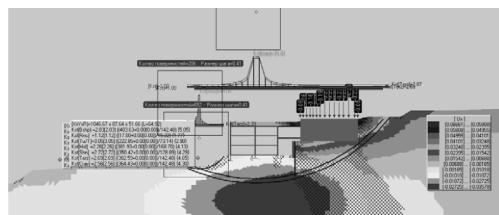


Рис. 8. Результаты моделирования возведения надземной части здания ГП5, условие устойчивости (условия эксплуатации):  $k_{st \min} = 2,69 > [k_{st}] = 1,10$ ,  $k_{st \min} = 2,87 > [k_{st}] = 1,10$

Дополнительно, по рассмотренной выше технологии был рассчитан вариант другой подкрепления свайного ограждения. При втором этапе экскавации около свайного ограждения был оставлен массив грунта с откосом 1:1. В этом варианте, вместо устройства подпорной стены, пространство между ограждением и внешней стеной здания ГП6 засыпалось грунтом обратной засыпки, см. рис. 9.

Окончательные результаты расчета устойчивости приведены на рис. 9. Условия устойчивости на время эксплуатации зданий

имеют вид:  $k_{st \min} = 2,61 > [k_{st}] = 1,10$ ,  $k_{st \min} = 1,61 > [k_{st}] = 1,10$ .

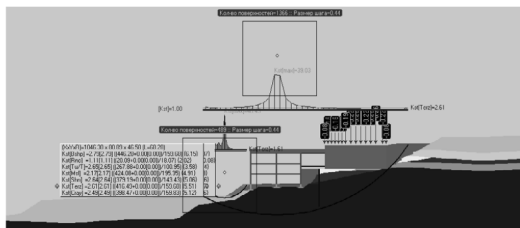


Рис. 9. Результаты моделирования возведения надземной части здания, условие устойчивости (условия эксплуатации):

$$k_{st \min} = 2,61 > [k_{st}] = 1,10, k_{st \min} = 1,61 > [k_{st}] = 1,10$$

График зависимости « $u_y - u_x$ » (м-м) для бровки откоса, расположенного выше здания, показан на рис. 10. На графике видно, что при втором этапе экскавации грунта из котлована преобладали горизонтальные смещения бровки. При строительстве здания ГП5 бровка откоса практически вернулась в то же место.

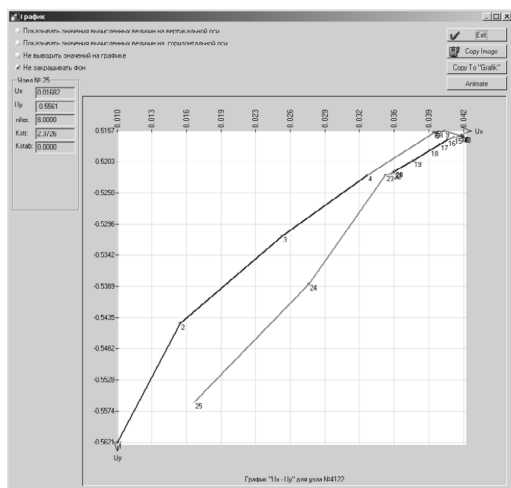


Рис. 10. График зависимости « $u_y - u_x$ » (м-м) для бровки откоса, расположенного выше здания

Результаты выполненной оценки показали, что устойчивость элементов системы «сооружения - геосреда» на всех стадиях строительства проектируемых зданий ГП4 и ГП5+ГП6 обеспечивается.

## 5. ЛИТЕРАТУРА

Варнавский В.Г., Даммер А.Э. и др. *Геологическое строение и инженерно-геологические*

*условия Хабаровска и его окрестностей*. Хабаровск, 1991. – 112 с.

*Технический отчет об инженерно-геологических изысканиях*. Бизнес-центр с группой жилых домов по Уссурийскому бульвару, набережной р. Амур в районе пл. Славы. Книга 2. ОАО «ДальТИСИЗ»: Хабаровск, 2009. – 121 с.

Горшков, Н.И. *Особенности оценки устойчивости грунтовых сооружений на основе расчетов МКЭ* / Н.И. Горшков, М.А. Краснов // Численные методы расчетов в практической геотехнике: сборник статей научно-технической конференции; – СПбГАСУ. СПб., 2012. – С. 93 – 105.

Горшков, Н.И. *Вопросы оценки несущей способности и устойчивости системы «сооружение-основание»* / Н.И. Горшков, М.А. Краснов // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении: материалы всероссийской научно-технической конференции, г. Новочеркасск 7-8 июня 2012 г. / Юж.-Рос. гос. техн. ун-т (НПИ). – Новочеркасск: ЮРГТУ(НПИ), 2012. – С. 430-436.

*Программа GenIDE32 для решения прикладных задач геомеханики в строительстве* / Горшков Н.И., Краснов М.А. СИСТЕМА СЕРТИФИКАЦИИ ГОСТ Р ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНСТВО ПО ТЕХНИЧЕСКОМУ РЕГУЛИРОВАНИЮ И МЕТРОЛОГИИ. СЕРТИФИКАТ СООТВЕТСТВИЯ № РОСС RU.СП15.H00646, 28.10.2013 ([www.femsoft.ru](http://www.femsoft.ru)).

Фадеев А.Б. *Метод конечных элементов в геомеханике*. – М.: Недра, 1987. – 221 с.

*Технический отчет*. Оценка напряженно-деформированного состояния оснований плитно-свайных фундаментов бизнес центра с группой жилых домов по Уссурийскому бульвару, набережной р. Амур, в районе пл. Славы. Том 1. Хабаровск: ДВГУПС, ИТС, 2010. – 60 с.

*Технический отчет*. Оценка напряженно-деформированного состояния оснований плитно-свайных фундаментов бизнес центра с группой жилых домов по Уссурийскому бульвару, набережной р. Амур, в районе пл. Славы. Том 3. Хабаровск: ДВГУПС, ИТС, 2010. – 60 с.

# Экспериментальные исследования и метод расчета комбинированной сваи на горизонтальную нагрузку

А. Л. Готман, Л. Я. Соколов  
ГУП институт БашНИИстрой, Уфа, Россия

Рассмотрены сопротивление и характер деформирования сборно-монолитной комбинированной сваи переменного по глубине поперечного сечения при действии горизонтальной нагрузки. На основе результатов натурного эксперимента предложена расчетная схема и разработан метод расчета исследуемой сваи на горизонтальную нагрузку с учетом нелинейности деформации грунтового основания.

## 1. ВВЕДЕНИЕ

В последние десятилетия под колонны каркасных зданий и сооружений, работающих в условиях одновременного воздействия значительных вертикальных и горизонтальных нагрузок, активно развивается направление безростверковых свайных фундаментов. Для таких фундаментов используются одиночные сваи развитого поперечного сечения, позволяющего монтировать колонну непосредственно на оголовки сваи, исключая промежуточный элемент – ростверк, что и обеспечивает высокую эффективность односвайного фундамента. Кроме того, эффективность работы сваи под нагрузкой зависит также от формы ее ствола, размеров поперечного сечения ее участков, способа устройства. Учет принципиально различного характера взаимодействия сваи с основанием при работе на вертикальную и горизонтальную нагрузку привел к созданию свай с переменным по длине сечением (например, пирамидальных) и комбинированных, состоящих преимущественно из двух частей, разных по форме и размерам сечения, длине и технологии возведения.

Одной из рациональных конструкций односвайного фундамента является комбинированная свая состоящая по длине из двух элементов: верхняя часть – в виде пирамидальной сваи развитого поперечного сечения (сверху до 1,2х1,2 м), бетонируемая в выштампованной скважине; нижняя часть – в

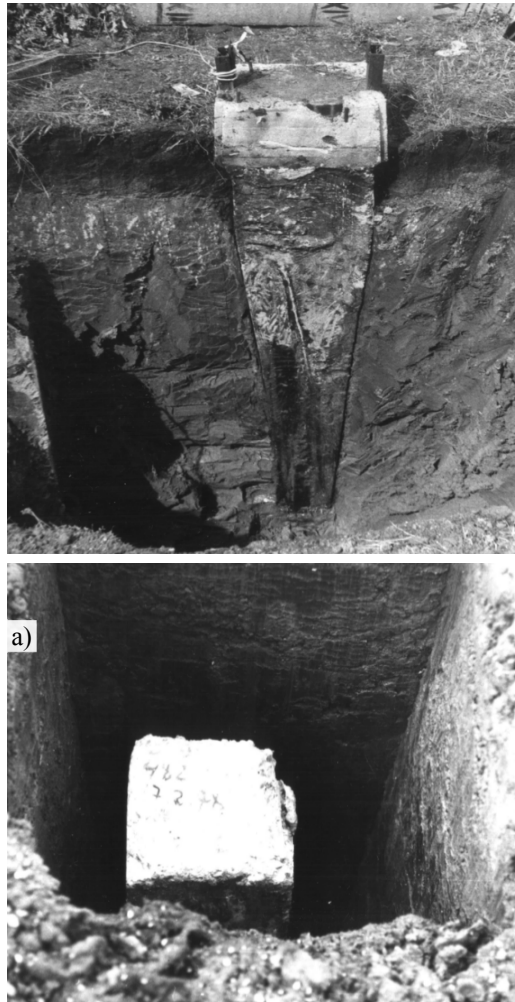
виде сплошной призматической сваи, забиваемой в дно скважины перед укладкой в нее бетона. На горизонтальную нагрузку данная конструкция не испытывалась и отсутствует соответствующий метод расчета, поэтому задача исследования работы таких свай на горизонтальную нагрузку является актуальной.

## 2. МЕТОДИКА И РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЯ

Испытание опытной комбинированной сваи на горизонтальную нагрузку проведено на опытной площадке, сложенной глинистыми грунтами тугопластичной консистенции со следующими физико-механическими характеристиками: плотность  $\rho=1,95$  т/м<sup>3</sup>, удельное сцепление  $c=0,021$  МПа, угол внутреннего трения  $\varphi=18^\circ$ , модуль общей деформации  $E=10$  МПа.

Опытная свая выполнена следующим образом. На площадке молотом копра с помощью стального штампа-скважинообразователя пирамидальной формы образована скважина глубиной 3,5 м с размерами верха 120х110 см, низа – 30х30 см. В скважину забита свая сечением 30х30 см, длиной 8 м так, чтобы ее голова была выше дна скважины на 80 см. При этом использовался специальный добойник. В скважину установлен арматурный каркас пирамидальной формы, включающий 8 вертикальных стержней  $\varnothing 22$

АП с последующей виброукладкой в нее бетонной смеси марки В20.



После набора бетоном проектной прочности комбинированная свая была испытана на горизонтальную нагрузку. Фрагменты изготовления комбинированной сваи в натуре представлены на рис. 1

Испытание проводилось по ускоренной методике БашНИИСтроя, в соответствии с которой за критерий стабилизации горизонтальных перемещений сваи принималось перемещение в уровне поверхности грунта не более 0,1 мм за последние 15 минут. Горизонтальные перемещения сваи измерялись в уровне поверхности грунта (для определения сопротивления сваи действию горизонтальной нагрузки в соответствии с действующими нормами) и на высоте 1 м от поверхности грунта (для возможности определения угла поворота головы сваи и глубины точки нулевых перемещений).

Основные из полученных результатов испытания при различной степени нагружения сваи представлены в таблице и на рис.2.

В начальный период испытания (до нагрузки 160 кН и перемещения 10 мм) величина перемещения практически пропорциональна нагрузке (рис.2а, кривая 1).

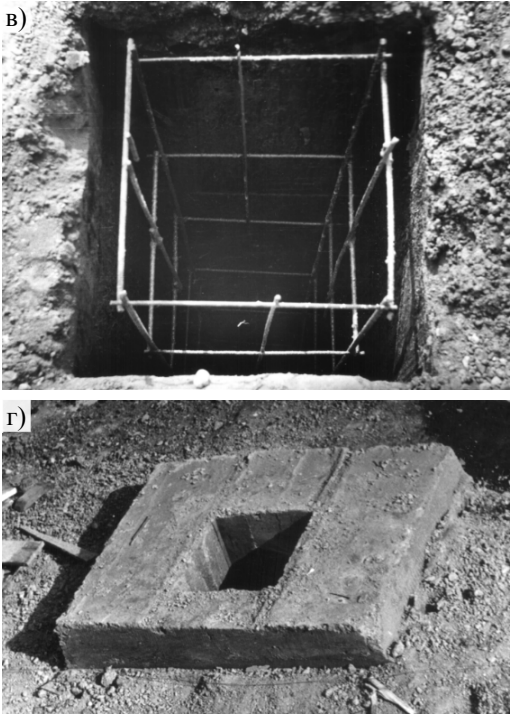


Рис.1. Устройство опытной сваи

а) откопанная штампонабивная часть комбинированной сваи; б) забивка в скважину призматической сваи; в) установка арматурного каркаса; г) общий вид опытной комбинированной сваи перед испытанием.

Таблица. Результаты испытания комбинированной сваи на горизонтальную нагрузку

Параметры деформации	Значения параметров деформации при горизонтальной нагрузке на сваю, кН					
	40	80	120	160	200	240
Перемещение сваи в уровне поверхности грунта $U_0$ , мм	1,90	4,10	7,60	10,20	16,80	24,80
Глубина точки нулевых перемещений $l_0$ , м	3,333	3,417	3,304	3,091	3,500	3,263
Смещение низа пирамидальной части сваи $U_n$ , мм	0,095	0,100	0,451	1,350	0,000	1,801

При дальнейшем нагружении прирост перемещения головы сваи заметно увеличивается (происходит некоторый перелом кривой), что, совершенно очевидно, связано с возникновением и раскрытием трещин в области сопряжения частей комбинированной сваи – жесткость на изгиб этой области уменьшается и отмечается скачкообразное увеличение перемещения и угла поворота.

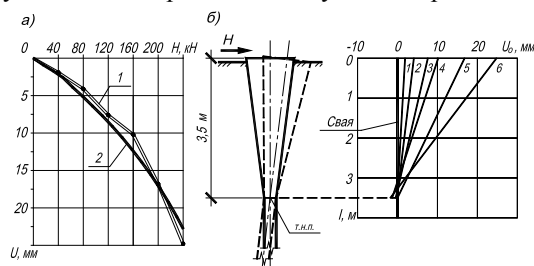


Рис. 2. Характер перемещения пирамидальной части комбинированной сваи при действии горизонтальной нагрузки

а) графики «нагрузка-перемещение» в уровне поверхности грунта: 1 – по результатам испытания; 2 – по расчету по предлагаемой методике; б) схема поворота верхней части ствола сваи: 1 ÷ 6 – при горизонтальной нагрузке соответственно 40, 80, 120, 160, 200 и 240 кН

На недостаточную жесткость соединения забивной сваи с пирамидальной указывает также тот факт, что точка нулевых перемещений на всех этапах нагружения находится в области их сопряжения (рис.2, б).

Таким образом, при действии горизонтальной нагрузки верхняя пирамидальная часть комбинированной сваи, имея развитое поперечное сечение при относительно небольшой длине, поворачивается в грунте как абсолютно жесткий стержень. При этом нелинейность зависимости «нагрузка-перемещение» (рис.2а, кривая 1) обусловлена нелинейностью деформаций основания. Нижний конец пирамидальной части, а, следовательно, и соединенная с ней голова призматической сваи, практически не претерпевают горизонтальных перемещений (см. таблицу).

Натурные эксперименты [1] с комбинированной свайей подобной конструкции, выполненные в сопоставлении с другими видами свай (забивной призматической, буронабивной, пирамидальной – забивной и штампонабивной), показали ее большую эффективность при работе не только на

вертикальную, но и на горизонтальную нагрузку. В перспективе, при проведении дополнительных исследований работы узла сопряжения элементов сваи и принятии соответствующего инженерного решения по его конструкции, появится возможность еще увеличить эффективность работы рассматриваемой сваи при действии горизонтальной нагрузки за счет большего вовлечения в работу забивного элемента.

### 3. МЕТОД РАСЧЕТА

Рассмотрим общий случай конструктивного решения составной комбинированной сваи переменного сечения, когда верхняя часть имеет переменное по глубине сечение, нижняя часть – постоянное по глубине сечение.

Примем следующие предпосылки.

1. Комбинированная свая рассматривается как плоская система.

2. Основание по глубине неоднородное, многослойное, разбито на  $n$  слоев в пределах глубины пирамидальной части с постоянными в пределах каждого слоя коэффициентами постели  $K_i$ .

3. Размер поперечного сечения пирамидальной части фундамента  $d_z$  с глубиной изменяется по линейной зависимости

$$d_z = d_o(1 - \xi z), \text{ где } \xi = \frac{(d_o - d_n)}{d_o l_n}, \quad (1)$$

$d_o, d_n$  – размер сечения верха и низа пирамидальной части;

$l_n$  – длина пирамидальной части;

$z$  – текущая координата по глубине.

4. Изгибная жесткость верхней пирамидальной части принимается бесконечной, а закономерность изменения ее горизонтального перемещения в грунте по глубине имеет вид

$$U_z = U_o - \varphi_o z, \quad (2)$$

где  $U_o$  и  $\varphi_o$  – горизонтальное перемещение и угол поворота сваи в уровне поверхности грунта.

5. В соответствии с моделью местных деформаций сопротивление грунта на лобовой поверхности пирамидальной части сваи  $q_z$  пропорционально ее перемещению  $U_z$  и коэффициенту постели  $K_z$

$$q_z = U_z K_z d_z, \quad (3)$$

где  $d_z$  – размер поперечного сечения пирамидальной сваи на глубине  $z$ .



6. Призматическая свая жестко зашце-  
млена в пирамидальной части в уровне ее ниж-  
него торца, а реакции головы сваи от дей-  
ствия на нее нагрузок определяется жест-  
костными характеристика  $\rho_2, \rho_3$  и  $\rho_4$  в  
соответствии с [2].

Расчетная схема комбинированной сваи  
переменного сечения представлена на рис. 3.

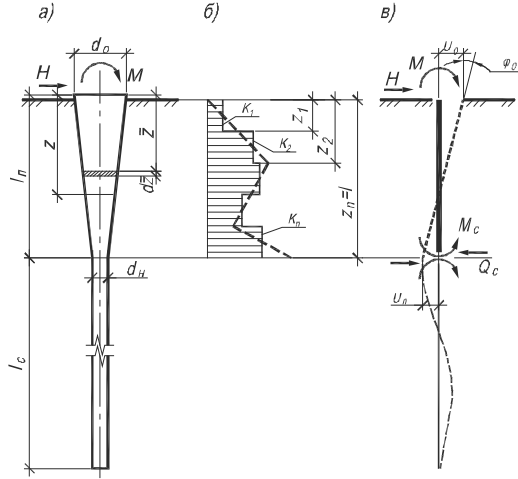


Рис. 3. Расчетная схема сваи.

а) конструктивная схема с нагрузками; б) эпюра  
коэффициентов постели, сплошная толстая линия  
– расчетная, штриховая толстая – сопротивления  
грунта под наконечником зонда при статическом  
зондировании; в) деформационная схема сваи

Запишем изгибающий момент  $M_c$  и попе-  
речную силу  $Q_c$ , возникающие в пирами-  
дальной части сваи в месте ее сопряжения с  
призматической свайей от ее реакции при  
горизонтальном перемещении пирамидаль-  
ной сваи  $U_0$  и угле поворота  $\varphi_0$  в уровне  
поверхности грунта.

$$\begin{aligned} M_c &= \rho_4 \varphi_0 + \rho_3 (\varphi_0 l_n - U_0); \\ Q_c &= \rho_2 (U_0 - \varphi_0 l_n) - \rho_3 \varphi_0 \end{aligned} \quad (4)$$

Из условия равновесия действующих и  
реактивных сил, в соответствии с расчетной  
схемой, изгибающий момент  $M_z$  и попереч-  
ная сила  $Q_z$  в произвольном сечении пира-  
мидальной сваи на глубине  $z$  при действии  
на фундамент горизонтальной нагрузки  $H$  и  
изгибающего момента  $M$  в уровне поверхно-  
сти грунта имеют вид

$$M_z = M + Hz - M_z^{\text{rp}}; \quad Q_z = H - Q_z^{\text{rp}}, \quad (5)$$

где  $M_z^{\text{rp}}$  и  $Q_z^{\text{rp}}$  – изгибающий момент и  
поперечная сила соответственно в произ-  
вольном сечении пирамидальной сваи на

глубине  $z$  от сопротивления грунта  $q_z$   $i$ -го  
слоя на глубине  $\bar{z}$  (см. рис. 3). Они опреде-  
ляются из выражений:

$$\begin{cases} M_{zi}^{\text{rp}} = K_i \int_{z_{i-1}}^{z_i} (d_0 - \xi d_0 \bar{z}) (U_0 - \bar{z} \varphi_0) (z - \bar{z}) d\bar{z} \\ Q_{zi}^{\text{rp}} = K_i \int_{z_{i-1}}^{z_i} (d_0 - \xi d_0 \bar{z}) (U_0 - \bar{z} \varphi_0) d\bar{z} \end{cases} \quad (6)$$

После интегрирования выражений (6),  
суммирования результатов по длине пира-  
мидальной части сваи до слоя, в котором  
расположено сечение  $z$  и подставляя их в (5),  
принимая за граничные условия выражения  
(4) при  $z = l_n$ , получим систему двух уравне-  
ний. Решая ее относительно  $U_0$  и  $\varphi_0$  после  
некоторых преобразований, имеем:

$$U_0 = H \delta_1 + M \delta_2; \quad \varphi_0 = H \delta_2 + M \delta_3 \quad (7)$$

$$\left. \begin{aligned} \delta_1 &= \frac{\phi_4 - l_n \phi_2}{\eta}; \quad \delta_2 = \frac{-\phi_2}{\eta}; \quad \delta_3 = \frac{\phi_1}{\eta}; \\ \eta &= \phi_2 \phi_3 - \phi_1 \phi_4 \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

$$\phi_1 = d_0 \frac{A}{12} - \rho_2;$$

$$\phi_2 = d_0 \frac{B}{12} + \rho_2 l_n + \rho_3; \quad (9)$$

$$\phi_3 = \frac{d_0}{12} (A l_n + B) + \rho_3;$$

$$\phi_4 = \frac{d_0}{12} (B l_n - C) - \rho_3 l_n - \rho_4$$

$$\begin{aligned} A &= 6b\xi - 12a; \\ B &= 6b - 4d\xi; \\ C &= 4d - 3c\xi \end{aligned} \quad (10)$$

$$a = \sum_{i=1}^n K_i (z_i - z_{i-1});$$

$$b = \sum_{i=1}^n K_i (z_i^2 - z_{i-1}^2);$$

$$d = \sum_{i=1}^n K_i (z_i^3 - z_{i-1}^3);$$

$$c = \sum_{i=1}^n K_i (z_i^4 - z_{i-1}^4) \quad (11)$$

где  $z_i$  и  $z_{i-1}$  – расстояние от поверхности  
грунта до подошвы и кровли  $i$ -го слоя грунта  
соответственно.

Выражения для определения изгибающе-  
го момента  $M_{nz}$  и поперечной силы  $Q_{nz}$  в  
пирамидальной свае на глубине  $z$  будут  
иметь вид

$$\begin{aligned} M_{nz} &= M + Hz + U_0 \Phi'_3 + \varphi_0 \Phi'_4; \\ Q_{nz} &= H - U_0 \Phi'_1 - \varphi_0 \Phi'_2 \end{aligned} \quad (12)$$

$$\text{где } \Phi'_1 = d_0 \frac{A_z}{12};$$

$$\Phi'_2 = d_0 \frac{B_z}{12};$$

$$\Phi'_3 = \frac{d_0}{12} (A_z z + B_z); \quad (13)$$

$$\Phi'_4 = \frac{d_0}{12} (B_z z - C_z)$$

Значения  $A_z$ ,  $B_z$  и  $C_z$  определяются по формулам (10) и (11), при этом суммирование в (11) производится до слоя, в котором находится сечение  $z$ .

Усилия в стыке призматической сваи с пирамидальной определяются по формулам (4).

Жесткостные характеристики сваи  $\rho_2, \rho_3$  и  $\rho_4$  определяются по формулам, изложенным в [2], при этом, перемещение от единичных усилий входящие в эти формулы могут определяться по разным методикам. Так, если принять закон изменения коэффициента постели по глубине в виде линейной функции от текущей координаты, то можно использовать методику СНИП.

Однако наиболее достоверные результаты будут получены, если принять расчетную схему с использованием многослойного основания с постоянным в пределах каждого слоя коэффициентом постели в соответствии с решением [3] с использованием МКЭ.

Коэффициент постели  $K_i$   $i$ -го слоя грунта в пределах глубины пирамидальной части можно определять по формуле (1) в работе [4], которая позволяет учитывать нелинейность деформации основания и использовать в качестве расчетной характеристики грунта как модуль деформации, так и данные статического зондирования.

Учет нелинейности работы грунтового основания осуществляется по итерационной схеме путем пересчета на каждой итерации коэффициента постели  $K$  по контактным напряжениям и перемещениям сваи, определенных предыдущим расчетом до условной сходимости результатов последнего и предыдущего расчетов, например по параметру перемещения сваи в уровне поверхности грунта  $U_0$ .

Значение  $K_i$  на каждой  $i$ -ой итерации определяется как

$$K_i = K_{i-1} \left[ 1 - \left( \frac{\sigma_{i-1}}{q_s} \right)^2 \right], \quad (14)$$

$$\text{где } \sigma_{i-1} = U_{i-1} K_{i-1} \quad (15)$$

$q_s$  – сопротивление грунта под наконечником зонда при статическом зондировании.

Критерием сходимости принимается выполнение следующего условия

$$U_i - U_{i-1} \leq 0,0001 \text{ м} \quad (16)$$

Результат расчета комбинированной сваи на горизонтальную нагрузку по предложенной методике представлен на рис. 2, кривая

2. Как видно, расчетная кривая близка к экспериментальной: максимальное расхождение расчета с опытом при перемещении головы сваи на всех этапах нагружения в уровне поверхности грунта составляет в «запас» 10-15%.

#### 4. ВЫВОДЫ

1. Экспериментально на натуральных сваях получены закономерности поведения комбинированной сваи переменного сечения при действии горизонтальной нагрузки. Установлено, что в месте стыка пирамидальной и призматической частей сваи горизонтальные перемещения достаточно малы, т.е. нижняя призматическая часть сваи работает в области упругих деформаций. Верхняя пирамидальная часть сваи деформируется нелинейно.

2. На основе результатов экспериментальных исследований построена расчетная схема и разработан метод расчета комбинированной сваи переменного сечения на горизонтальную нагрузку, в том числе с учетом нелинейности деформации грунтового многослойного основания.

#### 5. ЛИТЕРАТУРА

1. Готман А.Л. Экспериментальное обоснование технической целесообразности и эффективности комбинированного односвайного фундамента [Текст] / А.Л. Готман, Л.Я Соколов // *Инновационные конструкции и технологии в фундаментостроении и геотехнике. Материалы научно-технич. конф.* – М.: НОУ ВПО «ИНЭП»: Изд-во «Палеотип», 2013. – с. 92-97.
2. Завриев К. С. *Расчеты фундаментов опор глубокого заложения* [Текст] / К.С. Завриев, Г.С. Шпиро. – М.: Транспорт, 1970. – 215 с.
3. Готман А. Л. Расчет свай переменного сечения на совместное действие вертикальной и горизонтальной нагрузок методом конечных элементов [Текст] / А.Л. Готман // *Основания, фундаменты и механика грунтов.* – 2000. – № 1 – С. 6-12.
4. Готман, А. Л. Расчет пирамидальных свай на совместное действие вертикальной, горизонтальной и моментной нагрузок [Текст] / А.Л. Готман // *Основания, фундаменты и механика грунтов.* – 1987. – № 1 – С. 12-14.

# Теплофизическое исследование работы противоналедневой конструкции на участке вечномёрзлых грунтов Дальневосточной железной дороги

С.А. Кудрявцев, А.В. Кажарский

Дальневосточный государственный университет путей сообщения, г.Хабаровск, Россия

А.Н. Иванов, С.В. Кульков

Проектно-изыскательский институт «ДАЛЬЖЕЛДОРПРОЕКТ», г.Хабаровск, Россия

В работе проведены гидрологические, геологические исследования природы образования наледи на участке распространения вечномёрзлых грунтов Дальневосточной железной дороги. Под мостовым переходом. Рассмотрен вариант противоналедневой конструкции – утепленного железобетонного лотка. Численным моделированием методом конечных элементов проведены теплофизические исследования в программном комплексе «FEMmodels» конструкции теплоизолированного железобетонного лотка под железнодорожным мостом, подвергающимся негативным наледневым воздействиям.

## 1. ВВЕДЕНИЕ

Железнодорожный участок наледи расположен в долине реки Нюкжа, входящей в состав бассейна реки Олекма. Климат района континентальный, характеризуется суровой и продолжительной зимой и жарким коротким засушливым летом. Среднегодовая температура воздуха составляет минус 80С. Годовая амплитуда температур воздуха превышает 500С, достигаемая, главным образом, за счет низких зимних отрицательных температур.

Особенности режима осадков связаны с физико-географическими условиями района. Чередование высоких горных хребтов (Становой хр. 1500 м, хр. Удокан, 2100 м.), обширных межгорных впадин (Чарская) и долин рек приводят к неравномерному распределению количества осадков, которое по долине реки Нюкжа составляет 546 мм/год.

На данном участке рельеф слаборасчлененный. Местность, примыкающая к железнодорожной линии на 2105 км - 2109 км представляет собой слабонаклонный правый склон долины реки Нюкжа, имеющая уклон (до 5°) на юг, юго-запад, местность замарена, растет лиственный лес. На поверхности развита мохокустарниковая растительность, повсеместно имеются бугры пучения, местами – наблюдаются застои воды. Абсолютные отметки поверхности находятся в пределах 475-485 м.

Инженерно-геологическими изысканиями установлено, что участок на км 2105пк9 - км2109пк7 перегона Ункур-Чильчи слагают среднечетвертичные отложения, представленные супесями, песками, залегающими на скальных породах – гранитах.

В комплекте новых карт общего сейсмического районирования Северной Евразии (ОСР-97) район работ относится к 7-балльной зоне по карте ОСР-97-А (вероятность превышения интенсивности землетрясений 10%), к 8-балльной зоне по карте В (5%) и 9-балльной зоне по карте С (1%).

### 1.1. Гидрогеологические условия

Гидрогеологические условия участка изысканий определяются принадлежностью его к Байкальской гидрогеологической складчатой области, которая характеризуется блоковым строением, горным интенсивно расчлененным рельефом с чередованием высоких хребтов и глубоких межгорных впадин, высокой неотектонической активностью, наличием глубинных разрывных нарушений и мощной толщи многолетне-мёрзлых пород, прерываемой таликами различного генезиса. Одной из характерных черт гидрогеологических условий области является широкое развитие во всех типах структур трещинно-жильных вод зон тектонической трещиноватости. В зависимости от глубинности и раскрытости разломов встречаются пресные холодные и термальные

воды. Трещинные грунтовые воды встречаются на склонах хребтов южной экспозиции и в их предгорных шлейфах. Подземные воды залегают на глубинах 5-15 м и дренируются родниками с дебитами 0,1-2 л/с.

Воды холодные с температурой от плюс 0,1 до плюс 0,5<sup>0</sup>С (воды таликов и подмерзлотные трещино-пластовые) и от 2,5 до 3<sup>0</sup>С (трещинно-карстовые и трещинно-жильные воды).

### *1.2. Геокриологические условия*

Район исследуемого участка железной дороги расположен в южной части Становой зоны сплошного распространения криогенной толщи. Многолетнемерзлые породы занимают практически всю площадь зоны (95-100 %) и характеризуются более низкими температурами пород (от минус 2 до минус 12<sup>0</sup>С), наиболее значительной мощностью (от 150 до 1200 м). Сплошное распространение криогенной толщи по площади, обусловлено в первую очередь высотнопоясными особенностями теплообмена. В суровых устойчивых во времени геокриологических условиях от промерзания сохранились лишь водопоглощающие и водовыводящие талики в областях питания и разгрузки трещино-жильных вод, обладающих концентрированным теплового переносом. Также, от промерзания сохранились водопроводящие талики под руслами непромерзающих наиболее крупных рек.

Многолетнемерзлые породы зон сплошного распространения являются в основном эпикриогенного типа. Это связано с тем, что на большей части территории, представленной горноскладчатыми сооружениями, плато и нагорьями в течение четвертичного периода преобладала денудация.

Льдосодержание скальных магматических, метаморфических и осадочных пород зависит, в основном, от их пустотности (трещиноватости) и представлено цементным, инъекционным, инфильтрационным и сублимационным (игольчатым) льдами. Если трещины заполнены тонкодисперсным материалом, то при их промерзании образуется сегрегационный лед. В зависимости от состава пород и характера их трещиноватости возникают трещинные, трещино-жильные, пластово-трещинные, пластово-трещинно-жильные текстуры.

Мощности СТС и СМС – важнейшие характеристики геокриологических условий, которые определяют развитие основных криогенных процессов: пучения, солифлюкции, термокарста, криогенного растрескивания, курумообразования и наледных процессов.

В районе исследования мощности СТС и СМС изменяются в очень широких пределах от 0,2 до 6,0 м и зависят от многих факторов. К факторам, определяющим мощности СТС и СМС относятся состав отложений и их влажность, растительный и напочвенный покров, мощность и плотность снежного покрова, широтно-зональная и высотнопоясная особенности теплообмена и другие.

На моховых марях мощность СТС и СМС составляет 0,2-1,13 м. На открытых или залесенных поверхностях, лишенных почвенного покрова и сложенных фильтрующими грунтами мощность СТС и СМС максимальна и достигает 4,05 м. Температура грунта в скважинах по данным замеров составляет от минус 2,1 до минус 2,3 градусов, а среднегодовая температура воздуха - 8,0 °С, участок исследования относится к зоне низкотемпературных вечномерзлых грунтов сплошного залегания.

### *1.3. Характеристика железнодорожного земляного полотна*

Существующее земляное полотно представлено насыпью высотой 1,0-4,5 м, отсыпанной под 2 пути. Грунты насыпи - дренирующие (гравий, галечник, валуны – 70 %, песок – 30%). Откосы насыпи пологие, заросли кустарником. Слева у подножия насыпи проходит грунтовая автодорога. Слева и справа имеются водоотводные канавы, заросшие кустарником и мелкими деревьями. В канавах отмечается слабое течение воды, в отдельных местах – застой воды. Канавы заилены, заросли осокой и кочкой. Бермы и естественная поверхность у полотна местами просели. В пределах участка действующей наледи на ПК 21048+24.00 находится существующий железобетонный мост длиной 16.4м и рядом строится мост под второй путь на существующих устоях.

Основание земляного полотна сложено следующими грунтами: торф сильноразложившийся; супеси пылеватые сильнольдистые, при оттаивании – текучие; пески пылеватые, при оттаивании - водонасыщен-

ные. Такое основание земляного полотна характеризуется IV типом просадочности (величина относительной осадки  $0,4 \leq \delta \leq 0,6$ )

Зимой почти сразу после первых морозов многочисленные ручьи и ключи, текущие по склонам долины на км 2105 начинают замерзать и образовывать наледи – сначала малозаметные и почти не беспокоящие строителей, но постепенно растущие, приобретающие внушительные размеры и имеющие значительные объемы откладываемого льда (рис.1).



Рис.1.Образование наледи под железобетонным мостом на км 2105 в декабре 2013 г

Зимой 2012г - 2013 г. произошло активное формирование наледи в логу выше железнодорожного моста на км 2105 на расстоянии до 500 м и в подмостовом русле, а также кособорной наледи у подошвы кособора вдоль левосторонней водоотводной канавы участке.

При осмотре верхней части лога по кособору на расстоянии 350-400 м от ж.д. пути были выявлены многочисленные излияния грунтовых вод из-за местного перемерзания водоносных слоев грунтов рыхлой толщи и их послойного намерзания с образованием наледи и наледных бугров.

У подошвы кособора на км 2105 пк 5- 9 и км 2106 пк 1-2 также происходила разгрузка грунтовых вод из водоносных слоев с образованием кособорной наледи.

На участке км 2105 наледью была заполнена левосторонняя водоотводная канава выше уровня основной площадки II перспективного пути, а на момент исследования происходил разлив грунтовых вод на основной площадке с формированием наледи.

На указанном участке происходит фильтрация грунтовых вод в основании насыпи, о чем свидетельствует образование наледи у подошвы правого откоса насыпи.

Для защиты железнодорожного пути от наледи установлен временный противоналедный забор, выполняются работы по околке льда для защиты пути и подмостового отверстия от наледи. По наблюдениям образование наледи на указанном участке происходит ежегодно в зимний период, начиная с 2005г.

Активизации наледных процессов в 2012-2013 г. способствовало нарушение растительно-мохового покрова, связанное с началом подготовки территории для строительства разъезда «км 2107». Так как горловина вновь строящегося разъезда совпадает с границами участка наледообразования.

Данная наледь является наледью смешанного типа - вод поверхностного и подземного происхождения (речных и грунтовых и глубокого подмерзлотного стока).

Площадь разлива наледи составила – 10000м<sup>2</sup> или 0,10км<sup>2</sup>. Мощность льда составляла от 1,00м – 1,70м. Объем наледи составил – 0,15 млн.м<sup>3</sup>.

По данным табл. 13.1 СНИП 22-02-2003 «Инженерная защита территорий зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения» данная наледь относится к *категории IV - большая*.

Для защиты земляного полотна на участке 2105км от воздействия наледи предлагается капитирование существующих родников с выпуском воды по утепленному лотку под мостом и далее к реке Нюкжа.

Решение о назначении удерживающего противоналедного сооружения целесообразно обосновать теплотехническим расчетом его конструкций, формирующих искусственную наледь, ее объема с расчетом размещения наледи перед сооружением, данными по стоимости строительства и эксплуатации противоналедного сооружения.

Так как данная наледь относится к *IV категории* и является большой наледью с объемом 0,15 млн. м<sup>3</sup>, то использование мерзлотных поясов предполагается во второй половине зимы, когда морозы усиливаются, промерзает деятельный слой и вода направляется на поверхность и начинает образовываться наледный слой. Здесь начинает работать мерзлотный пояс и земляной вал, в пределах которых будет собираться наледь.

В осенний период и в начале зимы должен работать утепленный лоток, который будет собирать грунтовые и подземные воды с выпуском через подмостовое русло в открытую канаву и далее к реке Нюкжа.

При малых расходах дренируемых вод для их безналедного пропуска в лотках может потребоваться дополнительный обогрев (электрообогрев). Во всех случаях наряду с применением лотков следует рассматривать варианты решения отвода воды с помощью канав или закрытых дрен.

Противоналедные мероприятия, сооружения и устройства выбираются на стадиях ТЭО или ТЭР и уточняются на стадиях рабочего проекта или рабочей документации.

Окончательные проектные решения по противоналедной защите транспортных и других сооружений могут обосновываться в процессе строительства и временной эксплуатации на основании данных систематических наблюдений за изменением наледного процесса в период постройки и эксплуатации дороги, организованных по специальной программе.

Для отвода грунтовых и подземных вод предлагается запроектировать утепленный железобетонный лоток (рис.2).

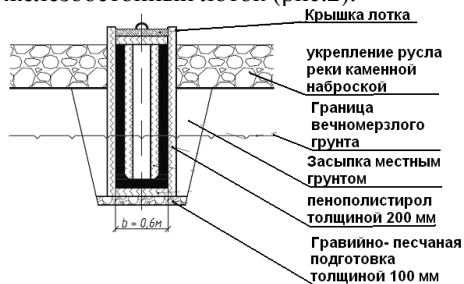


Рис.2. Устройство железобетонного лотка II под мостами высотой  $h=1.25$  м и шириной  $b = 0.6$  м (без дренирующих отверстий)

Возможное применение вместо лотков дренажа в данном случае отклонено, так как дренажи разрешается применять на участках с вечной мерзлотой только при дебите источника и температуре грунтовой воды, обеспечивающих круглогодичную работу дренажа, или в случае осуществления подогрева или других мероприятий, предохраняющих дренаж от промерзания. (п.20.16 СП 32-104-98)

При малых расходах дренируемых вод для их безналедного пропуска в лотках

может так же потребоваться дополнительный обогрев (электрообогрев).

Предлагается использовать железобетонный лоток II типа, глубиной 1,0м - 1,5м с утеплением с наружной и внутренней стороны пенополистиролом толщиной не менее 0,20м. Сверху лоток закрывается деревянной крышкой утепленной пенополистиролом.

Для изготовления элементов лотков применяется морозостойкий бетон класса В20 и арматуру из стали класса А-1 марки ВСтЗ. Лоток изготавливается без дренажных отверстий.

Размеры поперечных сечений водоотводных лотков определяются гидравлическими расчетами из условия пропуска расчетного расхода воды вероятностью превышения 1:50 (2%) на дорогах I категории, 1:25 (4%) на дорогах II категории, 1:20 (5%) на дорогах III и IV категории.

Утепление стенок и крышек лотков пенопластом должно выполняться в строгом соответствии с принятой технологией работ с учетом возможного последующего снятия или добавления теплоизолирующих плит.

Для перехвата поверхностных (руслowych), подземных и грунтовых вод, питающих наледь, и их отвода в утепленный лоток предлагается дренаж-каптаж.

Дренаж-каптаж состоит из каптажного приемника, перехватывающего поверхностные (русловые) воды, дренажной части (крыльев), перехватывающей подземные или грунтовые воды, и коллектора (лотка), обеспечивающего отвод каптированных вод в низовую сторону.

Цель прогнозного теплотехнического расчета – смоделировать изменение верхней границы вечномерзлого грунта в условиях современного состояния геологических слоёв при сохранении существующих условий эксплуатации, а также в условиях намечившегося повышения среднегодовых температур воздуха, оказывающих негативное влияние на температуры многолетнемерзлых грунтов. Кроме того, проверить эффективность применения возможных мероприятий, способных изменить ситуацию в лучшую сторону, то есть создать условия эксплуатации, позволяющие содержать земляное полотно в относительно устойчивом состоянии.

## 2. ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ

1. Численное моделирование производилось в программном комплексе «FEM-models», разработанным ПИ «Георекострукция» г. Санкт-Петербург. Составной частью «FEM-models» является программа «Termoground», которая позволяет исследовать с помощью численного моделирования в пространственной постановке процессы промерзания, морозного пучения и оттаивания в годичном цикле методом конечных элементов.

Расчёт по программе предполагает, что исследуемая область вместе с сооружением разбивается на конечные элементы с одинаковой температурой и характеристиками грунта. На верхней границе действует переменный во времени тепловой поток, задаваемый приведёнными температурами воздуха и коэффициентами теплоотдачи.

В расчетной модели задаются начальные и граничные условия, далее решается тепло-техническая задача, в результате которой определяются температурные и влажностные поля на каждый период времени.

Начальными условиями является температура грунта заданная по глубине, граничными условиями является температура на поверхности грунта (под каменной наброской) различная по времени.

Общее уравнение, описывающее процесс промерзания-оттаивания для нестационарного теплового режима в трехмерном грунтовом пространстве можно представить в виде следующего выражения:

$$C_{th(f)} \rho \frac{\partial T}{\partial t} = \lambda_{th(f)} \left( \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) + q_v$$

где  $C_{th(f)}$  - удельная теплоемкость грунтов (мерзлого или талого);  $\rho$  - плотность грунта;

$T$  - температура;  $t$  - время;  $\lambda_{th(f)}$  - теплопроводность грунтов (мерзлого или талого);  $x, y, z$  - координаты;  $q_v$  - мощность внутренних источников тепла.

Основным фактором, определяющим приведённые температуры на поверхности элементов земляного полотна и примыкающей местности, является температура атмосферного воздуха и условия его теплообмена с поверхностью, зависящие от ветрового режима, солнечной радиации, испарения и т.д.

Расчётная величина приведённой среднемесячной температуры воздуха определена по формуле:

$$T_{np.} = T_e + \Delta t_r - \Delta t_e,$$

где  $T_e$  – среднемесячная температура воздуха, °C;  $\Delta t_r$  и  $\Delta t_e$  – поправки к среднемесячным температурам воздуха за счёт солнечной радиации и испарения, °C.

Расчёт поправки к температуре воздуха за счёт поступления солнечной радиации  $\Delta t_r$  установлен по зависимости:

$$t_r = \frac{R}{0.073\alpha},$$

где  $\alpha$  – коэффициент теплообмена на поверхности грунта, ккал/м<sup>2</sup>×ч×°C, вычисляемый по эмпирической зависимости

$$\alpha = 10\sqrt{V},$$

где  $V$  – скорость ветра, м/с;  $R$  – среднемесячные суммы радиационного баланса для рассматриваемого элемента поверхности, ккал/см<sup>2</sup>×мес.

Для горизонтальных поверхностей среднемесячные суммы радиационного баланса определены по формуле:

$$R_o = Q_o \times k - 0.42,$$

где  $Q_o$  – среднемесячные суммы суммарной солнечной радиации, поступающей на горизонтальную площадку, ккал/см<sup>2</sup>×мес.;  $k$  – эмпирический коэффициент, зависящий от отражательной способности поверхности (альбедо).

Для наклонных поверхностей (откосы земляного полотна) среднемесячные суммы радиационного баланса определены по формуле:

$$R_\beta = (m_\beta I_o + P_\beta D_o) \times k - 0.42, \text{ ккал/см}^2 \times \text{мес.},$$

где  $I_o$  и  $D_o$  – среднемесячные суммы прямой и рассеянной радиации, поступающей на горизонтальную площадку, ккал/см<sup>2</sup>×мес., их значения взяты из климатологических справочников по ст. Сковородино;  $m_\beta$  – безразмерный коэффициент, учитывающий влияние угла наклона поверхности к горизонту и её ориентации в пространстве на поступление прямой солнечной радиации;  $P_\beta$  – коэффициент, учитывающий влияние угла наклона поверхности к горизонту на поступление рассеянной солнечной радиации, определяемый по формуле:

$$P_{\beta} = \cos^2 \frac{\beta}{2},$$

где  $\beta$  – угол наклона поверхности к горизонту, град.

2. Представленный к расчету утепленный пенополистиролом железобетонный лоток находится в климатических и мерзлотно-грунтовых условиях, определяемых по метеостанции Сковородино). Теплофизические характеристики грунтов тела и основания насыпи в талом и мёрзлом состоянии приняты в соответствии со СНиП 2.02.04-88. Расчетная схема лотка представлена на рис. 3.

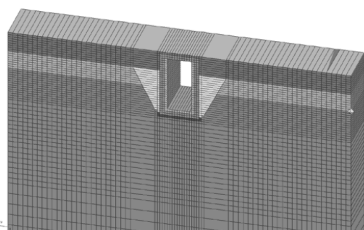


Рис. 3. Расчетная схема поперечного профиля железобетонного лотка

3. Моделировалась работа лотка с утеплением из ППС толщиной от 5 до 20 м, температурой воды внутри лотка плюс 3 и плюс 0,6 С..

Температура грунта по глубине принята в соответствии натурными исследованиями..

Результаты теплотехнического расчета показали, при температуре воды плюс 3° С и утеплением лотка пенополистиролом толщиной до 20 см промерзания его не происходит.

При температуре воды 0,6°С и 10 см ППС в феврале наблюдается промерзание железобетонного лотка. Температура внутри лотка опускается до величин -0,1 - -1,3°С. При температуре воды 0,6 С и 15 см ППС в феврале температура внутри лотка опускается до величин -0,4 - -0,01° С.

Следует обратить внимание, что свойства грунтов задавались для наиболее распространенных грунтов на данном участке исследования. После проведения детального исследования и получения физико-механических свойств грунтов, температурного режима воды теплотехнический расчет целесообразно уточнить.

Результаты теплофизических исследований представлены на рис. 4-5

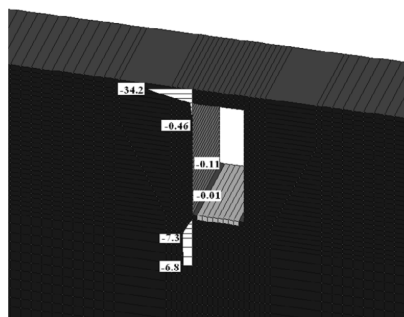


Рис.4. Эпюра распределения температуры на февраль. Температура воды а плюс 0.6 0С, пенополистирол толщиной 15 см.

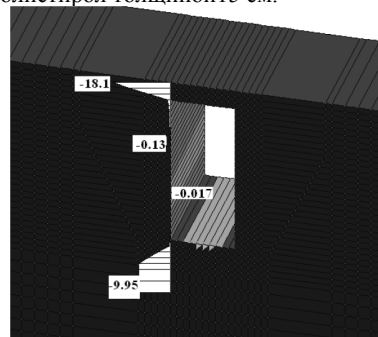


Рис.5. Эпюра распределения температуры на апрель. Температура воды а плюс 0.6 0С, пенополистирол толщиной 15 см.

### 3. ВЫВОДЫ

Выполненные теплотехнические расчеты устройства водопропускного лотка на вечномёрзлых грунтах в русле реки показали, что вода с температурой плюс 0.6 градусов не замерзает в исследуемых условиях в железобетонном лотке, утепленном со всех сторон экструдированным пенополистиролом толщиной 200 мм.

### 4. ЛИТЕРАТУРА

- Kudryavtcev S.A., Berestyanyy Y.B., Goncharova E.D. Engineering and Construction of Geotechnical Structures with Geotechnical Materials in Coastal Arctic Zone of Russia *The 23rd International Offshore (Ocean) and Polar Engineering Conference Anchorage*. Alaska, USA. June 30–July 5, 2013. P.562-566.
- Kudryavtcev S.A., Berestyanyy Y.B., Valtseva T.U., Mikhailin R.G.. Geotechnical Solutions for Slope Stabilization along the Amur Highway Characterized by Permafrost Degradation of Road Embankments. *Tenth International Conference on Permafrost Volume 2*.. Salekhard, 2012. P.215-219



# Усиление основания фундаментной плиты строящегося здания сваями, выполняемыми по технологии струйной цементации грунтов

О.А. Маковецкий, С.С. Зуев  
ОАО «Нью Граунд», Пермь, Россия

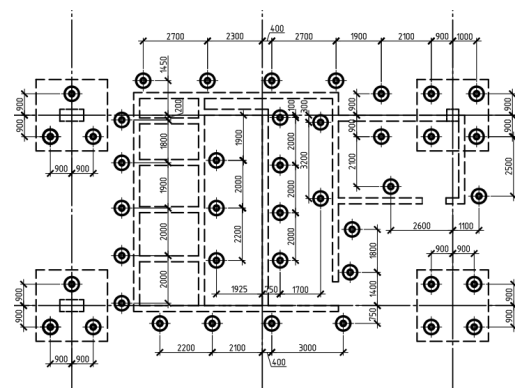
В геотехническом строительстве достаточно часто встречаются ситуации, когда в ходе строительства и эксплуатации зданий и сооружений изменяются (повышаются) нагрузки на существующие фундаменты. В этом случае требуется выполнение грамотного прогноза развития геотехнической ситуации и принятие мер по усилению фундаментов. Использование технологии струйной цементации грунтов позволило выполнить работы по усилению основания фундаментной плиты из подвального помещения. Нагрузка на сваю определялась статическими испытаниями, прочность материала свай определялась отбором кернов.

**Характеристика объекта.** Неоконченное строительством здание многофункционального делового комплекса расположено по адресу: г. Москва, Рязанский пр. 20. Габаритные размеры здания 128 x 96 м. Основные несущие конструкции здания – монолитные железобетонные. Колонны выполнены по сетке 8,0 x 8,0 м. В качестве фундамента здания выполнена монолитная железобетонная фундаментная плита толщиной от 500 до 1600 мм. В настоящее время выполнен подземный этаж здания и часть надземного этажа.

В геологическом строении площадки строительства принимают участия четвертичные техногенные и аллювиальные отложения. Литологическое строение площадки: насыпные грунты, мощность 2,8...3,5 м; пески мелкой и средней крупности, вскрытая мощность 15,2...18,3 м. Грунтовые воды встречены в слое песков средней крупности на глубине 7,7...7,8 м от поверхности.

**Геотехническая ситуация.** В связи с изменением назначения здания и его этажности увеличился комплекс нагрузок на фундаментную конструкцию. Существующие фундаментные плиты не обеспечивают требуемый характер распределения напряжений на грунтовое основание и нормативную величину разности осадок. Была принята решение выполнить усиление существующих фундаментов сваями выполняемыми по технологии струйной цементации грунта [1]. На рис.1 представлен фрагмент свайного

поля усиления, на рис.2 характерное сечение с конструкцией усиления. Общее количество свай усиления -1083 шт. Нагрузка на одну сваю 200...220 тс. Проектная длина свай – 10-12 м.



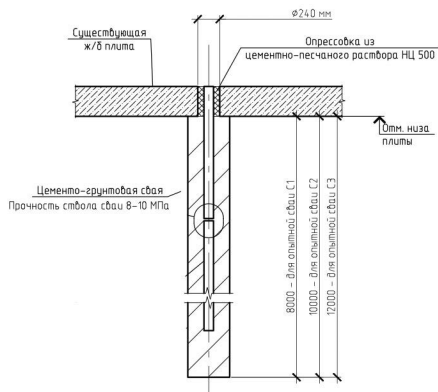


Рис.2. Характерное сечение со свай

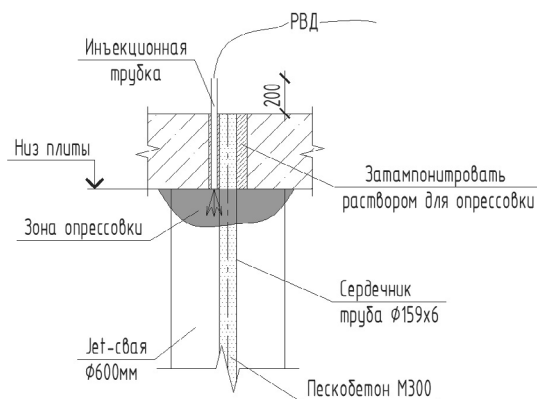


Рис.3 Опресовка оголовка свай

Сваи выполнялись буровой установкой Beretta T-43 по схеме «Jet-1», с расходом цемента 350...450 кг на один погонный метр. Расчетный диаметр свай – 600 мм. Для восприятия осевой вдавливающей нагрузки сваи армируются центральным сердечником – труба 159х6 мм, нижнее сечение трубы заглушено, после погружения сердечника он заполняется пескобетоном М300. Пространство между сердечником и фундаментной плитой чеканится бетоном на мелком заполнителе. После набора прочности оголовков сваи опрессовывается цементно-песчаным раствором НЦ-500, под давлением 2 атм, для обеспечения совместной работы конструкции усиления с существующим фундаментом.



Рис.4 Проходка технологического отверстия



Рис.5. Выполнение грунтобетонной свай

**Геотехнический мониторинг.** В научно-технической литературе по вопросам геотехнического строительства сложилось достаточно скептическое мнение о возможности использования грунтобетонных элементов в качестве высоконагруженных свай. В связи с этим для подтверждения обоснованности принятого технического решения были проведены статические испытания свай вдавливающей нагрузкой. Была выполнена серия испытаний свай длиной 8,0; 10,0; 12,0 метров. Схема проведения испытаний показана на рис.6,7; ход испытаний на рис. 8,9.

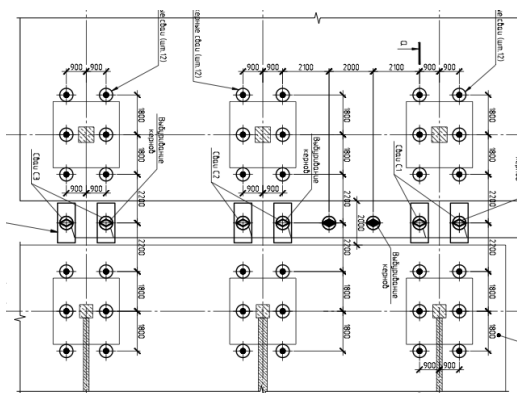


Рис.6 Схема проведения испытаний

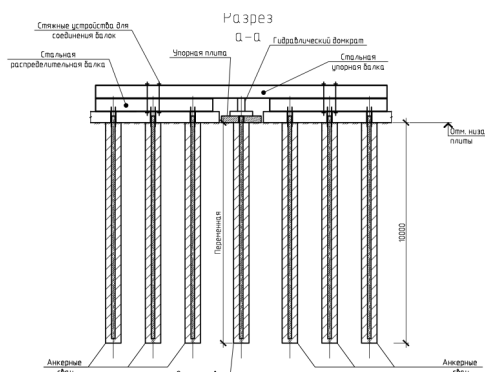
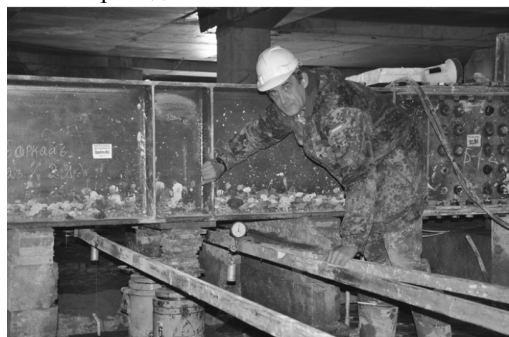


Рис.7. Схема нагружающей системы



Рис.8. Монтаж нагружающей системы

Рис.9. Проведение статических испытаний



В качестве силовой конструкции использовалась сборная 12-метровая стальная балка индивидуального изготовления. В качестве анкерной системы выполнены шесть грунтобетонных свай длиной 10 метров с сердечником из металлической трубы. Балка соединялась с анкерными сваями через опорные узлы, выполненные на сварке.

Вдавливающая нагрузка на сваю передавалась через опорную плиту с помощью двух гидравлических домкратов ДГ-200. Величина усилия контролировалась по давлению в гидравлической системе, согласно тарировочной зависимости. Вертикальные перемещения фиксировались с помощью прогибометров 6ПАО.

Предельная нагрузка для испытаний была принята – 300 тс, ступень нагружения – 30 тс. За критерий условной стабилизации деформаций было принята скорость развития деформаций – 0,1 мм за 2 часа. За критерий достижения несущей способности сваи – развитие абсолютной осадки превышающей 40 мм. Требуемую по проекту несущую способность показали сваи длиной 10 и 12 метров.

Таким образом экспериментально подтверждена возможность использования грунтобетонных элементов в качестве высоконагруженных свай, работающих на вдавливающую нагрузку. Требуемая несущая способность сваи обеспечена как по грунту, так и по прочности конструктивного элемента.

**Заключение.** Методы полевого контроля получаемых характеристик грунтобетонных элементов разработаны и опробованы на ряде аналогичных объектов [2]. Но наиболее показательным методом контроля являются натурные испытания, подтверждающие правильность принятых инженерных решений и качество выполненных работ по усилению существующих фундаментных конструкций.

Рассмотренный метод обеспечения геотехнической безопасности зданий и сооружений при помощи устройства дополнительных грунтобетонных свай, положения проектирования, производства работ и контроля их качества являются одной из основных составляющих разрабатываемого в настоящее время технического регламента на применение технологии струйной цементации грунта.

## Литература.

1. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения/ Под общей ред. В.А. Ильичева и Р.А. Мангушева. - М.: Изд. АСВ, 2014.
2. Маковецкий О.А, Зуев С.С., Хусаинов И.И. Применение струйной цементации для устройства подземных частей комплексов. // Жилищное строительство.2013.№9, стр.10-14.

# Расчетная модель деформирования вертикально армированных оснований при циклическом нагружении

Мирсаяпов И.Т. & Королева И.В.

ФГБОУ ВПО Казанский государственный архитектурно-строительный университет, Россия

**АННОТАЦИЯ:** Предлагаются расчетные модели несущей способности и деформирования армированных вертикальными элементами грунтовых оснований. Несущая способность армированного вертикальными элементами основания в сжимающем силовом потоке складывается из сопротивления трехосному сжатию в средней зоне и сопротивления сдвигу в краевых зонах. Деформация армированного основания определяется методом послойного суммирования с учетом напряженного состояния окружающего грунтового массива и совместной деформации грунта и армирующих элементов.

## 1. ВВЕДЕНИЕ

При высоких уровнях нагрузки на грунтовые основания или наличии толщи слабых грунтов одним из способов увеличения несущей способности является применение вертикального армирования грунтового массива.

Армированное грунтовое основание представляет собой комбинацию грунта и армирующих элементов, при этом армирующие элементы меняют условия деформирования основания, ограничивая деформации грунтов как в вертикальном, так и в горизонтальном направлении, повышая общую устойчивость основания в целом.

Исследованию работы оснований, армированных вертикальными элементами, посвящено большое количество работ. Основной целью существующих исследований является только установление основных теоретических закономерностей и особенностей работы армированных вертикальными элементами оснований фундаментов под кратковременной статической нагрузкой.

Однако здания и сооружения и их основания наряду со статическими подвергаются воздействию различного рода циклических нагрузок, которые в целом ряде случаев являются основными определяющими безопасностью и эксплуатационную пригодность элементов здания.

Совместное деформирование системы «армирующие элементы – плита – грунт

армированного основания» с учетом перераспределения усилий между отдельными элементами в процессе циклических нагружений практически не изучены.

В связи с вышеизложенным, возникает необходимость исследования поведения армирующих оснований при циклическом нагружении.

## 2. РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Экспериментальные исследования проводились в объемном лабораторном лотке с размерами 1,0х1,0х1,0м. В качестве модели плиты использовалась железобетонная плита с размерами 400х400х40мм, армированная проволочной арматурой Ø3 Вр-I. Армирующие элементы моделировались полыми пластиковыми трубками диаметром 7 мм, длиной 400 мм и толщиной стенки 1 мм со следующими значениями прочностных и деформационных характеристик: прочность на сжатие  $R_{сж}=92,0$  МПа; модуль деформации  $E_{сж}=700$  МПа. Грунтом основания являлась супесь твердая (модуль деформации  $E=4,6$  МПа, угол внутреннего трения  $\varphi=11^\circ$ , удельное сцепление  $c=2,6$  кПа, плотность  $\rho=1,4$  т/м<sup>3</sup>, влажность  $W=11\%$ ). При экспериментальных исследованиях принята модель армированного основания с количеством армирующих элементов 30 шт. с

шагом 7d. Между армирующими элементами и плитой устраивается песчаная подушка глубиной 5 см.

На рисунке 1 приводятся графики изменения усилий в армирующих элементах при циклическом нагружении. Следует отметить, что наибольшее усилие возникает в верхней части армирующего элемента, при этом с увеличением количества циклов нагружения пропорционально увеличиваются усилия в армирующем элементе.

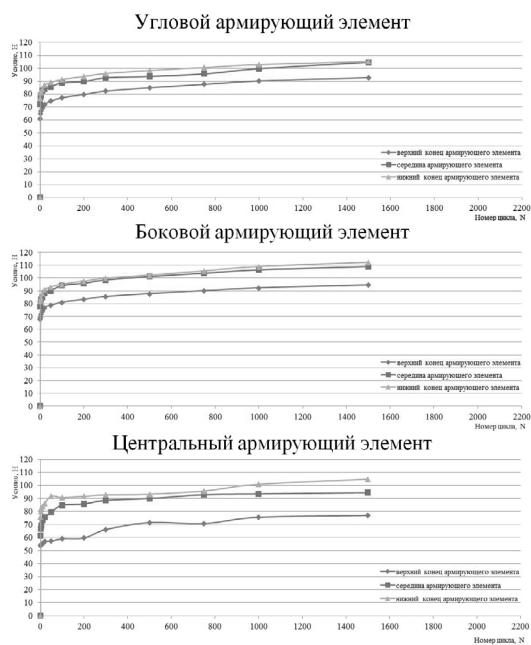


Рисунок 1. Изменение усилий в армирующих элементах при циклическом нагружении.

На рисунке 2 приведены графики изменения напряжений в различных зонах грунта армированного основания при циклическом нагружении. Как видно из графика, напряжения в грунте увеличивается во всех зонах грунта с увеличением количества циклов нагружения. При этом необходимо отметить, что наибольшее увеличение напряжений происходит под центром плиты.

Циклические нагружения вызвали увеличение осадок основания (рис. 3) как в пределах плиты, так и за ее пределами, причем интенсивность их развития зависела от координаты рассматриваемой точки и номера цикла нагружения. Следует отметить, что за первый цикл нагружения произошла осадка равная 20-60% (в зависимости от значения максимальной нагрузки) от общей

величины деформации армированного массива, достигнутой при завершении испытания.

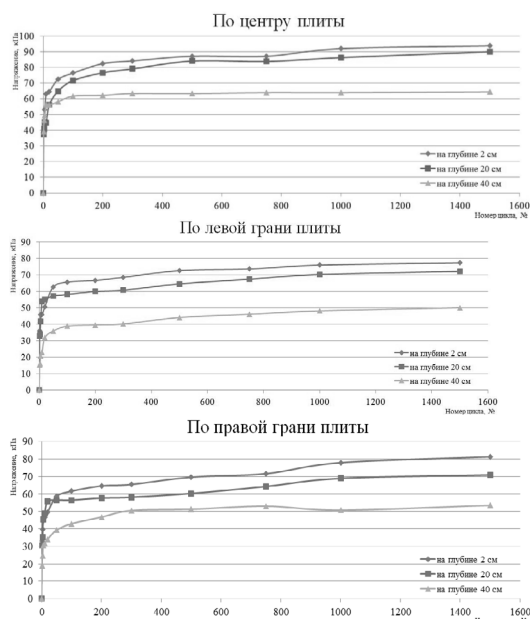


Рисунок 2. Изменение напряжений в грунте по глубине массива при циклическом нагружении.

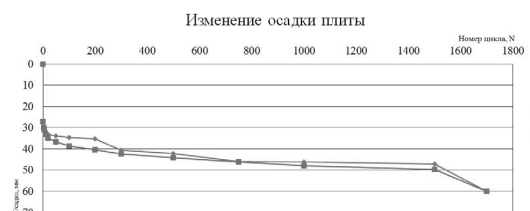


Рисунок 3. Изменение осадки армированного основания при циклическом нагружении.

### 3. ОЦЕНКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ АРМИРОВАННОГО ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ

Исходя из анализа результатов экспериментальных исследований, принята рабочая гипотеза, в соответствии с которой сопротивление армированного массива в сжимающем силовом потоке складывается из сопротивления трехосному сжатию в средней зоне и сопротивления сдвигу в краевых зонах (рис. 4а).

Основываясь на выдвинутой гипотезе о механизме сопротивления, условие несущей

способности армированного грунтового основания записывается в виде:

$$P \leq \operatorname{ctg} \varphi \cdot T + F_c, \quad (1)$$

где  $T$  – сопротивление армированного грунтового массива сдвигу;  $F_c$  – сопротивление армированного грунтового массива сжатию в средней части;  $\varphi$  – угол внутреннего трения армированного грунта.

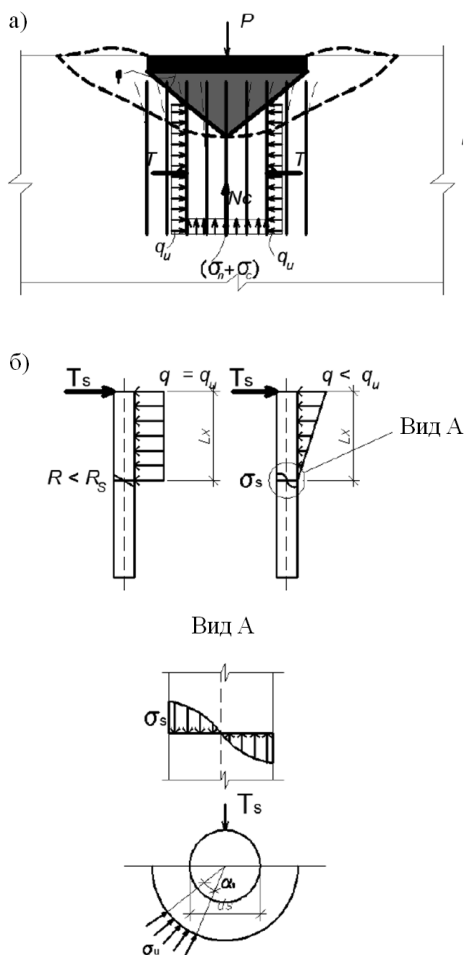


Рисунок 4. а) Расчетная схема для определения несущей способности армированного основания, б) Расчетная схема для определения несущей способности армирующего элемента.

Прочность армированного грунтового массива сдвигу в краевых зонах складывается из сопротивления изгибу армирующих элементов, пересекающих плоскость скольжения грунта, и сопротивления сжатию грунта под армирующими элементами. В

этом случае прочность краевых зон на сдвиг описывается уравнением:

$$T = R_a + R_{гр}, \quad (2)$$

где  $R_a$  – сопротивление армирующего элемента изгибу;  $R_{гр}$  – сопротивление грунта сжатию под армирующими элементами.

Усилие, воспринимаемое за счет нагельной работы армирующего элемента, напрямую зависит от условий совместного деформирования этого элемента с окружающим грунтом и их прочностных и деформационных характеристик. При этом армирующий элемент рассматривается как консольная балка, защемленная на уровне линии сдвига грунта основания. Деформирование армирующего элемента ниже линии сдвига определяется как для балки на упругом основании, для которой очень важными являются деформационные свойства основания. Одним из показателей этих свойств является коэффициент постели основания. Коэффициент постели грунтового основания под армирующим элементом зависит от диаметра армирующего элемента, модуля деформации грунта и уровня напряжений. Кроме того, названный коэффициент, меняется по длине армирующего элемента.

При определении коэффициента постели грунтового основания под армирующим элементом используется выражение

$$K = \frac{q}{\int_{0,5d_a}^r \frac{2q \cdot d_a}{\pi \cdot r \cdot E_0} \cdot dr}, \quad (3)$$

где  $q = Q_{сд}/d_a$ ;  $d_a$  – диаметр армирующего элемента;  $Q_{сд}$  – сдвигающее усилие по плоскости сдвига;  $E_0$  – модуль общих деформаций грунта.

Зона возникновения максимальных нормальных напряжений в армирующем элементе от изгиба находится на расстоянии  $L_x$  от плоскости сдвига (рис. 4б). Это расстояние также является и зоной передачи усилий от армирующих элементов на грунт. согласно решению задачи о полубесконечно длинном стержне в упругом полупространстве в восприятии силы, действующей на стержень, активное участие принимает только часть основания длиной  $L_x$ .

Длина зоны активного деформирования грунта имеет существенное значение при оценке несущей способности армирующего элемента и зависит от его геометрических и

деформационных характеристик, коэффициента постели грунтового основания и определяется по формуле [Мирсаяпов И.Т. & Попов А.О. 2010]:

$$L_x = \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt[4]{\frac{4E_a \cdot I_a}{K \cdot d_a}}, \quad (4)$$

где  $E_a$  – модуль упругости материала армирующего элемента;  $I_a$  – момент инерции поперечного сечения армирующего элемента.

Если предположить, что напряжения в грунте под армирующим элементом распределяются по зоне  $L_x$  равномерно, то равнодействующую эпюры напряжений, т.е. усилие, воспринимаемое грунтовым основанием под армирующим элементом, можно определить по выражению

$$R_{гр} = q_{ult} \cdot L_x \cdot \quad (5)$$

Величина  $q_{ult}$  для каждой зоны по длине плоскости сдвига определяется из выражения

$$q_{ult} = \sigma_{гр}(\epsilon_{гр}) \cdot d_a \cdot \quad (6)$$

где  $\sigma_{гр}$  – функция объемных напряжений в грунте под армирующими элементами, зависящая от объемных деформаций грунта под армирующими элементами.

Подставляя выражение (6) в выражение (5) можно получить

$$R_{гр} = \sigma_{гр}(\epsilon_{гр}) \cdot d_a \cdot L_x \cdot \quad (7)$$

где  $\epsilon_{гр}$  – объемные деформации грунта, соответствующие совместному деформированию грунта и армирующего элемента.

Предельную несущую способность грунта под армирующим элементом можно определить по пределу прочности в условиях объемного напряженного состояния, так как грунт под армирующим элементом работает в тесненных условиях, вследствие чего будет наблюдаться повышение сопротивления грунта сжатию.

Исходя из предложенных в [Мирсаяпов И.Т. & Королева И.В. 2011] схем разрушения и зон напряженно-деформированного состояния грунта при трехосном сжатии принимается обобщенная схема неупругого деформирования грунтов под армирующими элементами, согласно которой сила сухого трения Кулона отклоняется от площадки предельного равновесия и действует в плоскости чисто тангенциального скольже-

ния физических частиц. Определение ориентации таких потенциально опасных площадок требует учета деформированного состояния грунта при циклическом нагружении.

Учитывая, что независимо от степени начальной неоднородности напряженно-деформированного состояния элементарного объема грунта усталостное разрушение всегда происходит в пространстве главных напряжений, совмещая пространство главных напряжений  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  и пространство главных деформаций  $\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$  и сохраняя принцип коаксиальности тензоров напряжений и скоростей деформаций [Мирсаяпов И.Т. & Королева И.В. 2011], примем, что закон сухого трения Кулона связывает проекции сил, действующих на площадках предельного равновесия на нормаль к площадке скольжения и на нее саму. Тогда условие течения при циклическом нагружении запишется в виде

$$|t| = S \cdot \operatorname{tg} \varphi(t, N, \tau) + c_0(t, N, \tau), \quad (8)$$

где  $S = \sigma_1 \cdot l \cdot l' + \sigma_2 \cdot m \cdot m' + \sigma_3 \cdot n \cdot n'$ ;  $t = ((\sigma_1 \cdot l \cdot m' - \sigma_2 \cdot m \cdot l')^2 + (\sigma_2 \cdot m \cdot n' - \sigma_3 \cdot n \cdot m')^2 + (\sigma_3 \cdot n \cdot l' - \sigma_1 \cdot l \cdot n')^2)^{1/2}$ ;  $\varphi(t, N, \tau)$  – переменный во времени угол внутреннего трения;  $c_0(t, N, \tau)$  – переменное во времени удельное сцепление;  $l, m, n$  – направляющие косинусы нормали к площадке предельного равновесия;  $l', m', n'$  – направляющие косинусы нормали к площадке скольжения.

Пространственная ориентация площадок предельного равновесия определяется формулами [Мирсаяпов И.Т. & Королева И.В. 2011]:

$$l^2 = \frac{\overline{I_3}}{I_2 \cdot \sigma_1}; \quad m^2 = \frac{\overline{I_3}}{I_2 \cdot \sigma_2}; \quad n^2 = \frac{\overline{I_3}}{I_2 \cdot \sigma_3}; \quad (9)$$

где  $\overline{I_2} = \overline{\sigma_1 \cdot \sigma_2} + \overline{\sigma_2 \cdot \sigma_3} + \overline{\sigma_3 \cdot \sigma_1}$  и  $\overline{I_3} = \overline{\sigma_1 \cdot \sigma_2 \cdot \sigma_3}$  – второй и третий инварианты тензора приведенных главных напряжений  $\overline{\sigma_i} = \sigma_i + H$  ( $i = 1, 2, 3$ );  $H = c / \operatorname{ctg} \varphi$  – всестороннее сжатие, определяемое по гипотезе Кулона – Мора;  $\varphi$  – угол внутреннего трения.

Выражения для направляющих косинусов нормали к площадкам скольжения представляются в виде [Мирсаяпов И.Т. & Королева И.В. 2011]:



$$\left. \begin{aligned} (l')^2 &= \frac{1}{3} \cdot \frac{3 \cdot d\varepsilon_2 \cdot d\varepsilon_3 - I_2 + \sqrt{I_2^2 - 3 \cdot I_1 \cdot I_3}}{(d\varepsilon_1 - d\varepsilon_2) \cdot (d\varepsilon_1 - d\varepsilon_3)}, \\ (m')^2 &= \frac{1}{3} \cdot \frac{3 \cdot d\varepsilon_1 \cdot d\varepsilon_3 - I_2 + \sqrt{I_2^2 - 3 \cdot I_1 \cdot I_3}}{(d\varepsilon_2 - d\varepsilon_1) \cdot (d\varepsilon_2 - d\varepsilon_3)}, \\ (n')^2 &= \frac{1}{3} \cdot \frac{3 \cdot d\varepsilon_1 \cdot d\varepsilon_2 - I_2 + \sqrt{I_2^2 - 3 \cdot I_1 \cdot I_3}}{(d\varepsilon_3 - d\varepsilon_1) \cdot (d\varepsilon_3 - d\varepsilon_2)}, \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

где  $d\varepsilon_1, d\varepsilon_2, d\varepsilon_3$  – приращения главных деформаций;  $I_1 = d\varepsilon_1 + d\varepsilon_2 + d\varepsilon_3$ ;  $I_2 = d\varepsilon_1 \cdot d\varepsilon_2 + d\varepsilon_2 \cdot d\varepsilon_3 + d\varepsilon_1 \cdot d\varepsilon_3$ ;  $I_3 = d\varepsilon_1 \cdot d\varepsilon_2 \cdot d\varepsilon_3$  – первый, второй и третий инварианты приращения деформаций.

Исходя из выше изложенной модели и результатов экспериментальных исследований [Мирсаяпов И.Т. & Королева И.В. 2011] условие прочности грунта под армирующими элементами при трехосном сжатии представляется в виде:

$$4 \cdot \left[ \sigma_v(t, N) \cdot A_{sh} \cdot \cos \alpha_1(t, N) + \tau_v(t, N) \cdot A_{sh} \cdot \sin \alpha_1(t, N) \right] \geq \sigma_1 \cdot A_1; \quad (11)$$

где  $A_{sh} = b^2 / (4 \cos \alpha_2(t, N))$  – площадь поверхности боковых граней пирамиды;  $A_1 = b^2$  – площадь грани куба;  $\alpha_1$  – угол наклона площадки предельного равновесия к моменту времени  $t$ , соответствующему  $N_i$  циклам нагружения;  $\alpha_2$  – угол наклона площадки сдвига к моменту времени  $t$ , соответствующему  $N_i$  циклам нагружения;  $\sigma_v(t, N) = \sigma_1 \cdot l(t, N) \cdot l'(t, N) + \sigma_2 \cdot m(t, N) \cdot m'(t, N) + \sigma_3 \cdot n(t, N) \cdot n'(t, N) + \sigma_d(t, N)$  – нормальные напряжения;  $\sigma_d(t, N) = E \cdot \Delta \delta_d / ((1 + \nu) \cdot r)$  – дилатантные напряжения;  $\tau_v(t, N) = S \cdot \operatorname{tg} \varphi_0(t, N, \tau) + c_0(t, N, \tau)$  – касательные напряжения на площадке предельного равновесия.

При определении несущей способности армированного грунтового основания при циклическом нагружении также необходимо обратить внимание на форму эпюры напряжений в грунте вдоль армирующего элемента. В зависимости от стадии, в которой деформируется грунт, форма эпюры может быть различной. Это изменение учитывается введением в расчетную модель коэффициента полноты эпюры  $\omega$ , которая определяется по формуле

$$\omega = \frac{\int_0^{L_x} \sigma_{gr}(\varepsilon_{gr}) dL}{\sigma_{gr}^{\max}(\varepsilon_{gr}^{\max}) \cdot L_x}, \quad (12)$$

где  $\sigma_{gr}(\varepsilon_{gr})$  – напряжения, соответствующие деформациям в грунте;  $\sigma_{gr}^{\max}(\varepsilon_{gr}^{\max})$  – максимальные напряжения, соответствующие предельным деформациям в грунте.

Величина предельной сдвигающей силы, воспринимаемая армирующими элементами при циклическом нагружении, определяется из уравнения равновесия моментов внешних и внутренних сил нагруженного сечения консольной балки, защемленной по линии сдвига грунта. Эта балка имитирует армирующий элемент в краевой зоне, пересекающий плоскость сдвига. При расчете принимается криволинейная эпюра погонных сжимающих напряжений в грунте под армирующим элементом с максимальным значением  $q \leq q_{ult}$  исходя из условий совместного деформирования армирующего элемента и грунта:

$$R_a(N) = 3 \frac{M_u}{L_x} n, \quad (13)$$

где  $M_u = (\sigma_a(\varepsilon_{a(N)}) \cdot A_a \cdot \omega_a) / 4 \cdot d_a$  – предельный изгибающий момент, воспринимаемый армирующим элементом, пересекающим плоскость сдвига армированного массива к моменту времени  $t$ , соответствующему  $N_i$  циклам нагружения;  $A_a$  – площадь поперечного сечения армирующего элемента;  $n$  – количество армирующих элементов, пересекающих плоскость сдвига;  $\sigma_a(\varepsilon_{a(N)})$  – функция суммарных напряжений в армирующем элементе, зависящая от совместных деформаций армирующего элемента  $\varepsilon_a$  и грунта под армирующим элементом ( $\varepsilon_{gr} = \varepsilon_a$ ), к моменту времени  $t$ , соответствующему  $N_i$  циклам нагружения;  $\omega_a$  – коэффициент полноты эпюры напряжений в поперечном сечении армирующего элемента.

Функция суммарных напряжений в армирующем элементе вычисляется по формуле

$$\sigma_a(\varepsilon_{a(N)}) = \sigma_a(\varepsilon_{a(N_0)}) + \sum_{i=1}^n \sigma_{a, \text{доп}}(\varepsilon_{a(N_i)}), \quad (14)$$

где  $\sigma_a(\varepsilon_{a(N_0)})$  – напряжения в армирующем элементе на первом цикле нагружения;  $\sigma_{a, \text{доп}}(\varepsilon_{a(N_i)})$  – дополнительные напряжения в армирующем элементе, возникающие за счет накопления неупругих деформаций в грунте при циклическом нагружении, к моменту времени  $t$ , соответствующему  $N_i$  циклам нагружения.

Сопротивление армированного грунта сжатию в средней части определяется по формуле:

$$F_c(N) = (\sigma_u(N) + \sigma_c(N)) \cdot \sin\varphi(N) \times \times \operatorname{tg}\varphi(N) \cdot A_f + \sigma_a(N) \cdot A_{ap} \cdot n_1, \quad (15)$$

где  $\sigma_u(N) = 4(\sigma_v(t, N) \cdot A_{sh} \cdot \cos\alpha_1(t, N) + \tau_v(t, N) \times \times A_{sh} \cdot \sin\alpha_1(t, N))$  – предельные напряжения в грунте в условиях пространственного напряженного состояния к моменту времени  $t$ , соответствующему  $N_i$  циклам нагружения;  $\sigma_c(N) = c(N) \cdot \operatorname{ctg}\varphi(N)$  – давление связности к моменту времени  $t$ , соответствующему  $N_i$  циклам нагружения;  $A_{sh}$  – площадь поверхностей сдвига,  $m^2$ ;  $A_f$  – площадь ядра сжатия,  $m^2$ ;  $\sigma_a(N)$  – напряжение в армирующем элементе к моменту времени  $t$ , соответствующему  $N_i$  циклам нагружения;  $A_a$  – площадь поперечного сечения армирующих элементов, расположенных в ядре сжатия,  $m^2$ ;  $n_1$  – количество армирующих элементов в ядре сжатия.

#### 4. РАСЧЕТ ОСАДКИ АРМИРОВАННОГО ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ

Инженерные методы расчета должны включать элементы учета траектории нагружения основания, при этом рассматривая не только особенности деформирования грунта, которые можно определить по компрессионным зависимостям, но и те, которые обусловлены пространственным состоянием грунта.

Предлагается инженерный метод расчета осадок армированных оснований, в основу которого положен метод послойного суммирования с учетом пространственного напряженно-деформируемого состояния армированного грунтового массива.

Общая осадка армированного основания в условиях циклического нагружения записывается следующим образом (рис. 5)

$$S(N) = S_n(N) + S_{az}(N) + S_y(N), \quad (16)$$

где  $S_n(N)$  – осадка грунтовой подушки;  $S_{az}(N)$  – осадка в пределах армированной зоны;  $S_y(N)$  – осадка ниже зоны армирования.

Осадка грунтовой подушки определяется методом послойного суммирования с учетом

ограничения сжимаемой толщи мощностью грунтовой подушки:

$$S_n(N) = \frac{0,8 \sum_{i=1}^m \sigma_{zp,i}^{cp}(N) \cdot \Delta_{n,i}}{E_n(N)}, \quad (17)$$

где  $\Delta_{n,i}$  – толщина элементарного слоя в пределах грунтовой подушки;  $m$  – количество элементарных слоев в пределах грунтовой подушки.

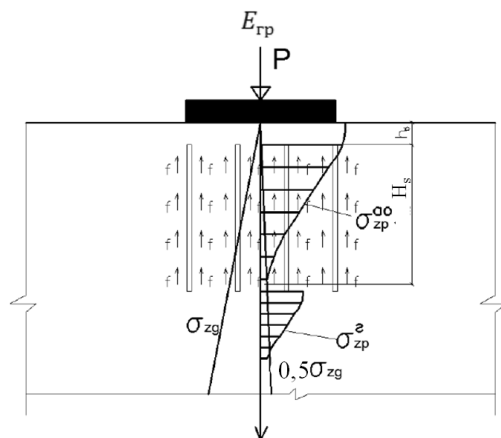


Рисунок 5. Схема для расчета деформаций вертикально армированного основания при циклическом нагружении.

Осадка в пределах армированной зоны и ниже зоны армирования определяется по следующей методике.

Природное напряженное состояние от действия собственного веса грунта принимаем из условия одномерного уплотнения с коэффициентом бокового давления

$$\xi = \frac{K_v - 2G_v}{K_v + 4G_v}, \quad (18)$$

где  $K_v$  – модуль объемных деформаций грунта;  $G_v$  – модуль сдвига грунта.

Модуль объемных деформаций грунта в пределах армированной зоны определяется по формуле:

$$K_{v,гр}^{экв} = \left[ \frac{K_{v,гр} (V_{гр} - V_a) (\gamma_{ei} + \gamma_{mi})}{V_{гр}} + \frac{(\gamma_{ei} + \gamma_{mi}) \sum f_i \cdot u_i \cdot l_i^{a3}}{\varepsilon_{v,гр}^{экв}} \cdot \frac{\alpha_k}{V_{гр}} \right] \cdot \gamma_n, \quad (19)$$

где  $K_{v,гр}$  – модуль объемных деформаций грунта в пределах армированной зоны;  $V_{гр}$  –

объем грунта в пределах армированной зоны;  $V_a$  – объем армирующих элементов в пределах армированной зоны;  $f_i$  – сопротивление сдвигу между армирующим элементом и грунтом;  $u_i$  – периметр поперечного сечения армирующего элемента;  $\alpha_k$  – соотношение модулей деформации материала армирующего элемента и грунта;  $\gamma_n$  – коэффициент, учитывающий неупругие свойства армированного основания;  $\gamma_{ei}$ ,  $\gamma_{\mu i}$  – коэффициенты, учитывающие длину и процент армирования по объему:

$$\gamma_{ei} = 1,6 + 0,3 \frac{l_{a3}}{H_s}, \quad \gamma_{\mu i} = 1,07 \frac{\mu_1 - \mu_i}{\mu_1}, \quad (20)$$

где  $l_{a3}$  – длина армирующих элементов, м;  $H_s$  – высота сжимаемой толщи, м;  $\mu_i$  – процент армирования грунтового основания;  $\mu_1$  – процент армирования при длине армирующих элементов, равной ширине подошвы фундаментной плиты.

При расчете осадки армированного массива в пределах армированной зоны за высоту сжимаемой толщи принимается высота армирующего элемента. Высота сжимаемой толщи ниже зоны армирования определена по нормативной методике:

$$H_s = Z; \quad \sigma_{zp} = 0,5\sigma_{zg}, \quad (21)$$

где  $H_s$  – мощность сжимаемой толщи, принимаемой на глубине  $Z$ ;  $\sigma_{zp}$  – вертикальное нормальное напряжение на глубине  $Z$  от дополнительной нагрузки на основание по оси сооружения;  $\sigma_{zg}$  – вертикальное нормальное напряжение от собственного веса грунта основания глубине  $Z$ .

Значения для эпюр дополнительных вертикальных напряжений по оси фундамента (квадратного штампа) на глубине  $Z$  можно определить по общепринятой нормативной методике. Значения горизонтальных составляющих напряжений по центральной оси могут быть определены из решений теории упругости. Следует отметить, что для центральной оси вертикальные и горизонтальные напряжения являются главными.

Зная компоненты вертикальных напряжений в различных точках основания можно определить среднее напряжение и интенсивность напряжений:

$$\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3}, \quad (22)$$

$$\sigma_i = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6 \cdot (\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)}. \quad (23)$$

По значениям среднего напряжения и интенсивности напряжений определяем приращение инвариантов тензора деформаций: приращение объемной деформации и интенсивности деформаций.

Переход от инвариантов тензора деформаций к осевой деформации  $\varepsilon_z$  в случае расчета деформаций по центральной оси фундамента, учитывая совпадение осей главных напряжений и главных деформаций с центральной осью фундамента, можно осуществить:

- при совпадении осей главных напряжений и деформаций с центральной осью штампа

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_v &= \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3; \\ \varepsilon_i &= \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3); \end{aligned} \right\}, \quad (24)$$

- в иных случаях используем условие соосности тензоров приращений напряжений и деформаций

$$\begin{aligned} \frac{\Delta(\varepsilon_x - \varepsilon_y)}{\Delta(\sigma_x - \sigma_y)} &= \frac{\Delta(\varepsilon_y - \varepsilon_z)}{\Delta(\sigma_y - \sigma_z)} = \\ &= \frac{\Delta(\varepsilon_z - \varepsilon_x)}{\Delta(\sigma_z - \sigma_x)} = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta\sigma_i} = \chi. \end{aligned} \quad (25)$$

Определяем условные модули, характеризующие переход из природного состояния основания в состояние после приложения местной нагрузки

$$K_v(N) = \frac{\Delta\sigma(N)}{\Delta\varepsilon_v(N)}, \quad G_v(N) = \frac{\Delta\sigma_i(N)}{3\Delta\varepsilon_i(N)}. \quad (26)$$

Модули (26) могут быть представлены параметрами закона Гука в приращениях напряжений и деформаций для этапа нагружения.

Тогда приращение осевой деформации полученное из закона Гука в приращениях:

$$\Delta\varepsilon_z(N) = \frac{\Delta\sigma_z(N)}{G_v(N)} - \Delta\sigma(N) \cdot \frac{3K_v(N) - G_v(N)}{3K_v(N) \cdot G_v(N)}. \quad (27)$$

Полученные значения приращений деформаций для центральной оси и под угловой точкой являются следствием действия местной нагрузки как догружения основания, находящегося под действием началь-

го напряженного состояния, обусловленного собственным весом грунта.

Осадка основания, разделенного на равные слои до условной глубины сжимаемой толщи, при циклическом нагружении

$$S(N) = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{zi}(N) \cdot h_i \cdot \quad (28)$$

## 5. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Разработаны расчетные модели несущей способности и осадок армированного грунтового основания при циклическом нагружении, включая выражения для определения сопротивления армированного грунтового массива сдвигу, сопротивления армированного грунтового массива сжатию в средней части, величины предельной сдвигающей силы, воспринимаемой армирующими элементами, величины предельной сдвигающей силы, воспринимаемой грунтом армированного основания.

Разработанная расчетная модель осадки армированного грунтового основания с учетом совместного деформирования грунтового массива и армирующих элементов учитывает совместное деформирование грунта и армирующих элементов и позволяет более точно прогнозировать величину осадки армированного вертикальными элементами грунтового основания.

Сопоставление результатов расчета несущей способности и осадок армированных вертикальными элементами грунтовых оснований при циклическом нагружении, по предложенным расчетным моделям, хорошо согласуются с результатами лабораторных испытаний (отклонение составляет не более 15%).

## 6. СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Мирсаяпов И.Т. & Королева И.В. 2011. Расчетная модель длительного нелинейного деформирования глинистых грунтов при сложном напряженном состоянии. *Известия КГАСУ*, № 2 (16), с. 121-128.
- Мирсаяпов И.Т. & Королева И.В. 2011. Прогнозирование деформаций оснований фундаментов с учетом длительного нелинейного деформирования грунтов. *Научно-технический*

*журнал «Основания, фундаменты и механика грунтов»*, №4, с. 16-23.

- Мирсаяпов И.Т. & Королева И.В. 2010. Особенности деформирования глинистых грунтов при циклическом трехосном сжатии. *Международный журнал Геотехника*, №6, с. 64-67.
- Мирсаяпов И.Т. & Попов А.О. 2010. Оценка прочности и деформативности армированных грунтовых оснований. *Международный журнал Геотехника*, №4, с. 58-67.

# Расчетная модель нелинейного деформирования глинистых грунтов при сложном напряженном состоянии в условиях режимного нагружения

Мирсаяпов И.Т. & Королева И.В.

ФГБОУ ВПО Казанский государственный архитектурно-строительный университет, Россия

**АННОТАЦИЯ:** Предлагается пространственная модель дилатирующего грунта в условиях режимного нагружения на основе гипотезы, согласно которой сила сухого трения Кулона отклоняется от пространственной площадки предельного равновесия и действует в плоскости тангенциального скольжения частиц. Объемная деформация грунта во времени при режимном нагружении описывается в соответствии с теорией наследственной ползучести в виде суммы деформаций изменения объема и деформаций изменения формы с учетом их взаимовлияния.

## 1. ВВЕДЕНИЕ

В современных условиях при разработке расчетных моделей грунтов используется законы теории пластичности, разработанные для металлических материалов. В основном рассматриваются различные варианты теории пластического течения. Все эти методы в основном разработаны для случая однократного статического нагружения. Поэтому эти подходы (теории) не в состоянии учитывать поведение грунтов при различных режимах нагружения, встречающихся в реальных условиях эксплуатации оснований зданий и сооружений. При этом не учитываются такие факторы как дилатансия, упрочнение грунтов, снижение модуля деформации, угла внутреннего трения и удельного сцепления в зависимости от режима нагружения.

В общем случае здания и сооружения и их конструктивные элементы, в том числе фундаменты и грунты оснований, подвергаются воздействию различного рода статических и циклических нагружений.

Основываясь на том, что в основаниях, сложенных глинистыми грунтами, напряженно-деформированное состояние зависит от истории предшествующего нагружения, учет особенностей деформирования глинистых грунтов при режимном длительном нагружении дает возможность более точно изучить реальные свойства грунтов, и таким

образом приблизить теоретические прогнозы к реальному поведению грунтов оснований.

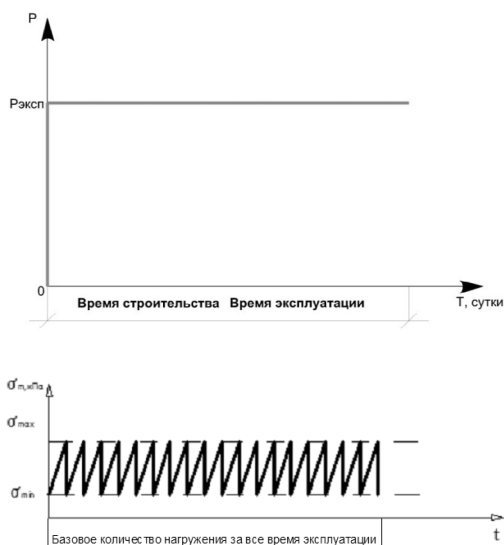


Рисунок 1. Режимы нагружения, принимаемые в расчетных методиках – статическое (вверху) и циклическое (внизу).

В связи с этим были проведены испытания глинистых грунтов в условиях режимного трехосного нагружения по приведенным на рисунках 2 и 3 режимам.

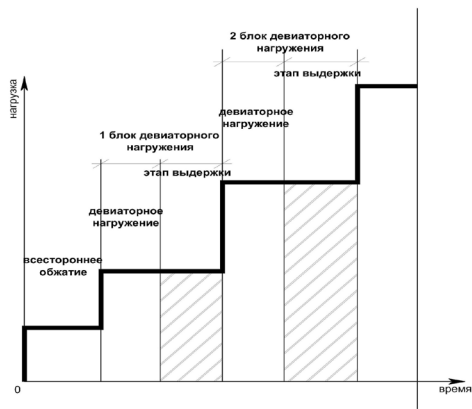


Рисунок 2. Фактический режим длительного статического нагружения.

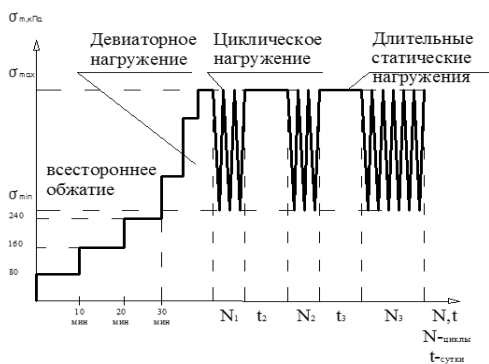


Рисунок 3. Фактический режим длительного циклического нагружения.

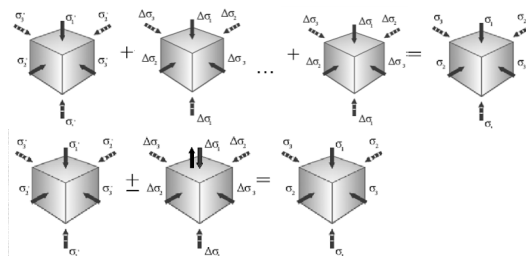


Рисунок 4. Схемы нагружения образца при длительном статическом (вверху) и длительном циклическом (внизу) нагружениях.

## 2. РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Проведенные экспериментальные исследования позволили установить изменение прочностных и деформационных параметров грунтов при рассмотренных режимах.

На рис 5 – 16 приведены графики изменения прочности грунта при длительном режимном и длительном циклическом нагружениях; график зависимости между средними напряжениями  $\sigma_m$  и объемными деформациями  $\epsilon_v$ ; графики зависимости между интенсивностью касательных напряжений  $\tau_i$  и интенсивностью деформаций сдвига  $\gamma_i$ ; графики зависимости между средними напряжениями  $\sigma_m$  и интенсивностью деформаций сдвига  $\gamma_i$ ; график изменения линейного модуля деформации; график изменения модуля сдвига  $G$  во времени; график изменения линейного модуля деформации  $E_v$  во времени.

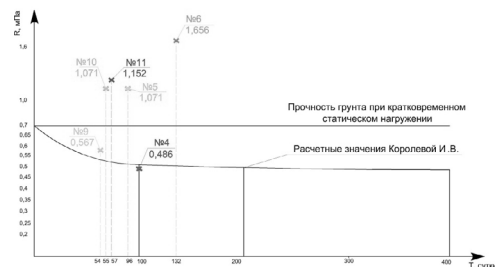


Рисунок 5. Изменение прочности грунта при длительном статическом режимном нагружении при боковом давлении 0,16 МПа.

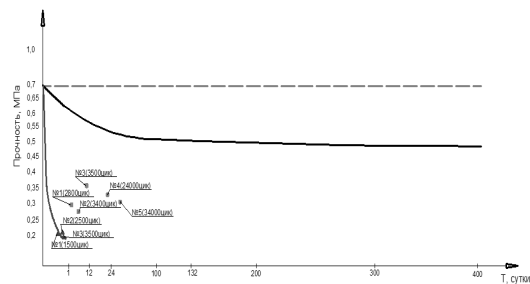


Рисунок 6. Изменение прочности грунта при длительном циклическом режимном нагружении при боковом давлении 0,16 МПа.

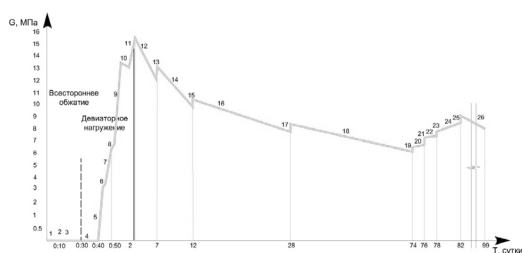


Рисунок 7. График изменения модуля сдвига  $G$  во времени.

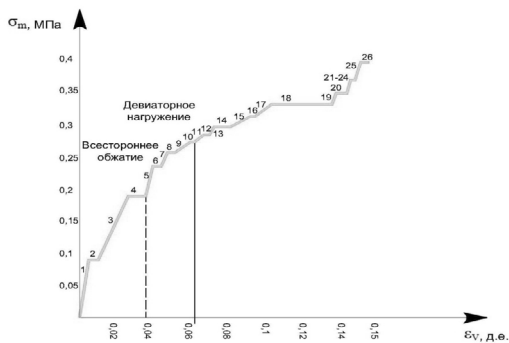


Рисунок 8. График зависимости между средними напряжениями  $\sigma_m$  и объемными деформациями  $\epsilon_v$ .

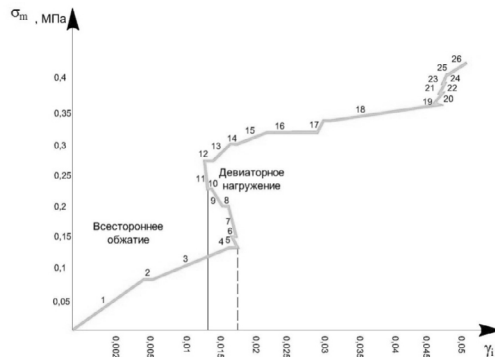


Рисунок 11. График зависимости между средними напряжениями  $\sigma_m$  и интенсивностью деформаций сдвига  $\gamma_i$ .

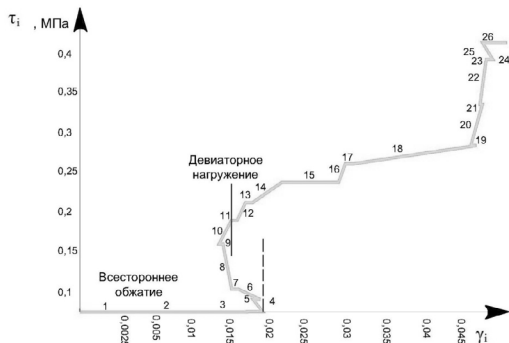


Рисунок 9. График зависимости между интенсивностью касательных напряжений  $\tau_i$  и интенсивностью деформаций сдвига  $\gamma_i$ .

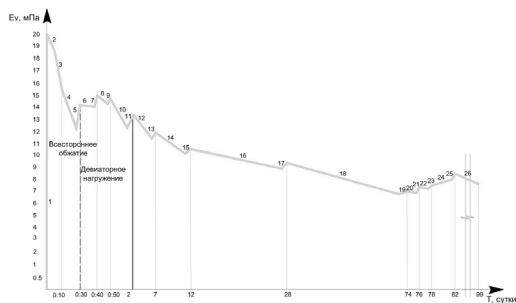


Рисунок 12. График изменения объемного модуля деформации.

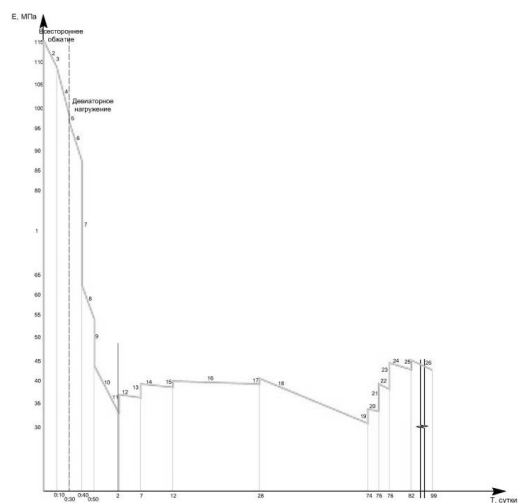


Рисунок 10. График изменения линейного модуля деформации  $E_v$  во времени.

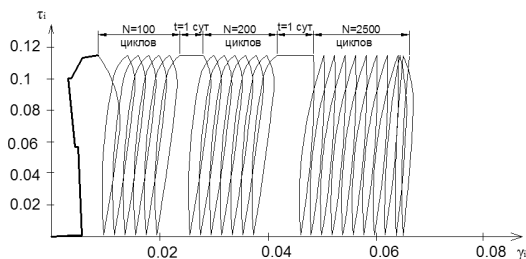


Рисунок 13. График зависимости между касательными напряжениями  $\tau_i$  и интенсивностью деформаций сдвига  $\gamma_i$ .

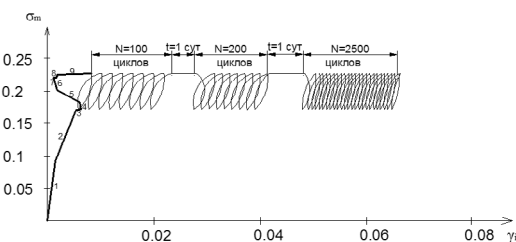


Рисунок 14. График зависимости между средними напряжениями  $\sigma_m$  и интенсивностью деформаций сдвига  $\gamma_i$ .

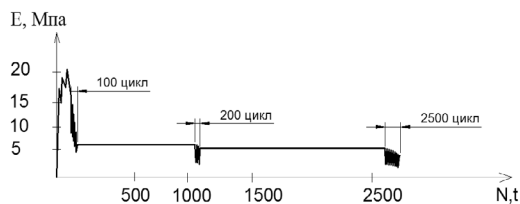


Рисунок 15. График изменения линейного модуля деформации.

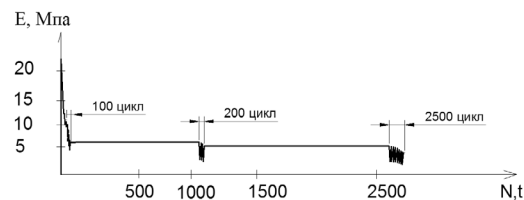


Рисунок 16. График изменения объемного модуля деформаций во времени.

Как видно из приведенных графиков при рассмотренных режимах происходит изменение всех основных параметров, характеризующих напряженное и деформированное состояние грунтов во времени, что позволяет заключить, что глинистые грунты в этих условиях не имеют констант, характеризующих механическое состояние, для создания расчетных моделей.

### 3. РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ГРУНТА ПРИ РЕЖИМНОМ НАГРУЖЕНИИ

Исходя из результатов экспериментальных исследований и данных, полученных в [Мирсаяпов И.Т. & Королева И.В.], принимается, что при трехосном режимном нагружении образца грунта возникают различные зоны напряженно-деформированного состояния, т.е. при поэтапном увеличении нагрузки образуются уплотненные зоны в виде пирамид различных размеров и форм в зависимости от режима нагружения: сверху, в нижней части образца и у боковых граней (рис. 17). Деформирование образца происходит за счет движения этих пирамид как жестких тел. В указанных уплотненных зонах не происходит ухудшение физико-механических характеристик грунтов, а их улучшение (увеличение плотности,  $\phi$  и  $c$ ). Негативные процессы, снижающие физико-механические характеристики грунта, локализуются в зоне между этими «пирамидами»

(зона 4 рис. 17а). Визуальное обследование поверхности сдвига после разрушения образца показало, что грунт в этой зоне подвергается одновременному отрыву и сдвигу (рис. 1а, 1б).

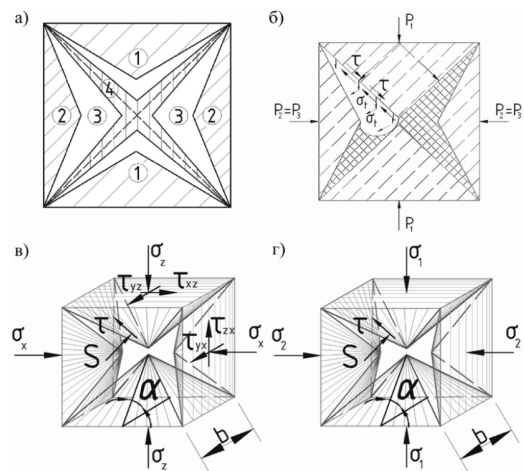


Рисунок 17. а – Схема расположения локальных зон различной плотности в образце при трехосных испытаниях 1 – вертикальные уплотненные пирамиды; 2 – уплотненные пирамиды у боковых граней; 3 – зона однородного напряженного состояния; 4 – зона дилатансии; б – Схема напряженного состояния локальных зон между уплотненными пирамидами; в – Напряженное состояние в элементарном объеме грунта в пространстве  $X, Y, Z$  в произвольный момент времени  $t$  в допредельном состоянии (напряжения  $\sigma_y, \tau_{xy}, \tau_{yz}$  условно не показаны); г – Напряженное состояние в элементарном объеме грунта в пространстве главных напряжений на стадии предельного равновесия (напряжения  $\sigma_3$  условно не показаны).

Исходя из результатов экспериментальных исследований (рис. 5 – 16) объемную деформацию  $\varepsilon_V$  грунта можно представить в виде:

$$\varepsilon_V = \varepsilon_{V,0} \pm \sum_{i=1}^n \varepsilon_{V,D} \quad (1)$$

где  $\varepsilon_{V,0}$  – объемная деформация, при всестороннем обжатии;  $\varepsilon_{V,D}$  – объемная деформация, вызванная воздействием девиатора напряжений;  $n$  – количество блоков нагружения.

Величина  $\varepsilon_{V,0}$  является функцией не только от  $\sigma_m$ , но и от сдвигающих напряжений  $\tau$ , возникающих вследствие различия



сопротивления грунта растяжению и сжатию:

$$\varepsilon_{V,0} = f_I^*(\sigma_m, \tau, t). \quad (2)$$

В связи с тем, что деформации сдвига  $\gamma_i$  зависят от интенсивности касательных напряжений  $\tau_i$ , от среднего нормального напряжения  $\sigma_m$  и вида напряженного состояния, деформации формоизменения представляются в виде:

$$\varepsilon_{V,D} = f_2^*(\sigma_m, \tau_i, t). \quad (3)$$

Учитывая закономерности изменения объемных деформаций, принимаем, в процессе режимного нагружения происходит развитие деформации изменения объема и деформации формоизменения.

Объемная деформация грунта во времени описывается в соответствии с теорией наследственной ползучести Больцмана – Вольтерра, модифицированной Масловым – Арутюняном применительно к грунтам, с учетом установленных в экспериментальных исследованиях особенностей поведения грунта при режимном нагружении. Полная деформация сдвига или объема при произвольном режиме нагружения записывается в виде:

$$\varepsilon_i = \frac{\sigma_i(t)}{G(t)} + \frac{1}{G(t)} \int_{\tau}^t K_{\gamma}(t, \tau) \cdot \sigma_i(\tau) \cdot d\tau; \quad (4)$$

$$\varepsilon_v = \frac{\sigma(t)}{K(t)} + \frac{1}{K(t)} \int_{\tau}^t K_v(t, \tau) \cdot \sigma(\tau) \cdot d\tau; \quad (5)$$

где  $G(t)$  и  $K(t)$  – переменные модули сдвига и объемных деформаций при режимном нагружении;  $K_{\gamma}(t, \tau)$  – ядро ползучести, представляющее собой скорость сдвиговой деформации при единичном значении интенсивности нагружения;  $K_v(t, \tau)$  – ядро ползучести, представляющее собой скорость объемной деформации при единичном значении среднего напряжения.

При разработке уравнений деформирования глинистого грунта в пространственном напряженном состоянии при режимном нагружении учитываются процессы упрочнения (старения) глинистого грунта во времени, для чего вводится функция старения  $\phi(t)$ . С учетом процесса упрочнения ядра ползучести представляются в виде:

$$K_{\gamma}(\sigma, t - \tau) = \begin{cases} \phi_{\gamma}(\tau) \cdot \frac{\delta_{\gamma 1}}{(t - \tau)} \cdot \delta_{\gamma 2} \\ \text{при } 0 \leq t \leq t_{нт} \\ \phi_{\gamma}(\tau) \cdot C(\sigma) \\ \text{при } t > t_{нт} \end{cases}, \quad (6)$$

$$K_v(\sigma, t - \tau) = \begin{cases} \phi_v(\tau) \cdot \frac{\delta_{v 1}}{(t - \tau)} \cdot \delta_{v 2} \\ \text{при } 0 \leq t \leq t_{нт} \\ \phi_v(\tau) \cdot C(\sigma) \\ \text{при } t > t_{нт} \end{cases}, \quad (7)$$

где  $t_{нт}$  – время начала стабилизации скорости деформирования.

На основании выше изложенного можно заключить, что в начальной стадии режимного трехосного сжатия наблюдается неоднородность напряженно-деформированного состояния в пределах образца грунта в целом. Девиаторное нагружение и длительная выдержка при режимном девиаторном нагружении сопровождается возникновением и развитием множества поверхностей сдвига и разрывов сплошности грунта образца, положение которых меняется в процессе увеличения девиатора и во времени, и следовательно, отрицательная дилатансия (разрыхление) глинистого грунта при длительном трехосном сжатии локализуется в пределах потенциально возможных площадок предельного равновесия [Мирсаяпов И.Т. & Королева И.В.]. В связи с тем, что разрыхление (дилатансия) грунта в этих локальных зонах происходит в стесненных условиях (стесненная дилатансия) возникают значительные напряжения дилатансии в грунте вокруг зоны разрыхления, которая является буферной зоной передачи усилий от вертикальных пирамид к зоне ненарушенного грунта (рис. 17а, 17б). В предельном состоянии разрушение глинистого грунта локализуется в зонах между уплотненными пирамидами и на этой стадии в этой зоне условно можно принимать, что напряженно-деформированное состояние образца однородное.

Исходя из предложенной в работе [Мионов В.А. & Софьин О.Е.] модели и результатов экспериментальных исследований при режимном нагружении предлагается схема неупругого деформирования глинистых грунтов, согласно которой сила сухого

трения Кулона отклоняется от площадки предельного равновесия и действует в плоскости чисто тангенциального скольжения физических частиц. Определение ориентации таких потенциально опасных площадок требует учета деформированного состояния грунта в условиях режимного нагружения.

Учитывая, что независимо от степени начальной неоднородности напряженно-деформированного состояния элементарного объема грунта разрушение всегда происходит в пространстве главных напряжений, совмеща пространство главных напряжений  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  и пространство главных деформаций  $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$  и сохраняя принцип коаксиальности тензоров напряжений и скоростей деформаций [Миронов В.А. & Софьин О.Е.], примем, что закон сухого трения Кулона связывает проекции сил, действующих на площадках предельного равновесия на нормаль к площадке скольжения и на нее саму. Тогда условие течения при длительном нагружении запишется в виде

$$|t| = S \cdot \operatorname{tg} \varphi(t, t_l, N, \tau) + c_0(t, t_l, N, \tau), \quad (8)$$

где  $S = \sigma_1 \cdot l \cdot l' + \sigma_2 \cdot m \cdot m' + \sigma_3 \cdot n \cdot n'$ ;  $t = ((\sigma_1 \cdot l \cdot m' - \sigma_2 \cdot m \cdot l')^2 + (\sigma_2 \cdot m \cdot n' - \sigma_3 \cdot n \cdot m')^2 + (\sigma_3 \cdot n \cdot l' - \sigma_1 \cdot l \cdot n')^2)^{1/2}$ ;  $\varphi(t, t_l, N, \tau)$  – переменный во времени угол внутреннего трения;  $c_0(t, t_l, N, \tau)$  – переменное во времени удельное сцепление;  $l, m, n$  – направляющие косинусы нормали к площадке предельного равновесия;  $l', m', n'$  – направляющие косинусы нормали к площадке скольжения.

Пространственная ориентация площадок предельного равновесия определяется формулами [Миронов В.А. & Софьин О.Е.]:

$$l^2 = \frac{\bar{I}_3}{I_2 \cdot \sigma_1}; \quad m^2 = \frac{\bar{I}_3}{I_2 \cdot \sigma_2}; \quad n^2 = \frac{\bar{I}_3}{I_2 \cdot \sigma_3}; \quad (9)$$

где  $\bar{I}_2 = \sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_2 \cdot \sigma_3 + \sigma_3 \cdot \sigma_1$  и  $\bar{I}_3 = \sigma_1 \cdot \sigma_2 \cdot \sigma_3$  – второй и третий инварианты тензора приведенных главных напряжений  $\bar{\sigma}_i = \sigma_i + H$  ( $i = 1, 2, 3$ );  $H = c/\operatorname{ctg} \varphi$  – всестороннее сжатие, определяемое по гипотезе Кулона – Мора;  $\varphi$  – переменное значение угла внутреннего трения;  $c$  – переменное значение удельного сцепления в процессе режимного нагружения.

Выражения для направляющих косинусов нормали к площадкам скольжения

представляются в виде [Миронов В.А. & Софьин О.Е.]:

$$\left. \begin{aligned} (l')^2 &= \frac{1}{3} \cdot \frac{3 \cdot \varepsilon_2 \cdot \varepsilon_3 - I_2 + \sqrt{I_2^2 - 3 \cdot I_1 \cdot I_3}}{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \cdot (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)}; \\ (m')^2 &= \frac{1}{3} \cdot \frac{3 \cdot \varepsilon_1 \cdot \varepsilon_3 - I_2 + \sqrt{I_2^2 - 3 \cdot I_1 \cdot I_3}}{(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \cdot (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)}; \\ (n')^2 &= \frac{1}{3} \cdot \frac{3 \cdot \varepsilon_1 \cdot \varepsilon_2 - I_2 + \sqrt{I_2^2 - 3 \cdot I_1 \cdot I_3}}{(\varepsilon_3 - \varepsilon_1) \cdot (\varepsilon_3 - \varepsilon_2)}; \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

где  $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$  – приращения главных деформаций в процессе режимного нагружения;

$I_1 = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$ ;  $I_2 = \varepsilon_1 \cdot \varepsilon_2 + \varepsilon_2 \cdot \varepsilon_3 + \varepsilon_1 \cdot \varepsilon_3$ ;  $I_3 = \varepsilon_1 \cdot \varepsilon_2 \cdot \varepsilon_3$  – первый, второй и третий инварианты приращения деформаций.

Как было указано выше, ориентация потенциально возможных площадок предельного состояния в общем случае не постоянна, а изменяется в процессе неупругого деформирования грунта при режимном нагружении.

Исходя из выше изложенной модели и результатов экспериментальных исследований (рис. 1) условие прочности при трехосном режимном сжатии представляется в виде:

$$4 \cdot \left[ \sigma_V(t, t_l, N) \cdot A_{sh} \cdot \cos \alpha_l(t, t_l, N) + \left[ \tau_V(t, t_l, N) \cdot A_{sh} \cdot \sin \alpha_l(t, t_l, N) \right] \right] \geq \sigma_l \cdot A_l, \quad (11)$$

где  $A_{sh} = b^2 / (4 \cos \alpha_2(t, t_l, N))$  – площадь поверхности боковых граней пирамиды;  $A_l = b^2$  – площадь грани куба;  $\alpha_l(t, t_l, N)$  – переменный во времени угол наклона площадки предельного равновесия;  $\alpha_2(t, t_l, N)$  – переменный во времени угол наклона площадки сдвига;  $\sigma_V(t, t_l, N) = \sigma_1 \cdot l(t, t_l, N) \cdot l'(t, t_l, N) + \sigma_2 \cdot m(t, t_l, N) \cdot m'(t, t_l, N) + \sigma_3 \cdot n(t, t_l, N) \cdot n'(t, t_l, N) + \sigma_d(t, t_l, N)$  – нормальные напряжения;  $\sigma_d(t, t_l, N) = E \cdot \Delta \delta_d / ((1 + \nu) \cdot r)$  – дилатантные напряжения;  $\tau_V(t, t_l, N) = S \cdot \operatorname{tg} \varphi_0(t, t_l, N, \tau) + c_0(t, t_l, N, \tau)$  – касательные напряжения на площадке предельного равновесия.

Таким образом, прочность грунта при режимном трехосном сжатии зависит от изменения угла внутреннего трения, удельного сцепления и угла наклона плоскости предельного равновесия.

Согласно результатам [Мирсаяпов И.Т. & Королева И.В.], разрушение наступает, когда степень поврежденности микротрещинами в

зоне предельного равновесия достигает критического значения. Снижение прочности грунта во времени происходит, в основном, за счет уменьшения сил сцепления, тогда как угол внутреннего трения меняется незначительно.

Опираясь на результаты исследований [Вялов С.С.; Зарецкий Ю.К. & Вялов С.С.; Мирсаяпов И.Т. & Королева И.В.] можно представить следующую схему развития деформаций ползучести и изменения длительного сопротивления разрушению в процессе режимного нагружения. В зависимости от величины и продолжительности действия нагрузки в многофазном глинистом грунте происходят два взаимно компенсирующих явления – упрочнение, обусловленное залечиванием дефектов и более плотной перекомпоновкой частиц, и разупрочнение, вызванное переориентацией частиц, а также образованием и развитием микро и макротрещин (рис 17б). В тех случаях, когда разупрочнение начнет превалировать над упрочнением, возникает стадия разрушения и прогрессирующей ползучести. В этой стадии продолжается интенсивный распад микроструктуры и переориентация частиц, причем эти процессы охватывают не весь объем грунта, а лишь зоны предельного равновесия с пониженным значением сопротивления, где происходит развитие трещин.

Учитывая выше изложенное, выражение, учитывающее изменение удельного сцепления между частицами грунта, представляется в общем виде

$$c_0(t, \tau) = K_{lct}^M \cdot q(S), \quad (12)$$

где  $q(S)$  – некоторая функция суммарной длины трещин  $S$ ;  $K_{lct}^M$  – коэффициент интенсивности напряжений в вершине трещин в грунте в процессе режимного нагружения.

Критической длина трещин зависит от заданной внешней нагрузки  $T$ .

В дальнейшем, используя методику, предложенную в [Зайцев Ю.В.], после некоторых преобразований и упрощений получаем функцию снижения прочности грунта (удельное сцепление) в процессе режимного нагружения

$$\eta(t, \tau_I) = m(t, \tau_I) \cdot \lambda(t, \tau_I) \times \sqrt{\frac{K(\tau_I)}{K(t)} \cdot \frac{I}{I + K(\tau_I) \cdot C(t, \tau_I)}}, \quad (13)$$

Тогда удельное сцепление между частицами с учетом фактора времени представится в виде

$$C_0(t, \tau_I) = C_0(\tau_I) \cdot m(t, \tau_I) \cdot \lambda(t, \tau_I) \times \sqrt{\frac{K(\tau_I)}{K(t)} \cdot \frac{I}{I + K(\tau_I) \cdot C(t, \tau_I)}}, \quad (14)$$

где  $C(t, \tau_I)$  – мера объемной ползучести грунта;  $C_0(\tau_I)$  – начальное значение удельного сцепления грунта при кратковременном нагружении;  $m(t, \tau_I)$  – функция упрочнения грунта за счет восстановления водно-коллоидных связей;  $\lambda(t, \tau_I)$  – функция упрочнения за счет восстановления структурных связей грунта с учетом сочетания различных блоков в процессе режимного нагружения.

Функции  $m(t, \tau)$  и  $\lambda(t, \tau)$  учитывают эффекты задержки развития микро и макро трещин и эффекты самоупрочнения и самозалечивания глинистого грунта за счет восстановления структурных и коагуляционных связей на ранних стадиях нагружения (в блоках с низким уровнем напряжений) или после перехода от блока с циклическим нагружением к блоку с длительным статическим нагружением.

Изменение угла внутреннего трения грунта определяется в зависимости от изменения ориентации площадок предельного равновесия при длительном неупругом деформировании в процессе режимного нагружения с учетом сочетания различных блоков нагружения.

#### 4. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Разработаны расчетные модели деформирования и прочности глинистого грунта при трехосном режимном нагружении, включая выражения для определения удельного сцепления и угла внутреннего трения, а также модулей сдвига, линейной и объемной деформации.

Расчетные модели корректно отражают особенности нелинейного деформирования глинистых грунтов при трехосном режимном нагружении.

## 5. СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Вялов С.С. 1978. Реологические основы механики грунтов. *Монография*, 447 с.
- Зайцев Ю.В. 1991. Механика разрушения для строителей. *Монография*, 288 с.
- Зарецкий Ю.К. & Вялов С.С. 1971. Вопросы структурной механики глинистых грунтов. *Научно-технический журнал Основания, фундаменты, механика грунтов*, №3, с. 2-12.
- Месчан С.Р. 1985. Экспериментальная реология глинистых грунтов. *Монография*, 341 с.
- Миронов В.А. & Софьин О.Е. 2003. Модель предельного течения дилатирующих грунтов при сложном напряженном состоянии. *Сборник трудов Международной научно-технической конференции «Геотехника Беларуси: наука и практика»*, №1-2, с. 71 – 75.
- Мирсаяпов И.Т. & Королева И.В. 2011. Расчетная модель длительного нелинейного деформирования глинистых грунтов при сложном напряженном состоянии. *Журнал Известия КГАСУ*, №2(16), с.121-128.

# Особенности конечноэлементного моделирования деформаций морозного пучения и оттаивания грунтов

Парамонов В.Н.

Петербургский государственный университет путей сообщения, Санкт-Петербург, Россия

Набоков А.В.

Тюменский государственный архитектурно-строительный институт, Тюмень, Россия

В статье приводятся принципы решения задач для расчета изменения напряженно-деформированного состояния грунтов при их промерзании и оттаивании, что необходимо для прогноза поведения сооружений, контактирующих с этими грунтами. Предложены подходы к выбору математических моделей грунта, необходимых для прогноза деформаций пучения грунта при промерзании, в том числе с учетом миграции воды в грунтах и образования морозобойных трещин, и для прогноза деформаций грунтов при оттаивании.

## 1. ВВЕДЕНИЕ

В последние годы на рынке появилось большое количество компьютерных программ для выполнения теплофизических расчетов. Существуют универсальные программы, реализующие широкий круг теплотехнических задач – определение температурных полей и градиентов, тепловых потоков в строительных конструкциях (COSMOS/M, ADINAT, ANSYS, NASTRAN, LS-DYNA, STAR-CD и др.) Эти пакеты программ ориентированы на расчет трехмерных изотропных и ортотропных твердых тел. Они позволяют рассчитывать стационарное состояние и переходные процессы в линейной и нелинейной постановке с моделированием следующих краевых и начальных условий: температура, тепловой поток, теплообмен путем конвекции и радиационного излучения с объемным тепловыделением.

Наиболее известным в геотехнических исследованиях распределения температурных полей в плоских и осесимметричных условиях является канадский программный модуль TEMP/W программного комплекса GEO-SLOPE. Этот модуль позволяет учитывать теплопроводность, теплоемкость, содержание незамерзшей воды, теплоту фазовых переходов, а также изменение граничных условий.

Пионерными научными публикациями по численному анализу взаимодействия

фундаментов с промерзающими пучинистыми грунтами были работы Г.Н. Полянкина (1980), А.Б. Фадеева (1987). В этих работах предложен методический подход к решению задач морозного пучения при промерзании грунта. В работе И.И. Сахарова (1995) предложено конечно-элементное решение задач, связанных с установлением напряженно-деформированного состояния грунта как при его промерзании, так и при оттаивании. Учитывая уровень развития вычислительной техники в те годы, задачи решали довольно упрощенно, хотя базовые идеи закладывались именно в этих работах.

Можно констатировать, что решение теплофизических задач, связанных с определением полей распределения температуры в промерзающих и оттаивающих грунтах, достаточно хорошо отработано. Однако установление температурных полей не является самоцелью для решения задачи промерзания и оттаивания грунта. Более важным является определение изменения напряженно-деформированного состояния массива грунта в процессе промерзания и оттаивания и влияния на конструкции сооружений, контактирующих с грунтами. Таких же программных комплексов практически нет ни в отечественной, ни в мировой практике

В связи с этим в начале XXI века нами был разработан модуль «Termoground» [Kudryavtsev S.A, Sakharov I.I., Paramonov V.N. 2002], предназначенный для анализа

процессов промерзания, морозного пучения и оттаивания грунта по установившимся температурным и влажностным полям. Программный модуль «Termoground» был реализован в программном комплексе «FEM models».

## 2. КОНЕЧНОЭЛЕМЕНТНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ЗАДАЧ ПРОМЕРЗАНИЯ И ОТТАИВАНИЯ ГРУНТОВ

Система уравнений метода конечных элементов для деформируемой среды в условиях статического (квазистатического) нагружения сводится к линейной системе уравнений равновесия, удовлетворяющих соответствующим граничным условиям:

$$[K]\{\delta(t)\} = \{F(t)\}, \quad (1)$$

где  $[K]$  – матрица жесткости системы конечных элементов (МЖС), характеризующая геометрию расчетной области и механические свойства среды,  $\{\delta(t)\}$  – вектор узловых перемещений,  $\{F(t)\}$  – вектор узловых сил.

Вектор узловых сил представляется в виде:

$$\{F(t_n)\} = \{F_e(t_{n-1})\} + \{\Delta F_e(t_n)\} + \{F_\gamma(t_{n-1})\} + \{\Delta F_\gamma(t_n)\} + \{F_p(t_{n-1})\} + \{\Delta F_p(t_n)\} + \{F_f(t_{n-1})\} + \{\Delta F_f(t_n)\} \quad (2)$$

где  $\{F_e(t_{n-1})\}$  – вектор сил, обусловленный внешними силовыми факторами (внешней нагрузкой) на предыдущем шаге решения (предыдущий момент времени);

$\{\Delta F_e(t_n)\}$  – прирост нагрузки на текущем шаге решения (временном шаге и/или шаге нагружения);

$\{F_\gamma(t_{n-1})\}$  – вектор сил от массовых нагрузок;

$\{\Delta F_\gamma(t_n)\}$  – прирост вектора массовых сил;  
 $\{F_p(t_{n-1})\}$  – фиктивный вектор накопленных сил, определяемый нелинейной математической моделью среды и включающий накопленные деформации (напряжения) в среде. Этот вектор определяется законом накопления деформаций (пластических, вязкопластических, вязкоупругих, нелинейно упругих и т.п.). Для его вычисления в МКЭ обычно

используются так называемые методы начальных напряжений или начальных деформаций;

$\{\Delta F_p(t_n)\}$  – прирост фиктивного вектора узловых сил;

$\{F_f(t_{n-1})\}$  – дополнительные силовые факторы, определяемые температурными воздействиями (пучение, деформация оттаивания);

$\{\Delta F_f(t_n)\}$  – прирост дополнительных сил.

Задача о промерзании и оттаивании грунтов реализована несвязанной, т.е. температурные поля определяются независимо от напряженно-деформированного состояния массива грунта. Таким образом, решение задачи представляется двумя этапами. На первом этапе решается система уравнений, основанная на уравнении нестационарной теплопроводности:

$$C_{th(f)}\rho_d \frac{\partial T}{\partial t} = \lambda_{th(f)} \left( \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) + q_v \quad (3)$$

где  $C_{th(f)}$  – удельная теплоемкость талого или мерзлого грунта;  $\rho_d$  – плотность сухого грунта;  $T$  – температура;  $t$  – время;  $\lambda_{th(f)}$  – теплопроводность талого или мерзлого грунта;  $x, y, z$  – координаты;  $q_v$  – мощность внутренних источников тепла.

Функция теплоемкости состоит из двух частей. Первая часть – объемная теплоемкость грунта (талого или мерзлого), вторая часть – скрытая теплота фазовых переходов в интервале отрицательных температур, поглощенная или отданная грунтом из-за изменений фазы грунтовой воды, представленная в виде:

$$C_{(f)} = C_{(f)} + L_0 \frac{\partial W_w}{\partial T} \quad (4)$$

где  $L_0$  – теплота фазовых превращений воды;  $W_w$  – влажность мерзлого грунта за счет незамерзшей воды.

В рамках программы Termoground реализована модель Кроника Я.А. (1982), в которой учитывается скрытая теплота фазовых переходов в спектре отрицательных температур от температуры начала замерза-

ния  $T_{bf}$  до температуры мерзлого состояния  $T_f$ . Теплопроводность и теплоемкость грунта определяются в зависимости от состояния грунта (талое, мерзлое). В интервале от  $T_{bf}$  до  $T_f$  теплофизические характеристики принимаются переменными.

Теплофизические характеристики определяются, в том числе, влажностью грунта, определяемой содержанием воды, изначально содержащейся в порах грунта, а также мигрирующей к фронту промерзания при высоком уровне грунтовых вод.

### 3. ОСОБЕННОСТИ РЕШЕНИЯ ЗАДАЧ ПУЧЕНИЯ ГРУНТОВ ПРИ ПРОМЕРЗАНИИ

В программном модуле «Termoground» относительные деформации морозного пучения грунта при промерзании определяются в зависимости от объема замерзшей воды, первоначально находящейся в порах грунта и привнесенной при миграции влаги, и объема морозобойных трещин.

Относительные деформации, перпендикулярные фронту промерзания грунта от воздействия сил морозного пучения, в программном модуле «Termoground» в общем виде представлены следующей зависимостью:

$$\varepsilon_{f\perp} = 0.09(w_{tot} - w_w) \frac{\rho_d}{\rho_w} + 1.09 \int_0^{t_c} q_{wf} dt + \varepsilon_{cr}, \quad (5)$$

где  $\varepsilon_{cr}$  – относительные деформации за счет образования морозобойных трещин.

Первая часть формулы отражает относительную деформацию за счет увеличения объема грунта при замерзании воды, первоначально находящейся в порах грунта. Второе слагаемое показывает величину относительной деформации за счет увеличения его объема при замерзании воды, мигрирующей в промерзающую толщу грунтов. Третье слагаемое формулы отражает величину относительных деформаций за счет образования морозобойных трещин в основании при промерзании.

Особенностью реализованной модели является то, что в общем случае в расчетах

учитывается неоднородность промерзания грунтов. Строго говоря, фронт промерзания может представляться горизонтальным только в задачах промерзания с горизонтальной поверхностью свободного от инженерных сооружений грунта, горизонтальным залеганием слоев грунта. Такая задача практического значения не имеет, хотя и обычно применяется для упрощенных инженерных расчетов.

В программе же в общем случае фронт промерзания не горизонтальный, поэтому деформации пучения не являются вертикальными. Ярким примером необходимости учета неоднородного промерзания грунта является задача о промерзании массива грунта вокруг котлована (рис. 1, Сахаров И.И., Парамонов М.В., 2012).

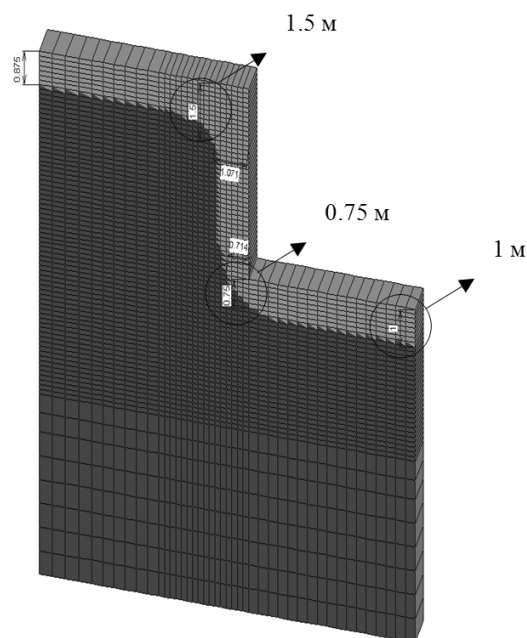


Рис.1. Максимальная глубина промерзания вдоль контура выемки

Относительные деформации, параллельные фронту промерзания, параллельные фронту промерзания, определяются из выражения:

$$\varepsilon_{f\parallel} = \psi \varepsilon_{f\perp}, \quad (6)$$

где  $\psi$  – коэффициент анизотропии морозного пучения.

Приращение компонент вектора относительных деформаций морозного пучения,

записанные в глобальных осях, определяются из выражения:

$$d\varepsilon_{fh} = \varepsilon_i - \varepsilon_{i-1}, \quad (7)$$

или в матричной форме:

$$\{d\varepsilon_{fh}\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} l_{sx} \\ l_{sy} \\ l_{sz} \end{bmatrix}^T \begin{Bmatrix} \psi d\varepsilon_{fh\perp} \\ d\varepsilon_{fh\perp} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \begin{bmatrix} l_{sx} \\ l_{sy} \\ l_{sz} \end{bmatrix}, \quad (8)$$

где  $l_{sx}$ ,  $l_{sy}$ ,  $l_{sz}$  – направляющие косинусы к ориентированному направлению  $S$  температурного градиента:

$$l_{sx} = \frac{\partial T}{\partial x} / \frac{\partial T}{\partial S}, \quad l_{sy} = \frac{\partial T}{\partial y} / \frac{\partial T}{\partial S}, \quad l_{sz} = \frac{\partial T}{\partial z} / \frac{\partial T}{\partial S}, \quad (9)$$

$$\frac{\partial T}{\partial S} = \sqrt{\left(\frac{\partial T}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial T}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial T}{\partial z}\right)^2} \quad (10)$$

Для того, чтобы вызвать такие деформации пучения, к конечному элементу необходимо приложить дополнительные усилия  $\{dF(t_n)\}$  в вектор правой части системы конечноэлементных уравнений, равный

$$\{dF_f(t_n)\} = \int_V [B]^T [D] \{d\varepsilon_{fh}\} dV = [B]^T [D] \{d\varepsilon_{fh}\} V, \quad (11)$$

где  $[B]$  – матрица производных функций формы элемента,  $V$  – объем конечного элемента,  $[D]$  – матрица механических характеристик элемента, определяемая механической моделью среды.

#### 4. ОСОБЕННОСТИ РЕШЕНИЯ ЗАДАЧ ОТТАИВАНИЯ ГРУНТОВ

Проблема построения модели для условий пространственной работы грунта заключается в том, что для определения параметров модели потребуется проводить опыты в трехосных условиях с оттаиванием грунта. Однако оттаивание грунта будет происходить с внешних контуров образца, внутренняя же часть будет находиться в заморо-

женном состоянии. Под действием даже гидростатической нагрузки, очевидно, форма образца будет искажаться.

В связи со сложностью проведения таких экспериментов испытания образцов, согласно ГОСТ 19706-74, выполняются в компрессионном приборе.

В отличие от пучения, максимальное значение которого развивается перпендикулярно фронту промерзания, деформации оттаивания определяются силой тяжести и поэтому вертикальны.

В связи с этим, в одной из моделей, реализованной в программном модуле “Termoground”, вертикальные деформации оттаивания определяются по результатам лабораторных исследований, согласно ГОСТ 19706-74 (рис. 2).

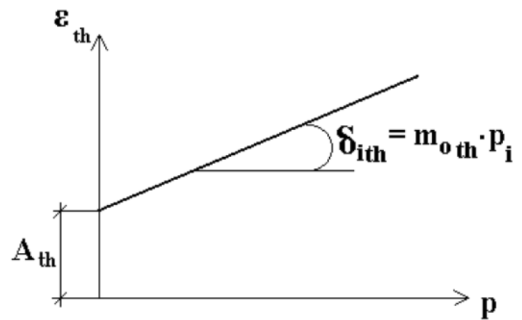


Рис. 2. Зависимость относительной осадки мерзлых грунтов от вертикального давления при оттаивании

В этом случае относительные деформации оттаивающих грунтов определяются выражения:

$$\varepsilon_{th} = A_{th} + \delta_{ith}, \quad (12)$$

где  $A_{th}$  – относительная деформация тепловой осадки оттаивания;  $\delta_{ith}$  – относительная деформация грузовой осадки оттаивания

$$\delta_{ith} = m_{0th} \cdot p_i, \quad (13)$$

$m_{0th}$  – коэффициент сжимаемости оттаивающего грунта ( $\text{МПа}^{-1}$ ),  $p_i$  – уплотняющее вертикальное давление ( $\text{МПа}$ ).

Для пространственных же условий работы грунта из имеющихся в научной литературе можно найти единственный подход, предложенный М.Ф.Киселевым (1978). На основании многочисленных опытов им



предложено выражение для определения вертикальных деформаций оттаивания, определяемых в зависимости от физических характеристик промороженного грунта:

$$d\varepsilon_{th} = \frac{W - W_p - K_d \cdot I_p}{\gamma_w / \gamma_s + W}, \quad (14)$$

где  $I_p$  – число пластичности;  $\gamma_w$  – удельный вес воды;  $\gamma_s$  – удельный вес частиц грунта;  $K_d$  – коэффициент уплотняемости, зависящий от дисперсности глинистого грунта и уплотняющего давления при оттаивании, определяемый из следующего уравнения:

$$K_d = a \cdot I_p^{-b} + c, \quad (15)$$

где  $a$ ,  $b$ ,  $c$  – эмпирические коэффициенты, зависящие от уплотняющего давления.

По физическому смыслу значение  $d\varepsilon_{th}$  представляет собой отношение объема оттаявшего под давлением грунта к его начальному объему в мерзлом состоянии.

Приращение относительных деформаций оттаивания промороженных грунтов определяется из выражения:

$$\{d\varepsilon_{th}\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -\nu d\varepsilon_{th} \\ -\nu d\varepsilon_{th} \\ d\varepsilon_{th} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}, \quad (16)$$

где  $\nu$  – коэффициент Пуассона.

Добавочный вектор узловых сил в первой части системы уравнений МКЭ будет представлен в виде:

$$\begin{aligned} \{\Delta F_f(t_n)\} &= \int_V [B]^T [D] \{d\varepsilon_{th}\} dV = \\ &= [B]^T [D] \{d\varepsilon_{th}\} V \end{aligned} \quad (17)$$

## 5. ВЫВОДЫ

На основании предложенной системы конечно-элементных уравнений решено большое количество задач промерзания и оттаивания грунтов, опубликованных в статьях С.А. Кудрявцева, И.И. Сахарова, В.Н. Парамонова, которые позволили отладить математическую модель грунта для рассмотренных случаев. Фактически про-

граммный модуль «Termoground» представляет собой единственный программный продукт, позволяющий выполнять анализ напряженно-деформированного состояния промерзающего и оттаивающего грунта в трехмерной постановке, выполнять расчет деформаций и усилий в конструкциях, контактирующих с основанием, испытывающим промерзание и оттаивание.

Большой интерес представляет развитие математической модели оттаивания грунта, что требует разработки испытаний грунта в трехосных условиях. Интерес также представляет описание пластической работы оттаивающего грунта при достижении предела текучести. Программный модуль остается открытым для реализации собственных моделей пользователей.

## 6. ЛИТЕРАТУРА

- Киселев М.Ф. Теория сжимаемости оттаивающих грунтов под давлением. Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1978. 176 с.
- Кроник Я.А. Термомеханические модели мерзлых грунтов и криогенных процессов. – В кн.: Реология грунтов и инженерное мерзлотоведение. М.: Наука, 1982. С.200-211.
- Полянкин Г.Н., Ким А.Ф., Пусков В.И. Оценка напряженно-деформированного состояния промерзающего слоя грунта при его взаимодействии с боковой поверхностью фундамента. Инженерно-геологические условия и особенности фундаментостроения при транспортном строительстве в Сибири. Новосибирск. НИИЖТ, 1980. С.50-59.
- Сахаров И.И. Физикомеханика криопроцесса в грунтах и ее приложения при оценке деформаций зданий и сооружений. Автореф. дисс. докт. техн. наук. Пермь. 1995. 44 с.
- Сахаров И.И., Парамонов, М.В. Численная оценка влияния морозного пучения на НДС укрепленных стен котлованов // Численные методы расчетов в практике геотехники: сборник трудов научно-технической конференции – СПб.: СПбГАСУ, 2012. – С.159-164.
- Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике. М.: Недра, 1987. 221с.
- Kudryavtsev S.A, Sakharov I.I., Paramonov V.N. Numerical forecast of freezing, heave and thawing of soils under footings in three-dimensional mode. Permafrost engineering. Proc. IVth Int. symposium on permafrost engineering. – Yakutsk: Permafrost Institute Press, 2002. – Vol.1. P.198-202.

## Структура взаимодействия исторических зданий и подземных сооружений с геологической средой г. Москвы

Пашкин Е.М.

Российский Государственный Геологоразведочный Университет имени Серго Орджоникидзе, Москва, Россия

Сохранность объектов культурного наследия обеспечивается действующими на них факторами внешней среды, взаимодействие с которыми проявляется в квазипериодическом режиме и взаимодействием несущих конструкций с элементами геологической среды, связь между которыми происходит в функциональном режиме в форме механического воздействия. В такой целостной системе как историческая природно-техническая система «памятник – геологическая среда», срок функционирования которой составляет сотни лет, взаимодействие сопровождается отражением изменений свойств и состояния взаимодействующих между собой здания памятника и геологической среды. Их структура становится важнейшим диагностическим признаком, позволяющим выявлять слабые звенья, как продукты длительного взаимодействия между элементами. Исторические системы включают в сферу интересов не традиционные для инженерной геологии исследования, а изучают причинно-следственные отношения конструктивных элементов с инженерно-геологическими процессами, с осмыслением результатов их взаимодействий. Рассмотрим проблемы сохранности некоторых памятников архитектуры в связи с меняющейся структурой геологической среды в Москве.

Планируемое увеличение объёма использования подземного пространства в Москве приведёт к осложнению условий взаимодействия существующих и строящихся подземных и надземных сооружений с геологической средой, поскольку это будет связано с изменением ее структуры и свойств, которые определяют поведение геологической среды. Город в своей исторической части практически исчерпал

дальнейшее развитие по латерали, сохранив лишь вертикальную составляющую – возможность строиться только по вертикали вниз. Это станет основной тенденцией развития мегаполиса в наступившем столетии и будет связано с интенсивным освоением подземного пространства. Оно коснётся в первую очередь строительства метрополитена, автотранспортных тоннелей, развязок, подземных автостоянок, объектов торговли, спортивных сооружений, зон досуга, складов, как способа решения проблемы дефицита территории в центре мегаполиса.

В ближайшие десятилетия намечено удвоить общую протяжённость трасс московского метрополитена и резко увеличить число внеуличных организованных парковок. Всё это в совместном воздействии с инженерно-геологическими процессами приведёт к увеличению техногенных нагрузок на геологическую среду, и проблема использования подземного пространства станет достаточно трудной из-за сложной композиции физических взаимодействий в подземной инфраструктуре города, включая депрессионное уплотнение грунтов и их суффозионное разуплотнение. Формирование подземной техносферы Москвы на протяжении последних десятилетий уже оказало влияние на геологическую среду при изменении баланса подземных вод, приведшем к нарушению структуры взаимодействия между ее элементами за счет снятия гидростатического давления при создании депрессионных воронок и трансформации напряжённо-деформированного состояния грунтового массива. Помимо признания взаимодействующих явлений в геологической среде, необходимо выяснять возникновение взаимодействующих сил, их локализацию, происхождение и привязку к слабым

звеньям в структуре геологической среды. Это достаточно важно, поскольку реализация градиентов силового поля чаще реализуется по принципу «слабого звена».

При общей длине пройденных тоннелей метрополитена около 800 км (в однопутном исчислении) в сильнообводнённых породах их проходка сопровождалась огромным притоком воды, который в настоящее время при их эксплуатации составляет около 400 тыс. м<sup>3</sup> в сутки. Это привело при создавшихся депрессионных воронках к масштабному развитию в некоторых районах суффозионных процессов, разуплотнению грунтов, деформации земной поверхности, достигавшей в песках и суглинках до 200-350 мм. Одновременно причиной подобных деформаций явилось изменение напряжённо-деформированного состояния грунтового массива в результате экскавации пород из тоннелей объёмом несколько десятков миллионов кубических метров. Всё это обусловило создание иной подземной инфраструктуры города, которую необходимо учитывать при проектировании и строительстве подземных сооружений и учитывать при принятии управленческих решений сложную структуру взаимодействий между существующими надземными (особенно историческими) и подземными сооружениями.

Наиболее сложным при создании подземных сооружений как при инженерно-геологических изысканиях, так и в период их проектирования, строительства и эксплуатации является выявление слабого звена. Сама по себе сущность этого элемента в структуре геологической среды предполагает наибольшую сложность в его локализации при изысканиях, его неожиданность и неопределённость проявления при строительстве и во время эксплуатации подземных сооружений. Даже при предварительном выявлении слабого звена оно сохраняет значительную неопределённость при оценке механизма взаимодействия подземного сооружения с геологической средой во время строительства и в период его эксплуатации. При освоении подземного пространства Москвы эта проблема в большинстве случаев остаётся нерешённой.

На территории города слабые звенья проявляются не только при пересечении тоннелями погребённых речных долин, палеодолины р. Москвы, линеаментов в

пределах депрессионных воронок, но чаще формируются в результате сложных взаимодействий техногенных и природных факторов. Так, в исторической части Москвы, в пределах созданной значительными откачками депрессионной воронки проявляются интенсивные суффозионные процессы, которые усиливаются локализованными воздействиями утечек воды и вибрационными нагрузками от метрополитена. Примером такого сложного взаимодействия может служить ситуация, возникшая в основании Греческого зала музея им. А.С.Пушкина, когда суффозионный вынос мелких частиц грунта утечками воды из ванны калориферной системы привёл к его разуплотнению, а динамические воздействия от проходящих в непосредственной близости составов метрополитена довели его до уплотнения и последующего отрыва от подошвы фундамента на 0,6 м на участке длиной 12 м (рис. 1). Этот пример показывает насколько сложным и непредвиденным может оказаться алгоритм протекающих физических взаимодействий.



Рис.1.Отрыв грунтов основания от подошвы фундамента Греческого зала музея им. А.С.Пушкина.

Таким же сложным и ещё более непредвиденным оказалось взаимодействие конструкций станции метро «Маяковская», её эксплуатационного режима с геологической средой, окружающей станцию. Полвека назад на станции стали проявляться дефекты, возникшие в результате нарушения взаимодействия обделки тоннелей с грунтовым массивом и подземными водами. Наиболее опасным результатом деструкции этого взаимодействия стали проявляться течи в парусах колонн, которые появились

уже в конце 50-х годов, когда резко возросла интенсивность движения на Горьковской линии, приведшая к увеличению вибрационных нагрузок на чугунную обделку путевых тоннелей станции. Вибрационное воздействие через обделку передавалось на глинистые грунты, залегающие в нижней части путевых тоннелей, уплотнило их и в конечном итоге привело к отрыву сводов тоннелей от расположенного над ними грунтового массива юрских глин, создав так называемую «зону отлипания».

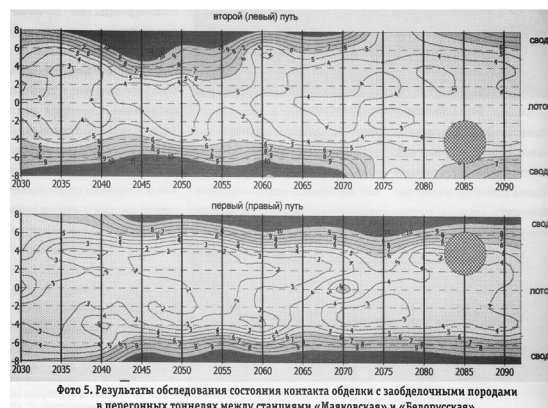


Рис.2. Формирование зоны отлипания

На рисунке 2 показаны результаты обследования состояния контакта обделки с окружающими тоннель грунтами, на котором показано отсутствие контакта в своде между внешним контуром тубингов и примыкающими грунтами. Отсутствие контакта по внешнему контуру тоннеля создало условия для перетока напорных подземных вод измайловского водоносного горизонта в енды над парусами колонн, откуда они по нарушенным швам между тубингами стали проникать на станцию (рис.3)

В данном случае слабым звеном оказались глины верхнего карбона, которые под воздействием вибрационных нагрузок уплотнились, разрушив первоначальную структуру взаимодействия обделки тоннеля с грунтовым массивом, образовав зону отлипания и создав условия для перетока подземных вод и попадания их в интерьер станции. В сложившейся обстановке управленческая стратегия может быть сведена к проведению цементации заобделочного пространства и известняков измайловского водоносного горизонта.

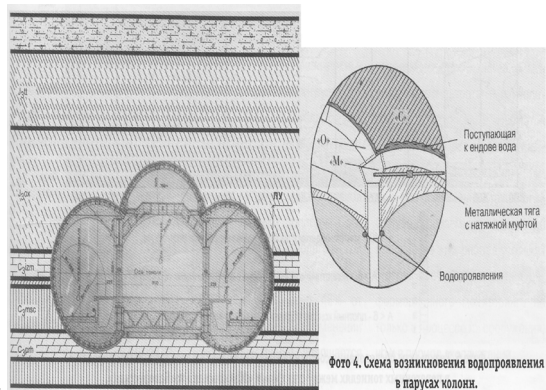


Рис.3.Путь поступления воды на станции метро «Маяковская»

Одним из серьезных возмущающих полей при освоении подземного пространства в пределах исторических территорий города служит гидродинамическое поле, создаваемое в геологической среде при проведении технического водопонижения. Так, при строительстве станции «Боровицкая» с помощью опережающего глубинного водопонижения была создана глубокая депрессионная воронка, снявшая гидростатическое давление и приведшая к перераспределению напряжений в грунтовом массиве. В результате на дневной поверхности образовалась мульда проседания шириной около 200м с максимальной величиной осадки – 132мм. В этой мульде кроме зданий научных залов библиотеки им. Ленина оказались здания памятников архитектуры: дом Пашкова, церковь Николы в Старом Ваганькове и др., испытавших ряд серьезных деформаций.

В ряде мест исторической части города выявлены памятники архитектуры оказавшиеся в аварийном состоянии, развитие которого отличается от стереотипных деформаций многих других зданий Москвы. Причины их образования оказались более серьезными. Анализ состояния этих сооружений показал, что даже после проведения кардинальных инженерно-реставрационных работ они вновь оказываются в аварийном состоянии. Так, дом графа Р. Воронцова (памятник архитектуры конца XVIIIв., ул. Знаменка,12), будучи «вывешенным» после появления в нем деформаций на буроинъекционных сваях, вновь стал испытывать осадки, а вблизи памятника образовались просадочные воронки диаметром 8-10м и

глубиной до 0,3м. Непосредственной причиной их образования стал суффозионный процесс, приведший к разуплотнению части песчаной толщи, контактирующей с линеаментной зоной верхнекаменноугольных известняков.

По материалам изысканий (разведочное бурение, статическое зондирование, сейсмопрофилирование) над рыхлыми песками на глубине 10-15м была выявлена куполообразная структура (рис.4), образовавшаяся в результате процесса самоорганизации песчаной толщи после длительного суффозионного выноса из песков при инфильтрации в трещиноватые известняки линеаментной зоны.

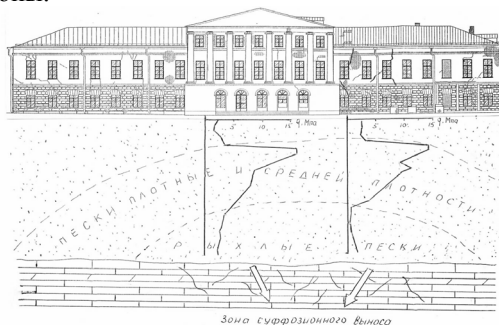


Рис.4. Образование куполообразной структуры в основании дома Р.Воронцова

Растянутый во времени и пространственный характер наблюдаемых деформаций здания памятника архитектуры есть ни что иное, как результат сосредоточенного протекания процесса суффозии вблизи линеаментных зон и образования разгружающего свода, благодаря которому сохраняется временная стабильность исторической природно-технической системы «здание памятника архитектуры – геологическая среда». Поиск причины, вызвавшей подобные деформации здания памятника архитектуры, связан с интерпретацией линеамента, как основания для расшифровывания причинно-следственных связей развития деструкции геологической среды. Совпавшие условия взаимодействия определили особенность техногенеза этой исторической территории. Это постоянный отбор подземных вод, приведший к созданию глубокой депрессионной воронки, отсутствие юрского водоупора в результате дочетвертичного размыва, локализация инфильтрационных вод в трещиноватые и

закарстованные известняки. Перечисленные факторы стали своеобразными контролирующими факторами, определяющими режим взаимодействия и их структуру.

Для подземного пространства этой части города управленческая стратегия должна быть сведена к блокированию суффозионного выноса и исключению разуплотнения песков с помощью их цементации и тем самым ликвидировать их предзаданность для развития подобных негативных изменений структуры подземного пространства города.

Несмотря на высокую обеспеченность безопасности и надёжности при применении современных технологий создания подземных сооружений выполнение этих работ в условиях Москвы требует проведения деформационного мониторинга не только в процессе их сооружения, но и в период их эксплуатации. Изменения геологической среды в результате строительно-хозяйственной деятельности в подземном пространстве города определяют степень опасности для поддержания устойчивости надземных зданий и сооружений, включая многие исторические постройки. В сфере взаимодействия с ними геологическая среда испытала влияние разных факторов, приведших к возникновению ряда негативных процессов и потери общей устойчивости. Изучение причинно-следственных связей процессов взаимодействия зданий памятников архитектуры с геологической средой и получившее диагностическую направленность в исследовании исторических природно-технических систем, стало одним из главных при проведении инженерной реставрации. Его внедрение позволит преобразовать структуру взаимодействия несущих конструкций памятников и их оснований, нарушение которой ведет к нарушению устойчивости системы в целом.

# Экспериментально-теоретические исследования центрально нагруженных фундаментов с продольным вырезом по подошве

Самородов А.В., Конюхов А.В., Кротов О.В., Фурсенко Н.В., Убийвовк А.В.  
Харьковский национальный университет строительства и архитектуры, Украина

**АННОТАЦИЯ:** В полевых условиях проведены экспериментальные исследования взаимодействия центрально нагруженных фундаментов с продольным вырезом по подошве с грунтовым основанием и предложена методика определения осадок таких конструкций фундаментов.

## 1. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕННЫХ ФУНДАМЕНТОВ С ПРОДОЛЬНЫМ ВЫРЕЗОМ ПО ПОДОШВЕ

В практике проектирования встречаются случаи передачи на фундаменты мелкого заложения значительных внецентренных нагрузок (фундаменты промсооружений, нефтехимических установок, опор эстакад, «выносных» опор покрытия стадионов, башенных сооружений, подпорных стен и др.). При больших эксцентриситетах  $e$  продольной силы  $N$  соблюдение нормативных ограничений краевых давлений на основание приводит к значительному увеличению размеров традиционных фундаментов со сплошной подошвой или отрыву подошвы при длине подошвы меньше  $b=6e$  при ширине  $l=1m$ .

В этих случаях эффективными являются фундаменты с вырезами в центральной части подошвы, которые полностью используют прочностные способности грунтового основания с соблюдением нормативных краевых ограничений и удовлетворяют нормативным осадкам и кренам. Ранее нами и другими авторами предлагались конструкции фундаментов с симметричным и асимметричными вырезами по подошве и их теоретическое обоснование [1-3]. При этом нами определены оптимальные геометрические параметры подошвы фундамента при заданных усилиях

$N$  и  $M$ , а также расчетном сопротивлении грунта основания  $R$  (см. рис.1):

- при ограничении краевых давлений на основание  $p_{max} \leq 1,2R$  и  $p_{min} \geq 0$  будем иметь

$$b = (e + 0,833m) \left[ 1 + \sqrt{1 - \frac{1}{3} \left( \frac{1,666m}{e + 0,833m} \right)^2} \right] \quad (1)$$

$$\bar{a} = \frac{a}{b} = 1 - \frac{\bar{N}}{3}$$

- при ограничении краевых давлений на основание  $p_{max} \leq 1,2R$  и  $p_{min}/p_{max} \geq 0,25$  размеры равны

$$b = \frac{e + 0,4m + \sqrt{(e + 0,4m)^2 - 0,213m^2}}{0,6} \quad (2)$$

$$\bar{a} = \frac{a}{b} = 1 - \frac{\bar{N}}{3,75}$$

где  $m = N/lR$ ,  $\bar{N} = 5N / b l R$ .

В случае ленточного фундамента в формулах (1, 2) принимается  $l=1m$ .

Кроме использования фундаментов с вырезами для эффективного восприятия моментных усилий, такие конструкции отдельно стоящих или ленточных фундаментов позволяют повысить расчетное сопротивление грунта основания, а также повысить несущую способность основания [4-10].

Однако все теоретические преимущества применения фундаментов с вырезами по подошве игнорируются проектными организациями из-за недостатка эксперименталь-

ных исследований, особенно, в полевых условиях на полномасштабных моделях.

Целью настоящей работы является анализ натурных полевых экспериментов [11] и разработка методики определения осадок фундаментов с вырезами нормативным методом послойного суммирования [12].

### 1.1. Исходные данные для испытаний

Экспериментальная площадка расположена на территории Фрунзенского района г. Харькова по ул. Корчагинцев на месте предполагаемого строительства.

Место для испытаний в пределах площадки выбрано с относительно однородным по глубине (до 10м) слоем суглинков твердых коричневато-бурых, коричневых с красноватым оттенком, с крупными карбонатными конкрециями.

Согласно разработанной «Программы испытаний» в полевых условиях проведены испытания трех моделей фундаментов на центральные нагрузки:

- фундамент №1 – фундамент со сплошной подошвой;
- фундамент №2 – фундамент с вырезом по подошве при соотношении величины выреза  $a$  к ширине подошвы  $b$ , равном 0,3 (с пенопластовым вкладышем внутри выреза);
- фундамент №3 – фундамент с вырезом по подошве при соотношении величины выреза  $a$  к ширине подошвы  $b$ , равном 0,7 (с пенопластовым вкладышем внутри выреза).

Здесь следует отметить, что заполнение области выреза пенопластом преследовало цель соответствовать нижеуказанной (рис. 1) расчетной схеме взаимодействия фундаментов с вырезами для повышения расчетного сопротивления основания  $R$  согласно полученного нами патента Украины [10].

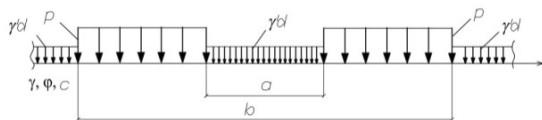


Рисунок 1. Расчетная схема взаимодействия центрально нагруженного фундамента с вырезом по подошве, заполненным низко модульным вкладышем.

В этом случае вырез заполняется на всю высоту  $\Delta$  в зависимости от ожидаемой осадки  $S$  низко модульным материалом (вкладышем) с модулем упругости  $E_{вкл}$ , который равен

$$E_{вкл} = \frac{\Delta}{S} \gamma' d \quad (3)$$

где  $\gamma'$  – объемный вес грунта выше подошвы фундамента,  $\text{кН/м}^3$ ;  $d$  – глубина заложения фундамента, м.

Для передачи нагрузок на фундаменты использовались пять гидравлических домкратов с площадью цилиндров  $200\text{см}^2$ . Рабочее давление в домкратах создавалось двумя ручными насосными станциями, оборудованными манометрами с ценой деления  $2\text{кг/см}^2$ . Домкраты устанавливались на блоки типа ФБС конструкций фундаментов и рабочей поверхностью поршня упирались в поперечную балку анкерного стенда СА-600. Для предотвращения изменения характеристик грунтового основания в процессе испытаний экспериментальные участки сверху накрывались водоотводящим тентом, а вокруг котлованов устраивалась обваловка для предотвращения проникновения атмосферных осадков (рис. 2).

Загружение центральными нагрузками конструкций происходило статически, с постепенным повышением рабочего давления в домкратах и его постоянном поддержании до условной стабилизации вертикальных перемещений (осадок) фундаментов. Вертикальные перемещения фундаментов измерялись для каждой из четырех угловых точек с помощью установленных прогибомеров типа 6ПАО. Прогибомеры устанавливались на реперную систему, состоящую из металлических балок – швеллеров, расположенных в продольном направлении по обе стороны фундамента и закрепленных в стенках котлована на анкерах из металлических стержней (рис. 3).



Рисунок 2. Общий вид анкерного стенда СА-600 в процессе испытания фундамента.



Рисунок 3. Вид фундамента с относительным вырезом по подошве  $a/b=0,7$ , заполненным пенопластом и прогибомер на реперной системе.

## 1.2. Экспериментальные исследования осадок центрально нагруженных фундаментов с продольными вырезами по подошве

На рис. 4 представлена расчетная схема взаимодействия центрально нагруженных моделей фундаментов с грунтовым основанием, при этом расчетные характеристики принимались для природного состояния грунта.

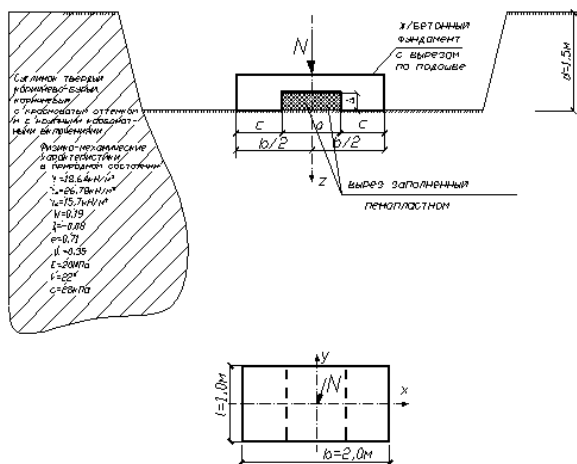


Рисунок 4. Схема взаимодействия центрально нагруженных фундаментов с грунтовым основанием.

Экспериментальная осадка на каждой ступени нагрузки определялась как среднее арифметическое значение перемещений четырех угловых точек жесткой фундаментной плиты.

## 1.3. Теоретические исследования осадок центрально нагруженных фундаментов с продольными вырезами по подошве

В наших работах [9, 13] и трудах других ученых [8, 14] теоретически и экспериментально обосновывается нормативный метод послойного суммирования для определения осадок ленточных, кольцевых, прямоугольных фундаментов с вырезами по подошве с распределением вертикальных напряжений под подошвой как для линейно-деформируемого полупространства или полуплоскости.

Рассмотрим отдельно стоящий фундамент длиной  $b$ , шириной  $l$  и продольным вырезом по подошве  $a$  (рис. 5), к которому приложена сила  $N$ . Давление  $p$  по подошве фундамента условно принято равномерно распределенным.

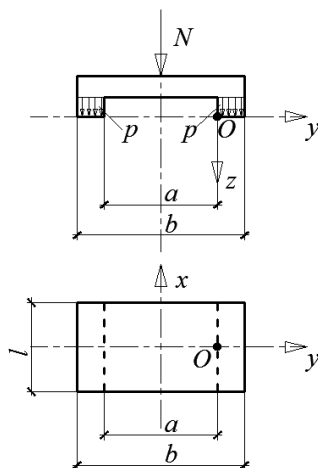


Рисунок 5. Схема взаимодействия отдельно стоящего фундамента с продольным вырезом по подошве с упругим полупространством.

Для определения относительных сжимающих напряжений  $\bar{\sigma}_z = \frac{\sigma_z}{p}$  вдоль оси  $z$  в

точке  $O$  по внутреннему обрезу площадки опирания используем классический метод угловых точек. Для этого разбиваем нагружаемую площадку на шесть прямоугольников так, чтобы точка  $O$  была крайней для этих прямоугольников (рис. 6).



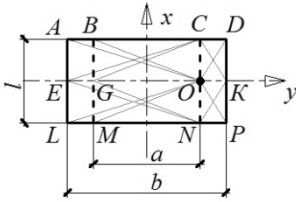


Рисунок 6. Схема разбивки на прямоугольники при определении сжимающих напряжений по методу угловых точек.

Общий вид определения напряжений с использованием указанного метода будет выглядеть следующим образом:

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_z = \frac{\sigma_z}{p} = \frac{1}{\pi} & \left[ \frac{2 \cdot \bar{l} \cdot \bar{z} \cdot (1 + \bar{a})}{\sqrt{\bar{l}^2 + 1 + 2 \cdot \bar{a} + \bar{a}^2 + 4 \cdot \bar{z}^2}} \cdot \frac{\bar{l}^2 + \bar{a}^2 + 2 \cdot \bar{a} + 1 + 8 \cdot \bar{z}^2}{(1 + 2 \cdot \bar{a} + \bar{a}^2 + 4 \cdot \bar{z}^2) \cdot (\bar{l}^2 + 4 \cdot \bar{z}^2)} + \right. \\ & + \arctg \left( \frac{\bar{l} \cdot (\bar{a} + 1)}{2 \cdot \bar{z} \cdot \sqrt{\bar{l}^2 + 1 + 2 \cdot \bar{a} + \bar{a}^2 + 4 \cdot \bar{z}^2}} \right) \\ & + \frac{2 \cdot \bar{l} \cdot \bar{z} \cdot (1 - \bar{a})}{\sqrt{\bar{l}^2 + 1 - 2 \cdot \bar{a} + \bar{a}^2 + 4 \cdot \bar{z}^2}} \cdot \frac{\bar{l}^2 + \bar{a}^2 - 2 \cdot \bar{a} + 1 + 8 \cdot \bar{z}^2}{(1 - 2 \cdot \bar{a} + \bar{a}^2 + 4 \cdot \bar{z}^2) \cdot (\bar{l}^2 + 4 \cdot \bar{z}^2)} + \\ & + \arctg \left( \frac{\bar{l} \cdot (1 - \bar{a})}{2 \cdot \bar{z} \cdot \sqrt{\bar{l}^2 + 1 - 2 \cdot \bar{a} + \bar{a}^2 + 4 \cdot \bar{z}^2}} \right) - \\ & - \frac{\bar{l} \cdot \bar{z} \cdot \bar{a}}{\sqrt{\bar{l}^2 + 4 \cdot \bar{a} + 4 \cdot \bar{z}^2}} \cdot \frac{\bar{l}^2 + 4 \cdot \bar{a}^2 + 8 \cdot \bar{z}^2}{(\bar{l}^2 + 4 \cdot \bar{z}^2) \cdot (\bar{a}^2 + \bar{z}^2)} - \\ & \left. - \arctg \left( \frac{\bar{l} \cdot \bar{a}}{\bar{z} \cdot \sqrt{\bar{l}^2 + 4 \cdot \bar{a} + 4 \cdot \bar{z}^2}} \right) \right] \end{aligned} \quad (4)$$

где  $p$  – интенсивность внешней равномерно распределенной нагрузки;

$$\bar{a} = \frac{a}{b}; \quad \bar{l} = \frac{l}{b}; \quad \bar{z} = \frac{z}{b}.$$

Построим эпюры распределения напряжений  $\bar{\sigma}_z$  в точке. Она различных относительных глубинах  $\bar{z} = z/b$  (0.0; 0.5; 1.0; 1.5; 2.0; 2.5; 3.0; 3.5; 4.0; 4.5; 5.0; 5.5; 6.0) при различных соотношениях выреза к длине фундамента  $\bar{a} = \frac{a}{b}$  ( $\bar{a} = 0.0$ ;  $\bar{a} = 0.5$ ;  $\bar{a} = 0.8$ ) и относительной ширине фундамента  $\bar{l} = \frac{l}{b} = 2$  (рис. 7).

$$\sigma_z = p(\sigma_{zOEAC} + \sigma_{zOELN} + \sigma_{zOCDK} + \sigma_{zONPK} - \sigma_{zOGBC} - \sigma_{zOGMN}).$$

Для установления закономерностей распределения относительных вертикальных напряжений  $\bar{\sigma}_z$  в полупространстве от таких конструкций фундаментов используем решение А. Лява в существующих нормах [12] и после некоторых преобразований получим:

В табл. 1 и в табл.2 приведены значения коэффициента затухания  $\alpha$  вертикальных напряжений вдоль оси  $z$  на различных относительных глубинах  $z/b$  при различных соотношениях  $\bar{a} = \frac{a}{b}$  и  $\bar{l} = \frac{l}{b}$ , вычисленные с использованием формулы (4), аналогичные нормативной таблице ДБН [12]. Следует отметить, что при отсутствии выреза ( $a=0$ ), будем иметь решение для сплошной подошвы отдельно стоящего фундамента, а для ленточного фундамента решение соответствует нашим исследованиям с использованием формулы В.Г. Короткина для условий плоской деформации [13].

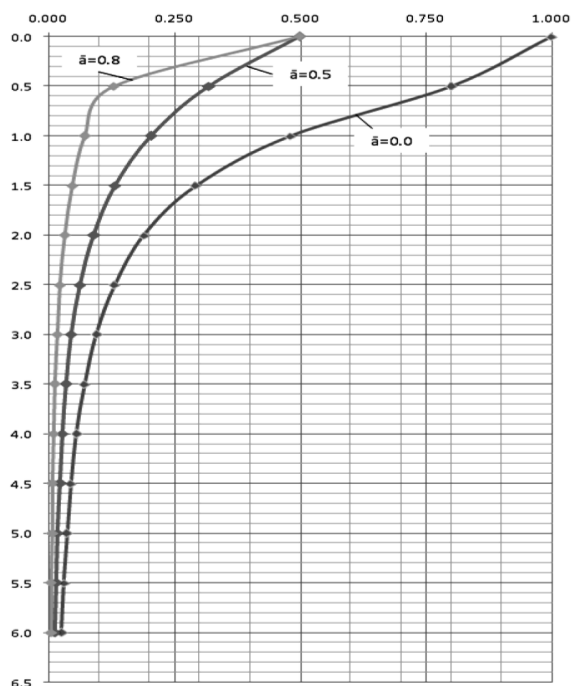


Рисунок 7. Эпюры распределения напряжений в т. О  $\bar{\sigma}_{z0}$ , при  $\bar{a}=0$ ;  $\bar{a}=0.5$ ;  $\bar{a}=0.8$ )

Таблица 1. Значения коэффициента затухания  $\alpha$  напряжений вдоль оси  $z$  для ленточного фундамента ( $\bar{I}=10$ ) с продольным вырезом по подошве.

$\bar{z}$	$\bar{a}=0$	$\bar{a}=0.3$	$\bar{a}=0.7$
0.0	1.000	0.500	0.500
0.5	0.819	0.477	0.197
1.0	0.550	0.355	0.131
1.5	0.395	0.265	0.103
2.0	0.304	0.207	0.083
2.5	0.244	0.168	0.069
3.0	0.202	0.140	0.058
3.5	0.171	0.119	0.050
4.0	0.147	0.102	0.043
4.5	0.128	0.089	0.037
5.0	0.112	0.078	0.033
5.5	0.099	0.069	0.029
6.0	0.088	0.061	0.026
6.5	0.078	0.055	0.023
7.0	0.070	0.049	0.021
7.5	0.063	0.044	0.019
8.0	0.057	0.040	0.017
8.5	0.052	0.036	0.015
9.0	0.047	0.033	0.014
9.5	0.043	0.030	0.013
10.0	0.040	0.028	0.012

Таблица 2. Значения коэффициента  $\alpha$  затухания напряжений вдоль оси  $z$  для отдельно стоящего фундамента с продольным вырезом по подошве при соотношении  $\bar{I}=0,5$ .

$\bar{z}$	$\bar{a}=0$	$\bar{a}=0.3$	$\bar{a}=0.7$
0.0	1.000	0.500	0.500
0.5	0.481	0.274	0.118
1.0	0.190	0.121	0.044
1.5	0.095	0.063	0.024
2.0	0.056	0.038	0.015
2.5	0.037	0.025	0.010
3.0	0.026	0.018	0.007
3.5	0.019	0.013	0.005
4.0	0.015	0.010	0.004
4.5	0.012	0.008	0.003
5.0	0.009	0.007	0.003
5.5	0.008	0.005	0.002
6.0	0.007	0.005	0.002
6.5	0.006	0.004	0.002
7.0	0.005	0.003	0.001
7.5	0.004	0.003	0.001
8.0	0.004	0.003	0.001
8.5	0.003	0.002	0.001
9.0	0.003	0.002	0.001
9.5	0.003	0.002	0.001
10.0	0.002	0.002	0.0007

#### 1.4. Результаты экспериментально-теоретических исследований центрально нагруженных фундаментов с продольными вырезами по подошве

Здесь следует отметить, что при оценке расчетного сопротивления основания  $R$  фундаментов с вырезами и со сплошной подошвой вычислялись значения как по существующим нормам ДБН [12], так и при использовании наших исследований и других авторов [4-6]. Причем, принималась в качестве ширины фундамента « $b$ » – и меньшая сторона  $l$ , и большая  $b$  (см. рис. 4), а фундамент рассматривался и как ленточный сплошной, и как ленточный прерывистый, но во всех случаях величина расчетного сопротивления практически не изменялась и составляла  $R \approx 380 \text{ кПа}$ .

Отмечаем, что в плане котлован под фундаменты был выполнен практически по обреза подошвы последних, поэтому обратная засыпка не устраивалась, так как, в этом случае расчетная схема практически соответствует принятой на рис. 1.

Результаты представлены в табличной форме (табл. 3) и графически (рис.8, 9).

Таблица 3. Результаты испытаний на центральные загрузки.

Фундам. №	Верг. сила, N, кН	Средн. давлен. под подошв., кН/м <sup>2</sup>	Сжим толща основ. (теор), м	Средняя осадка фундамента S, мм	
				Экспер.	Теор.
1 (сплошн. подошва a/b=0)	190	95	2,35	2,4	3,04
	380	190	3,58	5,2	8,24
	570	285	4,39	7,5	13,4
	760	380	5,0	11,2	18,9
2 (с выре- зом a/b=0,3)	133	95	1,87	1,3	1,54
	266	190	2,87	2,5	4,36
	399	285	3,68	4,0	7,36
	532	380	4,23	5,4	10,4
3 (с выре- зом a/b=0,7)	57	95	1,05	2,0	0,8
	114	190	1,77	3,9	2,3
	171	285	2,25	5,3	3,86
	228	380	2,63	6,8	5,47

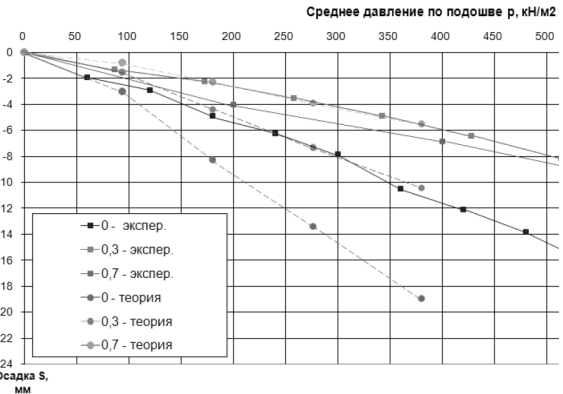


Рисунок 9. Сравнение графиков экспериментальных и теоретических осадок S фундаментов от среднего давления p под подошвой.

Из рис. 8 видно, что при одинаковой экспериментальной вертикальной силе N, но больших давлениях по подошве p фундаментов с вырезами, осадки S остаются практически равными для фундамента со сплошной подошвой и с относительным вырезом a/b=0,3, но после соотношения a/b=0,6 осадки начинают расти. Такой же характер сохраняется при теоретическом определении осадок, т.е. с увеличением выреза сначала осадки незначительно уменьшаются, а затем начинают расти по сравнению с фундаментом со сплошной подошвой, что было теоретически показано нами и другими авторами в работах [2, 8, 9, 14], где такой эффект остается до отношения a/b=0,6.

Из рис. 9 видно, во-первых, что условно линейный участок деформирования для всех экспериментальных фундаментов явно не ограничивается нормативным расчетным сопротивлением R=380 кН/м<sup>2</sup>, а имеет «продолжение» до давления p≈600 кН/м<sup>2</sup>, что более чем в 1,5 раза превышает допустимое давление, а, во-вторых, осадки фундаментов с вырезами практически в 2 раза меньше осадок фундамента со сплошной подошвой при равных давлениях p, что подтверждают и теоретические расчеты.

Однако, сравнение графиков теоретических и экспериментальных осадок, представленных на рис. 9, показывает, что для фундаментов со сплошной подошвой и вырезом (при a/b=0,3) осадки, вычисленные методом послойного суммирования с условным ограничением сжимаемой толщи, завышены, а для фундамента с вырезом по подошве (при a/b=0,7) практически совпадают.

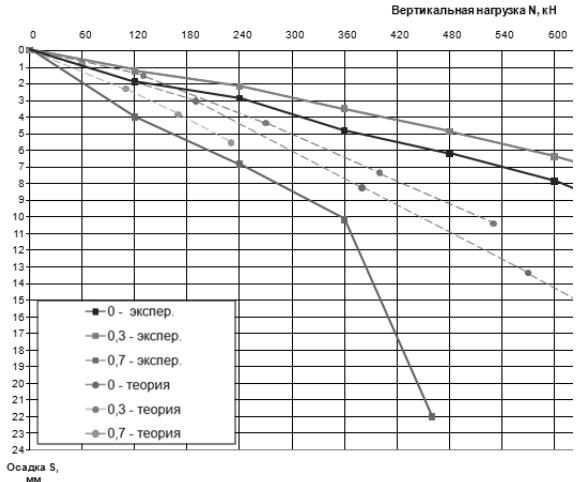


Рисунок 8. Сравнение графиков экспериментальных и теоретических осадок S фундаментов от вертикальной силы N.

### 1.5. Выводы

1. В полевых условиях проведены пионерные полевые экспериментальные исследования взаимодействия грунтового основания с полномасштабными моделями фундаментов с вырезами по подошве на действие центральных нагрузок, которые подтвердили многочисленные теоретические выводы об эффективности применения таких конструкций фундаментов по сравнению с традиционными фундаментами со сплошной подошвой.
2. В результате экспериментов остаются нерешенные вопросы, связанные с назначением расчетного сопротивления грунта, так как наблюдалась линейная зависимость деформирования для всех фундаментов до нагрузки  $p=R=600 \text{ кПа}$ , тогда как ограничение нормативного давления для расчета осадок основания равно  $R_{\text{норм.}} = 380 \text{ кПа}$ .
3. В любом случае, устройство выреза не снижает расчетного сопротивления основания и может вычисляться по его внешним габаритам при соотношении выреза к длине подошвы  $a/b \leq 0,7$ , но с заполнением внутреннего объема полости низко модульным материалом.
4. Аналитически решена задача распределения вертикальных (сжимающих) напряжений в основании отдельно стоящего и ленточного фундамента с продольным вырезом по подошве.
5. Для практического применения в табличной форме приводятся значения относительных сжимающих напряжений вдоль оси  $z$  отдельно стоящего и ленточного фундаментов с продольным вырезом по подошве для определения осадок с использованием нормативного метода послойного суммирования.

### 2. ЛИТЕРАТУРА

1. Рыбин В.С. Проектирование фундаментов реконструируемых зданий. – М.: Стройиздат, 1990. – 296 с.
2. Самородов А.В. Внецентренно нагруженные фундаменты с вырезами по подошве. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук: 05.23.02. – Днепропетровск: ПГАСА, 2005. – 203 с.
3. Самородов А.В., Лучковский И.Я., Конюхов А.В. Фундаменты с асимметричными вырезами по подошве при действии преобладающих односторонних моментных нагрузок // Научковий вісник будівництва. – Вип. 61. – Харків: ХДТУБА, ХОТВАБУ, 2010. – С. 140-145.
4. Королев К.В. Исследование несущей способности оснований близко расположенных ленточных фундаментов мелкого заложения. Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук: 05.23.02. – Томск: ТГАСУ, 2003. – 21 с.
5. Лучковский И.Я., Самородов А.В. Расчетное сопротивление грунта рядом стоящих фундаментов // Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій Міністерства регіонального розвитку та будівництва України. Вип. 71: В 2-х кн.: Книга 1. К.: НДІБК, 2008. – С. 384-393.
6. Пилягин А.В. Напряженно-деформированное состояние оснований фундаментов зданий и сооружений: монография / А.В. Пилягин. – Чебоксары: ЧПИ МГОУ, 2010. – 264 с.
7. Самородов А.В., Лучковский И.Я., Кротов О.В. Ленточный фундамент с продольным вырезом по подошве // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Вип. 4 (34). Т2 – 2012. – Стор. 201-204.
8. Кушак, С.И. Давления и деформации в основании круглого и кольцевого фундаментов / С.И. Кушак // Известия вузов (стр-во и арх-ра). – Новосибирск: 1986. - №12. – С. 3-9.
9. Самородов, А.В. Исследование осадок основания линейно-деформируемого слоя, нагруженного гибкой равномерно распределенной нагрузкой по площади квадрата с квадратным вырезом / А.В. Самородов, И.Я. Лучковский // Научково-практичний журнал «Новини науки Придніпров'я». - 2004. - №4. – С. 53-59.
10. Патент на винахід №100647, УКРАЇНА. МПК (2006.01) E02D 27/01. СТРИЧКОВИЙ ФУНДАМЕНТ З ПОВЗДОВЖНІМ ВИРІЗОМ ПО ПІДОШВІ (Самородов О.В., Лучковский И.Я., Конюхов О.В., Кротов О.В.) Харківський національний університет будівництва та архітектури. – Заявл. 03.02.2012. Опубл. 10.01.2013. Бюл. №1. – 4 с.
11. Звіт з науково-дослідної роботи: «Дослідження взаємодії моделей фундаментів з вирізами по підшві з ґрунтовою основою у польових умовах» / О.В. Самородов, О.В. Конюхов, А.В. Убийвовк, О.В. Кротов, С.О. Плащев. – Харків: ХНУБА, 2013. – 41 с. (Номер держреєстрації 0114U001278, 2014 р.).
12. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаментиспоруд. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с.
13. Самородов А.В., Храпатова И.В., Кротов О.В. Напряженное состояние основания ленточно-

го фундамента с продольным вырезом по подошве// Науковий вісник будівництва. – Вип. 73. – Харків: ХНУБА, ХОТВ АБУ, 2013. – С. 542-548.

14. Бородин, М.А. Исследование осадок основания кольцевых фундаментов / М.А. Бородин, В.Г. Шаповал, В.Б. Швец // Основания, фундаменты и механика грунтов. – М.: 2001. - №1. – С. 12-16.

# Обоснование разработанной конечно-элементной модели основания свайного фундамента здания «Меркурий-Сити-Тауэр» по данным натурных наблюдений

А.Е. Саргсян, В.С. Геращенко  
ОАО «Атомэнергoproject», Москва, Россия

К.С. Борчев  
ФГБОУ ВПО МГСУ, Москва, Россия

В работе рассматривается обоснование разработанной конечно-элементной модели основания свайного фундамента здания «Меркурий-Сити-Тауэр» путём сопоставления расчётных значений с результатами натурных наблюдений.

Для построения и расчёта модели применялся вычислительный комплекс Ansys.

## 1. ВВЕДЕНИЕ

Цель – разработать и обосновать конечно-элементную модель основания свайного фундамента здания «Меркурий-Сити-Тауэр».

С помощью модели можно определять напряжённо-деформированное состояние фундаментных конструкций, оценивать несущую способность грунтов основания, прогнозировать осадки здания, анализировать результаты геотехнического мониторинга.

Задачи: построить расчётную модель системы «сооружение-основание»; выполнить расчёты, сопоставить расчётные значения с результатами натурных наблюдений.

Для построения и расчёта модели применялся вычислительный комплекс Ansys.

## 2. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Здание представляет собой монолитную железобетонную конструкцию высотой 338,8 м.

В качестве фундамента приняты буронабивные сваи:  $l = 17$  м,  $d = 0,7$  м;  $l = 20$  м,  $d = 1,2$  м;  $l = 20$  м,  $d = 1,5$  м, где  $l$  - длина,  $d$  - диаметр. Сваи объединены плитным ростверком с размерами в плане  $70 \times 104$  м и толщиной 4,35 м.

Для конструктивных элементов используется линейно-упругий материал со следующими деформационными характеристиками:

ками:  $E = 30000$  МПа - модуль упругости;  $\mu = 0,2$  - коэффициент поперечной деформации.

Ниже перечислены наименования, мощности и деформационные свойства грунтов залегающих от подошвы ростверка:

1. Глины твёрдые и полутвёрдые,  $h = 8$  м,  $E = 129$  МПа,  $\mu = 0,42$ ;

2. Известняки светло-серые с прослоями мергелистой глины  $h = 9$  м,  $E = 740$  МПа,  $\mu = 0,2$ ;

3. Известняки трещиноватые  $h = 13$  м,  $E = 1000$  МПа,  $\mu = 0,2$ .

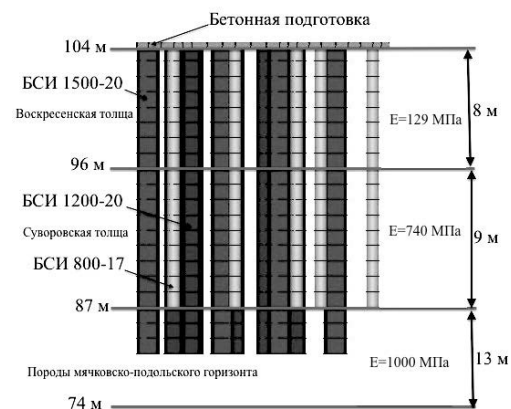


Рис. 1. Схема геологического строения основания здания «Меркурий-Сити-Тауэр»

На площадке строительства организован и регулярно проводится геодезический мониторинг вертикальных деформаций конструкций фундамента.

### 3. КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНАЯ МОДЕЛЬ СИСТЕМЫ «СООРУЖЕНИЕ-ОСНОВАНИЕ»

#### 3.1. Описание расчётной модели сооружения

Расчётная модель здания выполнена в соответствии с проектной документацией.

Для моделирования свай, ростверка, стен, колонн, плит перекрытий применяются стержневые beam188 и оболочечные элементы shell181.

Общее количество элементов в модели – 163340, узлов – 134041.

Материал для железобетонных конструкций линейно-упругий изотропный.

Устройство ростверка выполняется по двум слоям железобетонной подготовки, сваи и ростверк конструктивно не взаимосвязаны между собой, поэтому между подготовкой и ростверком устанавливаем контактную пару.

Назначаем подошву ростверка контактной поверхностью, а подготовку – целевой.

Все элементы в модели жёстко взаимосвязаны между собой.

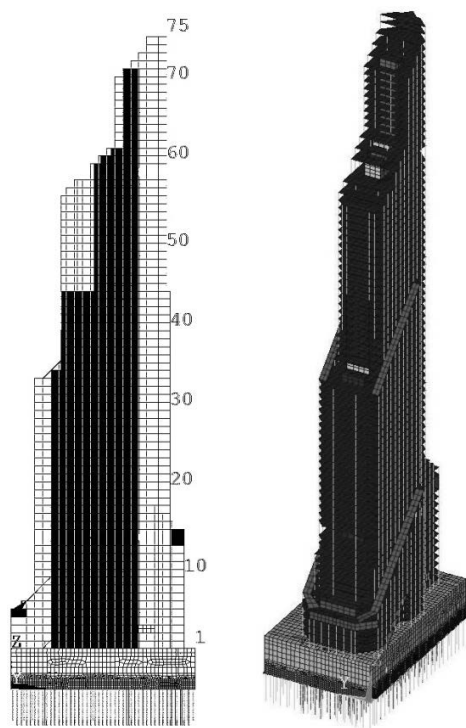


Рис. 2. Внешний вид расчётной модели сооружения

#### 3.2. Описание расчётной модели основания

Для учета податливости основания сооружения в работе применена механическая модель основания свайного фундамента.

Модель представляет собой совокупность пружин распределённых по контактным поверхностям ростверка и свай с грунтовой средой.

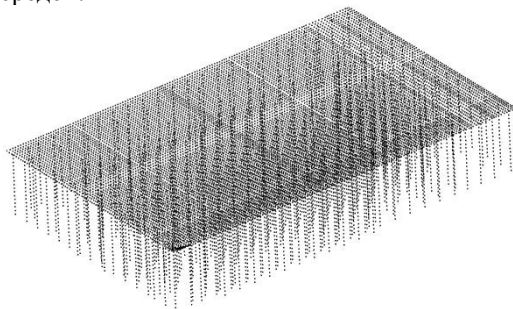


Рис. 3. Внешний вид расчётной модели основания

В узлах расчётной модели создаются три пружины. Верхние концы всех трех пружин имеют общий узел и принадлежат расчётной модели, нижние концы – закреплены.

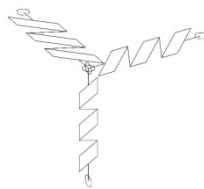


Рис. 4. Фрагмент расчётной модели основания

Для моделирования пружин применяем элемент combi14.

Combi14 – одноосный пружинно-демпферный элемент, может воспринимать растяжение и сжатие, не имеет массы. Определяется двумя узлами, значением жёсткости и коэффициентом демпфирования.

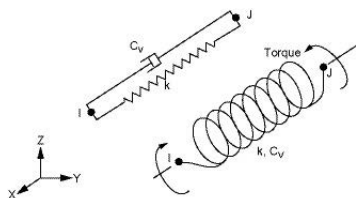


Рис. 5. Элемент combi14

При формировании результирующей реакции грунтовой среды на контактных поверхностях ростверка и свай исходили из следующих предположений:

- при горизонтальном перемещении на подошве ростверка грунты испытывают чистый сдвиг;

- при вертикальном перемещении на подошве ростверка грунты испытывают сжатие;

- при возникновении растягивающих напряжений на боковой поверхности сваи нарушается условие полного прилипания, исходя из условия, что грунт на растяжение не работает;

- при вертикальном перемещении сваи по всей боковой поверхности грунты испытывают чистый сдвиг, а на подошве сваи - сжатие;

- при горизонтальном перемещении сваи на боковых поверхностях происходит чистый сдвиг грунтов. В передней стенке - сжатие, в задней стенке - отрыв грунта от поверхности стенки сваи, на подошве грунты испытывают чистый сдвиг.

Максимальное натурное значение осевых усилий в сваях, оборудованных струнными датчиками, на последнем этапе наблюдения составляет 12510 кН, на уровне 5 м от подошвы ростверка.

Осевое усилие изменяется по длине свай: вблизи подошвы ростверка действуют максимальные усилия, которые уменьшаются к подошве сваи.

По свае №315 усилие на уровне 5 м от подошвы ростверка составляет 12510 кН, на уровне 15 м - 6480 кН. Данное обстоятельство по всем сваям свидетельствует о том, что часть нагрузки на грунт передается через трение боковой поверхности сваи. Следовательно, можно сделать предположение, что сваи по своей «работе» относятся к висячим.

Интегральные жёсткости основания ростверка и сваи получены на основе решения задачи о штампе на упругом однородном полупространстве.

При определении параметров модели, основание свайного фундамента рассматривается в виде однородного упругого полупространства с приведенными деформационными характеристиками грунтовой среды ( $E$  – модуль деформации,  $\mu$  – коэффициент Пуассона):

1. Сваи длиной 17 м

$$E_1 = (8 \cdot 129 + 9 \cdot 740) / 17 = 453 \text{ МПа,}$$

$$\mu_1 = (8 \cdot 0,42 + 9 \cdot 0,2) / 17 = 0,3 \text{ - на боковых поверхностях сваи;}$$

$$E_2 = 1000 \text{ МПа, } \mu_2 = 0,2 \text{ - на подошве сваи.}$$

2. Сваи длиной 20 м

$$E_1 = (8 \cdot 129 + 9 \cdot 740 + 3 \cdot 1000) / 20 = 535 \text{ МПа,}$$

$$\mu_1 = (8 \cdot 0,42 + 9 \cdot 0,2 + 3 \cdot 0,2) / 20 = 0,29 \text{ - на боковых поверхностях сваи;}$$

$$E_2 = 1000 \text{ МПа, } \mu_2 = 0,2 \text{ - на подошве сваи.}$$

3. Ростверк шириной 64 м

$$E = (8 \cdot 129 + 9 \cdot 740 + 47 \cdot 1000) / 64 = 855 \text{ МПа,}$$

$$\mu = (8 \cdot 0,42 + 9 \cdot 0,2 + 47 \cdot 0,2) / 64 = 0,23.$$

Интегральные жёсткости основания для прямоугольного ростверка:

1. Горизонтальная поступательная интегральная жёсткость

$$k_{x(y)} = \frac{31,1(1-\mu)G\sqrt{A}}{\sqrt{\pi}(7-8\mu)}; \quad (1)$$

2. Вертикальная поступательная интегральная жёсткость

$$k_z = \frac{4G\sqrt{A}}{\sqrt{\pi}(1-\mu)}; \quad (2)$$

где  $A=L_x \cdot L_y$  – площадь ростверка;  $L_x, L_y$  ( $L_x > L_y$ ) – размеры ростверка на плане соответственно по координатным осям  $X$  и  $Y$ ;  $G$  – средний модуль сдвига грунтов основания на глубине до  $L_y$ ;  $\mu$  – средний коэффициент Пуассона грунтов основания на глубине до  $L_y$ .

Интегральные жёсткости основания для сваи с круглым поперечным сечением:

1. Поступательная интегральная жёсткость на боковой поверхности сваи, по оси  $x$

$$k_x = \left( \frac{31,1(1-\mu_1)G_1\sqrt{dh}/6}{(7-8\mu_1)} + \frac{4G_1\sqrt{dh}/6}{(1-\mu_1)} \right) \cdot \frac{h}{h} \quad (3)$$

2. Поступательная интегральная жёсткость на боковой поверхности сваи, по оси  $y$

$$k_y = \left( \frac{31,1(1-\mu_1)G_1\sqrt{dh}/6}{(7-8\mu_1)} + \frac{4G_1\sqrt{dh}/6}{(1-\mu_1)} \right) \cdot \frac{h}{h} \quad (4)$$

3. Поступательная интегральная жёсткость на боковой поверхности сваи, по оси  $z$

$$k_z = \frac{31,1(1-\mu_1)G_1\sqrt{dh}}{(7-8\mu_1)} \quad (5)$$

4. Поступательная интегральная жёсткость на подошве сваи, по оси  $x$

$$k_x = \frac{31,1(1-\mu_2)G_2d}{2(7-8\mu_2)} \quad (6)$$



5. Поступательная интегральная жесткость на подошве свай, по оси  $y$

$$k_y = \frac{31,1(1-\mu_2)G_2d}{2(7-8\mu_2)} \quad (7)$$

6. Поступательная интегральная жесткость на подошве свай, по оси  $z$

$$k_z = \frac{2G_2d}{(1-\mu_2)} \quad (8)$$

где  $h$  - высота свай;  $\bar{h}=1$  - высота свай единичной длины;  $d$  - диаметр свай;  $G_1$  - модуль сдвига грунтов основания по высоте свай;  $\mu_1$  - коэффициент Пуассона грунтов основания по высоте свай;  $G_2$  - модуль сдвига грунтов основания под нижним концом свай;  $\mu_2$  - коэффициент Пуассона грунтов основания под нижним концом свай.

Жёсткости основания, приходящиеся на  $i$ -й узел боковой поверхности свай

$$k_{xi} = \frac{k_x \cdot l_i}{\sum l_j} \cdot \frac{1}{R_s} \quad (9)$$

$$k_{yi} = \frac{k_y \cdot l_i}{\sum l_j} \cdot \frac{1}{R_s} \quad (10)$$

$$k_{zi} = \frac{k_z \cdot l_i}{\sum l_j} \cdot \frac{1}{R_s} \quad (11)$$

где  $k_x$ ,  $k_y$ ,  $k_z$  - интегральные жёсткости основания на боковой поверхности свай вдоль осей  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$ ;  $l_i$  - средняя длина элементов, приходящихся на  $i$ -й узел свай;  $\sum l_i$  - суммарная длина всех элементов свай;  $R_s$  - коэффициент учитывающий кустовой эффект.

Жёсткости основания, приходящиеся на  $i$ -й узел подошвы свай

$$k_{xi} = k_x \cdot \frac{1}{R_s} \quad (12)$$

$$k_{yi} = k_y \cdot \frac{1}{R_s} \quad (13)$$

$$k_{zi} = k_z \cdot \frac{1}{R_s} \quad (14)$$

где  $k_x$ ,  $k_y$ ,  $k_z$  - интегральные жёсткости основания на подошве свай вдоль осей  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$ .

Жёсткости основания, приходящиеся на  $i$ -й узел ростверка

$$k_{xi} = \frac{0,492 \cdot k_x \cdot A_i}{\sum A_j \sqrt{1 - \left(\frac{2x}{L_x + \alpha_x}\right)^2} \sqrt{1 - \left(\frac{2y}{L_y + \alpha_y}\right)^2}} \quad (15)$$

$$k_{yi} = \frac{0,492 \cdot k_y \cdot A_i}{\sum A_j \sqrt{1 - \left(\frac{2x}{L_x + \alpha_x}\right)^2} \sqrt{1 - \left(\frac{2y}{L_y + \alpha_y}\right)^2}} \quad (16)$$

$$k_{zi} = \frac{0,492 \cdot k_z \cdot A_i}{\sum A_j \sqrt{1 - \left(\frac{2x}{L_x + \alpha_x}\right)^2} \sqrt{1 - \left(\frac{2y}{L_y + \alpha_y}\right)^2}} \quad (17)$$

где  $k_x$ ,  $k_y$ ,  $k_z$  - интегральные жёсткости основания ростверка вдоль осей  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$ ;  $A_i$  - средняя площадь элементов, приходящаяся на  $i$ -й узел ростверка;  $\sum A_j$  - суммарная площадь всех элементов ростверка;  $L_x$ ,  $L_y$  - размеры ростверка на плане по координатным осям  $x$  и  $y$ ;  $\alpha_x = L_x / \sqrt{N}$ ,  $\alpha_y = L_y / \sqrt{N}$  - среднее значение размера разбивки на конечные элементы подошвы ростверка на плане по осям  $x$  и  $y$ ;  $N$  - число конечных элементов ростверка.

В таблицах 1-3 представлены значения интегральных жесткостей для ростверка и свай.

Таблица 1. Значения интегральных жесткостей основания для прямоугольного ростверка

$k_x$ , кН/м	$k_y$ , кН/м	$k_z$ , кН/м
6.38E+10	6.38E+10	8.22E+10

Таблица 2. Значения интегральных жесткостей основания свай на боковой поверхности с круглым поперечным сечением

Тип свай	На боковой поверхности свай		
	$k_x$ , кН/м	$k_y$ , кН/м	$k_z$ , кН/м
800x17	6.66E+11	6.66E+11	1.79E+11
1200x20	5.19E+11	5.19E+11	1.30E+11
1500x20	6.53E+11	6.53E+11	1.63E+11

Таблица 3. Значения интегральных жесткостей основания свай на подошве с круглым поперечным сечением

Тип свай	На подошве свай		
	$k_x$ , кН/м	$k_y$ , кН/м	$k_z$ , кН/м
800x17	4.53E+10	4.53E+10	4.92E+10
1200x20	3.11E+10	3.11E+10	3.38E+10
1500x20	4.38E+10	4.38E+10	4.75E+10

Примечания к таблицам 1-3:

800×17 – Буронабивная свая длиной 17 м и диаметром 800 мм;

1200×20 – Буронабивная свая длиной 20 м и диаметром 1200 мм;

1500×20 – Буронабивная свая длиной 20 м и диаметром 1500 мм.

Для распределения пружин по контактным поверхностям свай и ростверка написан макрос на языке APDL (встроенный язык программирования в ПК Ansys).

#### 4. НАГРУЗКИ

При расчётах учитывается последовательность возведения здания.

Рассматривается 12 монтажных нагружений от действия собственного веса несущих конструкций.

Деление расчетной схемы на монтажные этапы выполнено в связи с необходимостью анализа натурных наблюдений за фундаментными конструкциями.

Таблица 4. Инерционные характеристики сооружения при 12 монтажных нагружениях

№ нагружения	m, кг
1	9.98E+07
2	1.63E+08
3	1.84E+08
4	2.09E+08
5	2.34E+08
6	2.54E+08
7	2.74E+08
8	2.94E+08
9	3.30E+08
10	3.56E+08
11	3.78E+08
12	3.91E+08

#### 5. СОПОСТАВЛЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЁТОВ С НАТУРНЫМИ НАБЛЮДЕНИЯМИ

Результаты расчётов получены с применением статического анализа, выполненного в физически и геометрически линейной постановке.

Результаты расчётов включают в себя напряжённо-деформированное состояние системы «сооружение-основание» при каждом этапе нагружения.

Натурные наблюдения за осадками здания ведутся по геодезическим маркам установленным на ростверке. Всего по ростверку

установлено 112 марок. Размещены они с шагом соответствующим сетке колонн.

Периодичность наблюдений составляет 2 раза в месяц.

Всего проведено 49 циклов: 0-ой цикл характеризуется постройкой 4-го этажа здания; 49 цикл – 75 этажа (последнего).

Результаты наблюдений по 49 циклам были разбиты на 12 этапов для сопоставления с результатами расчётов.

Таблица 5. Перечень монтажных нагружений с соответствующим периодом натурных наблюдений

№	Период наблюдений
1	Октябрь 2007г. - Апрель 2008г.
2	Май 2008г. - Апрель 2009г.
3	Апрель 2009г. – Август 2009г.
4	Август 2009г. – Декабрь 2009г.
5	Декабрь 2009г. - Апрель 2010г.
6	Апрель 2010г. – Июль 2010г.
7	Июнь 2010г. - Август 2010г.
8	Август 2010г. – Октябрь 2010г.
9	Октябрь 2010г. – Январь 2011г.
10	Февраль 2011г. – Май 2011г.
11	Май 2011г. - Август 2011г.
12	Август 2011г. – Октябрь 2012г.

Максимальная осадка ростверка на 12 этапе нагружения составляет -15,43 мм.

Максимальная осадка ростверка на 49 цикле наблюдения составила -15,1 мм.

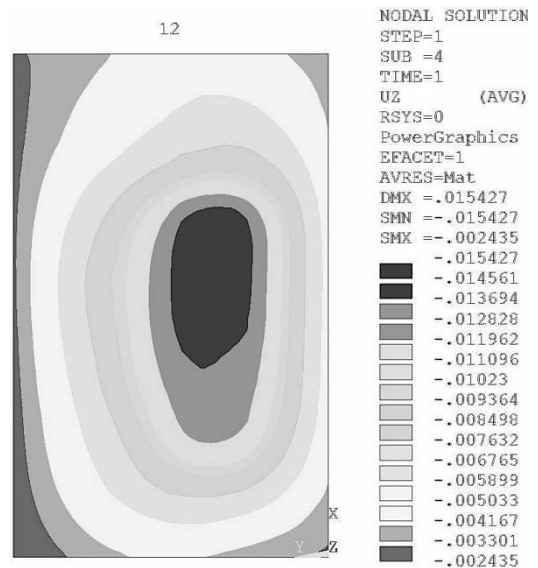


Рис. 6. Расчётные изополя осадок ростверка при 12 этапе нагружения.

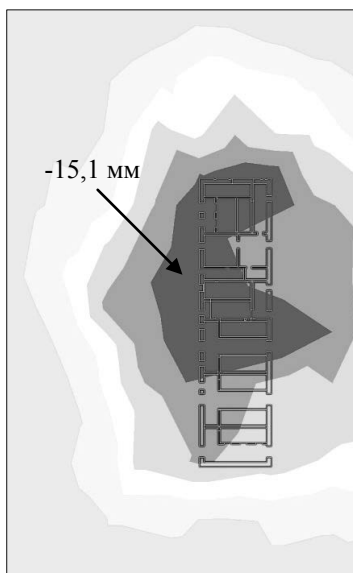


Рис. 7. Натурные изополя осадок ростверка на 49 цикле наблюдения

В таблице 6 представлено сопоставление расчётных и натуральных значений осадок.

Таблица 6. Сопоставление расчётных и натуральных значений осадок при 12 загрузении и 49 цикле наблюдения, соответственно

№ ГМ	$u_p$ , мм	$u_n$ , мм	%
82	-7,77	-6,50	16
76	-9,06	-10,00	10
39	-8,41	-8,60	2
100	-13,39	-15,10	13
85	-13,89	-14,30	3
108	-11,08	-10,80	3
87	-12,91	-14,20	10
102	-12,60	-13,70	9
89	-12,74	-14,40	13
99	-10,82	-10,30	5
83	-11,70	-11,50	2
84	-12,37	-13,10	6
43	-8,05	-8,10	1

№ ГМ – номер геодезической марки  
 $u_p$  - расчётная осадка здания при 12 загрузении  
 $u_n$  - натурная осадка здания при 49 цикле наблюдения;  
 % - разница осадок в процентах.

В таблице 7 представлены расчётные и натурные продольные усилия в сечениях свай.

Таблица 7. Расчётные и натурные продольные усилия в сечениях свай при 12 загрузении и 49 цикле наблюдения, соответственно

№ сваи	$N_p$ , кН	$N_n$ , кН
240 (15)	-3280	-4980
240 (5)	-6220	-6480
336 (15)	-5770	-5570
336 (5)	-11110	-13050
270 (15)	-5640	-5020
270 (5)	-10860	-
257 (15)	-4650	-6990
257 (5)	-8910	-9380
328 (15)	-5210	-6740
328 (5)	-10020	-
315 (15)	-6480	-5360
315 (5)	-12510	-9480
362 (15)	-5510	-6600
362 (5)	-10590	-7380

240 (5) – номер сваи с обозначением расположения струнного датчика: (5) – датчик установлен на расстоянии 5 м от подошвы ростверка;  
 $N_p$  – расчётное продольное усилия в сечении сваи при 12 загрузении;  
 $N_n$  - натурное продольное усилие в сечении сваи при 49 цикле наблюдения.

## 6. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В результате сопоставления расчётных и натуральных значений наблюдается качественное и количественное совпадение результатов, что свидетельствует об адекватности конечно-элементной модели основания свайного фундамента натурному объекту.

### Список литературы

- МР 1.5.2.05.999.0026 – 2011 Нормы проектирования оснований сооружений атомных станций. Москва, 2011.  
 СП 50-102-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов. Москва, 2004.  
 Саргсян А.Е., Геращенко В.С. Разработка статической и динамической модели свайных фундаментов с учетом эффекта их взаимодействия с грунтовой средой//*Вестник ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко*. Москва, 2010. №2. С. 159-166.  
 Геращенко В. С. Тестирование параметров разработанной статической модели основания свайного фундамента//*Интернет-вестник ВолгГАСУ*. Волгоград, 2013. Выпуск 1(25). С. 1-19.

# ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ ФУНДАМЕНТОВ И НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ ЗДАНИЯ С ОТТАИВАЮЩИМ ОСНОВАНИЕМ

Сахаров И.И., д.т.н, проф.

Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет,

Санкт-Петербург, Россия,

ПИ «Геореконструкция»,

Санкт-Петербург, Россия

Парамонов М.В., к.т.н.

ПИ «Геореконструкция»,

Санкт-Петербург, Россия

**АННОТАЦИЯ:** Рассматривается ситуация, когда оттаивание свайного основания каркасного здания сопровождается большими осадками отдельных ростверков. Это привело к разрушению элементов стального каркаса, представляющего угрозу для существования здания. Выполнено численное моделирование системы «сооружение-основание», где отслеживались перемещения ростверков при промерзании и оттаивании грунтов основания в подвале за период 36 месяцев. Установлена эволюция изгибающих моментов в жестких соединениях колонн с балками стального каркаса.

Как известно, осадки фундаментов, развивающиеся при оттаивании основания, могут достигать больших величин и иметь существенную неравномерность. Эта неравномерность особенно опасна при отдельно стоящих фундаментах и неразрезной конструкции надземной части. Характерным примером в этом отношении являются деформации здания школы в Ямальском Национальном Округе [1].

В работе [1] были кратко проанализированы итоги обследования здания школы и результаты численного моделирования температур в основании. Однако в качестве параметров НДС приводились только осадки отдельных фундаментов, в то время как эволюция усилий в элементах каркаса здания, полученных в результате совместного расчета, не были отражены. В настоящей статье эти параметры приведены, при этом показаны также наиболее значимые дефекты в несущем каркасе, характеризующие состояние здания.

Типовой проект школы для условий Крайнего Севера предусматривал стальной каркас из прокатных профилей со сборными пустотными плитами перекрытий. Сопряжение ригелей с колоннами – жесткое. Фундаменты под колонны – свайные, из кустов свай С10-30. Стены из навесных керамзитобетонных панелей. Под всем зданием имеется подвал с заглублением на 0,65 м относительно дневной поверхности.

Инженерно-геологические условия площадки характеризуются существенной

пестротой и выклиниванием отдельных слоев грунта. По результатам изысканий можно заключить, что грунты площадки среднесжимаемые, верхний слой – сильно-пучинистый. Сжимаемость грунтов в уровне острия свай отличается более чем в два раза. Характерным является отсутствие вечномерзлых грунтов в пределах контура здания, хотя среднегодовая температура местности составляет порядка  $-4^{\circ}\text{C}$ .

Возведение школы было растянуто во времени. После забивки свай строительство было остановлено и фундаменты простояли незагруженными в течение всего зимнего периода. Весной стройка возобновилась и была закончена к следующей осени, однако отопление было включено только непосредственно перед сдачей школы в эксплуатацию. Таким образом, после промораживания основания со сваями, здание простояло еще один год неотапливаемым.

Спустя год после начала эксплуатации в здании начали проявляться деформации. Их прогресс проявлялся в возникновении трещин в полах и перегородках, сопровождаемых развитием заметных кренов на отдельных участках (рис.1).

В ходе детального обследования конструкций школы были установлены большие неравномерные осадки некоторых смежных фундаментов (рис. 2). Максимальная абсолютная осадка одного из ростверков превысила 19 см, а относительная разность осадок смежных с ним фундаментов превышала 0.018.



Рис. 1. Крены перекрытий на участке максимальных осадок

Очевидно, столь большие местные осадки свидетельствовали о том, что жесткость вышележащих конструкций каркаса и их

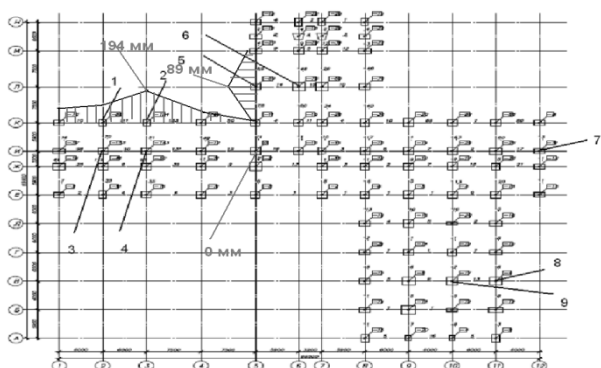


Рис. 2. Осадки отдельных ростверков

соединений исчерпана. Это подтвердилось при обследовании сварных стыков колонн с балками и фасонек, где отмечались трещины (рис. 3 - 5).

Необходимо отметить, что, как это видно из рис. 2, осадкам подверглись только некоторые фундаменты. В связи с этим, первоочередным являлось установить причины осадок. Обследование показало, что грунтовый пол подвала здания претерпел осадку, которая привела даже к обнажению свай (рис. 6,7), что в первую очередь могло быть связано с деформациями оттаивания.

Однако ввиду столь локального развития осадок, логично было связать их развитие с большей толщиной промерзшего грунта в рассматриваемых зонах. А большее развитие промерзания в подвале неотапливаемого здания обычно отмечается в его северной части.

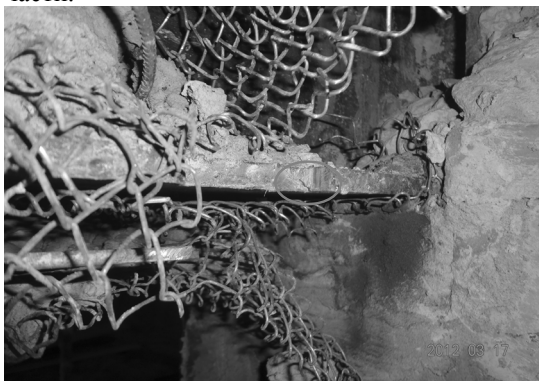


Рис. 3. Трещина в нижнем поясе балки



Рис. 4. Трещина в примыкании балки к колонне



Рис. 5. Трещина в фасонке



Рис. 6. Осадки грунтового пола в подвале



Рис. 7. Обнажение головы свай вследствие осадки грунтового пола

Для установления НДС в системе «здание – свайное основание» было выполнено численное моделирование рассматриваемой ситуации с учетом наличия тени у северо-восточной части здания. Расчетная схема задачи приведена на рис. 8 и 9. Расчет выполнялся с помощью комплекса «Termoground».

Ключевыми моментами расчета являлись следующие:

1. Период с октября 2003 по октябрь 2005 гг. – здание возведено, в зоне у северной и восточной стен имеется затенение. Подвал здания не отапливается. Нагрузки на фундаменты действуют с момента начала расчета.
2. С октября 2005 г. по настоящее время отопление налажено. В подвале поддерживается температура воздуха порядка  $+10^{\circ}\text{C}$ .

Длительность времени расчета, естественно, должна быть максимальной и в идеале охватывать периоды последних обследований здания. Однако по опыту аналогичных расчетов, пришлось ограничиться общим периодом 3-х лет, так как большая длительность при требуемой детальности помесечной разбивки не представлялась возможной.

В качестве начальных условий было принято равномерное распределение температур по глубине, равных  $+1,5^{\circ}\text{C}$ , что было установлено измерениями 2002 г. на площадке перед началом строительства. Как уже отмечалось, в течение 2 лет подвал здания не отапливался. Воздух, заключенный в подвале, рассматривался как теплоизоляция грунта пола и моделировался объемными конечными элементами. В расчете в качестве граничных условий задачи принимались условия I рода. В связи с этим среднемесячные температуры прикладывались к поверхности грунта (за пределами здания) и к поверхности перекрытия над подвалом. Третий год предусматривал постоянную температуру воздуха внутри подвала, равную  $+10^{\circ}\text{C}$ .

Данные по температурам воздуха были взяты с сайта ближайшей к месту строительства метеостанции в с. Мужы ЯНАО (табл. 1). Число шагов решения было равно 36 при 3-х летнем периоде расчета и помесечной разбивке. Длительность решения задачи на компьютере средней мощности превышала 7 суток.

Табл. 1.

Мес.	окт	ноя	дек	январь	фев	мар
Темп.	0	-9	-15	-18	-17	-8

апр	май	июнь	июль	авг	сен
-2	+5	+14	+20	+16	+10

Наличие тени привело к существенной неравномерности промерзания грунта. Если на открытой поверхности расчетная глубина промерзания составила 2.4 м (близкой к нормативной в регионе), то на затененной достигла 5.7 м (рис. 10).

Затененность поверхности у северо-восточного угла здания привела к образованию перелетков, в том числе и в подвале неотапливаемого здания (рис. 11, 12). По-

следующее оттаивание мерзлых грунтов в подвале привело к осадкам грунтовых полов и свайных кустов, догружаемых силами отрицательного трения.

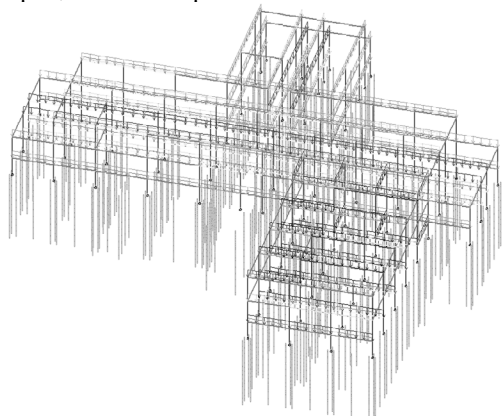


Рис. 8. Расчетная схема каркасного здания на свайном основании (грунт основания не показан)

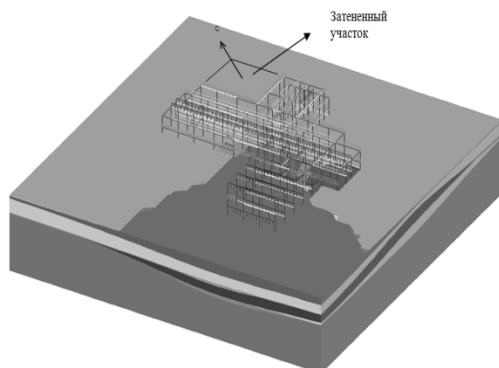


Рис. 9. Расчетная схема задачи совместного расчета здания с основанием (разбивка на конечные элементы не показана)

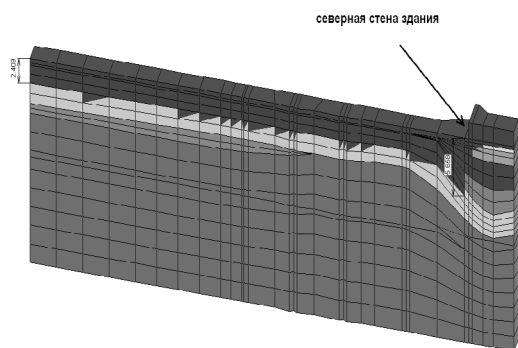


Рис. 10. Неравномерность глубины промерзания на март 2005 г. (2.4 м на открытой поверхности, 5.7 м – на затененной поверхности у северной стены здания)

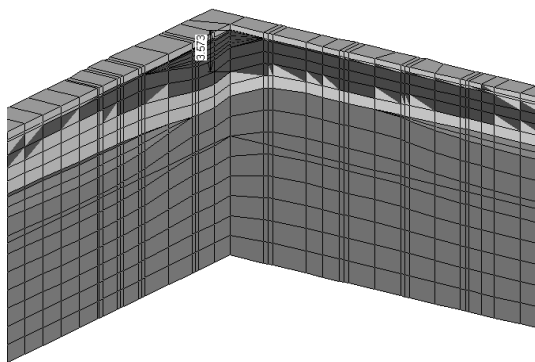


Рис. 11. Образование перегородки у восточной (слева от угла) и северной (справа от угла) стен на июнь 2005 г.

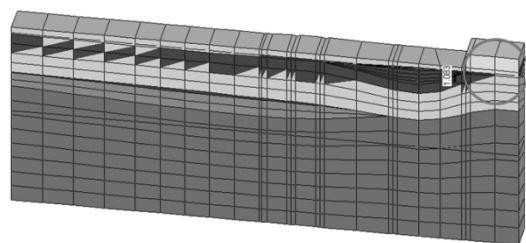


Рис. 12. Промерзание грунта в подвале здания у северной стены

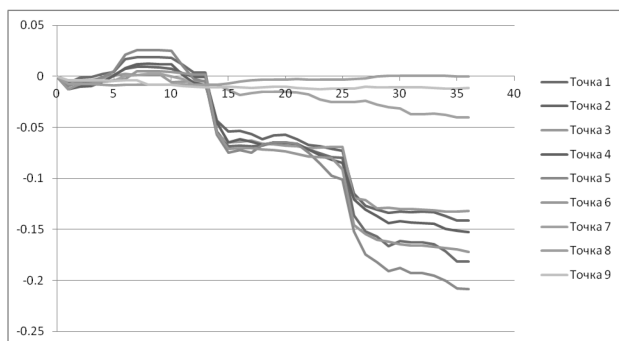


Рис. 13. Перемещения некоторых ростверков во времени (значения осадок отрицательны). Резкие возрастания осадок связаны с установлением в подвале здания положительных температур (первый максимум) и включением отопления в подвале (второй максимум)

Результаты расчетов показывают относительно хорошее совпадение рассчитанных осадок с экспериментальными данными. При этом наблюдается существенная разница

между осадками свайных кустов, расположенных в северо-восточной части здания (12-22 см) и остальных фундаментов (до 3.5 см).

Заметим, что резкие местные перемещения ростверков при промерзании – оттаивании грунтов в подвале вызывают дополнительные усилия в конструкциях надземной части здания. На рис.14 показаны графики изменения изгибающих моментов в местах сопряжения балок с колоннами по оси 3. При этом значения моментов увеличиваются в ходе промерзания – оттаивания на 15 – 27%, что, в конечном счете, и привело к разрушению стального каркаса.

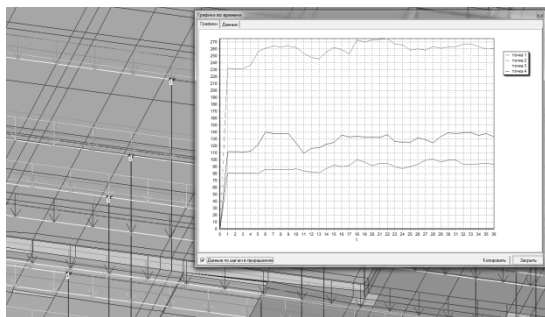


Рис. 14. Изменение изгибающих моментов в местах сопряжения балок с колоннами по оси 3 (на графике по оси ординат – момент, КНм; по оси абсцисс - время в месяцах)

## Выводы

1. Основными причинами осадок ростверков являются процессы промерзания и оттаивания грунтов, развивающиеся в пределах северного и южного крыльев здания.

2. Существенный вклад в осадки ростверков северного и восточного крыльев здания школы дополнительно могут также вносить:

а) возможные смещения незагруженных свай в зимний период 2002/2003 гг. с образованием полостей под остриями;

б) избыточное увлажнение грунтов в подвале за счет стока воды с крыши;

в) большая деформируемость грунтов в зоне расположения острия свай по сравнению с деформируемостью грунтов в юго-западной части здания.

3. Выполненная расчетная оценка глубин промерзания и величин перемещений свайных ростверков во времени с помощью

программы «Termoground» показывает вполне удовлетворительную сходимость с данными наблюдений. Так, программный расчет позволил корректно установить величины глубин промерзания (при сопоставлении с глубиной промерзания незатененных участков); время начала интенсивных осадок (в конце 2004 г.), а также величины осадок свайных ростверков в разных местах здания.

4. Выполненные расчеты, ввиду невозможности получения достоверных данных по температурам 2002 – 2004 гг., учитывали одинаковую динамику температуры, что внесло в результаты некоторые ошибки. Невозможным оказался также точный учет длин свай, часть из которых была срублена. Кроме того, при длительном промерзании на больших стройплощадках всегда существуют локальные участки затенений вблизи складов, бытовок и т.п., что влечет за собой неучтенные местные изменения температур. Вместе с тем, порядок полученных величин – как глубин промерзания, так и зафиксированных осадок – показывает правильность как расчетной схемы, так и полученных результатов.

## Литература.

1. Сахаров И.И., Парамонов М.В. Численная оценка деформаций каркасного здания при промерзании и оттаивании свайного основания./Современные инновационные технологии изысканий, проектирования и строительства в условиях Крайнего Севера. Мат-лы междунар. конф. Якутск, 2012. С.122 – 128.



# Учет совместной работы конструкций и основания при проектировании стальных опор линий электропередачи

Н.А. Сенькин

ОАО «ЦИУС ЕЭС» - ЦИУС Северо-Запада, Санкт-Петербург, Россия

Рассмотрены вопросы взаимодействия сооружений и оснований в задачах проектирования стальных решетчатых свободностоящих опор, фундаментов и оснований воздушных линий электропередачи. По результатам натурных испытаний опор и башен, установленных на отдельные фундаменты, перемещения фундаментов существенны и значительно перераспределяют усилия в элементах надфундаментной конструкции и нагрузки на фундаменты, особенно для пространственных конструкций опор и башен, и приводят к необходимости учета их совместной работы. Предложена методика совместного расчета системы «конструкция-фундаменты-основание» (СКФО) как единой стержневой модели.

## 1. НОРМАТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

В соответствии с действующими «Правилами устройства электроустановок (ПУЭ, 2003)» при проектировании опор и фундаментов воздушных линий электропередачи (ВЛ) регламентировано выполнять расчеты конструкций и основания по методике предельных состояний, определяющей требования по прочности, устойчивости и жесткости. Пространственные стержневые конструкции, какими представляются стальные опоры ВЛ широкобазового исполнения с развитой нижней частью, согласно п.4.25 СП 16.13330.2011 (СНиП II-23-81\* «Стальные конструкции»), следует рассчитывать с учетом факторов, определяющих напряженное и деформированное состояние, особенности взаимодействия элементов конструкций между собой и основанием, геометрической и физической нелинейности, свойств материалов и грунтов. При этом в расчетных схемах должны быть учтены деформационные характеристики опорных закреплений, оснований и фундаментов.

Однако, в условиях реального проектирования опор и фундаментов ВЛ требуемый учет совместной работы решетчатых конструкций и основания не производится, а в статических расчетах предполагается, что конструкция опирается на неподвижные фундаменты. В ряде случаев деформациями грунтового основания можно пренебречь, если конструкция опирается на единый массивный

фундамент, например кольцевого исполнения для сетчатой стальной опоры ВЛ, разработанной великим русским инженером В.Г.Шуховым в форме решетчатой башни из пяти гиперболических секций (рис.1).

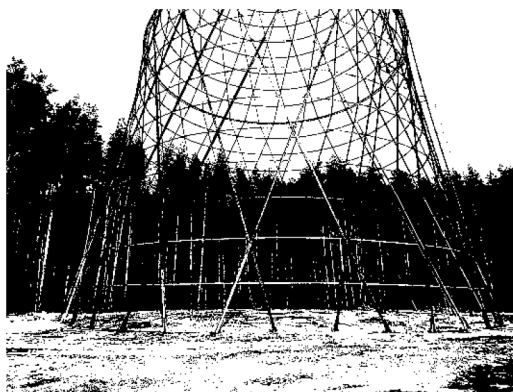


Рис. 1. Нижняя часть опоры высотой 128,0 и диаметром 30,0 метров на переходе ВЛ 110 кВ через р.Ока под Н.Новгородом (1927-29)

Современные стальные решетчатые опоры ВЛ, как правило, опираются на четыре фундамента, имеющие разное исполнение: поверхностные железобетонные блоки, скальные заделки, заглубленные грибовидные подножки либо сваи [Крюков]. Причем широко применяются инновационные технические решения опор и фундаментов (винтовые сваи и сваи-оболочки) для сокращения сроков и стоимости строительства.

## 2. НАТУРНЫЕ ЭКСПЕРИМЕНТЫ

В 1950-1980-х годах Всесоюзным трестом «ОРГРЭС» (Яковлев Л.В., Ошеров Б.Л., Коломацкая Э.В., Герр А.Д., Астахов Н.П.), институтом «Энергосетьпроект» (Рокотян С.С., Бухарин Е.М., Крюков К.П., Курносое А.И., Швецова Н.И., Габля Ю.А.), Ленинградским инженерно-строительным институтом (Аистов Н.Н., Трулль В.А., Дюбек И.) совместно с НИИОСП им.Н.М.Герсеванова (Канаян А.С.) и ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко (Трофимов В.И.) проведен комплекс испытаний опор и фундаментов для опор ВЛ подстанций (ПС) [Яковлев].

К сожалению, основной объем испытаний опор выполнен в условиях их установки на жесткий силовой пол (испытательный полигон ОРГРЭС в подмосковном г.Хотьково).

Но даже результаты единичных натурных испытаний стальных решетчатых опор, установленных на фундаменты в реальных грунтовых условиях, свидетельствуют о неодинаковых перемещениях сжатых и вырываемых фундаментов как в направлении горизонтальной нагрузки в силовых плоскостях, так и в несиловых гранях.

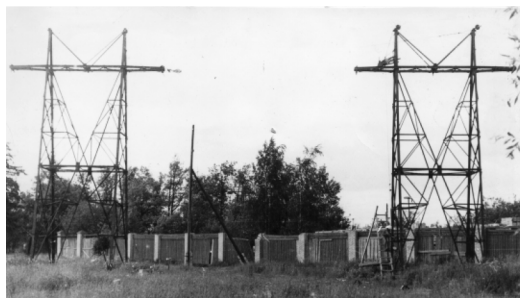


Рис. 2. Натурные испытания совместной работы конструкций, фундаментов и основания опоры ВЛ 110 кВ «Волховского типа» в Ленинграде (рядом с НПО «Электрокерамика»), выполненные автором-аспирантом кафедры металлических конструкций и испытания сооружений ЛИСИ в 1979 году

При участии автора в 1979-1980 годах проведены испытания опор на фундаментах в грунтовом основании (рис. 2-4): радиобашни системы «Заря» в Поповке Ленинградской области, анкерно-угловых опор ВЛ 110 кВ «Волховского» типа в Ленинграде (разработка великого русского инженера Г.О. Графтио, 1926 год) и УМ-102 в Москве.

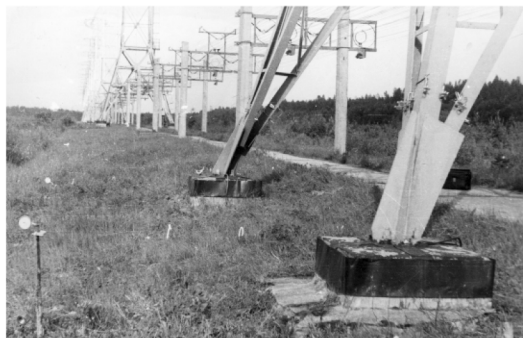


Рис. 3. Исследование совместной работы конструкций и основания радиобашни высотой 42,0 м при испытаниях на вертикальное смещение опорного узла с замером перемещений монолитных фундаментов и усилий в поясах и раскосах (ЛИСИ, 1979)

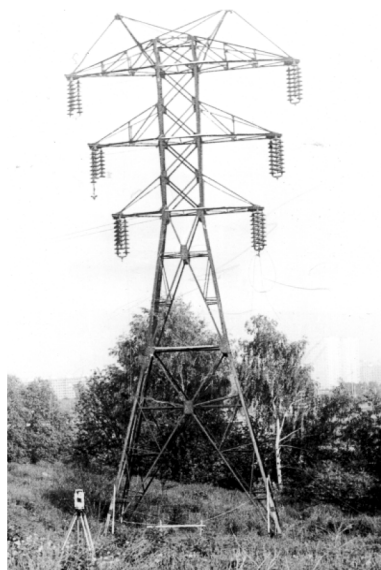


Рис. 4. Исследование совместной работы конструкций и основания анкерно-угловой опоры типа УМ-102 для ВЛ 110 кВ (Москва, Орехово-Борисово, 1980) при ее ресурсных испытаниях с замером перемещений монолитных фундаментов и усилий в поясах и раскосах (ОРГРЭС-Союзтехэнерго, 1980)

Как показали испытания, перемещения верха фундаментов и башмаков опоры (нижних узлов) при расчетных нагрузках достигают нескольких сантиметров, а при снятии испытательных нагрузок фиксируются их немалые остаточные перемещения. В зависимости от податливости конструкций и

жесткости основания происходит перераспределение усилий в элементах опоры, а также действующих сил на фундаментные блоки, отличающихся от симметричного распределения до 1,2 раза в сторону их увеличения на сжатые фундаменты ( $\nu = 1,2$ ). Кроме того, у пространственных конструкций со значительным углом наклона граней к вертикали возникают реакции распора в несиловых гранях с появлением усилий в раскосах, не уступающих по величине усилиям в раскосах рабочих граней.

### 3. РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ

В стандарте организации ОАО «ФСК ЕЭС» СТО 56947007-29.120.95.049-2010 «Нормы проектирования поверхностных фундаментов для опор ВЛ и ПС», разработанном ОАО «Фирма ОРГРЭС» и ОАО «СевЗапНТЦ», при расчете широкобазных башен как пространственных стержневых систем, опирающихся на поверхностные фундаменты, автором рекомендованы особые расчетные схемы без анкерного закрепления поднимаемых блоков в основании [Каверина]. В предельном состоянии горизонтальные силы полностью воспринимаются сжатыми блоками (рис. 5). Силы на конструкцию и фундаментные блоки в плоскости сил распора зависят от податливости надфундаментной конструкции и жесткости основания.

Опора ВЛ представляет собой систему, включающую, по крайней мере, три основных взаимодействующих элемента «надфундаментная конструкция – фундаменты – основание», находящихся в состоянии единой работы при совместности перемещений верха фундаментов и деформаций опорных башмаков конструкции опоры.

Известны разные расчетно-теоретические модели замещения подсистемы «фундамент – основание» стержневыми аналогами [Клепиков]. Из результатов натурных экспериментов следует [Коломацкая], что характер действительных кривых «нагрузка-перемещение» близок к прямолинейному, поэтому автором принята модель замещения подсистемы «фундамент-основание» упругим стержневым аналогом (рис. 6).

Расчетные параметры аналога определяются требованиями равенства угловых и линейных перемещений на обресе фундамента соответствующим перемещениям пространственной стержневой модели.

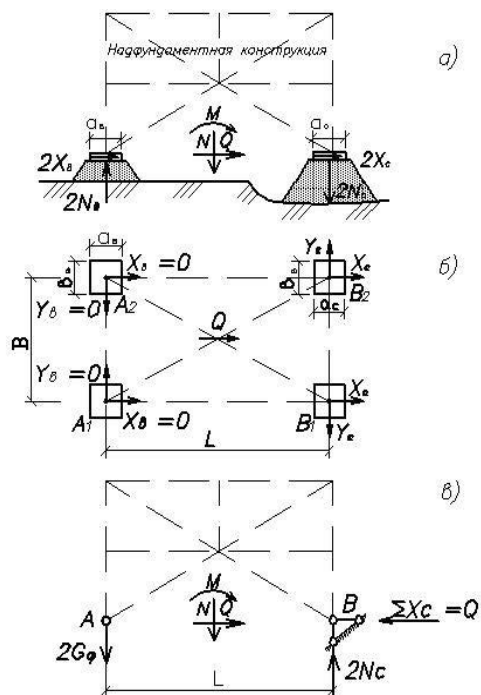


Рис. 5. Схемы для статического расчета на опрокидывание сооружения, установленного на поверхностные фундаменты: конструктивная с грунтовыми банкетками (а); то же, вид в плане (б); основная система (в)

Здесь  $M, N, Q$  – силовые факторы внешних нагрузок на сооружение;  $X_c, X_b$  – силы, действующие на сжатый и вырываемый (поднимаемый) блоки вдоль силы  $Q$ ;  $Y_c, Y_b$  – горизонтальные силы распора, действующие на сжатый и вырываемый блоки;  $N_c, N_b$  – вертикальные силы, действующие на сжатый и вырываемый блоки;  $G_\phi$  – собственный вес фундаментного блока.

Искомые параметры стержневого аналога можно представить в следующем виде:

$$h = h_0 ; \quad (1)$$

$$l = a \sqrt{\frac{2\omega_\phi}{3\omega_z}} ; \quad (2)$$

$$I = \frac{a^4 E_{cp}}{144 E (1 - \mu^2)} \sqrt{\frac{2\omega_\phi^3}{3\omega_z}} ; \quad (3)$$

Здесь  $h_\phi$  и  $h_0$  – конструктивная высота фундамента и его расчетная высота до точки поворота  $O_1$  в грунте;  $l, I, I_c$  – длина пролета и моменты инерции условной стальной

балки и стойки;  $E$  – модуль упругости стали;  $\alpha$  – ширина квадратной плиты фундамента;  $\mu$ ,  $E_{гр}$  – коэффициент Пуассона и модуль деформаций грунта;  $\omega_z$  и  $\omega_\phi$  – безразмерные коэффициенты формы фундамента [Клепиков].

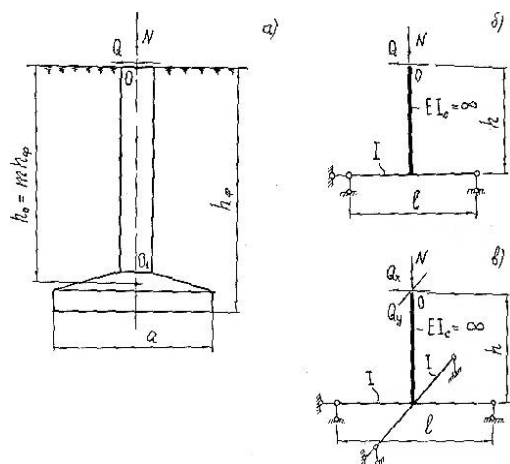


Рис. 6. Преобразование фундамента - железобетонного подножника (а) в грунтовом основании в стержневой аналог для плоской (б) и пространственной задачи (в)

На основании полевых испытаний [Разоренов], выполненных для фундаментов разного исполнения, рекомендуется для массивных монолитных фундаментов принять коэффициент  $m=2/3$ , для легких грибовидных подножников -  $m=1,0$ , а при ригельном усилении стойки  $m=0,5$ .

Расчетные параметры  $I$  и  $\ell$  пространственного стержневого аналога (рис. 6,в) определяются так же по формулам (2)-(3) с умножением на множитель  $\sqrt{2}$ .

В механической лаборатории ЛИСИ проведены исследования распределения усилий в элементах конструкций башенного типа на крупномасштабной стержневой модели при вынужденных вертикальных либо горизонтальных смещениях нижних опорных узлов. Показано, что дополнительные усилия в нижней пространственной части башни, возникающие от смещений, действуют и локализуются только в элементах нижней части, включая диафрагму жесткости (заштрихована на рис. 7) с распорками и «крестом» в месте сопряжения широкобазой нижней и менее широкобазой средней секций.

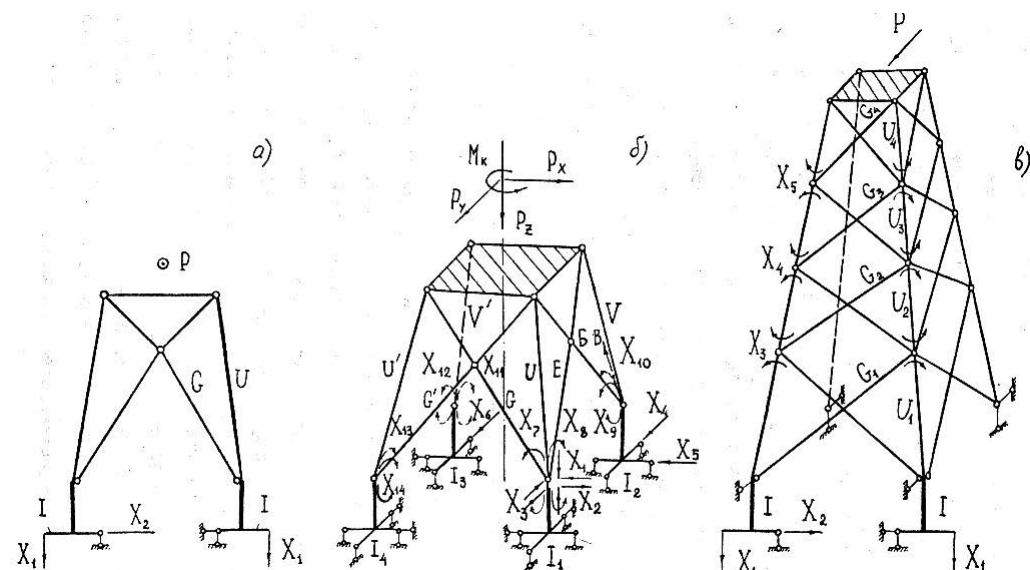


Рис. 7. Упрощенные основные системы метода сил для определения усилий в элементах башни и нагрузок на фундаменты при расчете грани с широкой базой (а), пространственных нижних секций башен

при расчете с учетом смещений фундаментов, неоднородности (разной деформативности) грунтов в основании каждого из фундаментов и т.п. (б), многопанельной плоской грани (в)

#### 4. РАСЧЕТЫ И СРАВНЕНИЯ

Расчетные плоские и пространственная стержневая модель (рис. 7) позволяют выполнить статический расчет решетчатых стальных опор ВЛ на нагрузки расчетных режимов с учетом перемещений фундаментов в грунтовом основании, с учетом заданных дополнительных угловых, вертикальных и горизонтальных перемещений фундаментов (в процессе строительно-монтажных работ и эксплуатации), с учетом различной жесткости опорных закреплений, имитирующей неоднородность и анизотропию грунтов в основании сжатых и выдерживаемых фундаментов.

В общем случае для статического расчета рекомендуется использовать наиболее удобный метод расчета многократно статически неопределимых систем – метод сил [Масленников], система канонических уравнений которого может быть представлена уравнением в матричной форме с неизвестными, усилиями и перемещениями фундаментов в следующем виде:

$$b_1' f b_1 X + b_1' f b_p = H, \quad (4)$$

где  $b_1$  – матрица усилий в элементах основной системы от последовательного приложения основных неизвестных;  $b_p$  – то же, от внешней нагрузки;  $b_1'$  – транспонированная матрица  $b_1$ ;  $f$  – матрица податливости системы;  $X$  – матрица неизвестных усилий и реакций;  $H$  – матрица (вектор) свободных членов – заданных или вынужденных перемещений по направлениям неизвестных.

Для расчета СКФО с использованием единых моделей (рис. 7) матрица свободных членов в (4) будет нулевой, а при учете деформации с выходом одной опорной точки из плоскости других трёх или из общей плоскости обреза фундаментов, например просадка или брак установки фундамента, используется схема по рис. 7,б.

Кроме того, учет свободных членов, как уточняемых переменных перемещений на обресе фундаментов при последовательных приближениях, производится в итерационных расчетах единых систем с нелинейными компонентами, например, в расчетах систем с надфундаментной конструкцией со сдвигами в болтовых соединениях либо опор на оттяжках, так и при установке фундаментов на неоднородных и нелинейно-

деформирующихся грунтовых основаниях. С использованием упрощенной схемы (рис. 7,а) выполнен расчет усилий для поясов и раскосов распорной сжатой грани испытанной опоры УМ-102 при изменении жесткости системы «фундамент-грунтовое основание» (рис. 8) и варьировании параметра  $m$  (кривые: 1 –  $m=1,0$ ; 2 –  $m=0,8$ ). На рис.8 обозначен значимый интервал действительных значений модуля деформаций грунта  $E_{ГР} = 10 \div 50$  МПа.

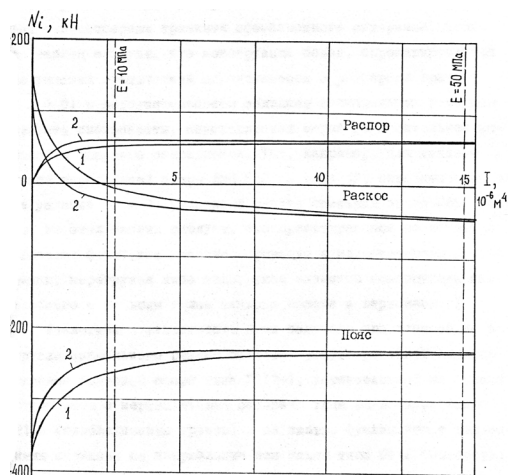


Рис. 8. Определение усилий в сжатых поясе и раскосе сжатой распорной грани и горизонтальной силы распора от нагрузок нормального режима в зависимости от  $I$  ( $E_{ГР}$ ) при изменении жесткости подсистемы «фундамент - грунтовое основание»

Аналогично с использованием моделей (рис.7) и матричного уравнения (4) выполнены расчеты испытанных опор и унифицированной многопанельной стальной опоры типа У110-1 (сжатой распорной грани) с учетом неразрезности поясов и защемления в фундаментах (рис. 7,в), установленной на фундаментах Ф2-4 с прямой вертикальной стойкой (ВС) и ригелями Р1-А без фундаментных распорок и фундамента типа Ф3-А с наклонными стойками (НС) по направлению поясов.

Так для определения допустимого перемещения фундаментов металлической унифицированной опоры типа ЦП-6 (размер в опорном сечении: 2,9х2,4м) для ВЛ-154 кВ при испытаниях двух опор на жестком силовом стенде треста ОРГРЭС в Хотьково несущая способность первой опоры составила 230% от нормативного значения, а второй

опоры с предварительным перемещением выдергиваемого фундамента на 30 мм – только 180% (1963 год) со снижением коэффициента запаса почти на 25%.

Таблица 1. Усилия в сжатых поясах башни, кН

Шифр опоры	$U_{10}$	$U_{50}$	$U_{\infty}$	$U_{\text{эксп}}$
УМ-102	-244,2	-225,8	-221,7	-242,4
Радиобашня	-55,9	-50,5	-48,9	-47,0
«Волховская»	-18,3	-15,1	-14,2	-11,7
У110-1 с ВС	-291,7	-277,6	-270,1	-
У110-1 с НС	-270	-270	-270	-

Таблица 2. Усилия в раскосах башни, кН

Шифр опоры	$G_{10}$	$G_{50}$	$G_{\infty}$	$G_{\text{эксп}}$
УМ-102	-26,3	-42,7	-47,3	-24,1
Радиобашня	-22,1	-28,3	-30,0	-24,3
«Волховская»	+2,2	-2,4	-3,1	-3,0
У110-1 с ВС	+27,7	+6,9	-	-
У110-1 с НС	0	0	-	-

Таблица 3. Силы распора на фундамент, кН

Шифр опоры	$H_{10}$	$H_{50}$	$H_{\infty}$	$H_{\text{эксп}}$
УМ-102	62,0	67,3	68,7	63,5
Радиобашня	23,8	25,7	26,2	23,4
«Волховская»	3,1	3,5	3,9	3,9
У110-1 с ВС	+20,8	+35,1	-	-
У110-1 с НС	0	0	-	-

Из табл. 1-3 следует, что предложенные расчетные стержневые модели дают численные значения усилий, удовлетворительно сходящиеся с результатами натурного эксперимента [Коломацкая]. Например, очевидным является необходимость применения фундаментных распорок, объединяющих башмаки опор.

Преимущественно расчет по данной модели приводит к расчетным усилиям, идущим в запас прочности, что позволяет использовать их в проектной практике.

Кроме того, указанная стержневая модель (рис. 7,б) позволяет выполнять расчеты системы «надфундаментная конструкция – фундаменты – основание» на воздействия внешней нагрузки при неравномерном опирании с осадкой 1-ого башмака опоры ВЛ-154 кВ на  $\Delta_f=10$  мм из плоскости трех

других башмаков в эксперименте на жестком силовом стенде при  $I_1=I_2=I_3=I_4=\infty$  (рис. 9).

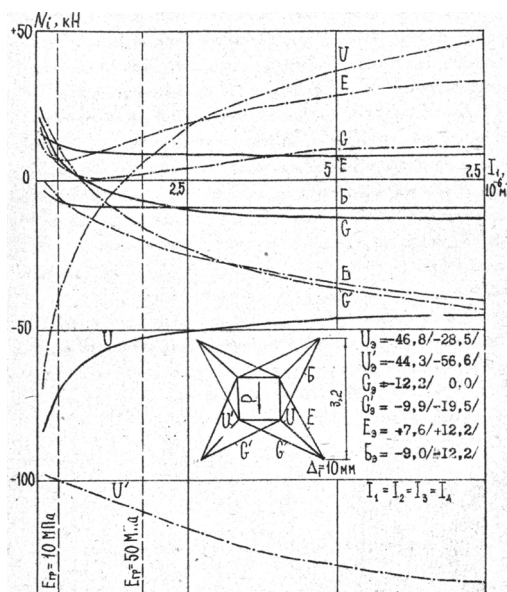


Рис. 9. Статический расчет системы «конструкция – фундаменты – основание» нижней части широкобазой опоры ВЛ-154 кВ на нагрузки нормального режима при равномерном опирании (сплошная линия) и при неравномерном опирании пят опоры (штрихпунктир), но при равной жесткости фундаментов; в правой части даны усилия, полученные в натурном эксперименте на жестком силовом полу в Хотьково а в скобках – усилия при неравномерном опирании с осадкой 1-ой опорной пяты вниз на 10 мм

На рис. 10 представлены усилия в нижней части широкобазой опоры ЛЭП типа УТ-30 на нагрузки III аварийного режима (крутящий момент и горизонтальные нагрузки в двух направлениях по причине обрыва провода) из расчета по указанной модели (рис. 7, б) при различном соотношении жесткости сжатых и вырываемых фундаментов (легкие грибовидные подножки). Здесь при одинаковых модулях деформаций основного грунта основания и уплотненного грунта засыпки пазух котлованов  $E_{ГР}/E_{ГР}^{\text{зас}}=1,0$  и по причине больших размеров вырываемых фундаментов -  $I_1/I_3=0,20$  (усилия указаны сплошной линией), а для системы с неуплотненным грунтом засыпки с  $I_1/I_3=0,40$  при  $E_{ГР}/E_{ГР}^{\text{зас}}=2,0$  (штрихпунктирные линии).

Здесь расчетные данные удовлетворительно согласуются с результатами натурного эксперимента (Трест ОРГРЭС А.П.Корзюк, 1958), представленными в нижней правой части рис.10.

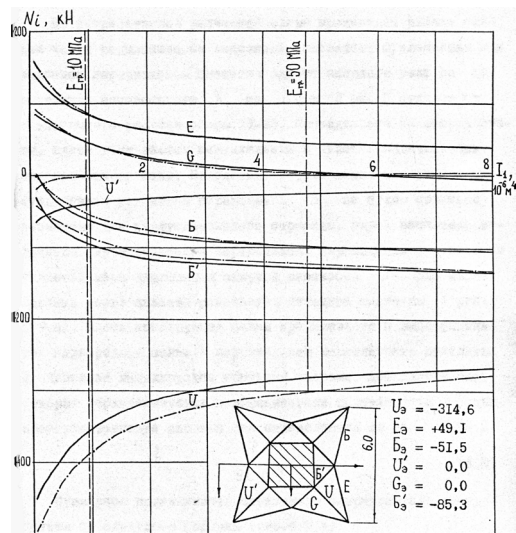


Рис. 10. Работа опоры ЛЭП типа УТ-30 в аварийном режиме при изменении жесткости основания

Изменение параметров жесткости стержневого аналога (фундаментов), что моделирует неоднородные грунтовые условия с разными деформационными характеристиками грунтов, приводит к значительному перераспределению усилий и реакций внутри системы «надфундаментная конструкция - фундаменты – основание».

С использованием указанных стержневых аналогов вычислены вертикальные перемещения-осадки вырываемых и сжатых фундаментов, значения которых вместе кривой прогибов стальной опоры УМ-102 при воздействии нагрузок натурного эксперимента, показали хорошее соответствие данным испытаний (рис. 11).

Указанные модели в итерационной постановке позволяют выполнить нелинейные расчеты с учетом ползучести грунтов и сдвигов в болтовых соединениях надфундаментной конструкции.

Статический расчет таких пространственных стержневых систем вполне успешно может выполняться с использованием современных программных комплексов, например, ПК «Ли́ра», Scad Office [Перельмутер, Сливкер].

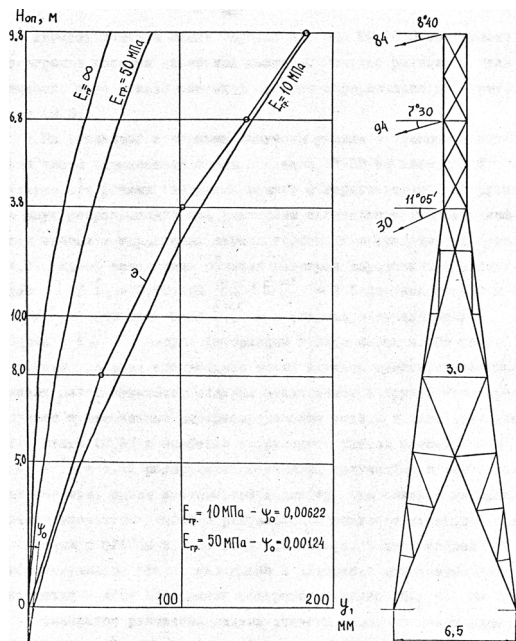


Рис. 11. Расчетные кривые прогиба опоры типа УМ-102 с учетом перемещений фундаментов в сравнении с данными натурного эксперимента 1980 г. (нагрузки даны в кН)

Несомненно, предложенные расчетные модели требуют дальнейшего совершенствования с применением нижеследующих идей.

Так при расчете опор ВЛ высотой более 50 метров в соответствии с «Правилами устройства электроустановок» (ПУЭ-2003) необходим учет пульсационной составляющей ветровой нагрузки. Например, для динамических расчетов башенных конструкций морских стационарных платформ от волновых воздействий была разработана расчетная модель на нелинейном вязкоупругом основании [Шеховцов].

В НПО «Геореконструкция» под руководством профессора В.М.Улицкого, К.Г.Шашкина и М.Б.Лисюка (члены Технического комитета ИССМГЕ «Взаимодействие зданий и основания») создан программный комплекс FEM-models, позволяющий проектировать надфундаментные конструкции, фундаменты и основания, в частности с учетом взаимодействия конструкций высотных и протяженных зданий с нелинейно-деформируемым основанием [Улицкий, Шашкин].

## 5. ВЫВОДЫ И ПРЕДЛОЖЕНИЯ

Предлагается применение указанных моделей для индивидуального проектирования ВЛ, когда для каждого пикета в зависимости от характеристик рельефа и грунтового основания определяются необходимые фундаменты и производится индивидуальная модификация базовых (типовых) конструкций решетчатых стальных опор. Рекомендуются широкое применение расчетных моделей СКФО со стержневой аналогией при учете динамических воздействий и нелинейности работы грунтов основания при проектировании свободностоящих опор ВЛ, как правило, имеющих пространственную конструкцию и отдельные фундаменты, а именно: анкерно-угловых, переходных и повышенных опор с большими пролетами при известных нагрузках и характеристиках грунтового основания.

## 6. ЛИТЕРАТУРА

- Астахов Н.П. Основные итоги работы ОРГРЭС в области разработки механической части линий электропередачи 400-500 кВ//Наладочные и экспериментальные работы ОРГРЭС. Вып. XV. – М.-Л.: Энергия, 1958. – С.43-62.
- Бухарин Е.М., Коляков А.М., Курносов А.И., Лялин Ф.И., Трофимов В.И. Проектирование строительных конструкций линий электропередачи по предельным состояниям. – М.-Л.: Энергия, 1965. – 112 с.
- Ильин В.П., Карпов В.В., Масленников А.М. Численные методы решения задач строительной механики. – М.: АСВ, 2005. – 425 с.
- Клепиков С.Н. Расчет конструкций на упругом основании. – Киев, Будивелник, 1967. – 184 с.
- Коломацкая Э.В. Влияние качества установки фундаментов на несущую способность опор линий электропередачи //Электрические станции, 1962, №5. – С.32-36.
- Крюков К.П. Основы расчета и конструирования опор линий электропередачи: Докл. на соиск. ученой ст. канд. техн. наук. – Л.: ЛПИ, 1970.
- Масленников А.М. Расчет статически неопределимых систем в матричной форме. – Л.: Стройиздат, 1970. – 128 с.
- Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. – Киев, Изд-во «Сталь», 2002. – 600 с.
- Разоренов И.Ф. Экспериментальные исследования устойчивости одиночных фундаментов при действии горизонтальной нагрузки // Основания и фундаменты: Сб. тр. ВНИИ жел-го стр-ва и проектир. Вып. 13. – М.: Трансжелдориздат, 1955. – С.48-122.
- Сенькин Н.А. Исследование совместной работы конструкций и основания сооружений башенного типа: Автореферат дисс. канд. техн. наук. – Л., 1980. – 28 с.
- Сенькин Н.А. О работе сооружений башенного типа при неравномерных осадках фундаментов //Металлические конструкции и испытания сооружений: Межвуз. темат. сб. тр. – Л.; ЛИСИ, 1981. – С.59-64.
- Снитко Н.К. Устойчивость на опрокидывание высоких башен переменного сечения на деформируемом основании //Основания, фундаменты и механика грунтов, 1974, №1. – С.11-14.
- Труль В.А. Исследование действительной работы конструкций опор воздушных линий электропередачи: Автореферат дисс...докт. техн. наук. – Л.: Лен.инженерно-строит.ин-т (ЛИСИ), 1966.
- Труль В.А. Экспериментальное исследование работы стальной опоры линии электропередачи мощностью 220 кВ //Инженерные конструкции: доклады на XIX научной конференции. – Л.: ЛИСИ, 1961. – с.31-33.
- Улицкий В.М. Основы совместных расчетов зданий и оснований //Развитие городов и геотехническое строительство. – 2006, №10. – С.56-62.
- Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Гид по геотехнике (путеводитель по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям). – СПб.; ПИ «Геореконструкция», 2010. – 208 с.
- Шашкин К.Г., Васенин В.А. Численный расчет совместной работы основания и конструкций высотного здания //Геотехника. – 2010, №6. – С.39-45.
- Шеховцов В.А. Случайные нелинейные колебания опорных блоков морских стационарных платформ. – СПб.: СПбГАСУ, 2004. – 246 с.
- Ягнюк Б.Н. Исследование работы и восстановление проектного положения четырехгранных опор при неравномерных осадках основания: Автореферат дисс...канд. техн. наук. – Л.: ЛИСИ, 1975. – 23 с.
- Яковлев Л.В., Сенькин Н.А., Каверина Р.С., Дубинич Л.А. Современные конструктивно-технологические решения фундаментов для опор ВЛ 35-500 кВ//Современные технологии фундаментостроения для ТЭК: Сб. докладов межд. научно-практ. конф. – М.: ВВЦ, 2012. (IAFK, [www.fc-union.com](http://www.fc-union.com)). – С.59-68.



# Воздействие подвижных нагрузок на покрытия и основания автомагистралей

Смирнов А.В.

ФГБОУ ВПО «СибАДИ», д.т.н., профессор кафедры «Строительство и эксплуатация дорог», Россия

Андреева Е.В.

ФГБОУ ВПО «СибАДИ», к.т.н., заведующая кафедрой «Строительство и эксплуатация дорог», Россия

Герцог В.Н.

ФГБОУ ВПО «СибАДИ», аспирант кафедры «Строительство и эксплуатация дорог», Россия

**АННОТАЦИЯ:** Рассмотрены три модели упругого полупространства – сплошное, слоистое с убывающими модулями упругости и плотностью по глубине и слоистое со скачкообразным изменением этих же характеристик. Вертикальная нагрузка движется горизонтально и равноускоренно. Приводится алгоритм для численного расчета напряжений сжатия и динамического упругого прогиба поверхности автомагистрали как основного критерия её прочности.

## 1. ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ

Рассмотрим закономерности, определяющие колебания и скорости колебаний поверхности упругого полупространства при ударе, а также напряжения в нём, как наиболее простой модели дорожной конструкции. При этом будем считать действие кратковременной нагрузки переменным во времени по закону синусоиды, а полупространство характеризовать следующими параметрами: модулем упругости среды  $E_0$ , плотностью среды  $\rho_0$  кг/м<sup>3</sup>; скоростью распространения продольных волн  $\tilde{N}_\delta = \sqrt{\frac{gE}{\rho_0(1-\nu^2)}}$ ; коэффициентом, характеризующим затухание напряжений в среде  $\nu_0$ , см<sup>-1</sup>;  $g=9,81$  м/с<sup>2</sup>.

Контактные напряжения от приложения внешней нагрузки к поверхности полупространства по круговой площадке характеризуются во времени функцией:

$$\sigma = \frac{4p}{\pi D^2} \cdot \sin\left(\pi \frac{t}{T_0}\right), \quad (1)$$

где  $p$  – колёсная нагрузка, распределённая по площадке диаметром  $D$ ;  $T_0$  – время приложения нагрузки, равное  $\frac{D}{V}$  (здесь  $v$  – скорость движения нагрузки;  $D$  – диаметр площади распределения нагрузки);  $t$  – текущее время.

Эта формула характеризует приложение нагрузки, движущейся на поверхности

полупространства со скоростью  $V$  горизонтально. Перемещение нагрузки предполагается прямолинейным.

Подобные задачи решались в [1, 2, 3, 4]

## 2. АЛГОРИТМ РЕШЕНИЯ ЗАДАЧИ

Рассмотрим процесс формирования фронта напряжений в упругом полупространстве по направлению оси  $z$  ( $x=0$ ,  $y=0$ ,  $t=0$ ).

В период от 0 до  $T_0$  формирует фронт напряжений сжатия, длина которого равна:

$$l_\delta = \dot{O}_0 \cdot \tilde{N}_\delta \quad (2)$$

В начале этого фронта напряжения в плоскости II – II (рисунок 1) с учётом затухания равны:

$$\sigma_{z_2} = \sigma_{z_1} \cdot e^{-\nu_0 \cdot \tilde{N}_\delta \cdot t} = \frac{4p}{\pi D^2} \cdot e^{-\nu_0 \cdot \tilde{N}_\delta \cdot t} \cdot \sin\left(\pi \frac{t}{T_0}\right) \quad (3)$$

В конце фронта (в плоскости I – I) их величина равна:

$$\sigma_{z_1} = \frac{4p}{\pi D^2} \cdot \sin\left(\pi \frac{t}{T_0}\right) \quad (4)$$

Среднее напряжение до момента  $t=T_0$  в пределах фронта волны сжатия определяется как:

$$\sigma_{z-I-II}^{\text{ср}} = \frac{4p \cdot \sin\left(\pi \frac{t}{T_0}\right) + 4p \cdot e^{-\gamma_0 \cdot C_0 \cdot t} \cdot \sin\left(\pi \frac{t}{T_0}\right)}{2\pi D^2} =$$

$$= \frac{2p}{\pi D^2} \cdot \sin\left(\pi \frac{t}{T_0}\right) \cdot [1 + e^{-\gamma_0 \cdot C_0 \cdot t}] \quad (5)$$

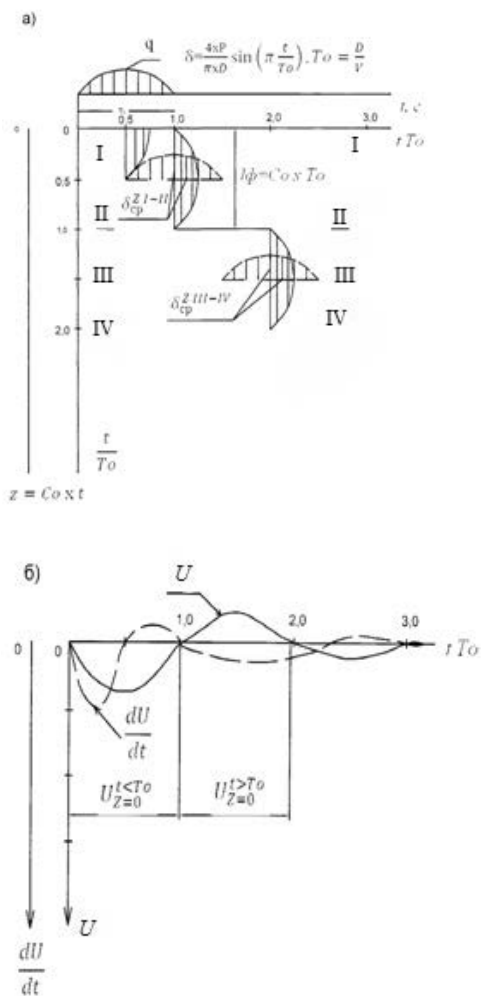


Рисунок 1. Схема формирования сжимающих вертикальных напряжений в сплошном упругом полупространстве – а, перемещений и их скоростей на поверхности полупространства при действии кратковременной нагрузки распределенной равномерно по кругу диаметром  $D$  – б

При  $t > T_0$  фронт напряжений начинает отрываться верхней границей от поверхности полупространства и перемещаться вглубь по оси  $z$ . К моменту  $t \geq T_0$  напряжение в передней границе фронта в плоскости III – III будет равно:

$$\sigma_{zIII-III} = \sigma \cdot e^{-\gamma_0 \cdot C_0 \cdot t} \quad (6)$$

В плоскости IV – IV напряжения в это же время составят

$$\sigma_{zIV-IV} = \sigma \cdot e^{-\gamma_0 \cdot C_0 \cdot (t-T_0)} \quad (7)$$

Среднее напряжение в пределах фронта напряжений получим как

$$\sigma_{zIII-IV}^{cp} = \frac{\sigma}{2} \cdot (e^{-\gamma_0 \cdot t \cdot C_0} + e^{-\gamma_0 \cdot (t-T_0) \cdot C_0}) = \frac{2p}{\pi D^2} \cdot \sin\left(\pi \frac{t}{T_0}\right) \cdot (e^{-\gamma_0 \cdot t \cdot C_0} + e^{-\gamma_0 \cdot (t-T_0) \cdot C_0}) \quad (8)$$

Упругое перемещение поверхности полупространства в период  $t \leq T_0$  будет равно:

$$U_{z=0}^{t > T_0} = \frac{2p \cdot C_0 \cdot t}{\pi D^2 E_0} \cdot \sin\left(\pi \frac{t}{T_0}\right) \times [e^{-\gamma_0 \cdot t \cdot C_0} + e^{-\gamma_0 \cdot (t-T_0) \cdot C_0}] \quad (9)$$

Скорость перемещений поверхности полупространства после  $t > T_0$  является первой производной по  $t$  предыдущего выражения (9), поэтому

$$\frac{du_{z=0}^{t < T_0}}{dt} = \frac{2p \cdot C_0}{\pi D^2 \cdot E_0} \cdot \left\{ \sin\left(\pi \frac{t}{T_0}\right) \cdot \times \left[ \left( 1 - t \cdot \gamma_0 \cdot C_0 + t \cdot \cos\left(\pi \frac{t}{T_0}\right) \right) \cdot (e^{-\gamma_0 \cdot (t-T_0) \cdot C_0} + e^{-\gamma_0 \cdot t \cdot C_0}) \right] \right\} \quad (10)$$

Вертикальные перемещения поверхности полупространства по оси  $z$  до времени  $t \geq T_0$  равны:

$$U_{z=0}^{t > T_0} = \frac{l_0 \cdot \sigma_{zI-II}^{n0}}{E_0} = \frac{2p \cdot C_0 \cdot t}{\pi D^2 E_0} \cdot \sin\left(\pi \frac{t}{T_0}\right) \cdot [1 + e^{-\gamma_0 \cdot t \cdot C_0}] \quad (11)$$

Скорость изменения перемещений в этот период составляет

$$\frac{du_{z=0}^{t > T_0}}{dt} = \frac{2p \cdot C_0}{\pi D^2 E_0} \cdot \sin\left(\pi \frac{t}{T_0} + \frac{\pi}{2}\right) \cdot [1 + e^{-\gamma_0 \cdot t \cdot C_0}] + \frac{2p \cdot C_0 \cdot t}{\pi D^2 \cdot E_0} \cdot \sin\left(\pi \frac{t}{T_0}\right) \cdot [1 + e^{-\gamma_0 \cdot t \cdot C_0}] - \gamma_0 \cdot C_0 \cdot e^{-\gamma_0 \cdot C_0 \cdot t} \cdot \sin\left(\pi \frac{t}{T_0}\right) \cdot \frac{2p \cdot C_0 \cdot t}{\pi D^2 \cdot E_0} \quad (12)$$

Приведём две схемы слоистого полупространства: схема I – с убыванием модуля упругости  $E$ , плотности  $\rho$ , коэффициента затухания  $\gamma$  и скорости продольной волны  $C$ ; схема II – при наличии в полупространстве слоя с большими физико-механическими

свойствами, чем выше- и нижележащие. При условии, что напряжения сжатия в слое распределяются экспоненциально по глубине, прогиб поверхности двухслойной среды есть сумма прогибов каждого слоя к одному и тому же времени. Напряжения и прогибы определяются в следующей последовательности:

а. Определение напряжений:

$$\sigma_{i_1} = \frac{4P}{\pi D^2} \cdot \sin\left(\pi \frac{t}{T_0}\right);$$

$$t = 0 \div T_0; \sigma_{H_1} = 0; \text{ при } t = \frac{T_0}{2}; \sigma_{H_1} = q$$

$$q = \frac{4P}{\pi D^2};$$

$$\sigma_{H_2} = \sigma_{H_1} \cdot e^{-\gamma_1 \cdot H_1} \quad (13)$$

$$\sigma_{\tilde{n}\delta j_1} = \frac{\sigma_{j_1} + \sigma_{j_2}}{2} \quad (14)$$

$$\sigma_{j_1} = \sigma_{j_2} \cdot \tilde{a}^{\circ-\gamma \cdot (j - j_2)} \quad (15)$$

$$\sigma_{\tilde{n}\delta j} = \frac{\sigma_{j_1} + \sigma_{j_2}}{2} \quad (16)$$

б. Определение прогибов.

Прогиб верхнего слоя:

$$U_{1\max} = \frac{\sigma_{\tilde{n}\delta j_1} + \sigma_{j_1}}{\tilde{A}_1} \quad (17)$$

Прогиб нижнего слоя:

$$U_{2\max} = \frac{\sigma_{\tilde{n}\delta j} \cdot (\tilde{I} - \tilde{I}_1)}{\tilde{A}} \quad (18)$$

Полный прогиб:

$$U_{\max} = U_{1\max} + U_{2\max} \quad (19)$$

$$U(t) = U_{i\max} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot t}{T_0}\right) \cdot (1 + e^{-\gamma_i \cdot C_i t}), \quad (20)$$

при  $t < T_0$

$$U(t) = U_{i\max} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot t}{T_0}\right) \cdot (e^{-\gamma_i \cdot C_i t} + \tilde{a}^{\circ-\gamma_i \cdot \tilde{N}_i t}), \quad (21)$$

при  $t \geq T_0$

Если слоистая конструкция включает слой, плотность которого больше плотности вышележащего слоя ( $\rho > \rho_1$ ), то на их границе возникают отражённые напряжения (схема II).

$$\sigma_{i\delta} = \sigma_{j_2} \cdot \frac{1 - \sqrt{\frac{\tilde{A}_1}{\tilde{A}_2}} \cdot \frac{\rho_2}{\rho_1}}{1 + \sqrt{\frac{\tilde{A}_1}{\tilde{A}_2}} \cdot \frac{\rho_2}{\rho_1}}. \quad (22)$$

При этом прогиб слоя составит:

$$U_{1\max} = \frac{(\sigma_{H_1} - \sigma_{i\delta}) \cdot (1 - \gamma_1^2) \cdot H_1}{E_1}. \quad (23)$$

Под слоем с повышенной плотностью напряжения сжатия за счёт преломления составят:

$$\sigma_{i\delta} = \sigma_{j_2} \cdot \frac{2 \cdot \sqrt{\frac{\tilde{A}_2}{\rho_2}} \cdot \rho_2}{\sqrt{\frac{\tilde{A}_2}{\rho_2}} \cdot \rho_2 + \sqrt{\frac{\tilde{A}_1}{\rho_1}} \cdot \rho_1}, \quad (24)$$

а прогиб нижнего слоя составит:

$$U_{3\max} = \frac{\sigma_{np} \cdot (1 - \gamma_3^2) \cdot H}{E_3} \quad (25)$$

Изложенные алгоритмы для получения числового результата о прогибе слоистой среды, меняющегося во времени по формулам 20 и 21. Из них же следует и следующие критерии колебательного процесса – скоро-

сти  $\frac{dU}{dt}$  и ускорения  $\frac{d^2U}{dt^2} : \frac{dU}{dt} \approx \lim \frac{\Delta U}{\Delta t}$  при

$$\Delta t = 10^{-3} t \quad \text{и} \quad \frac{d^2U}{dt^2} \approx \lim \left( \lim \frac{\Delta U}{\Delta t} \right) \quad \text{при}$$

$$\Delta t = 10^{-3} t.$$

### 3. РЕЗУЛЬТАТЫ

Численные результаты получены из реализации программы «Schlag» путем комфортных преобразований вертикальных перемещений из области  $0 \div t/T_0$  в область

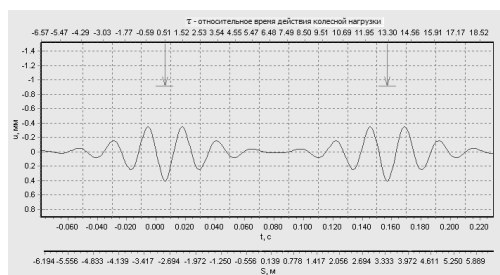
$$-\left(\frac{t}{T_0}\right) \div 0. \text{ Это дает возможность получить}$$

спектры колебаний, приведенные на рисунке 2.

Выводы:

– динамические прогибы поверхности полупространства закономерно убывают с возрастанием скорости движения нагрузки в диапазоне 20–180 км/ч;

а)  $P=50$  кН;  $m=20$  тс;  $E=1000$  МПа;  $V=100$  км/ч.



б)  $P=50$  кН;  $m=50$  тс;  $E=1000$  МПа;  $V=100$  км/ч.

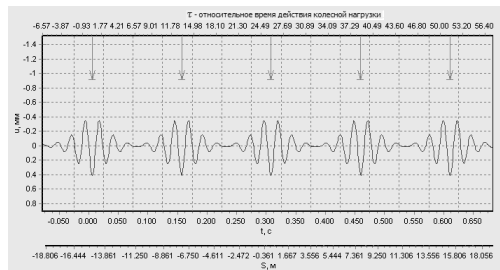


Рисунок 2. Эпюры вертикальных колебаний полупространства при воздействии расчетного транспортного средства (АК-100) – (а), эпюры вертикальных колебаний полупространства при воздействии сверхтяжелого транспортного средства – (б)

– скорость вертикальных колебаний, ускорения колебаний и частота закономерно возрастают с ростом скорости в диапазоне 20–180 км/ч;

– убывание динамического прогиба связано с увеличением напряжений сжатия упругого полупространства почти в два раза и одновременно уменьшением длины зоны сжатия с 700 см до 30 см, то есть почти в 23 раза;

– с увеличением скорости горизонтального движения нагрузки от 40 км/ч до 100 км/ч и выше по всем направлениям от центра нагрузки формируется волновое поле;

– параметры волнового поля – размер и длина полуволны закономерно возрастают, а

отношение соседних амплитуд волн  $\left( \frac{U_1}{U_2} \right)$

закономерно убывает с 10 до 1 с ростом скорости движения нагрузки. Это свидетельствует о превращении разнородного волнообразования в однородное с равными амплитудами колебаний, то есть в виброколебания

уже при скоростях движения нагрузки более 80 км/ч;

– в слоистом упругом полупространстве гармонического спектра вертикальных колебаний не наблюдается. Но при определенных толщинах слоев и их свойств возможно возникновение резонанса при скоростях движения нагрузки свыше 60 км/ч.

#### 4. БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Синг С.К., Куо Т.Т. 1970. Колебания упругого полупространства под действием равномерно движущейся нагрузки, распределенной в пределах круга // Прикладная механика: Тр. Американского общества инженеров – механиков. - М., №1.
2. Кильчевский Н.А., Ильчишина Д.И. 1969. О поверхностных волнах, возникающих при соударении упругих тел. «Прикладная механика». Том V, вып. 7.
3. Николаенко Н.А. 1961. Удар по пластинке, лежащей на упругом основании. - Сб. «Исследования по динамике сооружений». ЦНИСК. Выпуск 1. Госстроиздат, М.
4. Смирнов А.В. 2012. Расчет дорожных конструкций автомагистралей на прочность и выносливость. Омск. Издательство СибАДИ. с.115.

# Испытания устоев мостов из армогрунтовых элементов на нагрузку в полном техническом объеме

Dr.-Ing. Janusz Sobolewski  
HUESKER Synthetic GmbH, Gescher, Germany

Dr.- Ing. Dimiter Alexiew  
HUESKER Synthetic GmbH, Gescher, Germany

MSc. Andrey Fedotov  
ООО «ХЮСКЕР», Москва, Россия

В последние годы отмечается значительный рост получения разрешений на строительство крутых откосов и подпорных стен из геоматериалов, армированного грунта. Основными преимуществами армогрунтовых стен по сравнению с угловыми стенами из железобетона или массивными бетонными конструкциями являются: низкий уровень затрат, довольно большой выбор формы и внешнего вида конструкции, что позволяет удачно вписывать их в окружающую среду, а также гораздо более короткие сроки реализации.

## ВВЕДЕНИЕ

В последние годы отмечается значительный рост получения разрешений на строительство крутых откосов и подпорных стен из геоматериалов, армированного грунта, что проявилось в реализации даже относительно высоких конструкций, в том числе подпорных стен с довольно широким диапазоном облицовки, озелененных или превращенных в террасы склонов [3, 8, 9]. Основными преимуществами армогрунтовых стен по сравнению с угловыми стенами из железобетона или массивными бетонными конструкциями являются: низкий уровень затрат, довольно большой выбор формы и внешнего вида конструкции, что позволяет удачно вписывать их в окружающую среду, а также гораздо более короткие сроки реализации. Дополнительным преимуществом является достаточно высокий уровень гибкости и податливости, что делает эти конструкции устойчивыми к оседанию и деформации, в том числе к деформациям, вызванным горными работами или тектоническими разломами. Немаловажное значение здесь имеет также более низкая стоимость строительства (на 25-30%). В принципе, можно ожидать, что подпорные конструкции из армированного грунта начнут также использоваться в более "элитарных" сооружениях, которыми, несомненно, являются устои

мостов. На объектах данного типа наблюдается высокие статические вертикальные нагрузки в сочетании с относительно высокими циклическими нагрузками. Кроме того, здесь выдвигаются высокие требования к устойчивости и допустимому уровню деформации. Можно со всей уверенностью сказать, что проектирование устоев мостов из армированного грунта представляет собой инженерное искусство с применением геосинтетических материалов. Разумеется, что и здесь, в зависимости от традиций, условий и норм в разных странах применяются различные методы расчетов, уровни безопасности и несколько иные философии армирования и облицовки. Однако это не меняет тот факт, что геоматериалы или проектирование с использованием геоматериалов являются следующим шагом в усовершенствовании строительства и с годами все чаще применяются в строительстве.

В данной статье представлены результаты натурных в масштабе 1:1 испытаний устоя высотой 4,5 м с гибкой облицовкой, выполненного из армированного грунта, на нагрузку в полном техническом объеме.

Результаты этих исследований являются прямым доказательством достаточной устойчивости устоя высотой 4,5 м под давлением 200 кН/м<sup>2</sup> под фундаментной балкой моста шириной 1,0 м, отдаленной от

края лицевой части на 1,0 м. С практической точки зрения, это имеет особое значение, поскольку проектировщики пока относятся к конструкции из армированного грунта осторожно или даже недоверчиво. Это видно в Европе по построенным в настоящее время автострадам и железнодорожным путям, где до сих пор часто прибегают к классическим железобетонным или угловым подпорным стенам и отказываются от преимуществ, которые можно получить, применяя конструкции из армированного грунта.

### ПРИМЕРЫ ПОДПОРНЫХ СТЕН МОСТОВ ИЗ АРМОГРУНТОВЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Первыми попытками были конструкции, в которых за классической бетонной стенкой располагался блок из армированного грунта, выполненный таким образом, чтобы снизить воздействие засыпки, [6,8]. Однако, в этой конструкции армированный грунт применен частично, поскольку он переносит только давление от засыпки и не испытывает нагрузки непосредственно от мостовой конструкции. Данный подход является типичным для первых попыток или используется в случае фундаментных балок на сваях, как это было на "Via Baltica" под Ригой, рис. 2, 3 и 4, [9].

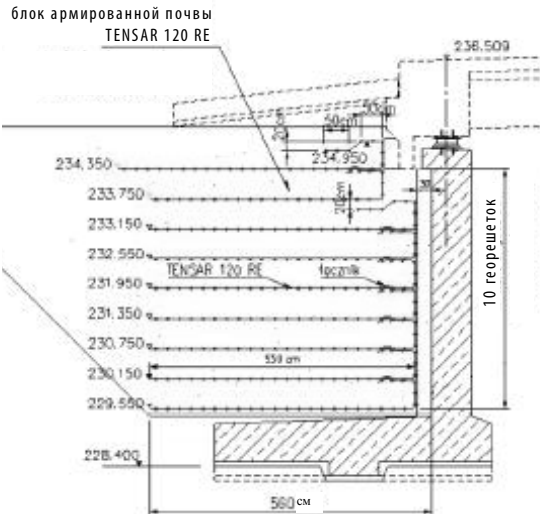


Рис. 1. Блок из армированного грунта за подпорной стеной. Autostrada A4, отрезок Сосница-Вирек [8]



Рис. 2. Стена из армированного грунта с облицовкой из небольших бетонных блоков системы Terrac®, „Via Baltica”, окрестности Риги [9].

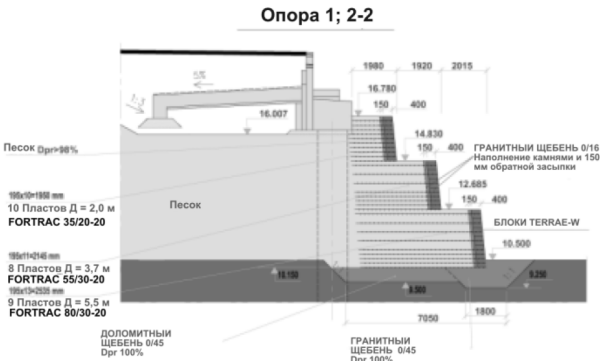


Рис. 3. Поперечный разрез подпорной стены с наружной стеной из армированного грунта, „Via Baltica”, Латвия [9]

В этих подпорных стенах нагрузка на мост идет через подпорные балки на сваи, а лицевая и боковые части расположены непосредственно как независимые подпорные стены из армированного грунта.

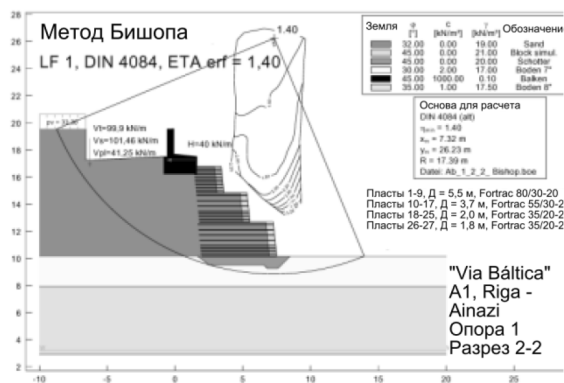


Рис. 4. Статическая схема опоры моста на рис. 2 и 3, метод Бишопа, „Via Baltica”, Латвия, [9]

Блок из армированного грунта, установленный за лицевой частью устоя, позволяет также увеличить нагрузку на существующих объектах без необходимости их реконструкции или сноса. На рис. 5 показана схема такого решения, а на рисунке 6 сооружение блока из армированного грунта за существующей стенкой на шоссе в Болгарии [4].



Рис.5. Схема геосинтетической арматуры за существующей подпорной стеной, Ерково, Болгария [4].



Рис. 6. Установка арматуры за подпорной стенкой облицовка выполнена из мешков с песком [4]

Одним из первых объектов в Европе, в рамках которого подпорные стены несут на себе как нагрузку от моста, так и боковое давление грунта, является виадук в г. Уллерслев в Дании, построенный в 1991 году [1]. Жаль, что этот объект не имел значительно-го резонанса, хотя в те времена это была "очень хорошая продвинутая работа". На рис. 7 и 8 видна конструкция этих подпорных стен с упором балки непосредственно на блоке из армированного грунта.

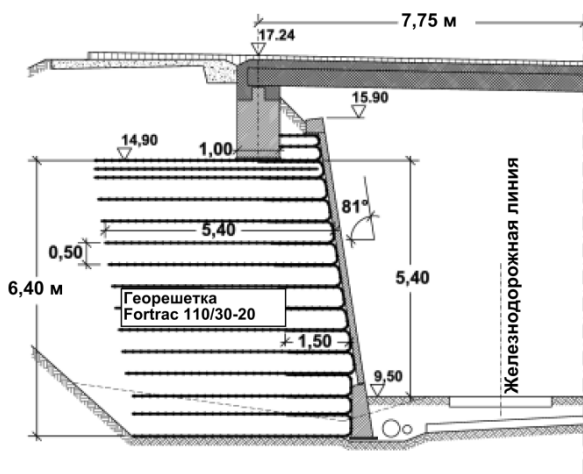


Рис.7. Подпорная стена из армированного грунта с облицовкой из железобетона в поперечном разрезе, Уллерслев, Дания 1991, [1]



Рис. 8. Вид опорной стены в процессе строительства, Уллерслев, Дания, 1991, [1]

В Германии первый объект с мостом с опорами из армированного грунта выполнен на дороге К 1355 на реке Ильзе в 2001, рис. 9 и 10.



Рис. 9. Схема подпорной стены из армированного грунта с облицовкой из габионов, К 1355, Германия, [5]



Рис. 10. Вид моста на реке Ильзе, К 1355, Германия 2001, [5]

Одним из последних примеров такого строительства является виадук N 242 в Голландии, где также выполнены опоры из

армированного грунта [12]. На рис.11 показана опора в поперечном разрезе, а на рисунках 12 и 13 – объект в процессе строительства в 2006 году.



Рис.11. Опора на дороге N 242 в Голландии в поперечном разрезе [12]



Рис. 12. Блок из армированного грунта перед заливкой балки мостового фундамента, N 242 Голландия, 2006 [12].

В целом типичные параметры устоев мостов из армированного грунта можно сформулировать следующим образом:

- высота стены: от 4,5 м до 10 м;
- лицевая часть вертикальная или наклоненная под большим углом (70°-80°), иногда в виде террас;
- лицевая часть из небольших блоков или плит, как правило, из железобетонных плит, отливаемых на месте, иногда облицовка из габионов;
- фундаментные балки выполняются на расстоянии от 1,0 м до 2,0 м от края облицовки во избежание значительной деформации в верхней части устоя. Ширина



балок, как правило, от 1,5 м до 4,0 м. Давление под балками от 150 кН / м<sup>2</sup> до 300 кН / м<sup>2</sup>;

- засыпка выполнена из песка, гравия или щебня с высоким коэффициентом уплотнения, мин. 1.0;

- армирование: требуется, чтобы деформации армирования вследствие ползучести, т.е. растягивания, наблюдающееся с момента окончания строительства до конца эксплуатации (120 лет), не превышало 0,5%, а удлинение от начала стройки до конца эксплуатации не превышало 2 %. Из-за крайне небольшого допустимого уровня ползучести авторы рекомендуют использовать георешетку из полиэстера или поливинил-алкоголя (PVA). На территории горных оползней, в особенности с существующей опасностью горного динамического воздействия, подпорные стены должны быть выполнены из предварительно спрессованного (преднапряженного) армированного грунта. В этом отношении может быть полезна следующая публикация [2].



Рис. 13. Вид виадука в итоговой фазе строительных работ N 242, Голландия, 2006, [12]

### **ОПИСАНИЕ МОДЕЛИ УСТОЯ ИЗ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА В ПОЛНОМ ТЕХНИЧЕСКОМ ОБЪЕМЕ**

В 2003 году в рамках программы, посвященной статике и проектированию мостов, были проведены модельные исследования взаимодействия на стыке: железобетонная облицовка подпорной стены - засыпка. Для сведения к минимуму данного взаимодействия сзади стены выполнен блок из армированного грунта, отделенный от стенки плитой из пенополистирола толщиной 10 см.

Блок армированного грунта (высота 5,0 м) оснащен 10 вставками георешетки Fortrac 80/30-35 М. Длина арматуры по горизонтали составляла 5,0 м. Георешетки встраивались через каждые 0,5 м и загибались на лицевой части на длину 2,0 м. Общая длина георешетки, таким образом, составляла 7,5 м. Железобетонная стена была оснащена шарнирным соединением для возможности совершения колебательного движения, имитирующего поведение рамочного моста, подвергающегося термическим удлинениям и сокращениям. В этих исследованиях блок армированного грунта подвергался нагрузке путем принудительных колебаний движений подвижным верхом железобетонной стены. Индуцированные горизонтальные напряжения, воздействующие на лицевую часть стены, подавлялись при помощи установленной пенополистирольной плиты. Целью данных исследований было определение уровня реакции на плите и размер упругих и пластических деформаций. В результате исследований было установлено, что данный тип конструкции подходит для рамных мостов с относительно большой длиной пролета. Для получения более подробной информации по этой теме можно обратиться к публикации [7]. После завершения данных исследований блок армированного грунта остался в исследовательском цеху LGA в Нюрнберге на один год, поскольку рассматривалась возможность использования его в дальнейшем в качестве модели подпорной стены, на этот раз при нагрузке фундаментной балкой балочно-плитного моста. Программа дальнейших исследований охватывала проведение пробного испытания на нагрузку блока с балкой шириной 1,0 м, удаленного от внешнего края на 1,0 м до потери устойчивости, рис. 14, 15. В рамках данного исследования было запланировано 2 дополнительных цикла нагрузок и нагрузка для типового диапазона напряжений 100 кН / м<sup>2</sup> ÷ 250 кН / м<sup>2</sup>, для изучения воздействия переменных нагрузок на состояние деформации лицевой поверхности армированного блока. Перед испытанием был снят пенополистирол, чтобы была видна лицевая часть блока с завернутыми георешетками. Также была уменьшена высота стены до 4,5 м, т. е. удален верхний слой грунта толщиной 0,5 м

и одна георешетка, установленная ранее на высоте +4,5 м, так как данная область была особенно ослаблена после первого этапа исследований, т. е. циклической смены нагрузки и разгрузки движениями стены. На внешней стороне блока из армированного грунта было установлено 12 индуктивных датчиков перемещения, размещенных на уровнях арматуры и внутри выбранных слоев таким образом, чтобы иметь возможность оценить их деформацию под нагрузкой балки, рис. 16. На поверхности засыпки были установлены отражатели, позволяющие измерить оседание, используя точные нивелиры. Нагрузка обеспечивалась двумя гидравлическими цилиндрами, рис. 17. Нагрузки, просадки балки, и горизонтальные смещения лицевой части могли быть измерены с достаточно высоким уровнем точности.

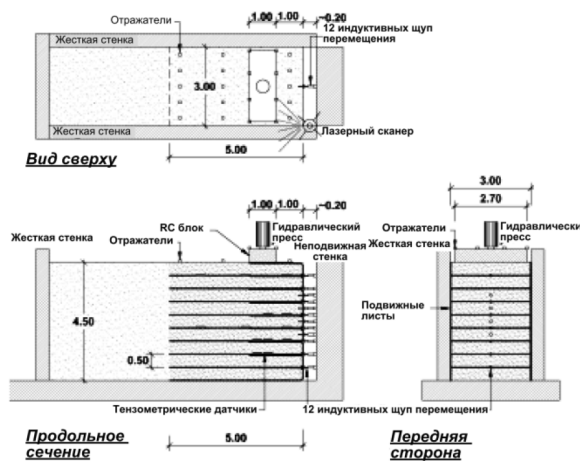


Рис. 14. Положение модели для тестирования нагрузки устоя моста, [11]



Рис. 15. Местонахождение датчиков горизонтального перемещения расположенных на внешней части блока из армированного грунта, [11]

## ХОД И РЕЗУЛЬТАТЫ ПРОБНОЙ НАГРУЗКИ

Тест на нагрузку не имел целью отслеживание «внутренних сил» в георешетках. В принципе, речь шла об установлении «наружного» поведения блока из армированного грунта под нагрузкой от балки. Основной целью было определение границ нагрузки из учета допустимого оседания балки или горизонтального смещения лицевой части. Кроме того, целью было понять поведение блока под нагрузкой и после разгрузки и выяснить размер и характер деформации блока.

Испытание на нагрузку проводилось двумя отдельными тестами:

Тест 1: Нагрузка  $0 \div 250 \text{ кН / м}^2$  с интервалом в  $50 \text{ кН / м}^2$ , разгрузка:  $250 \div 150 \div 100 \text{ кН / м}^2$ , нагрузка:  $100 \div 150 \div 250 \text{ кН / м}^2$ , разгрузка:  $250 \div 150 \div 100 \text{ кН / м}^2$ , нагрузка:  $100 \div 150 \div 250 \div 350 \div 400 \text{ кН / м}^2$ , разгрузка  $400 \div 0 \text{ кН / м}^2$ .

Ход теста 1 с результатами оседания балки приведен на рис. 18



Рис. 16. Внешняя (лицевая) часть блока из армированного грунта с 12 индуктивными датчиками горизонтальных смещений, [11]

Из рис. 18 видно, что постоянная упругости основания для первого цикла нагрузки с точки зрения напряжения от  $0$  до  $250 \text{ кН / м}^2$  составляла ок.  $38 \text{ МН / м}^3$ , (оседание  $6,5 \text{ мм}$ ). Тогда как для нагрузок, повторяющихся в диапазоне от  $0$  до  $250 \text{ кН / м}^2$  – около  $100 \text{ МН / м}^3$  (Увеличение оседания  $2,5 \text{ мм}$ ).

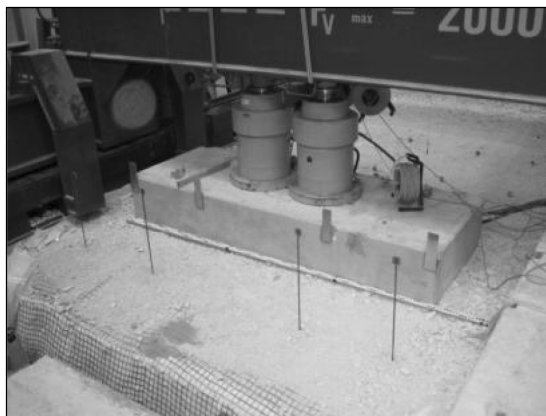


Рис. 17. Система нагрузки балкой площадью нагрузки 1,0 м x 2,7 м, два гидравлических домкрата, макс. нагрузка 20.000 кН (2.000 Т), [11]

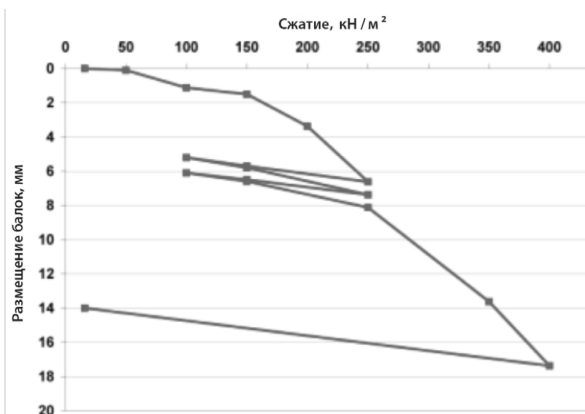


Рис. 18. Тест 1 - оседание балки в функции нагрузки, [11], Осадка, mm – Нагрузка, kN/m²

Однако в тесте 1 допускаемая величина оседания достигнута не была, которая, как правило, составляет 0,02 м. Можно было сделать вывод, что она может быть достигнута под давлением ок. 500 кН/м². Однако следует помнить, что мы имеем дело с кратковременным оседанием, поскольку время данной ступени нагрузки было ограничено условиями, установленными стандартом DIN 18 134. Переноса это на условия воздействия длительных нагрузок и частично циклической нагрузки следовало бы сократить, таким образом, установленную величину как минимум в 2,0 - 2,5 раза. Поэтому допустимая длительная нагрузка, установленная экспериментальным методом, составила бы ок. 200 кН / м² (номинальное

значение нагрузки). Контрольные расчеты, проведенные для данной подпорной стены методом Бишопа подтвердили данное значение для 1-го предельного состояния (GZ 1C DIN 1054:2005 или GEO EC 7) при угле внутреннего трения грунта засыпки  $\phi_k' = 40^\circ$ , рис. 19.

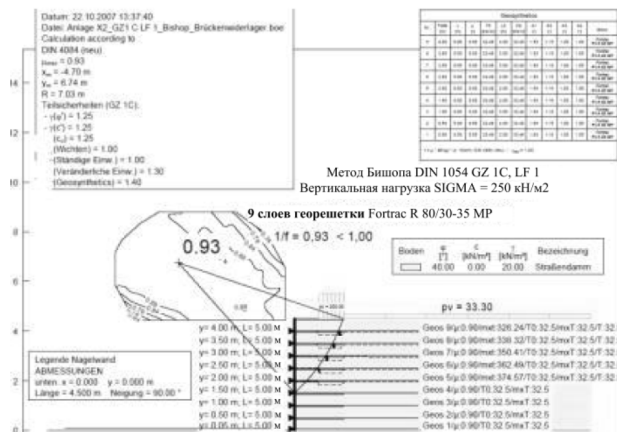


Рис. 19. Достаточная устойчивость подпорной стены для нормативного давления под балкой 200 кН / м², DIN 1054:2005, GZ 1C(GEO EC 7), LC 1

Тест 2: Нагрузка: 0 ÷ 200 ÷ 400 ÷ 500 ÷ 600 ÷ 650 ÷ 0 кН / м². Ход теста показан на рис. 20.

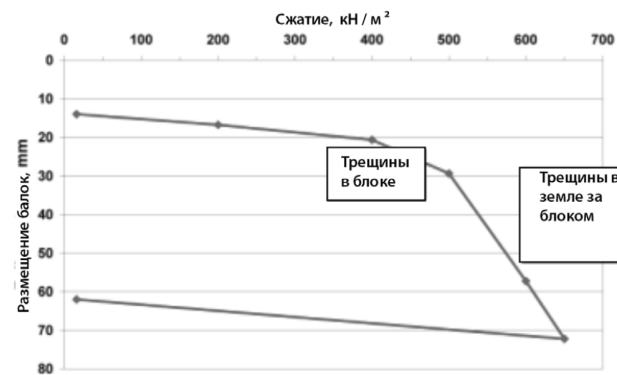


Рис. 20. Тест 2 – оседание балки под нагрузкой, [11] (Осадка, mm-Нагрузка под балкой, kN/m²)

Тест 2 был проведен после полной разгрузки массива подпорной стены. На рис. 20, таким образом, учтена остаточная просадка, равная 14 мм, вызванная тестом 1 под давле-

нием 400 кН/м. В диапазоне от 0 до 400 кН/м<sup>2</sup> мы имеем дело с вторичной нагрузкой, отсюда видимая высокая жесткость массива подпорной стены. Полное оседание под воздействием вертикальной нагрузки 0 ÷ 400 кН / м<sup>2</sup> составило 20,5 мм. Постоянную упругости 61,5МН / м<sup>3</sup> (увеличение оседания в диапазоне от 0 до 400 кН / м<sup>2</sup> составило лишь 6,5 мм). Из рис. 20 видно, что при превышении уровня давления 400 кН / м<sup>2</sup>, оседания были намного выше, поскольку подпорная стена оседала согласно кривой, типичной для первичной нагрузки. При нагрузке в 650 кН / м<sup>2</sup> потенциал системы нагружения была исчерпан, поэтому возникла необходимость прервать данное исследование. Однако не было признаков, свидетельствующих о потере устойчивости. Массив подпорной стены значительно утрачивал упругость с каждым последующим увеличением нагрузки.. Принимая во внимание кривую оседания, можно сделать вывод, что потеря устойчивости была бы достигнута под давлением ок. 700 кН / м<sup>2</sup>. Статические расчеты, проведенные по методу Бишопа, для состояния предельной нагрузки (все частные коэффициенты безопасности, равные 1,0), подтверждают это, поскольку показатель использования прочности (эффективности использования) при нагрузке 700 кН / м<sup>2</sup> близок к 1,00 и составляет 0,96, рис. 21.



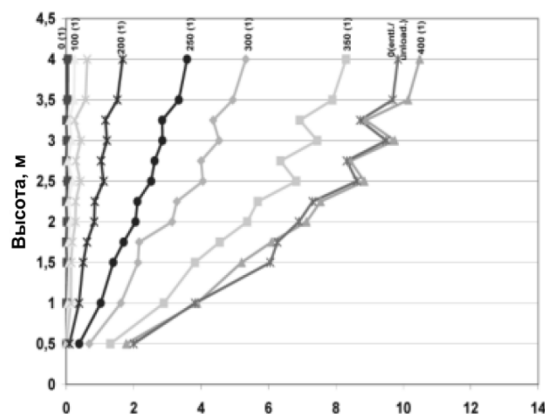
Рис. 21. Подпорная стена, состояние нагрузки близкое к мощности предельной нагрузки (все коэффициенты безопасности равны 1,0), давление:  $700 \text{ кН/м}^2$

В действительности, коэффициент ис-

пользования прочности мог быть значительно ближе к единице, поскольку в данном методе испытаний на устойчивость предполагается равномерное распределение сил растяжения в арматуре. Исследуя стабильность подпорной стены программой MSEW 3.0, пользуясь методикой AASHTO 98 / Демо-82 (ASD), предельное состояние достигается уже при нагрузке  $650 \text{ кН/м}^2$  в связи с исчерпанием прочности верхней арматуры на уровне + 4,0 м. В действительности, данная вставка не разорвалась и не вытянулась, что может означать, что применяемая в MSEW расчетная модель по нагрузке не всегда точно отражает силы, действующие в арматуре. Принимая во внимание нормативное значение нагрузки (допустимая нагрузка), равное  $200 \text{ кН / м}^2$ , можно получить глобальный запас безопасности  $700/200 = 3,5$ . Однако следует помнить, что это относится только к кратковременным нагрузкам. Для прогноза на 120 лет запас прочности для исследуемой подпорной стены можно оценить на уровне 1,5 - 2,0. Другим индикатором напряжения конструкции являются горизонтальные смещения лицевой поверхности устоя. На рис. 22 и 23 представлены результаты измерений перемещений боковых граней в обоих тестах.

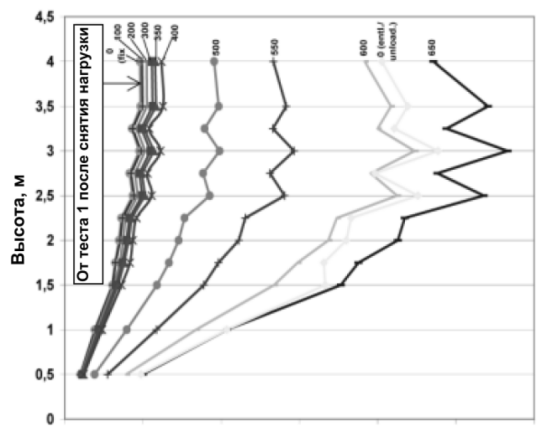
С точки зрения первичных нагрузок от 0 до 300 кН / м<sup>2</sup> заметен линейный рост горизонтальных смещений по высоте стены, рис. 22. В то же время абсолютное смещение верхней части линейно возрастает с увеличением нагрузки. При давлении 200 кН / м<sup>2</sup> лицевая сторона верхней частью отклонилась почти на 2 мм (0,5 мм / м). С 300 кН/м<sup>2</sup> наблюдалось медленное нарастание выпуклости стены в верхней части (в частности между уровнями +2,5 ÷ +3,5), а также начал увеличиваться рост показателей абсолютного перемещения нелинейно со следующими степенями нагрузки. Под нагрузкой 400 кН / м боковое смещение на уровне армирования 4,0 м составляло ок. 11 мм (2,75 мм / м). После снятия нагрузки незначительно отошла назад верхняя часть лицевой поверхности устоя (ок. 1 мм), что означает, что массив подпорной стены остался в сжатом состоянии. Это объясняет, почему в тесте 2 при повторной нагрузке от 0 до 400 кН / м<sup>2</sup> наблюдался такой малый

рост показателя оседания балки – 4,5 мм. Опора "явно смягчается" от давления с уровня  $500 \text{ кН / м}^2$ . Как выпуклость, так и абсолютная величина горизонтальных перемещений возрастают нелинейно. На уровне +2,5 м при нагрузке  $650 \text{ кН / м}^2$  смещение внешней части составило 56 мм ( $22,4 \text{ мм / м}$ ).



Горизонтальная деформация наружной обшивки, мм

Рис. 22. Тест 1, горизонтальные смещения внешней поверхности подпорной стены из армированного грунта под нагрузкой 0–400  $\text{кН / м}^2$ , [11].



Горизонтальная деформация наружной обшивки, мм

Рис. 23. Тест 2, горизонтальные смещения внешней поверхности подпорной стены из армированного грунта под воздействием вторичной нагрузки: от 0 до  $400 \text{ кН / м}^2$ , первичной:  $400 \div 650 \text{ кН / м}^2$  и разгрузке при  $650 \div 0 \text{ кН / м}^2$  [11].

Однако еще не было никаких признаков, свидетельствующих о полном исчерпании

мощности. После снятия нагрузки внешняя сторона отошла в центральной и верхней части примерно на 10 мм, поэтому георешетки не были сорваны и смогли частично восстановить форму внешней части, соответствующую предыдущему циклу нагрузок.

Установленные датчики горизонтального смещения также позволили измерить локальные выпуклости (разница смещений между центром и периферией, а также потолком данного армированного слоя почвы внешней стороны). В тесте 1, при нагрузке в диапазоне от 0 до  $400 \text{ кН / м}^2$  локальная выпуклость составила ок. 5 мм, т.е. ок. 0,01 слоя армированного грунта. В тесте 2, в диапазоне нагрузок от  $400 \div 650 \text{ кН / м}^2$ , локальная выпуклость не превышает 10 мм, ок. 0,02 слоя армированного грунта. Таким образом, можно утверждать, что локальные выпуклости внешней стороны практически не существенны, если в области загибания георешетки применяется хорошо уплотненный щебень или гравий.

Принимая во внимание поведение лицевой части стенки, можно со всей уверенностью утверждать, что наибольшее растяжение наблюдалось в диапазоне от +2,0 м до +4,0 м, что также подтверждается результатами анализа на устойчивость (рис. 21), где критическая линия соскальзывания не пересекает 4 нижних вкладыша арматуры. Следует помнить, что блок армированного грунта был разработан для другой цели исследования и был лишь адаптирован к нагрузке под действием балки. В свете полученных результатов можно предположить, что особенно сильно ощущают воздействие нагрузки вставки между уровнями +2,0 ÷ +3,5. Вставка на уровне +4,0 в теории не может в полной мере мобилизовать свой потенциал из-за недостаточной величины анкирования. Учитывая эти соображения, авторы предлагают два самых высоких усилительных вкладыша выполнять из одной полосы, завернутой на лицевую часть (в форме буквы С), например, рис 7 и 11. Кроме того, две верхние вставки должны иметь немного более высокую прочность на растяжение и большую длину, чтобы с их помощью уменьшить выпуклость верха лицевой части. В рассматриваемом случае относительная длина арматуры составляла  $L$

$/ H = 5,0 / 4,5 = 1,1$ . На практике авторы предлагают использовать в качестве основной длину арматуры  $L/H \geq 1,0$ , а двух верхних вставок -  $L/H \geq 1,2$ .

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Представленные выше испытания на нагрузки подпорных стен из армированного грунта являются типовым инженерным исследованием. Испытанный блок армированного грунта был лишь адаптирован к испытательной нагрузке, поэтому не было возможности установить специально подобранную арматуру и более интенсивную систему мониторинга. Несмотря на эти проблемы, удалось осуществить очень интересные испытания на нагрузку, имитирующие воздействие фундаментной балки. Мы сконцентрировались исключительно на «внешних» признаках работы конструкции, измеряя оседание балки и смещение лицевой части. Одновременно также проводилось наблюдение за поведением грунта засыпки. Несмотря на эти ограничения, проведенные испытания позволили выявить важные аспекты для проектирования. Данные исследования позволили предварительно проверить методы и программы расчетов. Обозначенная методом граничных состояний DIN 1054:2005 нагрузка балки на уровне  $200 \text{ кН/м}^2$  (нормативное значение фиксированной и переменной нагрузки) подтвердилась на практике. Фундаментная балка, отдаленная на 1,0 м, шириной 1,0 м вызывала при данной нагрузке кратковременное отклонение лицевой части от вертикали примерно на 3 мм/м. Оседания балки не превысили 4 мм. Таким образом, можно сделать вывод, что подпорные стены из армированного грунта имеют достаточно высокую жесткость и упругость и не уступают в этом отношении традиционным подпорным стенам. Разумеется, лицевую часть таких подпорных стен следует выполнять после установки пролета таким образом, чтобы компенсировать деформации, возникающие от строительных и постоянных нагрузок.

## ЛИТЕРАТУРА

- Ajdukiewicz J., Strome nasypy drogowe zbrojone geosyntetykami efektem wyspecjalizowanych prac inżynierskich. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, 2002
- Alexiew D., Belastungsversuche an einem 1:1 Modell eines geogitterbewehrten Brückenwiderlagers. 10. Information and Präsentation Seminar "Kunststoffe in der Geotechnik", Monachium, Luty 2007, Wydanie specjalne, Geotechnik 2007, Essen. s. 105-112.
- Herold A., The First Permanent Road-Bridge Abutment in Germany Built of Geosynthetic-Reinforced Earth. Proc. 7th ICG – Nice, France, 2002, A. A. Balkema Publ., s. 403-409.
- Jossifowa S., Alexiew D., Geogitterbewehrte Stützbauwerke und Böschungen an Autobahnen und Nationalstraßen in Bulgarien. Geotechnik 25 (2002) No. 1, Essen, s. 31 – 36.
- Judycki J., Alenowicz J., Gołos M., Urbanski P., Przejęcie parcia przez zasypkę z gruntu zbrojonego geosiatkami o sztywnych węzłach na przykładzie obiektów inżynierskich na szkodach górniczych w ciągu autostrady A4, II Problemowa Konferencja Geotechniki, Współpraca budowli z podłożem gruntowym, Białowieża 17-18 czerwca 2004, Politechnika Białostocka, s.281-293
- Kawalec J., Golos M., Budowa przyczółków mostowych w technologii Tensar, BKO MOST 2006, Kielce 2006, s. 211-219
- Kirschner R., Hermansen E., Abutments in Reinforced Soil for a Road Bridge. Proc. 5th IGS Conf., Singapore, 1994, s. 259-260.
- Pötl M., Naumann F. Fugenlose Betonbrücken mit flexiblen Widerlagern. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005) Wydawnictwo, Ernst & Sohn, Berlin, s. 675.
- Snijders B., Brok C., N 242 Bridge abutments on geogrid reinforced soil near the city Alkmaar in the Netherlands, Geotechniek, Special English Edition for ECSMGE in Madrid, September 2007, s. 12-14.
- Sobolewski J., Alexiew D., Erdbewehrte Blockwände – System Terrae® - an Widerlagern einer Brücke auf der "Via Baltica" bei Riga. 9. Information and Präsentation Seminar "Kunststoffe in der Geotechnik", Monachium, Luty 2005, Wydanie specjalne, Geotechnik 2005, Essen. s. 271-274.
- Sobolewski J., Uwagi co do zasad projektowania nasypów ze zbrojeniem geosyntetycznym w podstawie, w tym nasypów na terenach szkód górniczych. Inżynieria i Budownictwo, 10/2006, s.548-552
- Uchimura T., Tatsuoka F., Tateyama M., and Koga T., Preloaded - Prestressed Geogrid-Reinforced Soil Bridge Pier, Proc. 6th ICG, Atlanta, IFAI, 1998 s. 565-572.

# Вероятностный расчет колебаний жестких сооружений на грунте со случайными упругими свойствами при действии детерминированных и случайных гармонических нагрузок

М.Л. Холмянский

НИИОСП им. Н.М. Герсегонова ОАО «НИЦ «Строительство», Москва, Российская Федерация

Поставлена вероятностная задача о вибрационной надежности жестких сооружений на грунте со значительной неопределенностью. Для простейших динамических моделей исследована зависимость отклика от уровня упругой жесткости. Получены конечные формулы для надежности при детерминированных и случайных динамических нагрузках. Получены и проанализированы численные результаты.

## 1. ВВЕДЕНИЕ

Неопределенность играет в геотехнике значительную роль (Nadim, 2007). Это особенно характерно для динамических задач (Kholmyansky, 2008), поскольку в ходе инженерно-геологических изысканий динамические свойства грунта определяются редко. Обычно прибегают к определению исходных параметров для расчета колебаний на основе корреляционных зависимостей, что может привести к значительным ошибкам.

Учет неопределенности обычно осуществляется применением коэффициентов надежности по грунту (ГОСТ Р 54257-2010; EN 1997). Однако в задачах расчета колебаний назначение исходных данных «в запас», вообще говоря, невозможно. Например, уменьшение жесткости грунта в расчете может привести как к увеличению, так и к уменьшению амплитуды; в последнем случае возможна недооценка уровня колебаний. Поэтому обеспечение надежности через обоснованный учет неопределенности в расчете колебаний сооружений требует разработки новых методов расчета.

Из всех подходов к анализу неопределенности в геотехнике наиболее разработан вероятностный (Ермолаев, Михеев, 1976; Rethaty, 1988; Шейнин и др., 1990). Он состоит в представлении параметров грунта случайными величинами, задаваемыми

законами их распределения, вместо учета их изменчивости введением частных коэффициентов надежности. Некоторые работы, основанные на использовании этого подхода в динамических задачах геотехники, описаны в (Kholmyansky, 2008). В этом подходе режим нормальной эксплуатации описывается условием надежности (Болотин, 1979), когда нормируются вероятность отказа или его отсутствия.

Настоящая работа посвящена изучению зависимости надежности и вероятности отказа от случайной жесткости грунта. В необходимых случаях случайным параметром считается и амплитуда динамической нагрузки. Сооружение считается абсолютно жестким, что делается достаточно часто, например, при расчете колебаний массивных и стенчатых фундаментов машин (СП 26.13330.2012).

Для достижения поставленной цели следует установить по возможности простую зависимость отклика системы «сооружение-грунт» от уровня жесткости грунта в детерминистической постановке.

Далее, необходима вероятностная постановка задачи. Ввиду недостатка исходных данных целесообразно и при выборе вероятностных моделей ограничиваться наиболее простыми из них. Затем следует разработать методы решения вероятностных задач, получить и проанализировать решения.

## 2. ВЛИЯНИЕ УРОВНЯ ЖЕСТКОСТИ ГРУНТА НА ОТКЛИК ЖЕСТКОГО СООРУЖЕНИЯ ПРИ КОЛЕБАНИЯХ

### 2.1. Общие уравнения

Матричные уравнения малых колебаний жесткого тела на вязкоупругом основании имеют вид:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{B}\dot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}\mathbf{q} = \mathbf{Q}, \quad (1)$$

где  $\mathbf{q}$  и  $\mathbf{Q}$  — вектора-столбцы обобщенных перемещений и сил, а  $\mathbf{M}$ ,  $\mathbf{B}$  и  $\mathbf{K}$  — матрицы инерции, демпфирования и жесткости основания

В общем случае система имеет 6 степеней свободы (3 поступательных перемещения и 3 угла поворота). В случае симметрии вместо векторно-матричного уравнения (1) получаются несколько уравнений для векторов меньшей размерности (или скаляров); в нормах (СП 26.13330.2012) приводятся необходимые решения для случая гармонических воздействий.

В случае, когда воздействия и отклики гармонически зависят от времени  $t$  при угловой частоте  $\omega$ , т.е.  $\mathbf{Q} = \mathbf{P} \exp(i\omega t)$ , а  $\mathbf{q} = \mathbf{U} \exp(i\omega t)$ , имеем

$$\mathbf{U} = (-\omega^2 \mathbf{M} + i\omega \mathbf{B} + \mathbf{K})^{-1} \mathbf{P}. \quad (2)$$

При линейной зависимости всех компонент вектора обобщенных сил от одной скалярной величины ( $\mathbf{Q} = f\mathbf{g}$ ,  $f = F \exp(i\omega t)$ ) и при наблюдении за одним перемещением  $u$ , линейно зависящим от вектора обобщенных перемещений ( $u = \mathbf{I}^T \mathbf{q}$ ), получается  $u = A \exp(i\omega t)$ . Комплексная амплитуда  $A$  определяется при помощи скалярной передаточной функции (динамической податливости):

$$A = A(\omega) = HF = H(\omega)F(\omega), \quad (3)$$

выражение для которой известно (Холмянский, 1998):

$$H(\omega) = \mathbf{I}^T (-\omega^2 \mathbf{M} + i\omega \mathbf{B} + \mathbf{K})^{-1} \mathbf{g}. \quad (4)$$

### 2.2. Единственный параметр жесткости

В дальнейшем рассматриваются только простейшие расчетные схемы (СП

26.13330.2012). В них принимается пропорциональность всех жесткостей основной упругой характеристике естественных оснований — коэффициенту упругого равномерного сжатия  $C_z = C$ .

Упругие параметры грунта определяют не только жесткость системы, но и ее демпфирование. В расчетных схемах (СП 26.13330.2012) принимается, что коэффициенты относительного демпфирования зависят только от инерционных характеристик фундамента (для установившихся и случайных колебаний). Отсюда следует, что матрица демпфирования пропорциональна  $C^{1/2}$ . Поэтому

$$\mathbf{A} = \mathbf{I}^T (-\omega^2 \mathbf{M} + i\omega C^{1/2} \mathbf{B}_0 + C \mathbf{K}_0)^{-1} \mathbf{g} F, \quad (5)$$

где  $\mathbf{B}_0$  и  $\mathbf{K}_0$  не зависят от  $C = C_z$ .

Нетрудно установить, что амплитуда  $a$  равна отношению двух однородных многочленов относительно  $\omega$  и  $C^{1/2}$ ; степень числителя равна  $(2n-2)$ , а степень знаменателя  $2n$ ;  $n$  — число степеней свободы системы, то есть порядок матриц  $\mathbf{M}$ ,  $\mathbf{B}$  и  $\mathbf{K}$ . В случае системы с одной степенью свободы амплитуда есть обратная величина однородного многочлена второй степени относительно  $\omega$  и  $C^{1/2}$ .

### 2.3. Комплексная динамическая жесткость

Вместо динамической податливости можно рассматривать и обратную ей скалярную динамическую жесткость  $D = D(C, \omega)$  являющуюся комплексной величиной. При этом вместо (3) имеем

$$A = F / D(C, \omega). \quad (6)$$

Важнейшей переменной, описывающей колебания, является действительная амплитуда  $a = |A|$ ; ее определяют из уравнения

$$a = |F / D(C, \omega)|. \quad (7)$$

Динамическая жесткость есть отношение однородного многочлена степени  $2n$  к однородному многочлену степени  $(2n-2)$  относительно  $C^{1/2}$ . Отсюда следует, что при больших значениях  $C$  динамическая жесткость асимптотически пропорциональна  $C$ .

В дальнейшем не будем учитывать разности фаз, предполагать амплитуду силы действительной и рассматривать только действительную амплитуду  $a$ .



### 3. ВЕРОЯТНОСТНАЯ ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ И ОСНОВНЫЕ ФОРМУЛЫ

#### 3.1. Условие надежности

При вероятностной постановке обычное условие отсутствия отказа (СП 26.13330.2012)

$$a \leq a_u, \quad (8)$$

заменяется условием надежности:

$$R = \text{Prob}[a \leq a_u] \geq R_u, \quad (9)$$

т.е. достаточно большой вероятности отсутствия отказа, или эквивалентным условием малости вероятности отказа

$$\text{Prob}[a > a_u] = P_f < P_u = 1 - R_u. \quad (10)$$

Здесь  $a = |A|$  — амплитуда колебаний,  $a_u$  — предельно допустимое ее значение,  $R$  — надежность,  $P_f$  — вероятность отказа,  $R_u$  — нормативная надежность,  $P_u$  — нормативная вероятность отказа.

#### 3.2. Детерминированные параметры

Коэффициент относительного демпфирования, зависящий и от демпфирования, и от жесткости принимается детерминированным, что обеспечивает справедливость уравнения (5).

Остальные параметры системы «сооружение-грунт» (размеры, плотности конструктивных материалов, массы частей машин) имеют меньшую неопределенность и также принимаются детерминированными.

#### 3.3. Динамическая нагрузка

Амплитуда гармонически зависящей от времени динамической нагрузки может быть принята детерминированной. В случае фундаментов машин с динамическими нагрузками это предположение соответствует машинам с кривошипно-шатунными механизмами, конусным и щековым дробилкам и т.д.

Случайная амплитуда гармонически зависящей от времени динамической нагрузки соответствует воздействию от машин с вращающимися частями. Имеются основания предполагать, что эта амплитуда — случайная величина, распределенная в соответствии с хорошо известным законом

Рэлея. Это, в частности, может быть выведено в предположении, что нагрузка обусловлена случайными изменениями инерционных и геометрических характеристик вращающихся частей. Случайная нагрузка предполагается статистически независимой от жесткости основания.

#### 3.4. Случайная жесткость

Для определения вероятностей необходимо установить закон распределения случайного параметра  $C$ , определяющего матрицу жесткости. Ранее (Цейтлин, Гусева, 1979) были приняты равномерное и нормальное распределение.

Имеются ограниченные экспериментальные данные, позволяющие считать распределение упругой жесткости грунта (влияющее на амплитуды колебаний) логарифмически нормальной случайной величиной с коэффициентом вариации, близким к 0,3 (Kholmyansky, 2008). Это соответствует определению упругой жесткости по ее корреляционным зависимостям (СП 26.13330.2012) от модуля деформации (Баркан, Трофименков, Голубцова, 1974).

#### 3.5. Условие надежности в терминах нагрузок

Условие (8) может быть записано в эквивалентном виде (Холмянский, 1995; Kholmyansky, 2008) с помощью (6):

$$F \leq F_u = F_u(C), \quad (11)$$

где

$$F_u(C) = a_u |D(C, \omega)| \quad (12)$$

— предельно допустимая нагрузка.

Из (10) следует условие надежности:

$$P_f = \text{Prob}[F_u(C) < F] < 1 - R_u. \quad (13)$$

Задача определения надежности сведена к вычислению вероятности случайного события (отказа) и проверке достаточной малости этой вероятности. Отказ заключается в том, что нагрузка  $F$ , являющаяся, вообще говоря, случайной величиной, превышает предельно допустимое значение  $F_u$ .

Вводится область  $\Omega^*$  случайных параметров  $C$  и  $F$ , соответствующих отказу; далее получается цепочка равенств:

$$\begin{aligned}
P_f &= \int_{\Omega^*} p_C(C) p_F(F) dF dC = \\
&= \int_0^\infty p_C(C) \left\{ \int_{F_u(C)}^\infty p_F(F) dF \right\} dC = . \quad (14) \\
&= \int_0^\infty p_C(C) \text{Prob}[F > F_u(C)] dC
\end{aligned}$$

Способ определения вероятности отказа  $P_f$  зависит от того, является ли нагрузка  $F$  детерминированной или случайной величиной.

#### 4. ВЕРОЯТНОСТИ ОТКАЗА ДЛЯ РАЗЛИЧНЫХ ВИДОВ НАГРУЗОК

##### 4.1. Детерминированная нагрузка

Динамические нагрузки принимаются детерминированными, например, в случае фундаментов машин с кривошипно-шатунными механизмами. При этом вероятность отказа

$$P_f = \sum_j \int_{L_j}^{U_j} p_C(C) dC = \sum_{j=1}^{n_s} [Q_C(U_j) - Q_C(L_j)], \quad (15)$$

где  $L_j$  и  $U_j$  — соответственно нижние и верхние границы  $n_s$  интервалов отказа  $(L_j, U_j)$  на оси жесткостей, в которых  $F_u(C) < F$ ; ( $F_u(L_j) = F_u(U_j) = 0$ ) (см. рис. 1);  $Q_C(C)$  — кумулятивная функция распределения для  $C$  (логнормальная).

На рис. 2 показаны частные случаи для систем с одной степенью свободы:

(а)  $L_1 = 0$ : при нулевой жесткости амплитуда колебаний превосходит предельно допустимое значение;

(б)  $n_s = 0$ , т.е. при любой жесткости амплитуда менее предельно допустимого значения;

(с) общий случай.

##### 4.2. Случайная нагрузка

В случае динамических воздействий от машин с вращающимися частями амплитуда нагрузок  $F$  в соответствии с принятым законом Рэлея принимается имеющей следующую кумулятивную функцию распределения:

$$Q_F(F_0) = \text{Prob}[F < F_0] = 1 - \exp\left(-\frac{\pi F_0^2}{4 \bar{F}^2}\right). \quad (16)$$

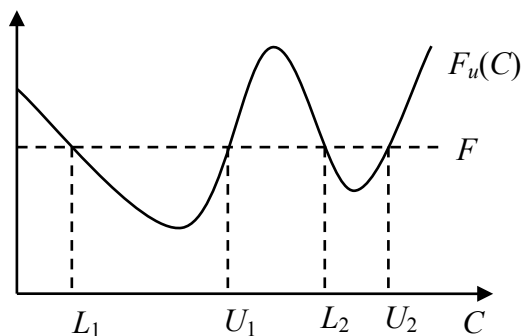


Рис. 1. Интервалы отказа на оси жесткостей при детерминированных нагрузках и случайной жесткости.

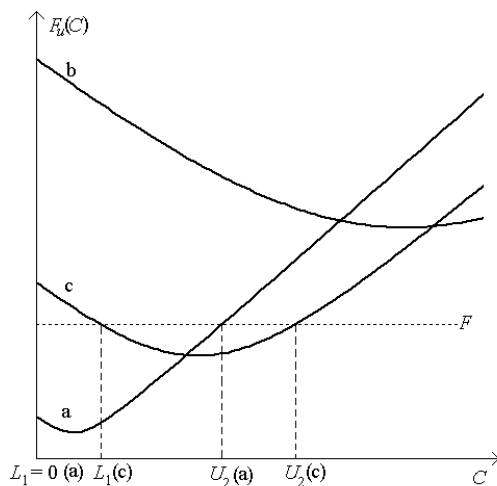


Рис. 2. Частные случаи интервалов отказа на оси жесткостей при детерминированных нагрузках и случайной жесткости системы с одной степенью свободы: (а)  $L_1 = 0$ , при нулевой жесткости амплитуда колебаний превосходит предельно допустимое значение; (б)  $n_s = 0$ , при любой жесткости амплитуда менее предельно допустимого значения; (с) общий случай.

Здесь  $F_0 > 0$ ;  $\bar{F}$  — математическое ожидание случайной нагрузки; ее коэффициент вариации равен 0,523. Случайная нагрузка предполагается статистически независимой от жесткости основания.

Вероятность отказа в этом случае дается интегралом

$$P_f = \int_0^\infty p_C(C) \exp\left(-\frac{\pi F_u^2(C)}{4\bar{F}^2}\right) dC. \quad (17)$$

где  $p_C(C)$  — функция плотности вероятности логнормально распределенной случайной величины  $C$ :

$$p_C(C) = \frac{1}{C\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(\ln(C)-\mu)^2}{2\sigma^2}\right). \quad (18)$$

Параметры распределения  $\sigma$  и  $\mu$  математическое ожидание определяют  $C_0$  и коэффициент вариации  $CV$ :

$$C_0 = e^{\mu+\sigma^2/2}; \quad CV = \sqrt{e^{\sigma^2} - 1}. \quad (19)$$

Так как при больших значениях  $C$  динамическая жесткость (а, следовательно, и предельно допустимая нагрузка) асимптотически пропорциональна  $C$ , в уравнении (17) показатель экспоненты пропорционален квадрату  $C$  и интеграл быстро сходится.

## 5. ЧИСЛЕННЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ И ИХ АНАЛИЗ

### 5.1. Детерминированная нагрузка

Рассматривается простейший случай системы с одной степенью свободы. На рис. 3 показываются области в пространстве безразмерных параметров, где обеспечивается нормальная эксплуатация (области допустимых состояний) для различных уровней нормативной вероятности отказа  $P_u$  при детерминированной динамической нагрузке. Используются следующие безразмерные параметры:  $\Phi = F/(a_u K_0)$ ,  $\Omega = \omega/\omega_0$  и коэффициент относительного демпфирования  $\xi$ ;  $K_0$  — математическое ожидание жесткости системы, а  $\omega_0$  — соответствующая собственная частота (без учета демпфирования).

При  $P_f > P_u$  наблюдается отказ, а при  $P_f \leq P_u$  — допустимое состояние. Коэффициент вариации жесткости  $CV = 0,3$ .

Увеличение силы естественным образом понижает надежность. При высоком уровне затухания ( $\xi = 1$ ) повышение частоты всегда приводит к повышению надежности (резонансные явления отсутствуют), а при малом и среднем демпфировании зависимость надежности от частоты немонотонная.

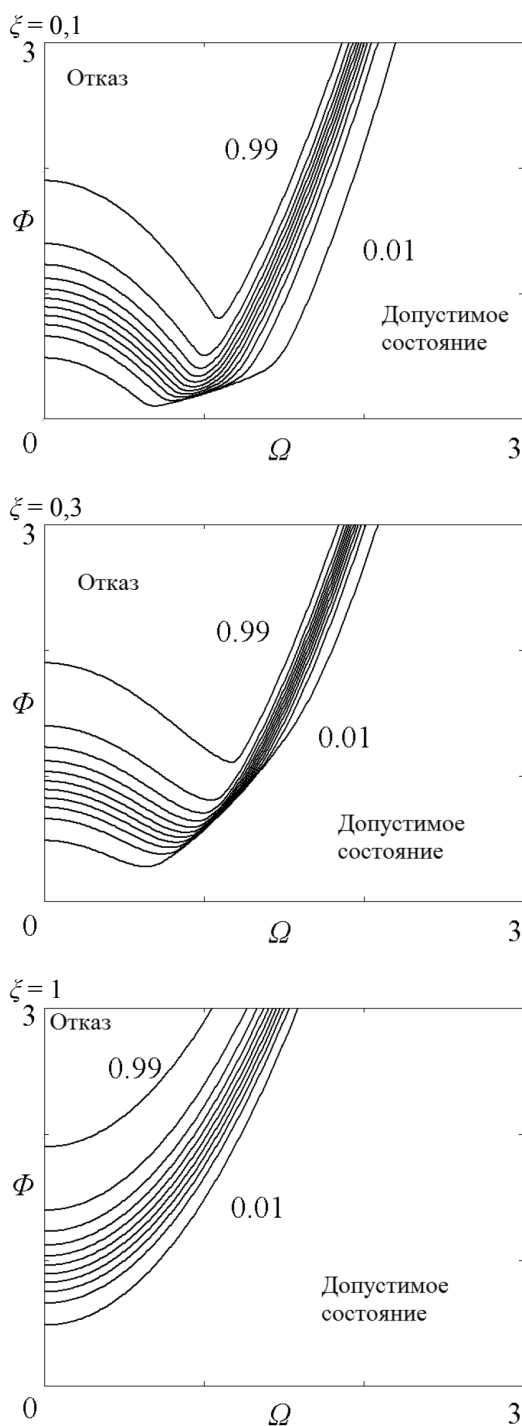


Рис. 3. Области отказа и допустимых состояний для системы с одной степенью свободы при  $CV = 0,3$  и детерминированной нагрузке для различных нормативных вероятностей отказа  $P_u$ : 0,01; 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6; 0,7; 0,8; 0,9 и 0,99.

## 5.2. Влияние изменчивости жесткости

Представляет также интерес влияние изменчивости жесткости. На рис. 4 показаны различные уровни надежности при пониженном до 0,1 и повышенном до 0,5 коэффициентах вариации жесткости грунта; коэффициент относительного демпфирования принимался равным 0,3.

Результаты расчетов показывают, что изменение коэффициента вариации жесткости грунта не влияет на общий характер зависимости надежности от параметров системы.

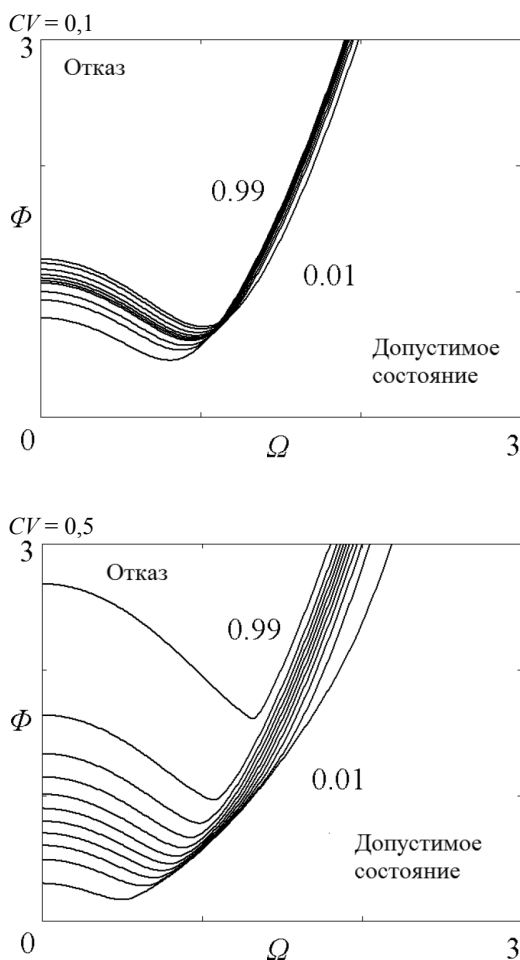


Рис. 4. Области отказа и допустимых состояний для системы с одной степенью свободы при  $\xi = 0,3$  и детерминированной нагрузке для различных нормативных вероятностей отказа  $P_u$ : 0,01; 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6; 0,7; 0,8; 0,9 и 0,99.

При малой изменчивости жесткости предельная поверхность, разделяющая область отказов и область допустимых состояний, испытывает лишь небольшие перемещения с изменением предельной вероятности отказа.

## 5.3. Случайная нагрузка

На рис. 5 показаны результаты для случайных нагрузок для случая системы с одной степенью свободы при коэффициенте вариации жесткости грунта 0,3; в этом случае  $\Phi = \bar{F} / (a_u K_0)$ .

Кроме случая сильного демпфирования ( $\xi = 1$ ) наименьшее допустимое значение математического ожидания нагрузки соответствует определенной ненулевой частоте (т.е. имеет место резонанс). Аналогичное явление наблюдается и при детерминированной нагрузке.

## 6. ВЫВОДЫ

При определении вибрационной надежности жестких сооружений на грунте необходимо учитывать неопределенность упругих свойств грунта. Эта цель может быть достигнута при помощи вероятностной постановки задачи и простейших динамических моделей взаимодействия сооружения с основанием.

В работе дан анализ зависимости вибрационного поведения системы от единой характеристики жесткости основания — коэффициента упругого равномерного сжатия (или какого-либо другого, например, модуля упругости грунта). Рассмотрены гармонические нагрузки двух видов — с детерминированными амплитудами и случайные с рэлеевским распределением амплитуды.

Для нагрузок обоих видов выведены замкнутые формулы, проведены расчеты и проанализированы их результаты.

Полученные результаты обеспечивают возможность более обоснованного принятия решений при проектировании с обеспечением задаваемой надежности и получение в некоторых случаях экономического эффекта за счет ликвидации избыточного запаса.

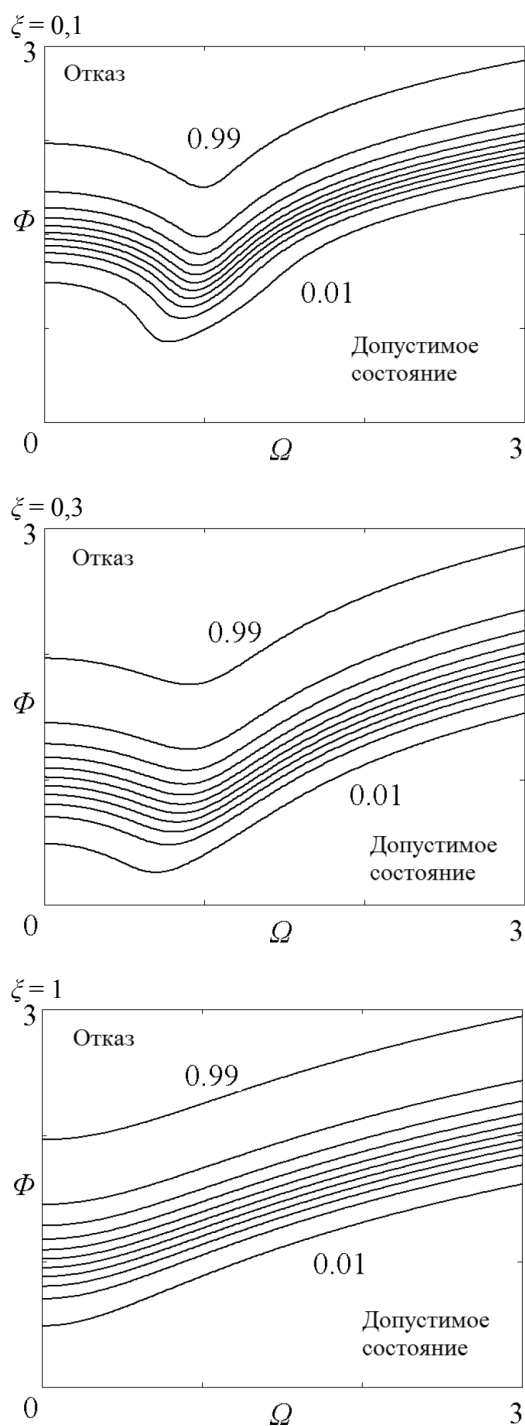


Рис. 5. Области отказа и допустимых состояний для системы с одной степенью свободы при  $CV = 0,3$  и случайной рэлеевской нагрузке для различных нормативных вероятностей отказа  $P_u$ : 0,01; 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6; 0,7; 0,8; 0,9 и 0,99.

## ЛИТЕРАТУРА

- Баркан Д.Д., Трофименков Ю.Г., Голубцова М.Н. 1974. О зависимости между упругими и прочностными характеристиками грунтов. Основания, фундаменты и механика грунтов. №1.
- Болотин В.В. 1979. Случайные колебания упругих систем. М.: Наука.
- ГОСТ Р 54257-2010. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования. 2011. М.: Стандартинформ.
- Ермолаев Н.Н., Михеев В.В. 1976. Надежность оснований сооружений. Л.: Стройиздат.
- СП 26.13330.2012 «Фундаменты машин с динамическими нагрузками. Актуализированная редакция СНиП 2.02.05-87». 2012. М.: Минрегион России.
- Холмянский М.Л. 1995. Вероятностный метод расчета фундаментов машин с периодически действующими нагрузками. Механика грунтов и фундаментостроение. Труды Российской конференции по механике грунтов и фундаментостроению. СПб. Часть 4.
- Холмянский М.Л. 1998. Расчет колебаний фундаментов машин со случайными динамическими нагрузками как систем со случайными параметрами. Сейсмостойкое строительство, №1.
- Цейтлин А.И., Гусева Н.И. 1979. Статистические методы расчета сооружений на групповые динамические воздействия. М.: Стройиздат.
- Шейнин В. И., Лесовой Ю. В., Михеев В. В., Попов Н. Б. 1990. Подход к оцениванию надежности в инженерных расчетах оснований. Основания, фундаменты и механика грунтов. №1.
- EN 1997-1. Eurocode 7 Geotechnical design.
- Kholmyansky M.L. 2008. Dynamic soil-structure interaction considering random soil properties, Proceedings of the 12th International Conference of IACMAG, Goa.
- Nadim F. 2007. Tools and Strategies for Dealing with Uncertainty in Geotechnics, Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering (eds. D.V. Griffiths, V.A. Fenton), Springer, Wien, 71-95.
- Rethaty L. 1988. Probabilistic solutions in geotechnics. Budapest: Acad. Kiado.



## **Секция 2**

# **ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ И ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ**





# Результаты мониторинга при строительстве здания с развитым подземным пространством в условиях слабых грунтов Санкт-Петербурга.

С.Г. Богов, Н.П. Бочкарев, В.Я. Смолак

ООО «ПИ Геореоконструкция», Санкт-Петербург, Российская Федерация

Устройство глубоких котлованов в условиях плотной застройки Санкт-Петербурга без деформаций окружающих зданий весьма актуальная проблема. Данная статья посвящена результатам реализации нулевого цикла здания и мониторинга за деформациями окружающей застройки. Приведен анализ измерений деформаций и выполнено сравнение полученных данных с результатами расчетов.

## 1. ВВЕДЕНИЕ

Свыше 10 лет в Санкт-Петербурге активно ведется строительство или реконструкция зданий с развитым подземным пространством. Опыт проектирования и устройства глубоких котлованов в условиях плотной городской застройки и сложных геологических условий Санкт-Петербурга приобретает первостепенную роль, так как большое число объектов было возведено со сверхнормативными деформациями.

Примером устройства глубокого котлована может служить площадка строительства, расположенная в историческом центре Санкт-Петербурга, ограниченная по периметру существующей жилой застройкой.

## 2. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ

В геоморфологическом отношении рассматриваемая площадка строительства расположена в пределах Приневской низины. Верхняя часть разреза представлена техногенными насыпными грунтами, подошва которых отмечена на глубине 2.1-6.3 м. Ниже по разрезу следуют:

последледниковые (озерно-морские отложения) - пески пылеватые, супеси пылеватые, с прослоями слабозаторфованных, с примесью органических веществ, пластичные и супеси пылеватые текучие, мощностью от 1.0 м до 8.7 м;

озерно-ледниковые - суглинки тяжелые пылеватые, ленточные текучие, мощность которых составляет 4.3-10.0 м, распространены они до глубины 14.0-17.8 м;

ледниковые отложения лужской морены - пески средней крупности, насыщенные водой, средней плотности, супеси пылеватые пластичные, суглинки тугопластичные и полутвердые с включениями гравия, гальки и валунов, кристаллических пород, распространены отложения лужской морены до глубины 26.0-30.2 м;

озерно-ледниковые суглинки московского стадиала - легкие пылеватые, слоистые текучепластичные, мощность слоя изменяется от 0.8 до 5.6 м, распространены озерно-ледниковые отложения до глубины 27.8-34.8 м;

ледниковые отложения московской морены - суглинки легкие пылеватые, с гравием, галькой и валунами, полутвердые, гравийно-галечные грунты и супеси пылеватые с гравием, галькой, валунами, твердые. Общая пройденная мощность отложений московской морены составляет 5.2-9.1 м;

коренные отложения верхнего протерозоя - глины легкие пылеватые, со щебнем песчаника, твердые, дислоцированные и глины легкие пылеватые, слоистые, твердые, мощностью 1.3-2.8 м до глубины 37.5-39.5;

Ниже вскрыты глины пылеватые, твердые, зеленые. Их пройденная мощность 7.7-31.0 м.

### 3. ОБЩИЕ ДАННЫЕ О ПЛОЩАДКЕ СТРОИТЕЛЬСТВА

Возводимый объект представляет собой 9-ти этажный многоквартирный жилой дом с двухуровневой подземной автостоянкой. Надземная часть здания имеет П-образную форму, подземная часть – прямоугольную, размеры сторон в крайних осях 88.04х41.8 м. Конструктивная схема – с неполным каркасом. Пространственная жесткость здания обеспечивается совместной работой жестких монолитных железобетонных внутренних стен и колонн, жестких горизонтальных дисков монолитных железобетонных перекрытий и жестких узлов сопряжения перекрытий со стенами и колоннами. Наружные стены здания – несущие, из пустотелого кирпича.

В 30-ти метровую зону влияния попадают 6 зданий (рис. 1). Из них в непосредственном примыкании к возводимому объекту находится здание №1. Здание №3 относится к объектам культурного наследия, охраняемым КГИОП. Все они, за исключением зданий №5 и №6, относятся ко 2 категории технического состояния. Здание по адресу: №5 и лицевой корпус здания №6 относятся к 3 категории технического состояния.



Рис. 1. Ситуационный план участка застройки

Архитектурно-проектные решения нового строительства требовали устройства котлована на глубину ~8.7 м от дневной поверхности в непосредственном примыкании к существующим зданиям и коммуникациям.

Таким образом, оценивая геотехническую ситуацию можно выделить три основных фактора, которые могут привести к

развитию деформаций возводимого здания и окружающей застройки:

- наличие в основании здания толщи слабых глинистых отложений (в основании проектируемого здания залегают слабые глинистые отложения, суммарная мощность которых в основании здания достигает ~ 14 м);
- наличие существующих зданий в зоне влияния нового строительства;
- устройство развитого подземного пространства.

Консольное ограждение котлована в данном случае неприемлемо. Для минимизации перемещений ограждения котлована была необходима жесткая система распорок. Системы ограждения котлована с анкерными креплениями однозначно исключили из рассмотрения, поскольку таким системам свойственна сравнительно высокая податливость, кроме того, расположение корней анкеров под существующими зданиями может негативно сказаться на деформациях последних.

В этой связи было рассмотрено три основных варианта устройства ограждающих конструкций котлована:

- ограждение в виде «стены в грунте» с одним уровнем распорок в виде участков монолитного перекрытия («Top-down»);
- ограждение в виде «стены в грунте» с двумя уровнями распорок в виде участков монолитного перекрытия («Top-down»);
- шпунтовое ограждение небольшой длины с одним уровнем металлических распорок и предварительным устройством распорного слоя из закрепленного по струйной технологии грунта ниже дна котлована.

Для выбора параметров ограждающей конструкции котлована была выполнена серия расчетов в аналитической и численной постановке. Как показали выполненные расчеты, ограждение в виде «стены в грунте» даже с двумя уровнями распорок не позволило обеспечить дополнительные осадки прилегающей территории в пределах допустимых значений. Несмотря на то, что в этом случае суммарная дополнительная деформация не превышала допустимых деформаций и составляла 2.9см, не было так называемого «запаса прочности», поскольку во время производства работ возможна дополнительная технологическая осадка. В этом случае общая деформация прилегающей территории с большой долей вероятно-

сти превысила бы предельно допустимую величину осадки для зданий 2 категории технического состояния 3 см.

Безопасным для окружающей застройки и существующих коммуникаций оказался вариант шпунтового ограждения небольшой длины с одним уровнем металлических распорок и предварительным устройством распорного слоя из закрепленного по струйной технологии грунта ниже дна котлована.

По оценкам проектировщиком при соблюдении указанных ими временных интервалов сооружения подземной части здания суммарная осадка прилегающей территории от перемещения ограждения котлована и статического нагружения основания весом проектируемого здания составит 2.2 см, что не превышает предельно допустимую величину осадки для зданий 2 категории технического состояния 3.0 см. К тому же, при этом варианте имеется «запас» осадки прилегающей территории 0.8 см для возможных дополнительных перемещений зданий вследствие технологических воздействий во время производства работ. Для здания №5 и лицевого корпуса здания №6, расположенных на расстоянии ~18 и 16 м соответственно от проектируемого объекта, суммарная дополнительная осадка не превысит 2.0 см, что является допустимым для зданий 3 категории технического состояния.

В качестве окончательного варианта ограждающей конструкции был выбран металлический шпунт Ларсен Л5 или аналогичный по жесткости с глубиной внутреннего ряда ~10.7 м, наружного ряда ~12 м и одноуровневой распорной системой из металлических балок на глубине ~1 м с толщиной закрепленного слоя грунта ниже дна котлована в пределах траншей 2 м (глубина ~8.7-10.7 м). Из условия прочности ограждения в зоне примыкания существующей застройки потребовалось введение второго уровня металлических распорных систем на глубине ~4 м.

Последовательность устройства подземного пространства включала в себя следующие этапы:

а) погружение шпунтового ограждения будущих траншей (см. рис. 2), устройство буронабивных свай, закрепление грунта ниже дна будущего котлована по струйной технологии в пределах ограждения (будущих траншей) на глубине ~8.7-10.7 м (тол-

щиной 2 м), экскавация грунта в траншеях на глубину ~1.5 м;

б) установка распорной системы из металлических балок на глубине ~1 м, экскавация грунта в траншеях до проектной отметки дна котлована (на глубину ~8.7 м), изготовление ростверка в пределах траншей;

в) устройство жесткого контура из монолитных стен и колонн в уровне -2 этажа и перекрытия над -2 этажом в пределах траншей;

г) устройство жесткого контура из монолитных стен и колонн в уровне -1 этажа и перекрытия над -1 этажом в пределах траншей, демонтаж металлической распорной системы;

д) экскавация грунта в средних частях котлована, извлечение внутреннего ряда шпунта;

е) изготовление монолитных конструкций подземных этажей в средних частях котлована.

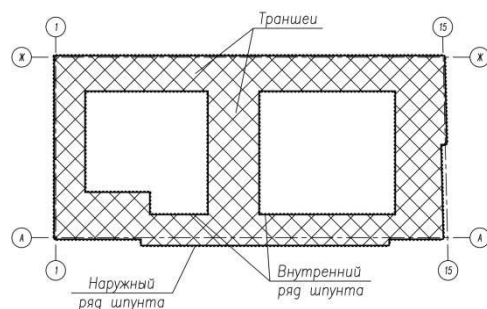


Рис. 2. Схема устройства траншей на первом этапе экскавации котлована

#### 4. ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ

Устройство буронабивных свай на площадке сопровождалось ростом осадки жилого дома №1, непосредственно примыкающего к новому строительству. В процессе работ «нулевого цикла» наряду с устройством свайного поля выполнялись работы по закреплению грунтов технологией «jet grouting».

По данным геодезических измерений уже на момент начала вскрытия котлована осадка жилого дома по некоторым маркам достигла 20-22 мм, что близко к предельно допустимому значению. Последующие измерения показали дальнейшее развитие осадок. В результате на момент завершения устройства подземных конструкций сверх-

нормативные осадки получили несколько марок на фундаментах дома №1. Осадка смежной со стройкой стеной составила 60мм, что в два раза превышает предельно допустимое значение.

Следует отметить, что в период производства работ по закреплению слабых грунтов частота геодезических измерений была увеличена до 1 раза в три дня. Это позволило адекватно отслеживать характер деформаций и контролировать ситуацию на площадке.

Для анализа деформаций жилого дома на основе геодезических измерений был построен график осадок, который можно разделить на три участка, исходя из производимых работ (см.рис 3):

- 1 участок – продолжительность 6 месяцев;
- 2 участок – продолжительность 3,5 месяца;
- 3 участок – продолжительность 6 месяцев.

Из графика видно, что интенсивное развитие осадок реализуется в начале 1-го участка. В этот момент времени начались работы по устройству свай и, поскольку других работ на площадке не велось, это можно рассматривать как основную причину деформаций жилого дома. Скорость осадки в первые два месяца после начала изготовления свай составила 10мм/мес., таким образом, максимальные величины деформаций достигли 25мм и приблизились к предельно допустимым значениям. Учитывая это, в ходе строительства было принято решение о мероприятиях по уменьшению негативного воздействия от устройства свай.

На участке 2 наряду с изготовлением свай начались, предусмотренные проектом, работы по устройству закрепленных массивов грунта ниже дна котлована, а также вынужденное закрепление слабых грунтов по оси свай. В ходе работ отмечались как существенные подъемы до 12мм, так и осадки сопоставимых величин. Необходимо отметить тот факт, что после окончания работ по закреплению грунтов проведенные геодезические измерения показали отсутствие осадки за данный период, а по некоторым маркам даже подъем в 2-3мм. Таким образом, закрепление грунтов стабилизировало осадку и предотвратило еще большие деформации здания.

Величины осадки после завершения свайных работ и работ по закреплению грунтов составили 20-22мм.

Участок 3 соответствует вскрытию котлована и устройству конструкций подземных этажей. За данный период скорость осадки составила 6,7мм/мес. Осадки за данный период выросли на 40мм и в итоге составила 60мм.

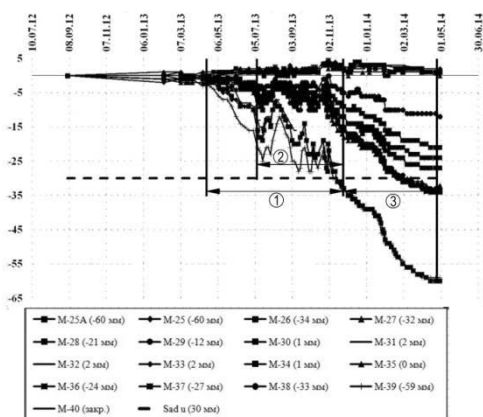


Рис. 2. График осадок геодезических марок, расположенных на здании №1 (1 – устройство свай; 2 – устройство свай и Jet grouting; 3 – вскрытие котлована и устройство конструкций подземных этажей)

Осадки зданий складываются из статической осадки от нагружения основания весом возводимых конструкций, из осадки от перемещения ограждения котлована и технологической осадки вследствие нарушения технологии ведения работ.

Осадки от нагружения основания весом возводимого здания еще не реализовались, поскольку оно еще не возведено.

Величину деформаций от перемещения ограждения котлована при вскрытии котлована можно установить, используя данные инклинометрических наблюдений. Известно, что горизонтальные смещения массива грунта в сторону котлована являются фактором риска вертикальных перемещений для окружающих зданий. При этом величины вертикальных смещений зданий будут близки по величине с горизонтальными перемещениями грунта. На рис. 4 видно, что максимальная подвижка грунта около дома №1 составила порядка 23мм, следовательно, можно говорить о том, что вертикальные деформации от работ по вскрытию и уст-

ройству подземных конструкций составили такую же величину.

Таким образом, разница между накопленной осадкой и осадками от статического нагружения основания весом проектируемого здания и перемещения ограждения котлована будет составлять технологическую осадку и составит 37мм.

Ведение работ без нарушений технологии производства вызвало бы осадку жилого дома, значения которой находились бы в рамках допустимых значений -23мм, что в полной мере подтверждает расчеты, а также в этом случае имелся бы «запас» осадки прилегающей территории для возможных дополнительных перемещений зданий вследствие технологических воздействий во время дальнейшего производства работ.



Рис. 4. Результаты инклинометрических измерений по скважине И-1, расположенной у дома №1.

## 5. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Наиболее вероятной причиной развития деформаций конструкций здания является нарушение технологии изготовления свай, приведшие к ухудшению свойств окружающих грунтов оснований и спровоцировавшие

дополнительные осадки. При работе устройстве свай в слабых водонасыщенных грунтах возможно сверхпроектное извлечение грунта на поверхность, что приводит к осадкам соседних зданий.

В качестве одной из мер по уменьшению негативного влияния на окружающую застройку могло стать устройство свай в обсадной трубе под пригрузом воды. Однако подрядчик технически не был готов его выполнить. Поэтому был выбран другой способ более щадящего устройства свай у здания, а именно превентивное закрепление массива слабого грунта по оси сваи ниже уровня ПФЗ. В результате в грунте в местах расположения свай образовались грунтоцементные колонны (глубиной ~20м и диаметром превышающим диаметр свай), пронизывающие толщу слабых грунтов. Это отражало идею «замещения» зоны слабых грунтов на более прочный грунт. Далее производилось бурение скважины в закрепленном массиве и до проектной отметки по осям свай. Таким образом, бурение в толще слабых грунтов было предотвращено, что исключало перебор грунта и давало перспективы на минимизацию технологической осадки.

Однако эта идея не была в полной мере реализована. Причиной этому послужило то обстоятельство, что бурение в закрепленных зонах началось без выдерживания требуемого промежутка времени для набора прочности цементным раствором, и вследствие этого перебор грунта не был полностью исключен. Деформации продолжились, хотя на некоторое время скорость их развития удалось минимизировать.

Можно сделать вывод, что причиной деформаций, развивавшихся как во время устройства свай, так и некоторое время после завершения их устройства, стало сверхпроектное извлечение грунта. Проведя статическое зондирование в процессе устройства свай, была бы известна количественная характеристика влияния устройства свай на природное сложение грунтов и на изменение структурной прочности.

Опыт строительства на данной площадке в сложных грунтовых условиях и плотной городской застройке показал, что чрезвычайно важным становится соблюдение технологии производства работ, а также проведение мониторинга для получения актуальных данных о деформациях и кор-

ректировки строительных работ для уменьшения негативного влияния на окружающую застройку.

## 6. ЛИТЕРАТУРА

СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция // М. : – Министерство регионального развития Российской Федерации, 2011.

Богов С.Г. *Адаптация струйной технологии для устройства подземного объема здания в исторической части Санкт-Петербурга. Технологическая осадка и контроль ее величины. «Современные геотехнологии в строительстве и их научно-техническое сопровождение»*, СПб.: СПбГАСУ, 2014.

Реконструкция здания под многоквартирный дом со встроенными помещениями и подземным гаражом (паркингом). Геотехническое обоснование. Шифр 85 – 10 – ПИ/Н106 – ГО. ООО «ПИ Геореконструкция». СПб., 2010г.

Улицкий В.М., Шашкин А.Г. *Геотехническое сопровождение реконструкции городов (обследование, расчеты, ведение работ, мониторинг)*. – М.: Издательство АСВ, 1999.-327 с.: ил.

# Конструктивные и технологические параметры ограждения котлована при строительстве автомобильного туннеля под рекой Мертвая Висла

Р. Буца

Keller Polska Sp. z o.o., Гдыня, Польша

А.И. Корпач

ООО «Келлер Раша, Москва, Россия

В статье приводятся особенности проектирования и производства геотехнических работ при реализации автомобильного туннеля под рекой Мертвая Висла в Гданьске. Представлены конструктивные и технологические решения для части туннеля, выполненной в открытом котловане с подготовкой стартовой площадки для проходческого комплекса ТВМ. В ходе геотехнического строительства были успешно применен комплекс различных технологий для обеспечения устойчивости и минимизации перемещений ограждения котлована, устройства противифльтрационного экрана ниже котлована, и защиты плиты туннеля от всплывтия.

## 1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ТУННЕЛЯ

Ключевым элементом реализации соединения аэропорта и морского порта Гданьска является туннель под рекой Мертвая Висла. Строительство предусматривало прокладку движения под руслом реки общей протяженностью 2159 м с устройством двух параллельных частей туннеля с двумя полосами движения в каждом направлении.

В общей сложности в рамках реализации туннеля выполнены 7 инженерных объектов, в том числе 3 моста, сопряженных с подземной частью туннеля, 4 технических и пешеходных виадукта над туннелем.

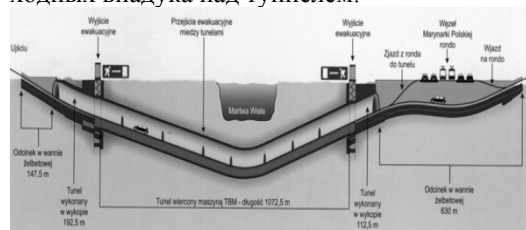


Рис. 1. Продольный разрез туннеля под Мертвой Вислой

Принимая во внимание технологию реализации работ и продольное сечение конструкции, (рис.1) туннель можно разделить на следующие основные секции:

- подходы к туннелю, выполненные в открытом котловане;

- туннель, выполненный в открытом котловане;

- туннель, выполненный с помощью проходческого комплекса ТВМ.

Подходы к туннелю представляют собой монолитные железобетонные рамы в виде фундаментной плиты, жестко соединённой со стенами. По длине поделены на сегменты от 10,0 м до 12,5 м. Глубина котлована для устройства плиты ванн составляет от 4,7 м до 14,8 м.

Предусмотрено бурение двух труб туннеля диаметром 12,2 м (по одной для каждого направления движения), при этом направление бурения комплексом ТВМ для обеих труб одинаковое. Для минимизации взаимовлияния труб туннеля, они спроектированы на расстоянии 25 м друг от друга. Нижняя точка туннеля находится на глубине 35 м, в то же время минимальная глубина туннеля под дном реки составляет около 9,0 м.

Между частями туннеля, выполненными открытым и закрытым способами, расположены технические камеры для проходческого оборудования и приборы контроля за туннелем. Здания с тремя подземными этажами будут устроены в стартовой и приемной камерах машины ТВМ. Глубина открытых котлованов для камер составляют 20,5 и 22,0 м соответственно.





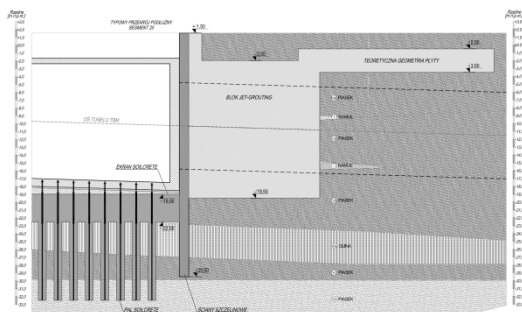


Рис. 4. Стартовая секция туннеля с экраном, заанкеренным грунтоцементными сваями.

Учитывая этапы выполнения работ и связанный с ними график откачки воды, весь котлован разделен одиннадцатью вертикальными противофильтрационными перегородками из стен в грунте, погружённых в естественные или искусственные горизонтальные противофильтрационные перегородки.

Для ограничения горизонтальных перемещений ограждения котлована применяются следующие способы:

- распорная система из труб с промежуточными опорами по ширине котлована из грунтоцементных свай, армированных двутавровыми балками;
- плита перекрытия туннеля с дальнейшей разработкой грунта из-под плиты по технологии top-down. После устройства постоянных железобетонных конструкций туннеля временная распорная система подлежит демонтажу.

#### 4. ОГРАЖДЕНИЕ КОТЛОВАНА ДЛЯ СТАРТОВОЙ КАМЕРЫ

Наиболее интересной задачей с технической точки зрения является выполнение ограждения котлована и обеспечение устойчивости дна при устройстве стартовой и приемной камер для проходческого комплекса ТВМ с глубиной заложения 20,5 и 22,0 м соответственно.

Выполнение котлована включало следующие этапы:

Этап 1 – Выполнение горизонтального противофильтрационного экрана на абсолютной отметке -22,5 м.

Этап 2 – Выполнение стен в грунте толщиной 1,2 м до абсолютной отметки -29,0 м.

Этап 3 – Выполнение дополнительных грунтоцементных колонн враспор со стенами в грунте

Этап 4 – Выполнение перед фронтальной стеной стартовой камеры грунтоцементного блока (куб со стороной около 15 м) для обеспечения точного направления проходческого комплекса.

Этап 5 – Устройство стартового котлована глубиной 3 м и железобетонного перекрытия с технологическими отверстиями.

Этап 6 – Откопка котлована до абсолютной отметки -10,5 м с монтажом временной распорной системы из труб.

Этап 7 – Откопка котлована до абсолютной отметки -19,0 м с устройством фундаментной плиты.

Этап 8 – Демонтаж распорной системы с выполнением основания проходческого комплекса и крана для его монтажа.

Ключевым элементом системы ограждения котлована является противофильтрационный экран на глубине 24 м от рабочей платформы (рис. 5).

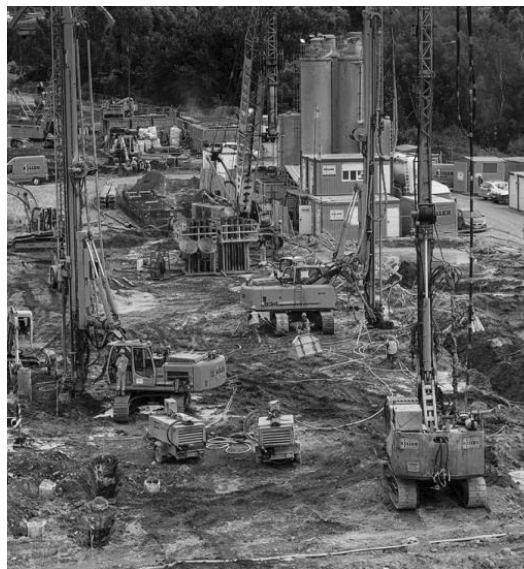


Рис. 5. Выполнение противофильтрационного экрана Soilcrete для стартовой камеры 3-мя комплектами оборудования.

Экран Soilcrete выполнен с помощью струйной цементации системы D (двойной) с применением мониторов Super Jet Keller.

Проектные технологические параметры струйной цементации, включая количество и диаметр сопел, плотность раствора, а также рабочее давление и расход раствора, были откорректированы на основе пробных работ на площадке строительства. При указанных выше глубинах экрана наибольшее значение

приобретает контроль вертикальности скважин с помощью инклинометров, что позволяет исключить возможные отклонения колонн от проектного расположения. Измеренное в процессе производства работ отклонение бурения скважин от вертикали для стартовой камеры не превышало 0,4%.

Экран из грунтоцемента кроме противофильтрационной имеет также статическую функцию, обеспечивая дополнительное распорное усилие в уровне дна котлована. Важной особенностью является то, что такое распорное усилие имеет превентивный характер, т.е. позволяет вести откопку последнего яруса котлована с заранее обеспеченной минимизацией горизонтальных деформаций. конструктивно экран состоит из частей колонн диаметром около 3,1 м длиной 3,5 м. Колонны имеют расстановку в плане по треугольной сетке 2,1 м, что обеспечивает герметичность выполнения экрана.

По технологии струйной цементации выполнен также грунтоцементный блок перед фронтальной стеной стартовой камеры (рис. 4), который обеспечивал устойчивость ограждения и точное направление проходческого комплекса ТВМ в грунтовом массиве. Блок усиленного грунта выполнял также функцию основания под монтажный кран грузоподъемностью 1100 т., который был установлен на расстоянии 2,6 м от края котлована. Фронтальная стена стартовой камеры армирована каркасами из стекловолокна для прохождения сквозь нее проходческого комплекса.

## 5. ГЕОТЕХНИЧЕСКИЙ МОНИТОРИНГ

С целью подтверждения проектных положений и обеспечения безопасности производства геотехнических работ в открытых котлованах в стене в грунте предварительно установлены 66 инклинометров, 128 геодезических пунктов. До момента полного устройства фундаментной плиты мониторинг также проводился за противофильтрационными экранами. Дополнительно мониторинг проводился за конструкциями стальных распорок с определением напряжений с учетом изменения температуры.

Замеры проводились для каждого этапа производства работ, при этом практически половина всех измерений была направлена на мониторинг состояния ограждения стартовой камеры. Периодичность замеров

корректировалась относительно темпов производства земляных работ для получения объективных данных о геотехнической ситуации на площадке строительства.

## 6. ЛИТЕРАТУРА

Топольницки М. Подхват и поднятие зданий с помощью контролируемых геотехнических инъекций, XXV Научно-техническая конференция «Аварии в строительстве», Мендзыськое 24-27.5.2011, Том I, С. 175-200.

Рабочий проект «Соединение аэропорта с морским портом в Гданьске – Трасса Словацкого». EUROPROJEKT GDAŃSK Sp. z o.o./SSF Ingenieure GmbH. Гданьск, январь 2011 г.

Рабочий проект «Туннель под Мертвой Вислой с Узлом Маринарки Польской». Keller Polska Sp. z o.o., апрель 2012 г.

# Обоснование эффективности применения различных способов устройства шпунтовых ограждений по критерию технологичности

Гайдо А.Н.

К.т.н., доцент СПбГАСУ, Россия

Аннотация: В статье исследуются рациональные области применения современных технологий устройства ограждений котлованов из стального шпунта в различных условиях строительных площадок. Для этой цели автором предлагается использовать методику расчетов показателей технологичности.

Доказывается эффективность методики выбора параметров технологий на основании расчетов интегрального показателя технологичности состоящего из критериев трудозатрат, продолжительности работ, стоимости, размеров участка, численного состава звена и т.п. Приводится пример расчетов показателей технологичности для различных вариантов погружения стального шпунта.

Практика современного строительства характеризуется возрастающими объемами возведения многоэтажных и высотных гражданских зданий и сооружений, отличительной особенностью которых является передача значительных вертикальных и горизонтальных нагрузок на грунт основания, а также наличие развитой подземной части, в которой располагают технические помещения, паркинги, торгово-развлекательные центры и т.п.

При устройстве фундаментов таких зданий следует решать проблемы устройства специальных ограждающих конструкций котлованов, глубина которых может достигать 15 – 20 м. К таким конструкциям предъявляют следующие требования:

- обеспечение необходимой водогрунто-непроницаемости при высоком уровне грунтовых вод;

- иметь достаточную жесткость для восприятия давления прилегающего массива грунта, площадок складирования и строительной техники;

- минимальных технико-экономических показателей (трудозатрат, стоимости, сроков выполнения работ, материалоёмкости и т.п.).

К выбору технологий устройства ограждений котлованов а т.ж. предъявляют особые требования при наличии в пределах зоны влияния нового строительства (мульды оседания) существующих зданий и сооружений. Устройство котлованов больших объемов приводит к изменению напряженно-деформируемого состояния грунта, просадкам его поверхности и деформациям существующих конструкций зданий, прилегающих к строительной площадке. Кроме того

при устройстве ограждений таких котлованов на участках с геологическим разрезом, характеризующимся наличием прослоев слабых пород, динамические воздействия, производимые в ходе строительства, приводят к проявлению тиксотропных свойств грунтов в виде снижения структурной прочности его скелета. Что в свою очередь вызывает потерю устойчивости конструкций ограждений.

Следует отметить, что для устройства ограждений котлованов и систем их креплений в настоящее время используют разнообразные технологии с различными показателями эффективности, проявляющимися в конкретных условиях строительных площадок.

Исследованию конструктивно-технологических параметров устройства ограждающих конструкций котлованов посвящены работы следующих отечественных ученых Верстова В.В., Улицкого В.М., Мангушева Р.А., Шашкина А.Г., Ильичева В.А., Бройда И.И., Фадеева А. Б., Клейна Г.К., Ренгач В.Н., Перлея Е.М. и др. За рубежом в этом направлении работали следующие авторы *Van Impe, R. Frank., A. Pinto, Briad J. –L., G. Schreppers, Neil Taylor, Pedro Sêco e Pinto, Ivan Vaniček, A. Zhussupbekov., Gabriel Auvinet, Roberto E. Terzariol, Michael Davies* и др.

В работах [1–6] исследованы технологические параметры вибрационного погружения стального шпунта. В статьях [7–10] авторами на основании анализа опыта работ обоснованы рациональные области применения монолитных бетонных ограждений в грунте. Вопросам анализа результатов

геотехнического мониторинга конструкций зданий и сооружения, прилегающих к устраиваемым котлованам, посвящены работы [11–14]. Методики определения технологических параметров закрепления грунтового массива по технологии струйной цементации представлены в статье [15].

На основании анализа литературных источников и практического опыта строительства установлено, что в зависимости от условий производства работ применяют две принципиально различающиеся технологии устройства ограждения котлованов [16]:

- погружение по контуру котлована готовых элементов в виде свай заводского изготовления, стальных балок двутаврового поперечного сечения с последующим заполнением пространства между ними панелями из различных материалов, шпунта (стального, полимерного или железобетонного);

- устройство монолитных стен в грунте из касательных (секущихся) свай или сплошных траншейных элементов, включая создание грунтоцементных массивов.

Следует отметить, что предварительную оценку параметров таких конструкций следует выполнять на основании геотехнических расчетов, учитывающих напряженно-деформированное состояние грунта и конструкций зданий, прилегающих к строительной площадке [12].

Автором установлено, что для котлованов глубиной 5-10 м среди представленного технологического многообразия устройство ограждений из стального шпунта различных форм поперечных сечений является эффективным по критериям стоимости, продолжительности работ и требуемых площадей для установки строительных машин [17].

В большей степени эти преимущества проявляются при повторном использовании шпунта (оборачиваемости) после его извлечения из грунта.

В настоящее время в зависимости от условий строительства применяют следующие технологии погружения стального шпунта (рис. 1):

- забивная с применением свайных молотов (рис. 1а-б);
- статического вдавливания (рис. 1в-з);
- вибрационная, а т.ж. виброударная (рис. 1и-к).

Таким образом, можно заключить о широком наборе современных технологий для погружения шпунта, каждая из которых в

конкретных инженерно-геологических условиях строительной площадки, а т.ж. наличия близко расположенных зданий, имеет свои преимущества и недостатки. Качественная характеристика таких технологий представлена в табл. 1.

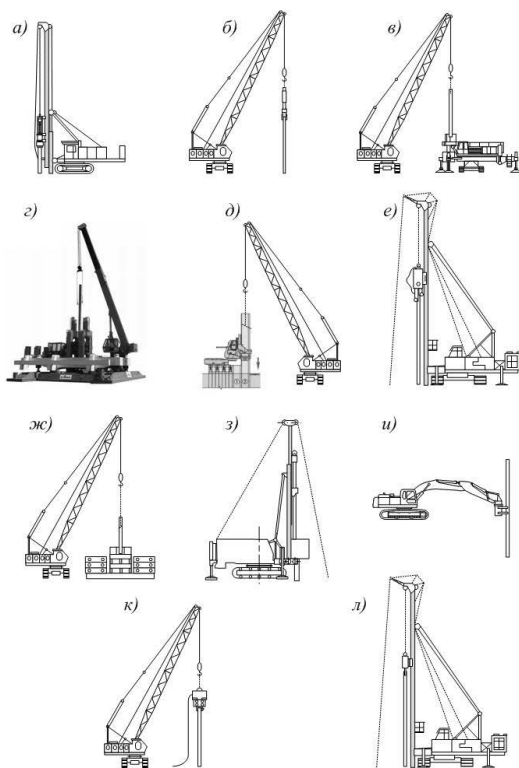


Рисунок 1. Технологические схемы оборудования для погружения шпунта: а – копер с гидравлическим молотом; б – дизельный молот, установленный на кране; в, г, д, е, ж, з – вдавливание соответственно, самоходной установкой типа УСВ-120 на базе экскаватора, шагающей установкой, машинами, перемещающимися по шпунтовому ряду, системой смонтированной на буровой установке, стационарными машинами, а так же установкой на базе гусеничного крана; и, к, л – вибрационные машины, установленные соответственно на рукояти экскаватора, кране и мачте буровой установки.

В этой связи выбор и назначение параметров рациональных технологий устройства шпунтовых ограждений котлованов по целой совокупности обстоятельств приобретает важное значение уже на стадии оформления участка под застройку и формирова-

ния застройщиком задания на проектирование объекта.

С учетом вышесказанного автором сформулированы следующие задачи исследования, требующие решения для совершенствования технологических параметров устройства шпунтовых ограждений котлованов в различных условиях строительства:

1. Выполнить аналитический обзор методологических основ оценки сравнительной эффективности различных конструктивно-технологических решений устройства ограждений котлованов.

2. Обосновать рациональность применения методики расчетов показателей технологичности для обоснования областей применения различных технологий.

3. Исследовать структуру показателей технологичности для разнообразных условий.

4. Провести анализ результатов практического применения этой методики для выбора технологических параметров устройства шпунтовых ограждений котлованов.

Таблица 1 Качественная характеристика технологий погружения стального шпунта

Преимущества	Недостатки
1	2
<b>Забивка</b>	
- универсальность в различных грунтовых условиях (возможно погружение жесткого шпунта в слои плотных грунтов при повышенной частоте удара и малой высоте сброса молота), - небольшая стоимость работ	- возможны деформации шпунта (разрывов замков, завал ограждения и т.п.) при погружении, - динамические и шумовые воздействия на окружающую застройку
<b>Вдавливание</b>	
- минимальные уровни шума и динамические воздействия на грунт, - высокая точность погружения	- большая масса установки, - необходимы дополнительные мощности электроэнергии (до 200 кВт), - ограничение при работе в стесненных условиях и напластований плотных грунтов, - доп. затраты на усиление основания ходового пути машин

Окончание таблицы 1

1	2
<b>Вибрационное погружение</b>	
- минимальный комплект вспомогательного оборудования, - универсальность в агрегатировании вибраторов с различными строительными машинами, - при использовании высокочастотных режимов погружения в грунте генерируются минимальные динамические воздействия	- ограничение при работе в условиях напластований плотных грунтов, - при использовании режимов погружения с частотой колебаний до 700 об/мин возможны резонансные воздействия на конструкций соседних зданий

На основании анализа различных методик оценки эффективности технологий установлено, что поставленную задачу следует решать на основании исследований факторов технологичности. Под технологичностью следует понимать совокупность положительных качеств той или иной технологии устройства ограждений котлованов в конкретных инженерно-геологических условиях и особенностях строительной площадки по всем или основным показателям сравниваемых вариантов [17].

Технологичность следует оценивать по трем уровням критериев:

1-й уровень – интегральный;

2-й уровень – обобщенные критерии оценки вариантов устройства шпунтового ограждения по трем группам: 1-я – производственная, 2-я – критериев надежности и качества, 3-я – технико-экономических показатели;

3-й уровень – дифференциальные или простые критерии.

Производственная технологичность характеризует рассматриваемую технологию с точки зрения трудозатрат, требуемых минимальных размеров участка работ и транспортного объема технических средств (буровой установки, дизельной станции, установки вдавливания, крана, вибрационного и вспомогательного оборудования), производимого техникой уровня динамического воздействия, что особенно важно при работе в стесненных условиях строительства.

Технологичность 3-й группы включает технико-экономические оценки по показате-

лям производительности и стоимости выполненных работ.

Для оценки технологичности каждого из рассматриваемых вариантов необходимо, чтобы все критерии измерялись в пределах от 0 до 1 в соответствии со следующим условием:

$$0 \leq J_i \leq 1; \quad 0 \leq m_i \leq 1; \quad 0 \leq m_{ij} \leq 1 \quad (1)$$

где  $J_i$ ,  $m_i$ ,  $m_{ij}$  – соответственно интегральные, обобщенные и дифференциальные критерии технологичности.

Для выполнения указанного условия необходимо, чтобы все частные или простые показатели  $x_{ij}$  был преобразованы в безразмерные величины по приведенным ниже формулам [2, 3]:

$$m_{ij} = x_{ij} / x_i^{\max} \quad (2)$$

$$m_{ij} = x_i^{\min} / x_{ij} \quad (3)$$

где  $x_{ij}$  – показатели различных технологий, измеряемые в соответствующих величинах стоимости, продолжительности работ, объемов работ и т.п.;  $x_i^{\max}$ ,  $x_i^{\min}$  – соответственно максимальные и минимальные значения показателей.

Формулу (2) применяют, когда увеличение рассматриваемого показателя ведет к увеличению обобщенного и интегральных критериев, в противном случае используют выражение (3).

Обобщенный и интегральный критерии технологичности рассчитывают по формулам (4) и (5):

$$m_i = \sum m_{ij} K_i^{\text{обобщен}} \quad (4)$$

$$J_i = \sum m_i K_i^{\text{интегралы}} \quad (5)$$

где  $K_i^{\text{обобщен}}$ ,  $K_i^{\text{интегралы}}$  коэффициенты весомости  $i$ -х обобщенных и интегральных критериев соответственно, определяемые по методу экспертных оценок, или инженерного прогнозирования Гмошинского В. Г. [6]. Сумма коэффициентов должна равняться 1.

Кроме того, в зависимости от состава и количества анализируемых показателей допускается применять упрощенную методику расчетов критериев технологичности по формулам 1–4. Таким образом, расчет по приведенным формулам позволяет в единой цифровой шкале оценивать разнородные характеристики технологий.

С учетом рис. 1 рассмотрим пример применения этой методики для сравнения параметров следующих технологий погружения шпунта [18]:

А. Ударный способ погружения.

Вариант 1. Забивка шпунта гидравлическим молотом с массой ударной части 6 т, установленным на гусеничном копре (рис. 1а).

Вариант 2. То же дизельным молотом, подвешиваемом на грузовом канате стрелового самоходного крана (рис. 1б).

Б. Вдавливание шпунта.

Вариант 3. Погружение шпунта самоходной установкой УСВ-120 на базе экскаватора (рис. 1в).

Вариант 4. То же установкой УВТ-200 (СО-450), переставляемой краном (рис. 1ж).

Вариант 5. То же самоходной установкой СВУ-В-6 на базе крана РДК-250 (рис. 1з).

Вариант 6. То же шагающей установкой типа *Starke 320* (рис. 1г).

Вариант 7. То же установкой типа *Still Worker* или *Giken*, передвигающейся по торцу погруженного шпунтового ряда (рис. 1д).

Вариант 8. То же вдавливающей системой *ABI Mobilarm*, смонтированной на мачте буровой установки (рис. 1е).

В. Вибрационное погружения шпунта.

Вариант 9. Вибрационным погружателем, установленным на рукояти гидравлического экскаватора (рис. 1и).

Вариант 10. То же, подвешиваемом на грузовом канате стрелового самоходного крана (рис. 1к).

Вариант 11. То же, установленным на мачте буровой установки (рис. 1л).

Расчет показателей выполнен для устройства ограждений котлованов из стального шпунта корытного профиля типа Ларсен IV длиной 12 м. При этом учитывались следующие показатели, представленные в порядке убывания значимости в структуре интегрального критерия технологичности:

- 1) стоимости погружения шпунта;
- 2) производительности;
- 3) дополнительных затрат на подготовку основания для ходовых путей строительных машин и т.п.;
- 4) минимальных площадей, необходимых для организации рабочего участка: размещения складирования шпунта, установки машин, вспомогательного оборудования и т.п.;
- 5) численного состава звена.

Простые (частные) показатели технологичности представлены в табл. 2. Результаты

преобразования частных показателей в безразмерные величины по формулам 2 и 3 представлены в табл. 3.

Коэффициенты весомости и значения обобщенных критериев, рассчитанные по формуле 4, приведены в табл. 4.

Таблица 2. Простые показатели технологичности вариантов погружения шпунта различными способами

Варианты	Наименование показателя технологичности ( $x_{ij}$ )				
	Стоимость погружения шпунта (за 1 т), т.руб	Норма времени, т/смену	Доп. затраты, т.руб.	Мин. площадь участка, м <sup>2</sup>	Состав звена, чел
	$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$	$x_5$
А. Забивка					
1	5,0	15,0	147,9	224,2	4
2	4,0	15,0	39,9	60,5	2
Б. Вдавливание					
3	14,0	8,0	340,6	248,6	4
4	14,0	8,0	101,5	74,2	4
5	13,5	9,0	102,9	156	4
6	13,0	8,0	155,2	113,3	3
7	15,0	10,0	52,8	83,1	3
8	7,0	7,5	156,1	167,9	4
В. Вибрационное погружение					
9	6,5	10	38,5	58,3	2
10	7,0	15	44,7	67,8	
11	7,5	15	156,1	167,9	

Примечания: значения показателей  $x_1$  и  $x_3$  рассчитаны в ценах мая 2012 г.

Таблица 3. Дифференциальные критерии технологичности вариантов погружения шпунта

варианты		Дифференциальные критерии технологичности ( $m_{ij}$ )				
		$m_1$	$m_2$	$m_3$	$m_4$	$m_5$
1		2	3	4	5	6
А.	1	0,80	1,00	0,26	0,26	0,50
	2	1,00	1,00	0,96	0,96	1,00
Б.	3	0,29	0,53	0,11	0,23	0,50
	4	0,29	0,53	0,38	0,79	0,50
	5	0,30	0,60	0,37	0,37	0,50
	6	0,31	0,53	0,25	0,51	0,67
	7	0,27	0,67	0,73	0,70	0,67
	8	0,57	0,50	0,25	0,35	0,50

Окончание таблицы 3

	1	2	3	4	5	6
В.	9	0,62	0,67	1,00	1,00	1,00
	10	0,57	1,00	0,86	0,86	0,50
	11	0,53	1,00	0,25	0,35	0,50

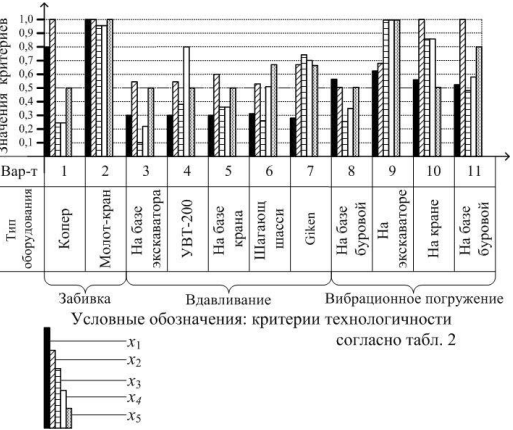


Рисунок 2. Диаграммы распределения безразмерных критериев технологичности различных вариантов погружения шпунта.

Результаты расчетов дифференцированных критериев табл. 3 для дальнейшего анализа удобно представлять в виде столбчатых диаграмм, представленных на рис. 2.

Таблица 4.Обобщенные критерии технологичности вариантов погружения шпунта

Варианты		Обобщенные критерии технологичности ( $m_i$ )				
		$m_1 \cdot K_1$ ( $K_1=0,28$ )	$m_2 \cdot K_2$ ( $K_2=0,28$ )	$m_3 \cdot K_3$ ( $K_3=0,21$ )	$m_4 \cdot K_4$ ( $K_4=0,14$ )	$m_5 \cdot K_5$ ( $K_5=0,09$ )
А.	1	0,22	0,28	0,05	0,04	0,05
	2	0,28	0,28	0,20	0,13	0,09
Б.	3	0,08	0,15	0,02	0,03	0,05
	4	0,08	0,15	0,08	0,11	0,05
	5	0,08	0,17	0,08	0,05	0,05
	6	0,09	0,15	0,05	0,07	0,06
	7	0,07	0,19	0,15	0,10	0,06
	8	0,16	0,14	0,05	0,05	0,05
В.	9	0,17	0,19	0,21	0,14	0,09
	10	0,16	0,28	0,18	0,12	0,05
	11	0,15	0,28	0,05	0,05	0,05

На рис. 2 для каждого варианта технологии представлено пять столбцов, соответ-

ствующих каждому анализируемому критерию. При этом лучшему значению соответствуют столбцы максимальной высоты. Так на основании анализа диаграмм можно предварительно заключить об эффективности применения вибрационной технологии погружения шпунта. Среди технологий вдавливания, предпочтение следует отдавать применению машин, передвигающихся по торцам погруженного шпунтового ряда (вар. 7).

Значения интегральных критериев технологичности  $J_i$ , рассчитанные по формуле 5 суммированием произведений обобщенных критериев на коэффициенты весомости, показаны в табл. 5.

Таблица 5. Интегральные критерии технологичности  $J_i$

Варианты		Интегральные критерии технологичн. $J_i = \sum m_i \cdot K_i$	Примечание
А.	1	0,64	–
	2	<b>0,99</b>	Лучшее значение
Б.	3	0,33	Худшее значение
	4	0,46	–
	5	0,43	–
	6	0,42	–
	7	0,57	–
	8	0,45	–
В.	9	<b>0,80</b>	–
	10	0,79	–
	11	0,57	–

С учетом возрастания интегрального критерия  $J_i$  от 0,33 до 0,99 можно заключить о целесообразности применения рассматриваемых вариантов, расположенных в следующем порядке роста эффективности: 3→6→5→8→7/11→1→10→9→2. На основании приведенного расчета самым технологичным является вариант 2 забивки шпунта дизельным молотом, подвешиваемом на кране. Однако этот способ применяют исключительно в гидротехническом строительстве при отсутствии строгих требований к точности погружения и ограничений по шумовым и динамическим воздействиям на окружающую среду.

На основании данных табл. 5 средние значения интегрального критерия для различных технологий погружения шпунта соответственно равны:

- забивка 0,64;
- вдавливание 0,44;

- вибрационное погружение 0,72.

В этой связи можно сделать практически важный вывод о рациональности применения технологии вибрационного погружения шпунта с максимальным значением показателя  $J_i^{\text{средн}} = 0,72$ . При этом эффективны вибрационные машины, установленные на рукояти экскаватора ( $J_i = 0,80$ ). Для технологий вдавливания рационально применять установки, передвигающиеся по шпунтовому ряду ( $J_i = 0,57$ ).

На основании представленных материалов можно заключить, что для различных условий строительных площадок выбор технологии погружения шпунта необходимо производить на основании расчета интегрального критерия технологичности. При этом лучшему варианту будет соответствовать его максимальное значение.

Кроме того, представленная методика универсальна для применения в различных условиях строительных площадок. При этом в зависимости от условий работ номенклатура и количество критериев может изменяться. Например, при работе вблизи существующих зданий, особенно в исторической части города, важными показателями становятся производимый уровень шума и дополнительное давление оборудования на грунт, а т.ж. возможность погружения шпунта в стесненных условиях.

Следует отметить, что такой методический подход ранее применялся только для оценки технологичности проектных решений отдельных конструкций заводского изготовления.

Предлагаемая автором методика позволяет по одному критерию, измеряемому для анализируемых вариантов в единой цифровой шкале в пределах от 0 до 1,0 оценивать разнородные характеристики, определяющие эффективность различных технологий. В результате исследований предложена структура показателей технологичности для определения сравнительной эффективности вариантов работ. Значимость каждого показателя в составе структуры критерия определяется коэффициентами весомости.

Представленные материалы имеют важное практическое значение для оценки и выбора эффективных технологий устройства шпунтовых ограждений котлованов в различных условиях строительства в зависимости от степени стесненности строительной площадки, инженерно-геологических усло-



вий и т.п. Применение методики позволяет получить значительный экономический эффект при обосновании способов производства работ нулевого цикла на стадии разработки проектов организации строительства (ПОС) и производства работ (ППР).

#### Литература

1. Верстов В.В. Исследование сравнительной эффективности заглубления стального шпунта в плотный грунт различными погружающими машинами / Верстов В.В., Гайдо А.Н. // Механизация строительства. — 2013. — № 2. — С. 44-49.
2. Верстов В. В. Результаты исследований по контролю и снижению уровня динамического воздействия на окружающие сооружения при вибропогружении шпунта/ В.В. Верстов // Вестник отделения строительных наук. РААСН. — 2010. — Вып. 14. Т. 2. — 372 с.
3. Верстов В. В. Совершенствование технологических решений по погружению и извлечению шпунта вибрационным методом / В.В. Верстов, Г.А. Белов // Вестник гражданских инженеров. — 2007. — № 4(13). — С. 38–44.
4. Фадеев А.Б. Расчетные параметры шпунтовых стен профиля Ларсен / А.Б. Фадеев, Р.А. Мангушев, Г.А. Матвеев, В.А. Лукин// Вестник гражданских инженеров. — 2010. — № 1(22). — С. 91–95.
5. Tan, Y., Peng F., Lu Y. Semiempirical approach for estimation of ddc-induced deflections of sheet pile walls in a peat. *Journal of Performance of Constructed Facilities*. 2010. No. 24(1). Pp. 87-95.
6. Jamshidi, R., Towhata, I., Ghiassian, H., Tabarsa, A.R.. *Experimental evaluation of dynamic deformation characteristics of sheet pile retaining walls with fiber reinforced backfill. Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2010. No. 30(6). Pp. 438–446.
7. Ильичев В.А. Опыт освоения подземных пространств Российских мегаполисов / В.А. Ильичев, Р.А. Мангушев // Основания фундаменты, механика грунтов. — 2012. — № 2. — С. 17–20.
8. Briaud J.L., Zhang X. Coupled water content method for shrink and swell prediction. *International journal of pavement engineering* (E. & F.N. Spon). 2010. No. 11(1). Pp. 13–23.
9. Finno R.J., Blackburn J.T., Roboski J.F. *Three-dimensional effects for supported excavations in clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE. 2007.V.133. No.1. Pp. 30–36.
10. William Van Imp. *Geotechnical research and monitoring data linked to an underwater dam on soft soils. International conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2nd, Proceedings*. 2009. Pp.83–107.
11. Мангушев Р. А. Деформации сооружений при их возведении в условиях уплотнительной застройки Санкт-Петербурге/ Р.А. Мангушев, А.Б. Фадеев, В.А. Лукин, А.В. Кузнецов // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 2006. — № 1. — С. 25–27.
12. Улицкий В.М. Натурные исследования как основа для разработки методологии расчета напряженно-деформированного состояния массива грунта при устройстве подземных сооружений / В.М.Улицкий, А.Г. Шашкин // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 2011. — №4. —С.2–9.
13. Ong D.E.L., Leung C.F., Chow Y.K. *Pile group behavior due to excavation-induced soil movement in clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE. 2009.V.135. No.10. Pp. 1462–1474.
14. Шашкин А.Г. Натурные исследования развития деформаций слабых глинистых грунтов при устройстве котлованов / А.Г. Шашкин // Инженерная геология. — 2011. — № 2. — С. 18–24.
15. Бройд И.И. Расчет параметров процесса сооружения подземных конструкций, сооружаемых с помощью струйной геотехнологии / Бройд И.И., Зеге С.О. // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 2010. — № 6. — С. 14-47.
16. Верстов В.В. Обоснование выбора рациональных способов устройства свайных фундаментов по критерию технологичности в различных условиях строительства / Верстов В.В., Гайдо А.Н. // Монтажные и специальные работы в строительстве. — 2013. — № 4. С. 6-12.
17. Гайдо А.Н. Цели и задачи исследований технологических решений устройства

фундаментов многоэтажных зданий и сооружений / Гайдо А.Н. // Вестник гражданских инженеров. – 2011. – № 4 (29). – С. 81–90.

18. Верстов, В.В. Технология устройства ограждений котлованов в условиях городской застройки и акваторий / В.В. Верстов, А.Н. Гайдо, Я.В. Иванов – СПб.: СПбГАСУ, 2014. – 368 с.

# Опыт применения технологии струйной цементации грунтов при устройстве ограждения котлована в условиях плотной городской застройки

И.Л. Гладков, А.А. Жемчугов, Малинин Д.А.  
ГК «ИнжПроектСтрой», Пермь, Россия

В работе приведен опыт устройства ограждения котлована и противофильтрационной завесы по технологии струйной цементации грунтов. Приведены результаты численных расчетов и геотехнического мониторинга. Рассмотрены вопросы, связанные с технологическими осадками окружающей застройки.

## 1. ОПИСАНИЕ УЧАСТКА СТРОИТЕЛЬСТВА

Участок, отведенный под строительство общественно жилого комплекса, расположен в условиях плотной городской застройки центральной части города Перми. Площадка строительства вплотную прилегает к старинному двухэтажному дому, а также к одноэтажным дворовым постройкам. В непосредственной близости расположено четырехэтажное административное здание. Вдоль всего периметра котлована проложено большое количество инженерных сетей.

В геологическом строении площадки принимают участие следующие инженерно-геологические элементы: ИГЭ 1 – насыпные грунты, представленные преимущественно суглинистым грунтом текучепластичной консистенции; ИГЭ 2 – суглинки текучепластичные и текучие ( $E = 2.0$  МПа,  $c = 3.0$  кПа,  $\varphi = 10^\circ$ ); ИГЭ 3 – суглинки мягкопластичные ( $E = 10.0$  МПа,  $c = 8.0$  кПа,  $\varphi = 13^\circ$ ). Гидрогеологические условия участка характеризуются наличием порово-грунтовых вод вскрытых на глубине 2.0 м от поверхности. Водовмещающими грунтами являются суглинки и насыпные грунты.

## 2. ТЕХНИЧЕСКОЕ РЕШЕНИЕ И ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ

Проектное решение предусматривает устройство одноуровневой подземной

парковки на всей площади участка строительства. Глубина котлована составляет 3.5-5.0 м. Фундамент здания - монолитная железобетонная плита толщиной 600 мм.

Применение технологии струйной цементации грунтов позволило решить целый ряд задач, связанных с устройством подземной части здания, таких как устройство ограждения котлована, предотвращение поступления грунтовых вод в котлован, а также снижение осадок фундамента строящегося здания [1].

Основными проблемами при проектировании котлована на данной площадке являлись наличие очень слабых текучих суглинков в основании проектируемого здания и высокого уровня грунтовых вод.

Проектное решение ограждения котлована состояло в устройстве стены из пересекающихся грунтоцементных колонн диаметром 600 мм, с шагом 500 мм. Глубина ограждения изменялась в пределах от 6.0 до 8.0 м. Колонны армировали металлическими трубами. Вертикальное ограждение выполняло функцию временной подпорной стены, а также предотвращало приток грунтовых вод с бортов котлована. Для увеличения устойчивости ограждения и снижения горизонтальных перемещений предусмотрено устройство грунтовых анкеров «Атлант» диаметром 57 мм длиной 12.0 м. Шаг анкеров на различных участках составлял от 1.5 до 3.0 м. Анкеры были объединены металлическим обвязочным поясом.

Результаты расчетов, направленных на оценку влияния устройства котлована на окружающую застройку, показали необходимость дополнительных мероприятий по укреплению здания, находящегося на расстоянии менее 1 м от борта котлована. Расчетные значения осадок фундаментов зданий, расположенных вблизи от котлована, составляли более 16 см. Основными причинами являлись существенные горизонтальные перемещения ограждения и значительные деформации сдвига текучего грунта в котловане (рис. 1). Расчеты были выполнены в программном комплексе ALTERRA.

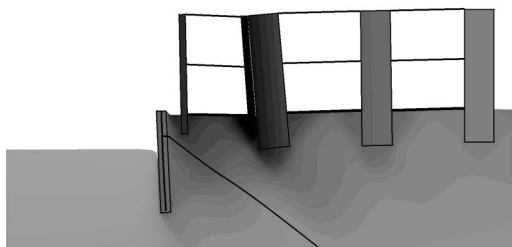


Рис. 1. Результаты расчетов (вертикальные перемещения).

Стоит отметить, что увеличение длины ограждения существенным образом не снижало дополнительных осадок фундаментов.

Для снижения осадок до безопасных значений принято решение выполнить горизонтальную противофильтрационную завесу (ПФЗ) в днище котлована, которая бы решала несколько задач. На момент откопки котлована ПФЗ является нижним распорным элементом, который минимизирует горизонтальные смещения заделки и соответственно стены в целом, а также снижает деформации («выпор») дна котлована. При устройстве монолитной фундаментной плиты, ПФЗ предотвратит поступление грунтовых вод в котлован, а также будет являться жестким основанием для работы землеройной техники.

На данном объекте было принято решение выполнить ПФЗ толщиной всего 1,0 м. Кроме того, в теле ПФЗ часть колонн выполняли длиной 7 метров. При этом, прочности грунтоцементного камня на растяжение (0,1 МПа) оказалось достаточно, чтобы колонны выполняли функцию «анкерных свай» для предотвращения всплытия столь тонкой ПФЗ. Одновременно с этим, когда

здание будет построено, колонны будут воспринимать сжимающую нагрузку (рис. 2).

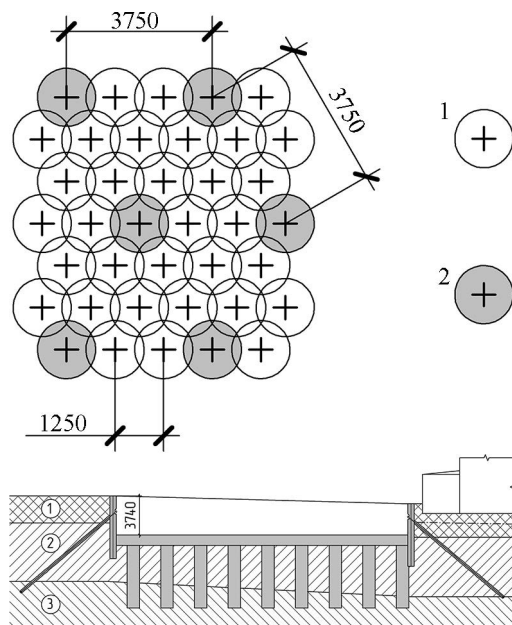


Рис. 2. Схема устройства ограждения котлована и ПФЗ (1 – колонны длиной 1 м, 2 – колонны длиной 7 м.)

Проверочные расчеты показали снижение дополнительной осадки фундаментов окружающей застройки до приемлемых значений. Кроме того, такая схема устройства ПФЗ в основании фундаментной плиты будущего здания позволила снизить расчетные осадки с 23,0 см до 6,5 см.

### 3. ВЫПОЛНЕНИЕ РАБОТ И ГЕОТЕХНИЧЕСКИЙ МОНИТОРИНГ

После устройства ограждения котлована из вертикальных колонн, был выполнен контроль качества их взаимного пересечения. Для этого каждую колонну армировали трубой диаметром 89 мм, низ которой был заглушен.

После устройства ограждения в каждую пару труб соседних колонн были опущены приемник и передатчик ультразвукового сигнала «СНУМ». По результатам прохождения сигнала (степени его затухания) были определены зоны расположения дефектов (отсутствие пересечения колонн, включение строительного мусора и т.д.), на этих участках были устроены колонны-дублиеры.



Рис. 3. Выполнение работ по устройству противофильтрационной завесы.

Кроме того, в процессе выполнения работ производился геотехнический мониторинг за состоянием окружающей застройки. Результаты геотехнического мониторинга приведены на рисунке 4.

Мониторинг выполняли с целью определения технологических осадок фундаментов в процессе производства работ и определения фактической осадки здания после откопки котлована.

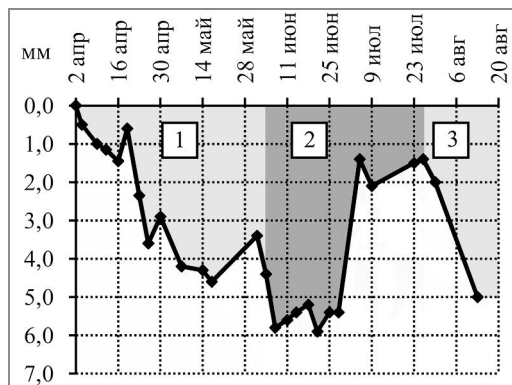


Рис. 4. График осадки репера, расположенного на внешней стене здания. (1 – выполнение ограждения, 2 – выполнение ПФЗ, 3 – разработка грунта в котловане).

В ходе производства работ наблюдались как осадки, так и подъем здания.

После окончания разработки грунта, в котловане установившаяся осадка здания, примыкающего к борту котлована, не превысила 5.0 мм.



Рис. 5. Выполненное ограждение котлована и ПФЗ.

Впоследствии было успешно завершено устройство фундаментной плиты и подземной автопарковки.

#### 4. ВЫВОДЫ

Технология струйной цементации грунтов позволила комплексно решить задачу устройства подземной части здания в сложных условиях плотной городской застройки.

Выполненные геотехнические расчеты позволили подобрать оптимальную конструкцию ограждения котлована, что позволило избежать аварийных осадок зданий, расположенных в непосредственной близости от котлована.

#### 5. ЛИТЕРАТУРА

Малинин, А.Г. *Струйная цементация грунтов*. - М.: ОАО «Издательство «Стройиздат», 2010. – 226 с.

# Преимущества применения различных методов наблюдения за деформациями ограждения котлована на примере строительства многофункционального комплекса в городе Москве

Ф.Ф. Зехниев, Д.А. Внуков, А.С. Петухов, А.Н. Николаев

ОАО «НИЦ «Строительство» - НИИОСП им. Н.М. Герсевича, Москва, Россия

В настоящей статье рассматриваются методы наблюдения за деформациями ограждения котлована - широко распространённый метод с использованием тахеометров и прогрессивный метод инклинометрических скважин, показаны преимущества и недостатки этих способов. Приводятся данные о системе мониторинга ограждения котлована, результатах наблюдений и их сопоставлении с расчётными величинами на объекте строительства многофункционального комплекса в городе Москве по ул. Арбат, вл. 39-41.

## 1. ВВЕДЕНИЕ

В условиях современного строительства в крупных городах продолжается активное освоение подземного пространства, вызванное высокой стоимостью земельных участков, необходимостью размещения парковочных мест возрастающего количества личного автотранспорта и ряда других факторов. При этом в условиях современных мегаполисов строительные площадки зачастую размещаются в зоне расположения сложившейся застройки, в том числе исторической, конструкции которой весьма чувствительны к развивающимся в процессе нового строительства неравномерным осадкам. В данной ситуации обеспечение сохранности окружающей застройки и безопасности строительства в целом является одной из приоритетных задач, для решения которой действующими нормами закреплено проведение комплексного геотехнического мониторинга, предусматривающего наблюдения за поведением объекта строительства, окружающей застройки и грунтового массива. Важнейшим контролируемым параметром при геотехническом мониторинге на объектах, где устраиваются глубокие котлованы (более 5м) является горизонтальное перемещение их ограждающих конструкций по высоте. Ниже рассматривается опыт применения основных систем наблюдения за деформаци-

ями ограждения котлована на объекте строительства многофункционального комплекса (далее МФК) с подземной автостоянкой в г. Москве по ул. Арбат, вл. 39-41.

## 2. ХАРАКТЕРИСТИКА ОБЪЕКТА СТРОИТЕЛЬСТВА

Участок строительства МФК находится по улице Арбат вл. 39-41 г. Москвы в районе старой сложившейся разноэтажной застройки (рис. 1).

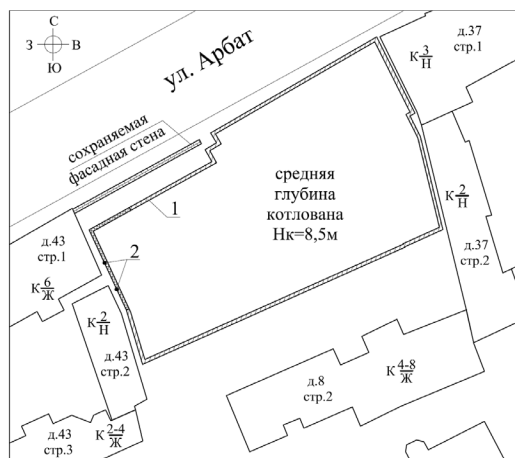


Рис 1. Ситуационный план площадки строительства. 1- контур ограждения котлована из буресекучих свай; 2- инклинометрические скважины.

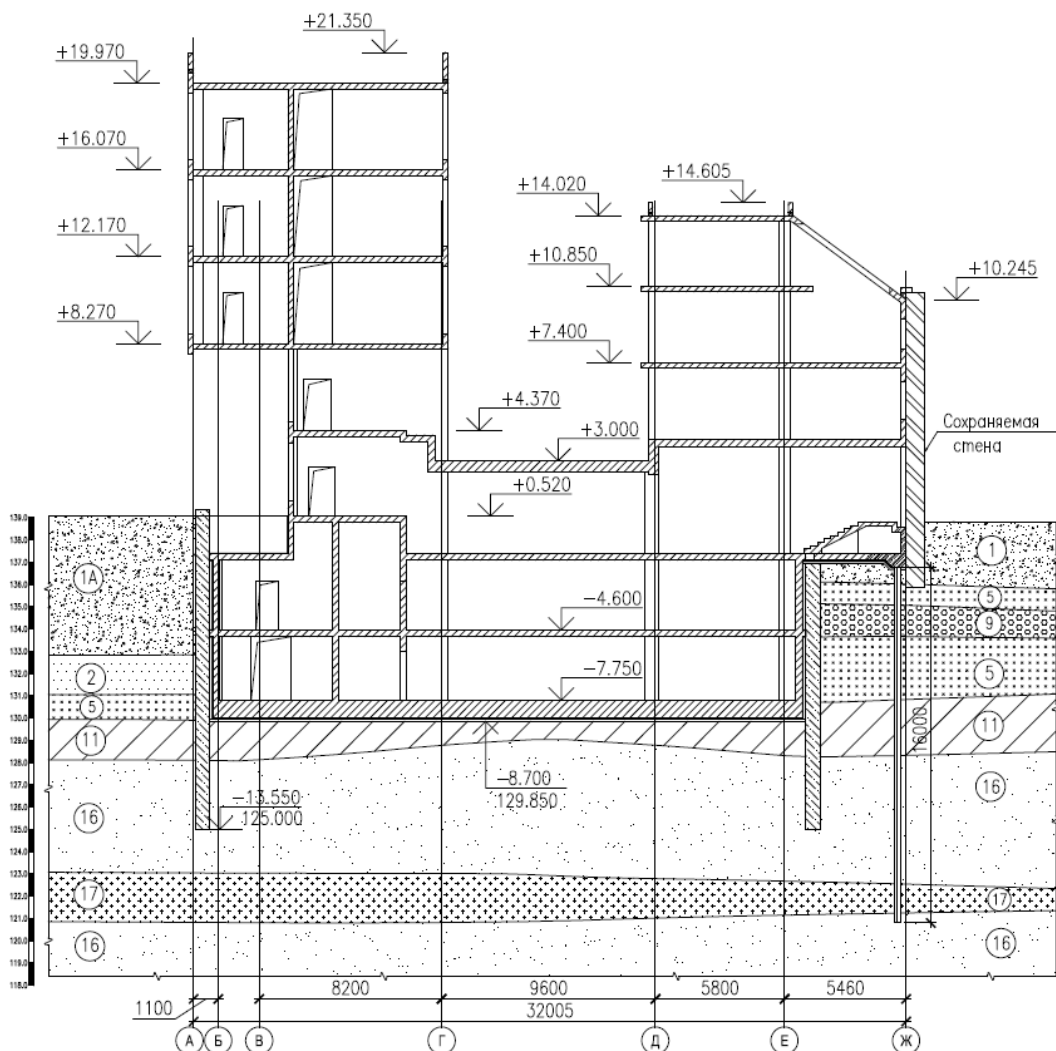


Рис. 2. Разрез по строящемуся МФК и грунтовому массиву. ИГЭ 1, 1А - насыпные грунты; ИГЭ 2, 5, 9 - древнеаллювиальные пески от мелких до гравелистых; ИГЭ 11 - тугопластичные суглинки днепровской морены; ИГЭ 16, 17 - флювиогляциальные пески мелкие и средней крупности.

Строящееся здание МФК запроектировано с двухуровневой подземной автостоянкой и разноэтажной надземной частью (3÷5 этажей). Все несущие конструкции здания выполняются из монолитного железобетона. В качестве фундамента принята сплошная монолитная железобетонная плита на естественном основании. Поперечный разрез по зданию представлен на рис.2

В геоморфологическом отношении участок расположен на древнеаллювиальной террасе р. Москвы. В инженерно-геологическом строении площадки принимают участие насыпные грунты, залегающие до глубины 1,8-3,4м; древнеаллювиальные пески различной крупности, преимуще-

ственно средней плотности, местами рыхлые и плотные, общей толщиной слоя 4,5-6,6м; суглинки днепровской морены, залегающие на глубинах 7,5-9,8м толщиной слоя от 1,0 до 2,8м; флювиогляциальные отложения, представленные песками различного гранулометрического состава с отдельными линзами супесей и суглинков. Подземные воды местного надморенного водоносного горизонта типа «верховодки» были отмечены на глубине 7,0-8,6м.

Устройство подземной части многофункционального комплекса выполняется в котловане глубиной 7,55-9,5м. В качестве ограждения котлована по всему периметру (за исключением участка вблизи д.43 стр.1

по ул. Арбат) выполнены буросекущие сваи диаметром 620мм с шагом 450мм; на участке вблизи здания по адресу: ул. Арбат, д.43, стр.1 с целью исключения негативного вибрационного воздействия на его конструкции в соответствии с рекомендациями НИИОСП ограждение котлована выполнялось в виде бурокасательных свай диаметром 620мм с замковыми сваями диаметром 200мм. Разработка котлована выполнялась этапами полужакрытым способом по схеме «semi top-down» под защитой металлической распорной конструкции в верхнем ярусе и монолитного железобетонного перекрытия, выполняемого по временным стойкам в нижнем ярусе (рис. 3).



Рис. 3. Вид распорной системы ограждения котлована.

В зоне влияния строительства многофункционального комплекса с подземной автостоянкой расположены шесть зданий по адресам: ул. Арбат, д.43, стр.1, стр.2 и стр.3; д.37, стр.1 и стр.2; Кривоарбатский пер., д.8, стр.2 (см. ситуационный план на рис. 1), конструкции которых преимущественно находятся в удовлетворительном техническом состоянии. При этом расстояние от строящегося МФК до наиболее близко расположенных зданий составляет ~1м.

В соответствии с рекомендациями НИИОСП, данными в рамках разработки заключения по «нулевому» циклу, для минимизации дополнительных деформаций оснований фундаментов зданий окружающей застройки, наиболее близко расположенных к территории строительства, были произведены работы по цементации ленточных фундаментов наружных стен и усилению их буроинъекционными сваями со стороны строящегося МФК. Кроме того, для здания по адресу: ул. Арбат, д.43, стр.1 выполнены работы по цементации фундаментов и контакта «фундамент-грунт» по

всему периметру здания и усилению грунтов основания фундаментов по технологии «Микродур» части здания, попадающей в зону влияния строительства.

Следует отметить, что на расстоянии ~32м от ограждения котлована МФК расположен памятник архитектуры XX века: «Жилой дом-мастерская архитектора К.С. Мельникова» по адресу: г. Москва, Кривоарбатский пер., д.10, получившей скандальную известность в средствах массовой информации из-за беспокойства общественных организаций о его сохранности при новом строительстве. При этом ставилась под сомнение объективность выполненного НИИОСП прогноза влияния строительства, по результатам которого было установлено, что «Дом Мельникова» расположен вне зоны влияния котлована, а также результаты обследования с оценкой технического состояния его конструкций, на основании которого были разработаны рекомендации, направленные на дальнейшую безаварийную эксплуатацию памятника независимо от нового строительства. Однако дальнейшие исследования, проведенные РААСН, показали схожие с мнением НИИОСП результаты. В настоящее время «Дом Мельникова» включён в единый государственный реестр объектов культурного наследия как объект федерального значения, решается вопрос о выделении средств на его восстановление.

Наибольшие опасения в части развития неравномерных осадок вызывала сохранность жилого дома по адресу: ул. Арбат, д.43, стр.1, конструкции которого по результатам проведенного обследования находятся в неудовлетворительном техническом состоянии. Здание расположено на расстоянии ~1м от ограждения котлована и в процессе более чем вековой эксплуатации надстроено с 2-х до 6-ти этажей без изменения конструкции существующих ленточных фундаментов, вследствие чего давление под их подошвой (254кПа) практически соответствовало величине расчётного сопротивления песчаных грунтов основания (251кПа).

В рамках научно-технического сопровождения проектирования и строительства МФК НИИОСПом была разработана программа геотехнического мониторинга объекта, которой в том числе было предусмотрено проведение инструментальных наблюдений за горизонтальными перемещениями конструкций ограждения котлована.



### 3. МЕТОДЫ ИНСТРУМЕНТАЛЬНЫХ НАБЛЮДЕНИЙ

Измерения горизонтальных перемещений ограждения котлована проводились двумя способами: широко распространённым в условиях современного строительства геодезическим способом с применением тахеометра по маркам, установленным по всему периметру ограждения котлована в 2-х уровнях и с помощью инклинометрической системы (на 2-х участках со стороны д.43, стр.1 и д.43, стр.2).

На рассматриваемом объекте применялась современная инклинометрическая система DIS 500, позволяющая проводить измерения горизонтальных перемещений на различных глубинах с высокой точностью. Двухосевая инклинометрическая система включает в себя: зонд (датчик), катушку с кабелем и компактный персональный компьютер (далее КПК). Зонд оснащен направляющими роликами и двумя акселерометрами, измеряющими перемещения инклинометрической трубы в двух взаимно перпендикулярных плоскостях. От зонда идет размеченный кабель, который наматывается на катушку. Процесс проведения измерений и запись результатов полностью управляется с КПК. На КПК данные передаются посредством беспроводной связи «Bluetooth». При устройстве инклинометрических скважин трубы погружались в замковые сваи ограждения котлована (рис. 4 и 5).

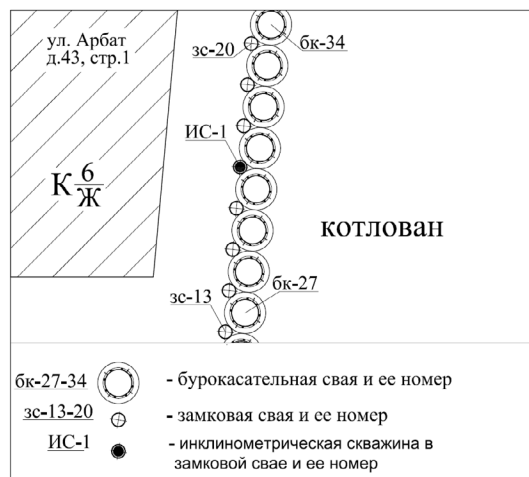


Рис. 4. Фрагмент ограждения котлована с расположением инклинометрической скважины.



Рис 5. Инклинометрическая труба, устраиваемая в конструкцию ограждения котлована.

Установку геодезических марок на ограждающих конструкциях котлована и их дальнейшие измерения с помощью тахеометра возможно выполнять только по мере откопки котлована, при этом, как показывает практика выполнения наблюдений на различных объектах строительства, деформационные марки в процессе работ нередко уничтожаются или бывают недоступны в течение длительного периода времени, что в свою очередь приводит к потере информации о горизонтальных перемещениях по всей высоте. В некоторых случаях установка марок непосредственно на конструкции «стены в грунте» невозможна в связи с устройством по ней гидроизоляции, утеплителя, прижимной стены и др.

Так, на рассматриваемом объекте измерение плановых перемещений ограждения котлована с применением тахеометра выполнялось в верхнем уровне 7 месяцев, в нижнем уровне – 3 месяца, при продолжительности земляных работ в котловане 8 месяцев.

В отличие от измерений перемещений ограждения котлованов с помощью тахеометра, наблюдения с применением инклинометрической системы позволяют получать данные с момента устройства ограждения котлована по всей его высоте через каждый метр. Результаты измерений с помощью инклинометрической системы в качестве примера приводятся на рис.6.

Инклинометрические измерения выполняются относительно нижнего конца скважины, который условно принимается непо-

движным в горизонтальной плоскости, что не всегда соответствует действительности. Результаты измерений, полученные с помощью инклинометрической системы следует оценивать с учётом данных о плановых перемещениях верха трубы или ближайших к ней марок, измеренных с применением тахеометра.

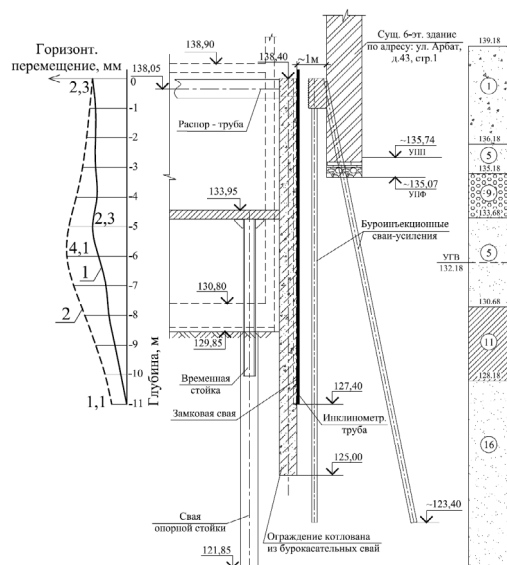


Рис 6. Схема ограждения котлована вблизи д.43, стр.1 по ул. Арбат и графики его перемещений по высоте. 1- график, полученный по результатам измерений в инклинометрической скважине; 2- график прогнозируемых перемещений по данным численного моделирования.

#### 4. СОПОСТАВЛЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ НАБЛЮДЕНИЙ

На момент завершения строительства подземной части МФК максимальная измеренная величина горизонтальных перемещений ограждения котлована, зафиксированная инклинометрической системой, в уровне верхней распорной системы и перекрытия второго подземного этажа и составила 2,3мм (рис.6). При этом горизонтальные перемещения верха ограждения котлована по данным геодезических наблюдений составили 2,5мм. Наибольший прирост перемещений ограждающей конструкции котлована был зафиксирован в период разработки грунта в уровне второго подземного этажа строящегося МФК. Фактические деформации на рассматриваемом участке не превышают максимальной расчётной величины,

полученной при моделировании с помощью программы PLAXIS 2D, равной 4,1мм. Расхождения между прогнозируемыми и измеренными величинами горизонтальных перемещений по глубине может быть обусловлено тем, что расчётные величины получены при решении плоской задачи, в то время как непосредственные измерения выполнялись ближе к более жесткой угловой части котлована.

#### ВЫВОДЫ

Наблюдения за горизонтальными перемещениями конструкций ограждения котлованов только геодезическим методом с применением тахеометра не позволяют получать достоверных данных о характере их деформаций по всей высоте и верифицировать расчетные данные. Однако в сочетании с инклинометрическим способом можно получить более объективные результаты.

Учитывая возможность перемещения нижней части инклинометрической трубы в ограждении котлована, которая в методике измерений принимается условно неподвижной, следует контролировать перемещения её оголовка с помощью тахеометра и корректировать полученные результаты, особенно при значительных перемещениях.

К недостаткам применения на объектах инклинометрической системы следует отнести отсутствие отечественных производителей оборудования, в том числе специализированных пластиковых труб, являющихся расходным материалом при проведении измерений, что требует значительных временных и стоимостных затрат на её организацию.

#### ЛИТЕРАТУРА

- СП 22.13330.2011 «СНиП 2.02.01-83\* Основания зданий и сооружений (Актуализированная редакция)». Минрегион России, Москва, 2011г.
- СП 13-102-2003. «Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений». Госстрой России, Москва, 2004г.
- Система вертикального цифрового инклинометра с BLUETOOTH И КПК TDS Recon. Руководство пользователя №Man-180, редакция 14(A5), Л. Вильямс Т. Миллвард, 2008г.

# Влияние заделки свай и расположения анкеров на работу свайно-анкерных сооружений

М. С. Коломиец

ООО «НТЦ ГеоПроект», Краснодар, Россия

С. И. Маций

ООО «НТЦ ГеоПроект», Краснодар, Россия

А. К. Рябухин

ООО «НТЦ ГеоПроект», Краснодар, Россия

Проведен анализ работы свайно-анкерной конструкции. Выявлена зависимость внутренних усилий в элементах свайно-анкерной конструкции от различной величины защемления сваи в не смещаемые породы. Сформулированы выводы относительно рациональной работы свайно-анкерной конструкции.

## 1. ВВЕДЕНИЕ

Сооружения инженерной защиты направлены на создание нормальных условий для ведения хозяйственной деятельности человека в неблагоприятных районах. Зачастую, при проектировании таких сооружений, необходимо учитывать множество факторов. Неправильная оценка влияния этих факторов, или недостаточное понимание механизма работы конструкции, приводит к значительному увеличению стоимости или чрезмерно завышенной прочности. В данной статье рассматривается вопрос влияния величины заделки сваи на внутренние усилия в сваи и в анкере.

## 2. АКТУАЛЬНОСТЬ ЗАДАЧИ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ОПТИМАЛЬНОЙ ВЕЛИЧИНЫ ЗАДЕЛКИ СВАИ

Использование анкерных свай в противоположных сооружениях, в качестве усиления свайного основания, значительно изменило характер работы конструкции. Современные нормативные источники [1, 2, 3], разработанные в то время, когда данная технология еще не применялась, не рассматривают совместную работу свайно-анкерной конструкции. При проектировании таких сооружений возникают сложности анализа и поиска оптимальной конструктивной схемы,

приводящие к многочисленным итерациям подбора.

## 3. РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ ДЛЯ АНАЛИЗА СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ АНКЕРОВ И СВАИ

В настоящей работе выполнен анализ взаимного влияния различного расположения анкеров по высоте и величины защемления сваи в несмещаемые породы на элементы свайно-анкерной конструкции. Для этого разработана расчетная модель в плоской постановке задачи. Расчеты выполнены в программном комплексе Plaxis методом конечных элементов. Основная цель исследования – выявление зависимости внутренних усилий элементов конструкции от различного шага анкеров по высоте и величины защемления сваи. Расчеты производились в следующей последовательности:

- Расчет напряженно-деформированного состояния склона без учета конструкции;
- включение в работу конструкции (свай). Длина сваи принималась в каждой итерации расчета, исходя из глубины подрезки и рассматриваемой величины защемления;
- включение анкера (при необходимости выполнялась подрезка до нужной глубины его устройства);

- отключение оставшихся кластеров грунта;
- определение значений изгибающих моментов в свае, а так же растягивающих усилий анкера.

Расчетная модель (рис. 1) представлена однородным массивом грунта со следующими физико-механическими характеристиками:

- удельный вес грунта - 16 кН/м<sup>3</sup>;
- удельное сцепление грунта - 5 кПа;
- угол внутреннего трения - 32 град.

Конструкция представляет собой одно-рядное свайное сооружение, усиленное двумя ярусами анкерных свай. Прочностные характеристики элементов конструкции для удобства отображены в таблице 1. Расчеты выполнены с учетом следующих условий: шаг свай и анкеров 1 м.

Таблица 1. Физико-механические характеристики элементов конструкции

Элемент конструкции	Характеристики		
	Тип	Осевая жесткость, ЕА, кН/м	Изгибная жесткость, EI, кН*м <sup>2</sup>
Свая	Буронабивная, длиной 16 м, Ø820 мм	18,40е+06	814,0е+3
Анкерная тяга	Titan 73/53	462,0е+3	-
Анкерный корень	Titan 73/53	734,7е+3	-

В расчетной модели рассматривалось поведение конструкции при выполнении подрезки склона на глубину 10 м. Позиции крепления анкера расположены через 1 м. Максимальная глубина погружения свай принята 13 м, так как дальнейшее возрастание глубины не влияет на характер изменения внутренних усилий в конструкции.

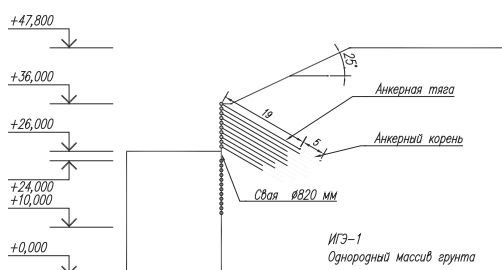


Рис. 1. Расчетная модель свайно-анкерной конструкции

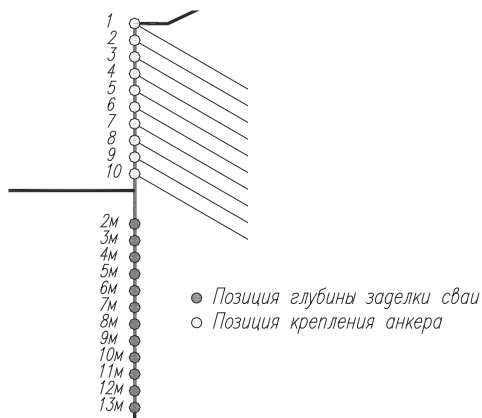


Рис. 2. Схема расположения позиций крепления анкера и глубины заделки свай

Для комплексного анализа, рассмотрено несколько итераций расчетов. В каждой итерации рассматривалась работа конструкции при заданной величине защемления свай и различном положении анкера. Минимальная величина защемления свай принята 2 м, максимальная 13 м (относительно нижней границы подрезки склона).

При анализе работы конструкции внимание уделялось двум основным усилиям, по которым подбирается прочность конструкции: изгибающий момент в свае и растягивающее усилие в анкере.

#### 4. РЕЗУЛЬТАТЫ ВЫПОЛНЕННЫХ РАСЧЕТОВ

Для наглядного отображения полученных зависимостей построен график работы свай, в котором учтена разница между полученными значениями изгибающего момента и его предельным значением.

Анализ графика (рис. 3) показал, что наименьшее значение изгибающего момента получено при креплении анкера в позиции 7, при всех рассмотренных величинах заделки. Разница в значениях графика доходит до 60% в зависимости от точки крепления анкера, и до 5-10% – в зависимости от глубины заделки свай, что говорит о возможности перейти на меньший диаметр свай.

Минимальное значение изгибающего момента в рассмотренном диапазоне соответствует креплению анкера в точке 7 и величине заделки свай 6 м. Следует обратить

внимание, что графики моментов для величины защемления сваи 10 м и 12 м практически совпадают, что говорит об отсутствии изменений в значениях моментов при дальнейшем увеличении заделки сваи.

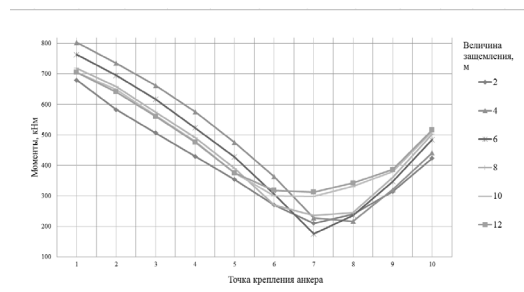


Рис. 3. График работы сваи

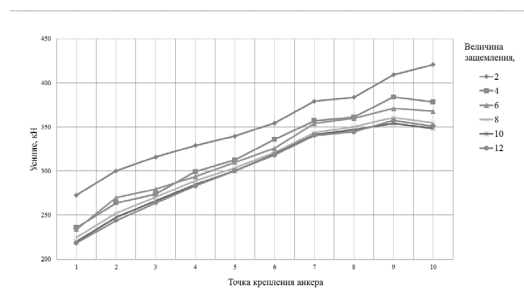


Рис. 4. График работы анкера

Анализ графика на рисунке 4 показал, что усилие в анкере постоянно возрастает по мере увеличения консоли сваи. Разница в растягивающих усилиях в анкере в зависимости от точки крепления составляет 50-60%, а в зависимости от величины заделки – 10-15%.

В результате проведенных исследований были получены зависимости внутренних усилий в элементах свайно-анкерной конструкции, а также смоделирован характер работы конструкции. В процессе оптимизации конструктивной схемы сооружения можно добиться снижения изгибающих моментов в свае до 60%, а усилий в анкерах до 15%.

## 5. ЛИТЕРАТУРА

1. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85 – М., 2011

2. Гинзбург, Л. К. Противооползневые удерживающие конструкции / Л. К. Гинзбург. – М.: Стройиздат, 1979.
3. ВСН 506-88. Проектирование и устройство грунтовых анкеров. Минмонтажспецстроя СССР. 1989.

# Обследование, анализ и проект усиления подводного резервуара питьевой воды

Н.Мастанзаде<sup>1</sup>, Н.Султанов<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Ведущий конструктор, НИПКИ строительных материалов им.С.А.Дадашева, Баку, Азербайджан

<sup>2</sup>Ведущий инженер, ГГПИ Азгоспроект, Баку, Азербайджан

**АННОТАЦИЯ:** В статье приведены исторические факты проектирования и строительства первого промышленного резервуара для питьевой воды. Использование неразрушающих методов контроля – электромагнитного сканирования, ультразвукового контроля и георадар тестирования ОКО 250 позволило обнаружить истинные прочностные характеристики бетона более 100 летнего возраста. Долгое время бетон находясь постоянно в водной среде сохранил прочность в 30–40 МПа, что соответствует сегодня бетону классу В25. Анализ радарограм и инженерно-геологических изысканий показали наличие грунтовых вод на глубине 3–8 м. Анализ напряженно-деформированного состояния конструкции показало слабое сопротивление средних стен на продольную устойчивость из-за полного отсутствия арматуры. Для укрепления стен предполагается усилить их пластиковой арматуры. Предлагается использовать как жесткую арматуру из стекловолокна так и гибкую углепластиковую армирующую сетку и гибкую ленту. После бетонирования, использование распыления с применением эпоксидных смол позволяет получить гладкую поверхность. И, наконец, поверхность основной стены и внутренняя обшивка предлагается покрыть гибкими водонепроницаемым покрытием на базе цемента и усилена THOROSEAL FX-100 акрил волокнами. Это покрытие, предлагаемые BASF (химической компании) не едкое, и также может использоваться для применения в контакте с питьевой водой.

## 1. ИСТОРИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА

Разрушительное землетрясение в Шемахе в 1859 г., которое стало причиной переноса центра промышленности, культуры и торговли в Баку, и начавшийся здесь нефтяной бум повлияли на резкое увеличение численности населения столицы, которому для жизни, в первую очередь была необходима вода. Городская Дума не могла никак принять решение, отвергая один проект за другим. Проблема в том, что Баку окружали соляные колодцы. Кроме того, сооружению централизованного водопровода всячески препятствовали отдельные торговые общества и частные лица, занимающиеся водоснабжением Баку и не заинтересованные в стабильном обеспечении города водой.

И тогда знаменитый азербайджанский меценат Гаджи Зейналабдин Тагиев решил лично взяться за создание стабильного водопровода в столице. При его непосредственном участии была создана комиссия по строительству водопровода, проведение которого поручили иностранным специалистам под руководством одного из видных английских инженеров, сэра В.В.Линдлея. Разве-

дочные работы выявили источник водоснабжения — артезианские воды в зоне между реками Самур и Кусарчай, близ селения Шоллар (откуда и взяло название водопровода). Пробуренные здесь скважины наткнулись на целое подземное море — три мощных горизонта превосходной питьевой воды. В конце 1909-го года совет министров Российской империи вынес решение выпустить пятипроцентный займ на 27 миллионов рублей для сооружения Бакинского водопровода. После этого проект был утвержден, а в 1911-м году приступили к строительству первой очереди. По расчетам, водопровод должен был снабжать город тремя миллионами ведер воды в сутки. Нефтепромышленники, по примеру Тагиева, сделали солидные вклады.

Потомственный инженер-гидротехник Линдлей позднее признавался: "Только в Западной Европе мною были проведены водопроводные и канализационные сооружения в 35 городах, но такой технической грандиозной работы и столь сложной, как постройка данного водопровода, на мою долю

не выпадало". К лету 1913 года подрядчиком были почти завершены работы по постройке двух тоннелей. Артезианская вода, поднятая насосами, самотеком побежала по трубам на юг, к Абшерону. На станции, с тех пор, называющейся Насосная (ныне пос. им. Г.З.Тагиева), ее перекачивали в резервуары, и оттуда вода шла в городскую сеть, закончив свой почти 170-километровый путь. Несмотря на начало 1-ой Мировой войны и тяжелые экономические условия, работы по строительству водопровода - как важный государственный объект не прекращались. По указу императора Николая II-го часть земель перешла в собственность Баку. К концу 1916 года строительство Баку-Шолларского водопровода, которое продолжалось почти 6 лет, в основном было завершено. И вот, зимой 1917 года в Баку появилась первая водопроводная вода. Изучая чертежи и расчеты по проекту водопровода и водохранилища можно с уверенностью сказать проект был выполнен по всем правилам строительной технологии и глубоким знаниям в области гидрогеологии и строительства гидротехнических подземных сооружений. (рис.1,2)



Рис. 1



Рис. 2

В 1928 г.уже в советское время был сооружен резервуар 2-й очереди. По конструкции резервуар выполнен в виде безбалочного монолитного перекрытия с колоннами и капитальными окончаниями (рис.3).

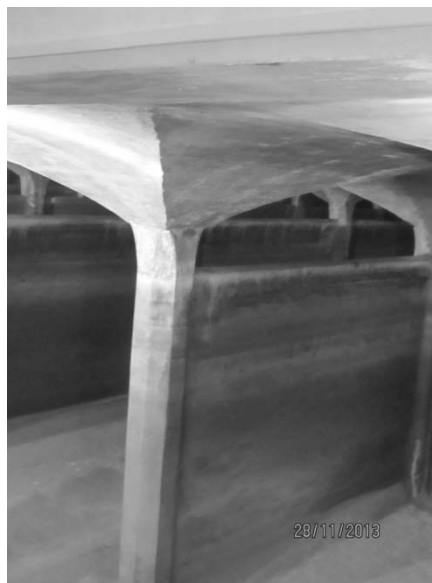


Рис.3

## 2. ИНСТРУМЕНТАЛЬНОЕ ОБСЛЕДОВАНИЕ ВОДОХРАНИЛИЩА

Сегодня здание водохранилища, отмечая свой столетний юбилей по-прежнему служит людям, но нуждается в коренном ремонте, реставрации и конечно же в усилении. Для этого было проведено детальное обследование конструкции подземного водохранилища.(рис.4-7). Наличие в стенах подземного водохранилища большого количества трещин и подтеков на арочных покрытиях сооружения свидетельствовало о недостаточной гидроизоляции и дренажной системы вокруг сооружения, а также возможной утечке питьевой воды.



Рис.4



Рис.5.



Рис.6



Рис.7

Использование методов неразрушающего контроля - электромагнитного сканирования, ультразвукового тестирования и георадарного сканирования с помощью установки ОКО 250 было выявлено, что конструкторы начала XX века не рискуя, абсолютно не использовали армирование, предполагая что постоянное наличие воды приведет к коррозии. (рис.4-7). Внутренние стены толщиной 40см являются перегородками между секциями, на которые опираются бетонные круговые арки толщиной 20см несут вес покрытия и грунтовой засыпки, которая со временем увеличилась втрое. Кроме того, с учетом равномерного заполнения резервуара внутренние стены всегда имеют равномерное гидростатическое давление. Наружные стены подземного резервуара подвержены давлению грунта с наружи и внутреннему гидростатическому давлению. Поэтому толщина наружных стен меняется от 40см до 150см и имеет угол наклона порядка  $45^\circ$ . Отобранные бетонные образцы (керны) были исследованы и испытаны в лаборатории. За длительное время, находясь можно сказать постоянно в водной среде бетон набрал достаточную прочность, порядка 30-40Мпа - что бесспорно, можно сегодня этот бетон



принять как бетон класса В25. Анализ радарограмм показывает наличие подводных грунтовых вод. Наличие грунтовых вод и их подъем (на глубине 3 - 8 м) подтвердили также инженерно-геологические исследования проведенные вокруг сооружения.

### 3. АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ

При расчете арочных подземных конструкций из них выделяют участок длиной 1м. На конструкцию резервуара действуют вес вышележащего грунта, горизонтальное давление грунта на стенки резервуара и внутреннее гидростатическое давление воды. Расчетная схема представляет собой двухшарнирную арку. (рис.8)

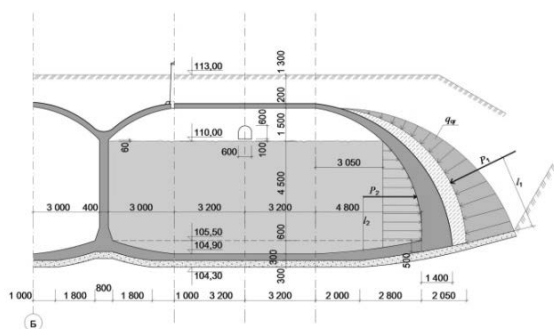


Рис.8

Нагрузка на арочное покрытие отвеса грунта и снега  $q = \gamma_{gr} \times h_{gr} \times c = 1.8 \times 2.0 \times 1.1 = 3.96 \text{ t/m}$  здесь  $c$  -коэф. надежности по нагрузке.

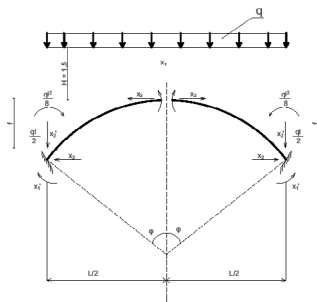


Рис.9

Так как обследование показало отсутствие арматуры в растягивающей зоне в этой зоне сопротивление не учитывается

$$q_{ic} q_n S_b \leq \varphi q_b R_b; \quad (1)$$

где  $S_b$  -внецентренное сжимающее напряжение;  $\varphi$  -коэффициент гибкости сооружения,  $\varphi=0.86$ . Горизонтальное давление грунта вычисляется по формуле

$$q_{qr} = \gamma_{gr} \times h \times \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \times \gamma_f \quad (2)$$

$\gamma_{gr}=1.8 \text{ t/m}^3$  -объемный вес грунта,  $\varphi=46^\circ$  - угол внутреннего трения грунта;  $\gamma_f=1.2$  - коэффициент надежности;  $h=6 \text{ m}$  -высота давления грунта. Здесь  $\tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.1666$ . Тогда  $q_{gr} = 2.156 \text{ t/m}^2$ . Дополнительное давление от действия грунтовых вод  $q = \gamma \times h_b$ ; Здесь  $h_b$  -высота грунтовых вод от подошвы фундамента,  $h_b=6 \text{ m}$ . Внутренние усилия - изгибающие моменты, поперечные и продольные усилия определяются из расчетной схемы. Напряжение по всей длине сечения меняется по линейному закону. Так как сооружение относится к конструкциям 1-го класса ( $q_n=1.25$ ), максимальное напряжение  $S_b=10.5 \text{ Мпа}$ . Тогда

$$R \geq \frac{q_{ic} q_n S_b}{\varphi q_c q_b} = \frac{1 \times 1.25 \times 10.5}{0.86 \times 1 \times 0.9} = 33.9 \text{ МПа}; \quad (3)$$

Это как минимум соответствует бетону класса В25. Гидростатическое давление на средние стенки резервуара  $P_h = \gamma(H - x)\gamma_f$ ; где  $\gamma=9.81\text{kN/m}^3$ - объемный вес воды;  $H$  – высота наполнения водой резервуара,  $H=4.0\text{m}$ ;  $x$ -расстояние до нижнего давления воды,  $\gamma_f=1.2$  коэффициент надежности; Изгибающий момент и поперечная сила на дне резервуара соответственно будут:  $M_2 = \frac{Ph^2}{15}$ ;  $Q_2 = \frac{2Ph}{5}$ . Максимальный изгибающий момент на уровне 0.55h от глубины резервуара:  $M_1 = \frac{Ph^2}{33.6}$ ; Полученные максимальные и минимальные напряжения в сечении  $x$ -у определяется по формуле

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} \quad (4)$$

Полученные мозаики напряжений показали  $\sigma_{\max}=3.34\text{t/m}^2$ ;  $\sigma_{\min}= -21.9\text{t/m}^2$ ; В данном случае полученные значения напряжений соответствуют условию  $\sigma \leq \frac{1.5[\sigma]}{\gamma_m}$ . Значения внутренних усилий - нормальных сил ( $N$ ), поперечных сил ( $Q_x$ ,  $Q_y$ ), и изгибающих сил ( $M_y$ ,  $M_z$ ), а также изгибающего момента в середине арки ( $M_k$ ), вычисленные по программе ЛИРА 9.6 приводятся в табличной форме.(см.табл.1 и рис.10).

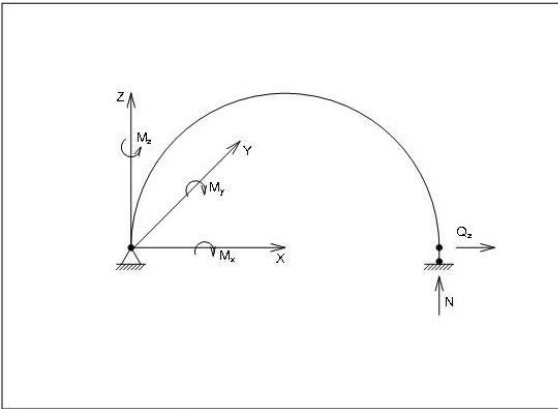


Рис.10.

Таблица 1. Внутренние усилия элементов арки

Номер элемента	Усилия			Номер нагружения
	N (tf)	My (tf*м)	Qz (tf)	
1	-21.857	-4.401	-5.789	1 2 3 4 5
3	-12.210	6.559	-2.212	1 2 3 4 5
4	-12.760	6.559	1.374	1 2 3 4 5
7	-43.339	-0.193	0.032	1 2 3 4
18	-23.135	0.000	-11.708	1 2 3 4 5
87	-19.145	-6.069	1.362	1 2 3 4 5
95	-11.702	4.979	4.136	1 2 3 4 5
114	-43.339	0.002	0.000	1 2 3 4
115	-43.339	0.006	-0.001	1 2 3 4
115	-40.184	77.511	-13.145	1 2 3 4 5
116	-43.339	0.014	-0.002	1 2 3 4
170	-21.080	-0.001	2.211	1 2 3 4
170	-17.753	2.127	3.984	1 2 3 4 5
171	-18.514	-0.519	2.413	1 2 3 4
171	-14.383	3.812	3.757	1 2 3 4 5
172	-18.514	-0.519	-2.413	1 2 3 4
172	-20.082	-6.434	-2.707	1 2 3 4 5
173	-20.618	-6.434	4.396	1 2 3 4 5
173	-21.080	-0.001	-2.211	1 2 3 4

Здесь номер загрузки: 1- постоянный вес; 2-давление грунта на арку; 3-давление грунта и воды на стенку; 4-давление грунта на стенку; 5-сейсмическая нагрузка по оси X. Устойчивость средней стенки от постоянной нагрузки, веса грунта, давления на стенки грунта и воды, а также сейсмической нагрузки по оси  $x$  и  $y$  продемонстрировали слабое устойчивое положение стенки. (рис.11).

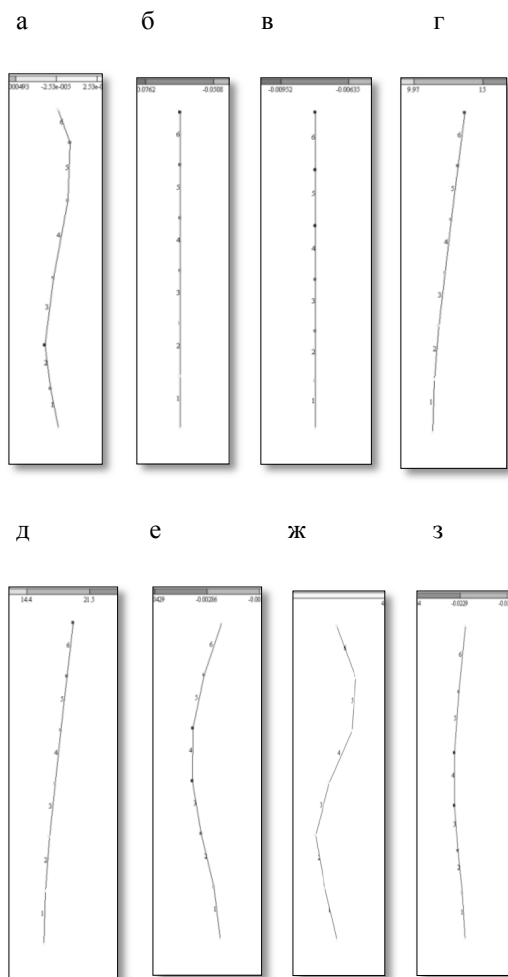


Рис. 11. Формы устойчивости средней стенки от различных нагрузок: а) постоянной нагрузки; б) веса грунта (по оси Z); в) веса грунта + вода (по оси X); д) давления грунта (по оси X); е) сейсмическая нагрузка (по оси X); ж) сейсмическая нагрузка (по оси Y)

С учетом не армирования стенки необходимо увеличить толщину стенки и армировать ее для восприятия растягивающих напряжений. При исследовании второго резервуара было выявлено, что конструкция этого резервуара существенно отличается от первого. Здесь монолитные безбалочные перекрытия в плане квадратные. (рис.12). Монолитные безбалочные перекрытия рассчитываются по методу предельного равновесия. При этом здесь рассматриваются варианты а) при

полосовой нагрузке б) при сплошной нагрузке.

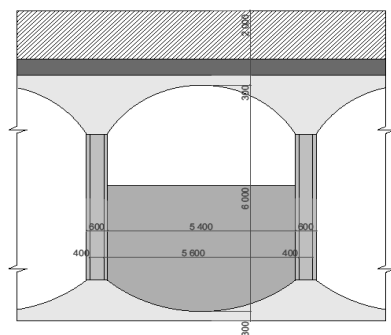


Рис.12

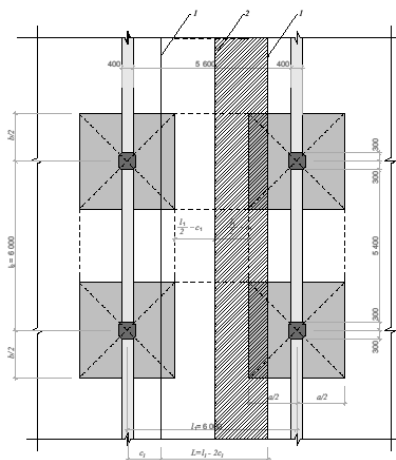


Рис.12а

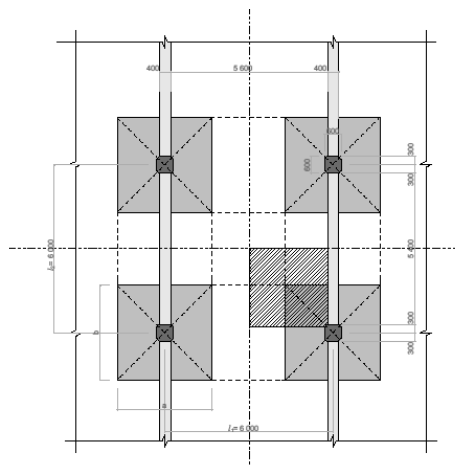


Рис.12б

Здесь 1 и 2 соответственно опорные и пролетные шарниры. Проверяем условие прочности

$$Q \leq R_{bt} b h_0 = 250 \times 880 \times 20 = 4400 t/m^2 \quad (5)$$

где  $R_{bt}$  -предел прочности бетона, для бетона класса В20  $R_{bt}=250 \text{ kg/cm}^2$ . Отдельно вычисляем

$$Q = q[l_1 l_2 - 4(x + h_0)(y + h_0)] \quad (6)$$

Если  $h_0=200 \text{ mm}$ ,  $\varphi=1$  и  $R_{bt}=250 \text{ kg/cm}^2$  разместить в формуле получим:  $U_m=8800 \text{ mm}$ . Тогда  $F=1 \times 200 \times 880 \times 20=3520000 \text{ kgf}$ . С другой стороны

$$\begin{aligned} Q &= q[l_1 l_2 - 4(x + h_0)(y + h_0)] \\ &= 2[6 \times 6 \\ &\quad - 4(2 + 0.2)(2 + 0.2)] \\ &= 36.8 t/m^2 < 4400 t/m^2 \end{aligned}$$

Что показывает, что условие прочности соблюдено.

#### 4. УСИЛЕНИЕ КОНСТРУКЦИИ

Для усиления конструкции водохранилища треснувшие и отделяемые слои последующей штукатурки и железнения стен и бетонного основания полностью должны быть вычищены. Затем имеющие в настоящем трещины - открытые и неудачно инъецированные низкопрочным раствором, после которых остались застывшие пенистые вспученные следы, заново должны заполняться высокопрочным раствором. Для этого надо использовать полиуретановые смолы для инъецирования - полиэфир класса 1185A BASF. Так как создатели этого чудесного гидротехнического сооружения начала XX века боясь коррозии абсолютно не использовали арматуру, мы не нарушая идеи конструкторов также не будем внедрять металлическую арматуру. Для этого, чтобы хоть как бы стены сооружения могли принимать растягивающие нагрузки и появляющиеся здесь растягивающие напряжения стены, бетонный пол

и арочное покрытие сводов предполагается армировать стекловолоконистой арматурой. Здесь предполагается использование как стеклопластиковой жесткой арматуры, так и гибкую углепластиковую арматурную сетку и гибкую ленту. Прочность такой гибкой арматуры на растяжение доходит до 3.6 ГПа. Модуль упругости  $E=245 \text{ ГПа}$ . Толщина ленты меняется от 0.083 до 0.294 мм. В средних бетонных стенах, толщиной 40 см проводят отверстия диаметром 50-70 мм в определенных точках стены сеткой 60х60 см. Жесткие стеклопластиковые арматуры диаметром 10-12 мм, длиной 46 см устанавливаются в этих отверстиях. Стены покрываются с натяжкой рулонной пластиковой арматурной сеткой или углепластиковыми лентами как показано на рисунке. Вся поверхность торкрет пушкой должна цементироваться высокопрочным раствором. После полного высыхания торкрет слоя и покрытия всей армированной поверхности стен и основания, поверхность должны покрываться специальным слоем защиты. Это гибкое водонепроницаемое покрытие на основе цемента усиленное акрилом THOROSEAL FX-100, предлагаемая компанией BASF наносится на поверхность специальным распылителем, оно не едкое, и используется для применения в контакте с питьевой водой. Допустима для питьевой воды в соответствии с DPR 236/88.(рис.14,а,в,с, 15,16).

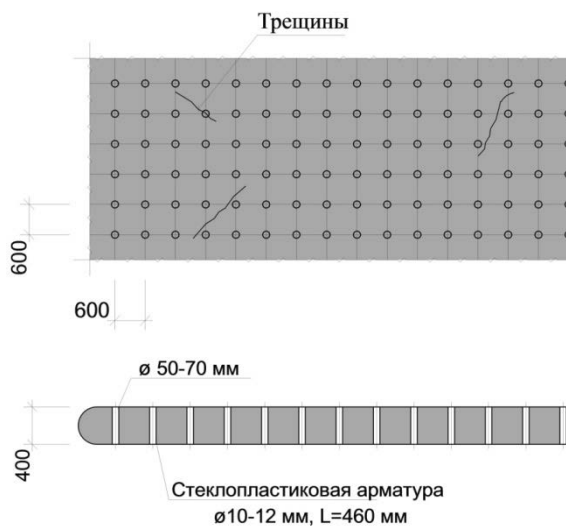


Рис.15.

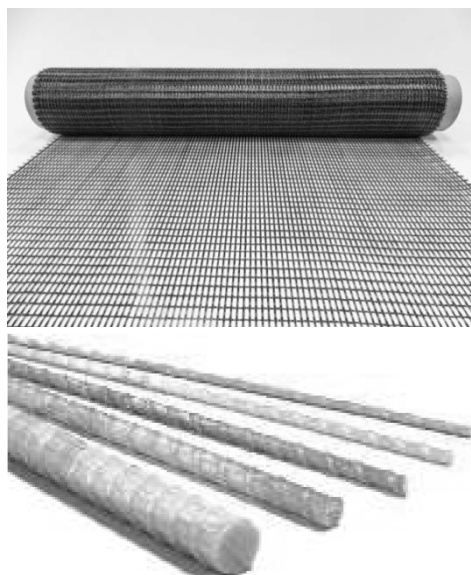
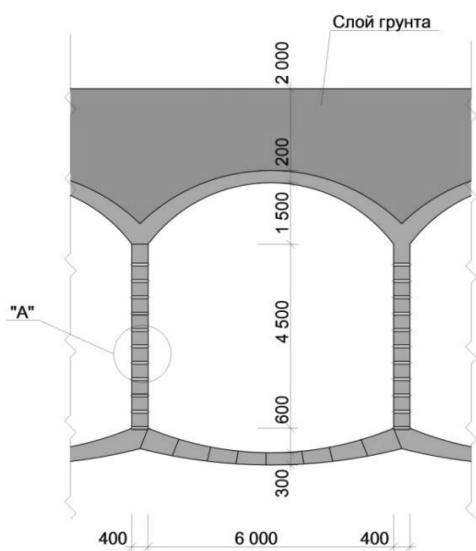


Рис.16.

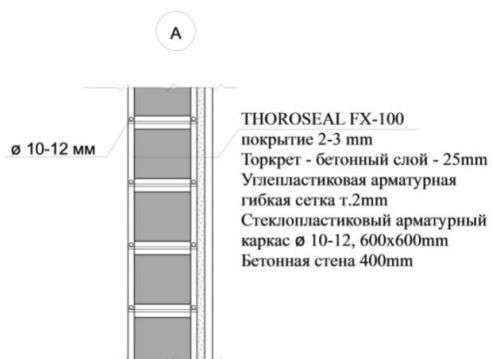


Рис.14 а,в,с

## 5. ЛИТЕРАТУРА

1. Аварии и катастрофы. Предупреждение и ликвидация последствий. Под ред. Забегаева А.В., Котляровского В.А.
2. А.В.Александров, Б.Я.Лашеников, Н.Н.Шапошников. Строительная механика. Тонкостенные пространственные системы. Под ред. А.Ф.Смирнова -М.:Стройиздат, 1983 -488с.,ил
2. СНиП 2.09.03-85. Сооружения промышленных предприятий
3. . М.А.Жарский, Г.Н.Рудковский. Гидравлика и гидрогеология. Горки.2007
- 4.. М.Г.Коревицкая. Неразрушающие методы контроля качества железобетонных конструкций. М.Высшая школа.1989
5. Методические рекомендации по расчету временной крепи тоннельных выработок. М.1984
6. М.Мирзоев, Н.Мастанзаде, Х.Расулов. Вторая молодость Шолларского водопровода. Тан-дем:Цемент&Строительство/№ 2/2013
7. К.Оджагова. Городское самоуправление Баку в конце XIX - начале XX вв Баку.2003
8. СНиП 2.06.08-87. Бетонные и железобетонные гидротехнические сооружения. М.1988
9. THOROSEAL FX 100 (Masterseal 588).Гибкое водонепроницаемое покрытие на основе цемента усиленное акрилом. BASF The chemical company. 2013

# Опыт проектирования и строительства подземных сооружений в городских условиях

Г.А. Матвеев, В.А. Лукин, Е.П. Комаров  
ООО «Подземстройреконструкция», С-Петербург, Россия

Рассматриваются специфические условия строительства свайно-плитного фундамента комплекса разноэтажных зданий по Московскому проспекту. Анализируется влияние возводимых сооружений на тоннель метрополитена, находящийся непосредственно под строительной площадкой. Для выравнивания осадок общей фундаментной плиты предлагается оптимальная очередность устройства участков плиты и возведения зданий.

Рассматривается технология строительства подземного паркинга многоэтажного здания по Невскому проспекту в условиях плотного примыкания существующих строений.

## 1. ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА КОМПЛЕКСА МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ У МОСКОВСКИХ ВОРОТ

В Санкт-Петербурге у Московских ворот на площадке  $\sim 125 \times 185$  м были возведены семь зданий высотой до 21 этажа (рис. 1). Четыре корпуса высотой 3, 9, 13 и 17 этажей были выполнены на общем свайно-плитном фундаменте без деформационных швов. Все семь зданий объединены общим подземным паркингом, полом которого является плитный ростверк фундамента толщиной 1...1.2 м.

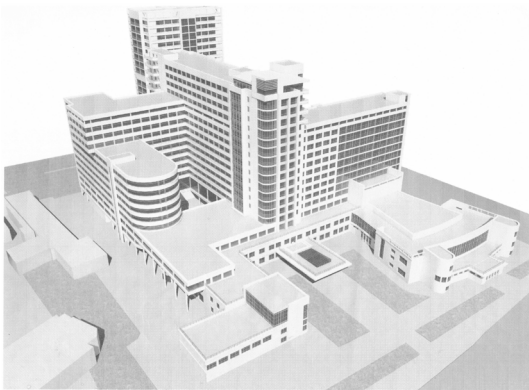


Рис. 1. Комплекс зданий у Московских ворот

Специфическими обстоятельствами строительства комплекса зданий является наличие неглубокого (около 30 м) наклонного тоннеля метро Московско-Петроградской линии под отдельными корпусами или в непосредственной близости от них. Другим осложняющим фактором являлось устройство свайно-плитного фундамента без устройства деформационных швов под разноэтажные корпуса.

Инженерно-геологические условия площадки строительства типичны для южной части Петербурга. Грунтовая толща характеризуется глубоким залеганием твердых кембрийских глин с высоким модулем деформации и преобладанием слабых разновидностей среди вышележащих слоев грунта (табл. 1). Подземные воды находятся на глубине 1.5 м.

Таблица 1. Грунтовые условия площадки строительства.

№	Грунт	Толщ	$J_L$	$E$ , МПа
1	Глина	3	-	-
2	Песок	1	-	18
3	Суглинок	3	0.59	8
4	Супесь	12	0.35	9
5	Суглинок	2	0.06	13
6	Глина	7	-0.03	18
7	Глина		-0.06	26

Центральная фундаментная плита (плитный ростверк) под 3...17-ти этажные корпу-

са имеет размеры в плане 61х90 м. Подошва плиты расположена на глубине 4 м.

По требованиям ОАО «Ленгипротранс» отметка острия свай должна быть не глубже 16 м от поверхности. Поэтому длина свай была принята 12 м. Сваи при этом не достигают твердых грунтов и являются чисто висячими.

Безопасность тоннелей метро была оценена величиной дополнительных напряжений в грунте на глубине расположения метро 30 м и анализа глубины сжимаемой толщи.

В охранную 30-метровую зону метрополитена частично попадают 13-этажный корпус 2, 17-этажный корпус 5 и 9-этажный корпус 3, наиболее приближенные к оси тоннеля (рис. 2).

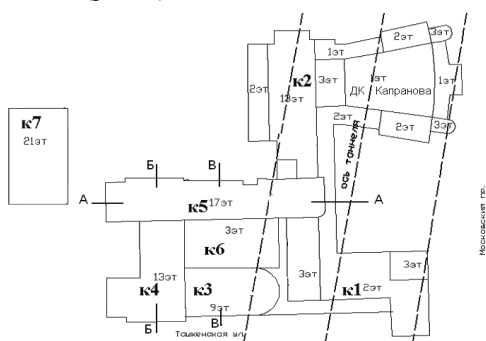


Рис. 2. План участка

Осадка наиболее приближенного к тоннелю и наиболее нагруженного 17-этажного здания на висячих сваях глубиной 16 м (от поверхности грунта) вычислялась методом послойного суммирования по методике [1, 2] как осадка условного фундамента. Корпус получил расчетную осадку 12,9 см, что находится в допустимых пределах. Нижняя граница сжимаемой толщи, до которой сказывается влияние верхнего строения, находится на глубине 23,4 м и расположено выше глубины тоннеля 30 м.

Кроме вышерассмотренного анализа глубины сжимаемой толщи от воздействия поверхностного сооружения был выполнен расчет поля дополнительных напряжений в массиве грунта под свайно-плитным фундаментом 17-этажного корпуса. Расчет выполнен в трехмерной упругой постановке методом конечных элементов с использованием программного комплекса SCAD.

Массив грунта был принят мощностью 42 м заведомо больше глубины сжимаемой

толщи. На массив грунта уложена фундаментная плита, опирающаяся на сваи и равномерно нагруженная давлением 37,8 кПа, размером 15х82,5 м. Расчетная схема предусматривала полное сцепление свай с грунтом и отсутствие проскальзывания ствола свай по грунту.

На рисунке 3 приведены изолинии вычисленных осадок поверхности грунта от веса корпуса. На рисунке нанесена ось тоннеля, но тоннель со своими жесткостными характеристиками в расчете не участвовал. Максимальная осадка под средней частью корпуса составила 21...22 см, что превышает осадку, вычисленную методом послойного суммирования 12,9 см. Это завышение ожидаемой осадки частично объясняется тем, что использованная программа не ограничивает глубину сжимаемой толщи и не учитывает различия модулей упругости грунта при нагружении и разгрузке.

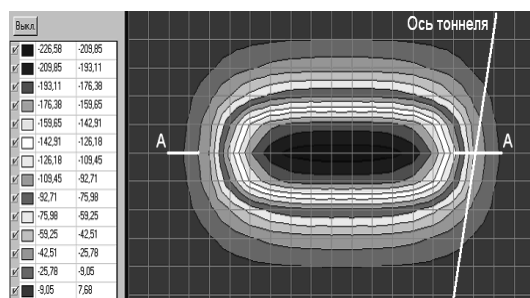


Рис. 3. Изолинии осадок фундаментной плиты 17-этажного корпуса, мм

На рисунке 4 отображено вычисленное поле вертикальных напряжений по оси корпуса. Там же показано положение тоннеля на глубине 30 м. Видно, что максимальные вертикальные дополнительные напряжения возникают под средней частью здания ниже погружения свай. Тоннель метро в правой нижней части рисунка 4 попадает в зоны напряжений от 1,86 до 5,04 т/м<sup>2</sup>. При объемном весе грунта 2 т/м<sup>3</sup> подобное увеличение напряжений эквивалентно увеличению глубины заложения тоннеля на 0,93...2,52 м, что никоим образом не скажется на прочности обделки.



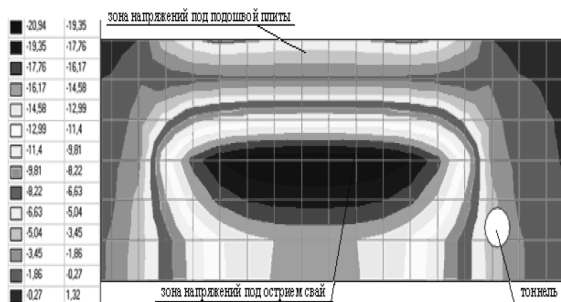


Рис. 4. Поле дополнительных вертикальных напряжений по оси корпуса, т/м<sup>2</sup>

Таким образом, результаты анализа двумя различными методами свидетельствуют о том, что возведение 17-этажного корпуса 5 не окажет влияния на существующие тоннели метро. Тем более это относится к 13-этажному северному корпусу и 9-этажному корпусу на центральной плите меньшей этажности и более удаленными от оси тоннеля.

При разработке проекта фундамента было поставлено условие сплошности центральной плиты без разделения на части деформационными швами, которые понизили бы надежность гидроизоляции подземного паркинга и потребовали бы послеосадочного выравнивания полов паркинга. Между тем, ряд обстоятельств создавал предпосылки для возникновения значительных неравномерных осадок фундаментной плиты.

Во-первых, плита неравномерно загружена зданиями различной этажности.

Во-вторых, длина свай всего 12 м, о чем говорилось выше. Далее, п. 7.4.10 СП 50-102-2003 рекомендует свайно-плитный фундамент с длиной свай от 0.5 В до 1.0 В, где В – ширина плиты. Для рассматриваемого случая фактическая длина свай составила 0.2 В.

Кроме того, разброс в величинах несущей способности свай оказался весьма значительным. Были проведены статические испытания восьми бурунабивных свай диаметром 550 мм. Максимальная и минимальная несущая способность свай отличалась в три раза.

Перечисленные обстоятельства давали основание с особым вниманием анализировать осадки и разработать меры управления ими.

Были вычислены осадки зданий при их опирании на собственные свайно-плитные

фундаменты, не связанные с фундаментами соседних корпусов (или отделенные от них деформационными швами). Однозначно апробированного метода расчета осадок свайно-плитных фундаментов на сегодня нет [1...6]. Поэтому расчет осадок корпусов центральной плиты был выполнен по трем различным методикам (табл. 2).

Таблица 2. Расчетные и фактические осадки зданий, см

Методы расчета	1. СНиП 2.02.01-83*	2. СП 50-101-2004	3. СП 50-102-2003	Наблюдения
17-эт. гости-ница	12...14	7...10	12...14	ср.6.7 max 8.5
13-эт. корпус	4...8	2	13	ср.5.8 max 7.0
9-эт. корпус	2	0	10	ср.4.4 max 5.5
3-эт. корпус	0	0	0	ср.2.3 max 4.9

Расчет по схеме условных фундаментов был выполнен по методикам СНиП 2.02.01-83\* (вариант 1) и СП 50-101-2004 (вариант 2). Различие этих методов заключается в назначении критерия глубины сжимаемой толщи. В варианте 1 глубина сжимаемой толщи определяется по критерию отношения дополнительных и природных напряжений 0.2. В варианте 2 величина этого критерия больше, вплоть до 0.5. Соответственно глубина сжимаемой толщи и расчетная осадка при этом имеют меньшие значения.

По СП 50-102-2003 осадки корпусов были вычислены как осадки свайно-плитных фундаментов (вариант 3). Метод расчета осадки таких фундаментов основан на совместном рассмотрении жесткости свай и плиты.

Сопоставляя расчетные и фактические осадки, можно констатировать, что для наиболее тяжелого 17-этажного здания наиболее близкий результат получен по второму варианту расчета, а для 13-, 9- и 3-этажных корпусов наиболее близкими оказались расчеты по первому варианту. Осадки по третьему варианту оказались завышенными примерно в два раза за исключением 3-этажного здания. Тем не менее, отклонение расчетных осадок от фактических оказалось в разумных пределах. Это

дает основание считать полезным расчет осадок различными методами.

Максимальная зафиксированная осадка 17-этажной гостиницы  $S=8.5$  см оказалась ниже расчетных значений по всем трем методикам расчета и ниже предельно допустимой величины  $S_u=8.5$  см.

По всем вариантам расчета разность ожидаемых осадок разноэтажных корпусов достигала 7...14 см. Для снижения неравномерностей осадок между различно нагруженными участками плиты был составлен и реализован план технологического управления осадками. Согласно этому плану бетонирование плиты по головам ранее изготовленных свай выполнялось по захваткам.

Первым был забетонирован участок плиты под наиболее тяжелым 17-этажным зданием и начато его возведение. После устройства четырех этажей был забетонирован участок плиты под 13-этажный корпус (рис. 5). После возведения очередных 3...5 этажей был забетонирован участок плиты под 9-этажное здание и начато его возведение. Наконец, спустя пять месяцев, когда 17-этажный корпус был возведен на семь этажей, а осадка плиты под ним достигла 30 мм, была забетонирована плита под 3-этажный корпусом и начато его возведение. С этого момента различные участки плиты оседали как единое целое практически с одинаковой скоростью вплоть до полного затухания осадок.



Рис. 5. Бетонирование фундаментной плиты 13-этажного корпуса

При бетонировании плиты между корпусами были оставлены зазоры шириной  $\sim 0.3$  м. На начальном этапе возведения зданий эти стыки выполняли функции деформационных швов. Стыки различных участков

плиты омоноличивались после того, как эти участки с возведенными на них зданиями уже частично наберут осадку. На рисунке 5 показан этап бетонирования фундаментной плиты 13-этажного корпуса, на заднем плане видна возводимая 17-этажная гостиница.

Строительство успешно завершено, осадки зданий стабилизировались (рис. 6).

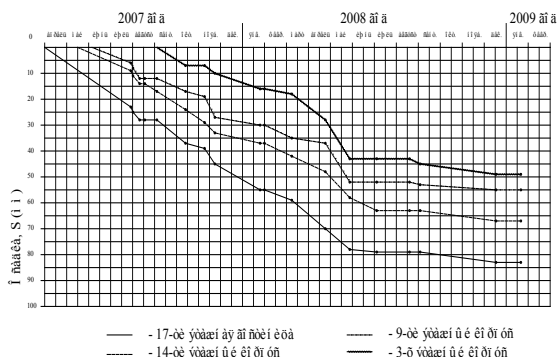


Рис.6. Графики развития осадок корпусов

Опыт расчета, проектирования и строительства свайно-плитного фундамента многофункционального комплекса у Московских ворот позволяет сделать следующие выводы.

Сопоставление расчетных осадок, вычисленных различными методами, позволяет лучше оценить геотехническую ситуацию и выявить возможные риски.

Для зданий высотой 9 и 13 этажей наиболее близкие к фактическим дал расчет по схеме условного фундамента в варианте СНиП 2.02.01-83\* с глубиной сжимаемой толщи, определяемой по критерию соотношения дополнительных и природных напряжений 0.2. В варианте СП 50-101-2004 с большими значениями этого критерия для здания высотой 17 этажей получен наиболее близкий результат, а для зданий 9 и 13 этажей получены заниженные значения осадок. Схема свайно-плитного фундамента СП 50-102-2003 дает завышенные осадки для всех зданий.

Несмотря на значительные изменения нагрузок от 3-х до 17-ти этажей в пределах монолитной фундаментной плиты управление ее осадками путем оптимальной очередности возведения зданий позволило обойтись без деформационных швов.

Малая длина свай (20 % от ширины плиты) не привела к чрезмерным деформациям корпусов многофункционального комплекса.

## 2. ОСОБЕННОСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ С ПОДЗЕМНЫМ ЭТАЖОМ У МОСКОВСКОГО ВОКЗАЛА

У Московского вокзала было выполнено строительство многоэтажного здания с подземным этажом.

Грунтовые условия площадки типичны для центральной части Петербурга. В геологическом строении участка до глубины 40 м принимают участие современные морские, верхнечетвертичные озерно-ледниковые и ледниковые отложения. Нормативные и расчетные показатели грунтов приведены в таблице 3.

Таблица 3. Нормативные / расчетные показатели грунтов

Грунт	E, МПа	J <sub>L</sub>	c, КПа	φ, град
Насыпь	7	-	6/9	16/18
Песок	11	-	1/2	24/26
Заторф.гр.	3	3.15	6/9	10/12
Супесь	7	1.22	6/9	16/18
Суглинок	8	0.76	8/12	10/12
Суглинок	10	0.64	15/22	16/18
Супесь	11	0.53	10/15	23/26
Супесь	17	<0	14/21	26/30

В зоне влияния строящегося здания оказались дом 106 лит Ж (1 м), дом 104 лит А8 (1 м), дом 102 лит М (от 1 м), дом 108 лит Б (8...10 м) по Невскому проспекту и дом 6 корп. 5 и корп. 5 лит А по ул. Восстания (рис. 7).

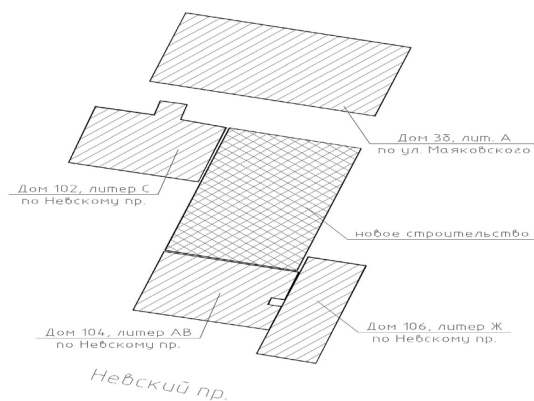


Рис. 7. Схема расположения нового строительства

Проектируемое трехэтажное здание с подвалом предполагалось в перспективе достроить до семи этажей. Поэтому все расчеты выполнялись как на проектные нагрузки, так и на прогнозируемые нагрузки.

Фундаменты здания были выполнены из буронабивных свай диаметром 450 мм длиной 22 м от поверхности грунта. Поверх свай был выполнен плитный ростверк толщиной 800 мм.

Вплотную примыкающие здания дом 106 лит Ж и 104 лит А8 были усилены сваями титан длиной 20 м с шагом 1 м.

По периметру котлована глубиной 4 м было выполнено шпунтовое ограждение Agselor 18 длиной 12 м.

Рядом расположенное здание дом 102 лит С предполагалось в ближайшем будущем к демонтажу. Поэтому три четверти котлована можно было разрабатывать открытым способом под защитой распорок и обвязочных балок (рис. 8).

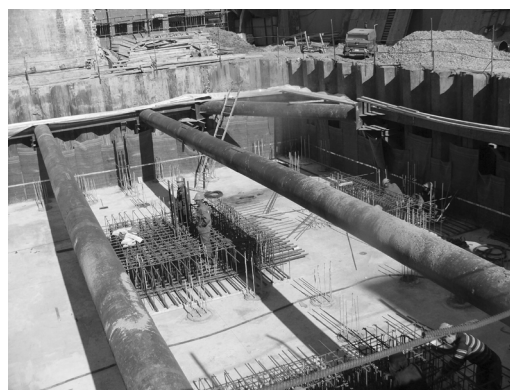


Рис. 8. Устройство подземного этажа открытым способом

Иная ситуация сложилась в южной части котлована. Из двух примыкающих зданий дом 104 лит А8 и дом 106 лит Ж, последний находится в эксплуатируемом состоянии. Допустимые дополнительные осадки жилого здания были ограничены 20 мм.

Расчеты были выполнены с использованием программного комплекса PLAXIS 3D. Рассматривалась следующая последовательность работ. Устройство открытого котлована и конструкций подвала на большей части пятна застройки. Далее, бетонирование монолитной железобетонной плиты на отметке нуля. Поэтапная разработка котлована и возведение подземных конструкций на участке примыкания к домам 104 лит А8 и 106 лит Ж закрытым способом top-down (рис.9).

Расчетная схема МКЭ и горизонтальные деформации приведены на рис. 10 и рис. 11.

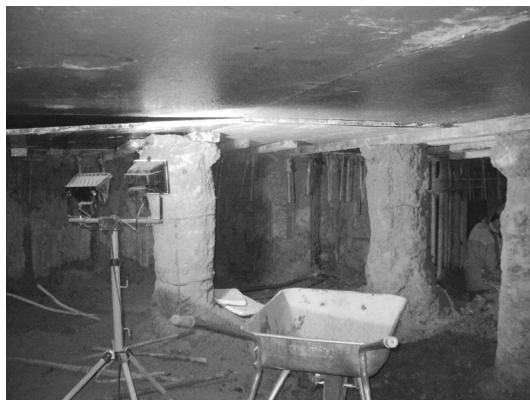


Рис. 9. Устройство подземного этажа способом top-down

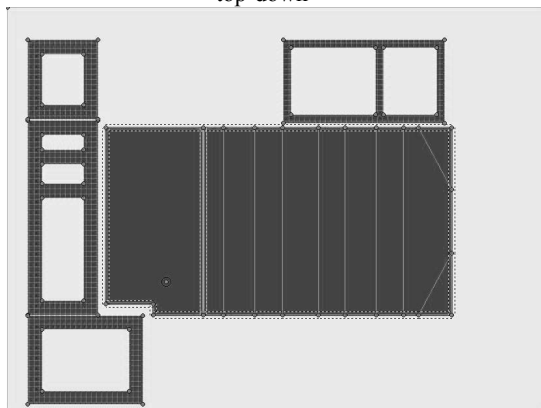


Рис. 10. Расчетная схема

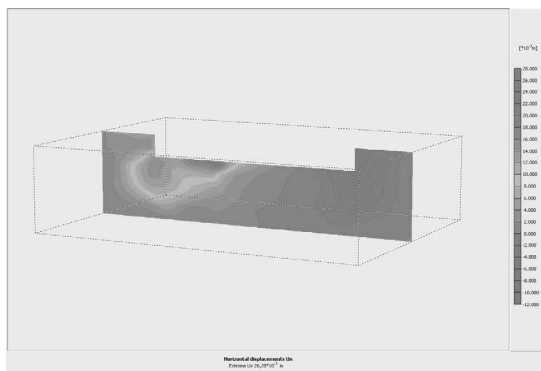


Рис.11. Эпюры горизонтальных перемещений

Максимальные расчетные горизонтальные деформации фундаментов дома 104 лит А8 составили 14...16 мм.

По результатам наблюдений ООО «Центр геотехнического мониторинга» максимальные осадки дома 106 лит Ж по Невскому проспекту составили 13 мм при средней величине осадок 7 мм. Для дома 104 лит А8 максимальная осадка достигла 8 мм при средней осадке 4 мм. Для дома 102 лит М предельная осадка составила 14 мм при средней величине 6 мм. Максимальные осадки дома 6 корпус 5 по ул. Восстания составили 6 мм. Максимальные осадки дома 108 лит Б по Невскому проспекту не превысили 3 мм. Для корпуса 5 дома 6 лит А по ул. Восстания максимальные деформации достигли 2 мм.

Как видно из результатов наблюдений, принятые конструктивные решения и защитные мероприятия при устройстве подземных сооружений оказались вполне достаточными для обеспечения устойчивости окружающей застройки. Дополнительные осадки, накопленные за весь период строительства, составили существенно меньше предельных величин.

## ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 2.02.01-83\*. Основания зданий и сооружений. М, Стройиздат, 1986.
2. СП 50-102-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов. М, Госстрой, 2004.
3. СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. М, 2005.
4. Р. Катценбах, А. Шмит, Х. Рамм. Основные принципы проектирования и мониторинга высотных зданий Франкфурта-на-Майне.- Реконструкция городов и геотехническое строительство. №9, 2005. с.80-99.
5. А.Б.Фадеев, Р.А.Мангушев, В.А.Лукин. Расчет плитно-свайного фундамента. Вестник гражданских инженеров. №2(11). СПбГАСУ.2007.
6. Р.А.Мангушев, А.В.Игошин, Н.В.Ошурков, А.Б. Фадеев. Плитно-свайный фундамент для зданий повышенной этажности. Основания, фундаменты и механика грунтов. №1.2008.

# Расчетное обоснование расстояния между температурными швами в монолитных тоннельных обделках

М.Е. Рыжевский, Д.А. Семенов

ООО «ПЛАТО Инжиниринг», Санкт-Петербург, Россия

В работе представлена простая аналитическая модель, позволяющая расчетным путем определять требуемое расстояние между температурными швами подземных частей монолитных железобетонных тоннелей.

## 1. АКТУАЛЬНОСТЬ

Швы в монолитных железобетонных конструкциях тоннелей могут быть функционально классифицированы на рабочие, температурные и усадочные.

В ходе производства работ по бетонированию конструкции непрерывно укладывать бетонную смесь представляется затруднительным, потому для возможности остановки процесса и последующего его возобновления требуется организация рабочих швов бетонирования.

Вследствие неравномерной усадки бетона или изменяющегося температурного воздействия железобетонная конструкция тоннеля подвергается стесненным объемным деформациям, в результате чего в ней образуются дополнительные внутренние напряжения, которые могут быть учтены в расчете, либо уменьшены посредством устройства температурно-усадочного шва.

Большинство существующих и строящихся тоннелей подвергнуты воздействию грунтовых вод, любой шов в конструкции которых является потенциальным источником водопроницаемости, снижает технологичность производства работ и увеличивает сроки строительства.

Минимизация количества швов в тоннелях вплоть до полного их отсутствия, представляет собой актуальную проблему, стоящую перед инженерным сообществом.

## 2. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА

В современных российских строительных Нормах по расчету железобетонных конструкций [1, 2, 3] закреплено требование разделения зданий и сооружений температурно-усадочными швами, расстояния между которыми назначаются в зависимости от климатических условий, конструктивных особенностей сооружения, последовательности производства работ, и др.; нормативный метод расчета отсутствует.

Согласно предшествующим Нормам [4, 5], расстояние между швами должно определяться расчетом, методика которого отсутствует. Тем не менее, в табл. 3 [5] нормированы наибольшие расстояния между температурно-усадочными швами допускаемые без расчетного обоснования.

В нормативном документе [6], регламентирующем проектирование тоннелей, в п. 5.12 устанавливается требование к расчетному обоснованию расстояния между температурно-осадочными деформационными швами, ссылка на расчетную методику отсутствует и вместе с тем устанавливается верхний предел расстояния между швами: 20 м для монолитного бетона и 40 м для монолитного железобетона.

Методика расчета требуемого расстояния между швами присутствует в п. 5.21 руководства [7], область применения которого ограничивается коммуникационными, транспортными и пешеходными тоннелями

на территориях промышленных предприятий, возводимых открытым способом.

Критерием необходимости устройства температурно-усадочного деформационного шва является выполнение условия:

$$\sigma_b > R_{bt}, \quad (1)$$

где  $\sigma_b$  – максимальные температурно-усадочные напряжения в бетоне тоннеля при отсутствии швов;  $R_{bt}$  – предел прочности бетона при осевом растяжении.

Величина  $\sigma_b$  определяется по формуле:

$$\sigma_b = \frac{(\alpha_{bt} \cdot \Delta t + \varepsilon_y) \cdot E_b}{c_b}, \quad (2)$$

где  $\alpha_{bt}$  – коэффициент линейной температурной деформации бетона;  $\Delta t$  – расчетное изменение средних температур конструкций тоннеля в холодное время года;  $\varepsilon_y$  – относительные усадочные деформации бетона;  $E_b$  – начальные модуль деформации бетона;  $c_b$  – коэффициент, учитывающий влияние ползучести бетона (принимается 1.5 при средней относительной влажности воздуха выше 40%).

При не выполнении критерия (1) температурно-усадочные швы в тоннеле не требуются, если критерий выполняется, то расстояния между швами неармированных тоннелей, а также расстояние между рабочими швами бетонирования монолитных конструкций определяется по формуле:

$$L = \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot A_b}{r \cdot f_t}, \quad (3)$$

где  $A_b$  – площадь бетонной части сечения тоннеля;  $r$  – давление грунта на днище тоннеля от постоянных расчетных нагрузок на погонный метр, кН/м;  $f_t$  – максимальный коэффициент трения бетона по грунту, принимаемый по табл. 14, [7].

### 3. ОПИСАНИЕ РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ

Температурное воздействие на конструкцию тоннеля создает в нем температурное поле, которое можно представить в виде суммы двух составляющих: средней температуры  $t$ , равномерно распределенной по

сечению, создающей общее удлинение/укорочение элемента и температуры изменяющейся по толщине конструкции, приводящей к изгибу элемента, см. Рис.1.

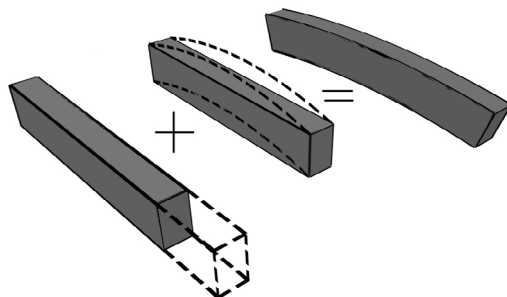


Рис. 1. Деформации стержня вызванные его нагревом

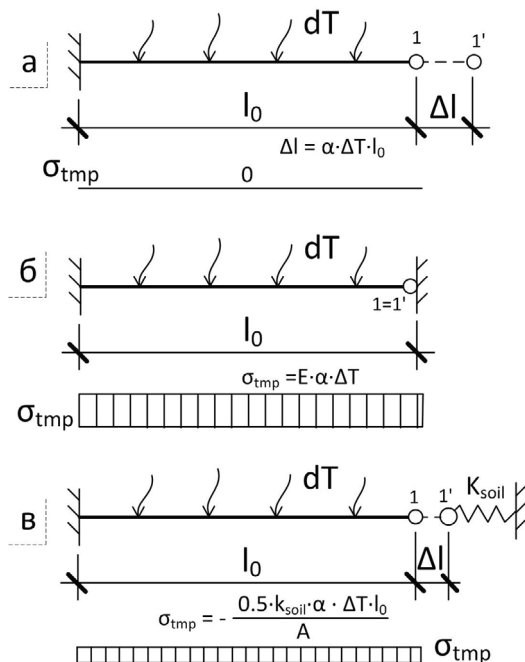


Рис. 2. Температурные напряжения  $\sigma_{tmp}$  в зависимости от условий закрепления стержня:

а – свободное деформирование; б и в – стесненное деформирование, жесткая заделка и упругая связь соответственно

Пренебрежем вызывающей изгиб составляющей и будем полагать, что температурное воздействие приводит только к общему удлинению/укорочению элемента.

Аппроксимируем конструкцию тоннеля стержнем соответствующей жесткости с соответствующей площадью боковой поверхности и внешним периметром. При

температурном воздействии на стержень его первоначальная длина изменится, при этом если деформирование стержня ничем не сдерживается, то внутренние сечения элемента будут свободны от температурных напряжений, см. Рис.2а; температурные напряжения возникнут в случае стесненной деформации, см. Рис. 2б и рис. 2в.

Работа грунта по боковой поверхности тоннеля моделируется посредством упругой связи жесткостью  $k_{soil}$ , определяемой по формуле:

$$k_{soil} = \frac{F_d}{S}, \quad (4)$$

где  $F_d$  – осевая сила, воспринимаемая боковой поверхностью тоннеля за счет трения о грунт;  $S$  – перемещение конструкции тоннеля вызываемое силой  $F_d$ .

Определим величину температурных напряжений  $\sigma_{tmp}$  в тоннеле в соответствии с принятой расчетной схемой. Используя метод сечений, рассмотрим равновесие отсеченной части стержня, см. Рис.3.

Положительному изменению температуры  $dT = T_2 - T_1 > 0$  (нагреву) соответствуют сжимающие температурные напряжения  $\sigma_{tmp} < 0$  в стержне, охлаждению ( $dT < 0$ ) – растягивающие,  $\sigma_{tmp} > 0$ , см. Рис. 2в.

Прочность бетона при осевом растяжении значительно (порядка 10 раз) меньше прочности при осевом сжатии, потому охлаждение конструкции  $dT < 0$  является наиболее опасным с точки зрения обеспечения прочности.

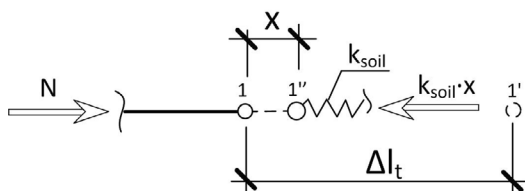


Рис.3. Рассмотрение равновесия отсеченной части стержня; 1 – концевая точка стержня, 1' – положение точки 1 при свободном деформировании, 1'' – положение точки 1 с учетом упругой связи

При свободной температурной деформации концевая точка стержня (.)1 перемещается в (.) 1' на величину  $\Delta l_t$ , которая может быть определена как  $\Delta l_t = \alpha \cdot \Delta T \cdot l_0$ , однако свободной деформации препятствует упругая связь жесткостью  $k_{soil}$ ,

потому точка (.) 1 займет промежуточное положение (.) 1'', фактически переместившись на расстояние  $x$ , создав усилие в пружине равное  $k_{soil} \cdot x$ . С другой стороны, чтобы занять положение (.) 1'' из (.) 1' необходимо приложить усилие к пружине, равное  $k_{soil} \cdot (\Delta l_t - x)$ , приравняв усилия в пружине и стержне, получим уравнение, откуда представляется возможным найти значение  $x$ :

$$k_{soil} \cdot x = k_{soil} \cdot (\Delta l_t - x), \quad (5)$$

Температурные напряжения в стержне с учетом (4) определяются по формуле:

$$\sigma_{tmp} = - \frac{0.5 \cdot k_{soil} \cdot \alpha \cdot \Delta T \cdot l_0}{A}, \quad (6)$$

где  $k_{soil}$  – жесткость упругой связи, моделирующей трение грунта по боковой поверхности тоннеля, определяется по формуле (3);  $\alpha$  – коэффициент линейной температурной деформации бетона;  $\Delta T$  – расчетный перепад температур;  $A$  – площадь поперечного сечения тоннеля;  $l_0$  – первоначальная длина стержня.

Критерием необходимости температурного шва в тоннеле заданной длины  $l_0$  при охлаждении на  $\Delta T$ , является выполнение условия:

$$\sigma_{tmp} > R_{bt}, \quad (7)$$

где  $\sigma_t$  – температурные напряжения, вычисленные по формуле (6);  $R_{bt}$  – предел прочности бетона на осевое растяжение.

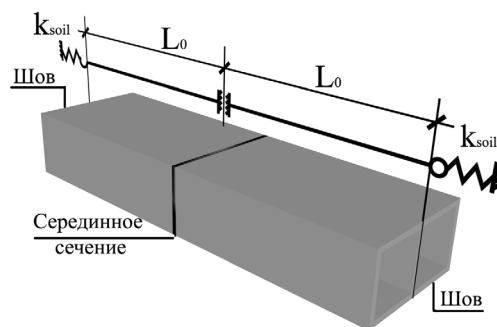


Рис. 4. К определению расчетного расстояния между температурными швами, L

Максимальное расстояние между температурными швами  $L$ , см. Рис.4, как следует

из соображений симметрии относительно срединного сечения расчетной схемы, равно удвоенной длине  $l_0$  и может быть выражено из (6):

$$L = \frac{4 \cdot R_{bt} \cdot A}{k_{soil} \cdot \alpha \cdot \Delta T}, \tag{8}$$

Расчет необходимо выполнять для двух этапов: строительства и эксплуатации.

Для этапа строительства характерно то, что бетон тоннеля не набрал свою расчетную прочность на осевое растяжение  $R_{bt}$ , величина фактической прочности в первую очередь зависит от срока твердения. При отсутствии данных зависимости  $R_{bt}(t)$ , прочность бетона в момент времени  $t$  можно принимать по линейной интерполяции, где в начальный момент времени  $t = 0$  и  $R_{bt}(0) = 0$ , в момент времени  $t=28$  сут.,  $R(28) = R_{bt}$ .

На этапе эксплуатации принимается, что бетон достиг расчетного предела прочности на осевое растяжение.

Как видно из формулы (6), температурные напряжения  $\sigma_{tmp}$  являются функцией от перепада температур  $\Delta T$  и половины расстояния между швами  $l_0$ , тем самым условие (7) может быть представлено в графическом виде, см. Рис. 5.1 и Рис. 5.2.

#### 4. ПРИМЕР РАСЧЕТА

В качестве примера выполнен расчет требуемого расстояния между температурными швами  $L$  тоннеля прямоугольного сечения 6х12 м, толщина обделки 0.5 м, глубина заложения от поверхности 5 м, расположенного в тугопластичных суглинках  $E = 10$ МПа, для различных перепадов температур  $dT$ .

Результаты расчетов приведены в таблице 1 и на рис. 5.1 и рис. 5.2.

Таблица 1. Расстояние между температурными швами тоннеля

$dT$ град	$L_{стр}, t = 9 \text{ сут.}$ м	$L_{эксп}$ м
- 5 ... -10	210 ... 140	500 ... 290
-10 ... -15	140 ... 110	290 ... 220
-15 ... -20	110 ... 90	220 ... 185
-20 ... -25	90 ... 80	185 ... 155
-25 ... -30	80 ... 70	155...140

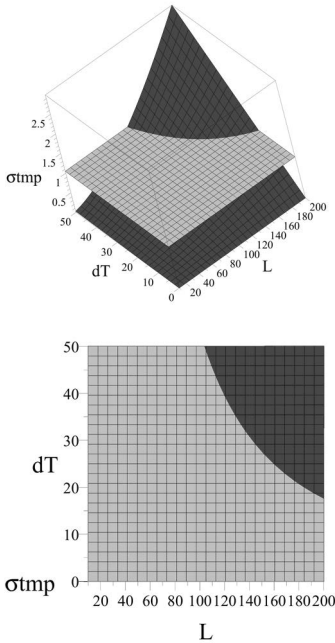


Рис. 5.1. Результаты расчета, стадия эксплуатации

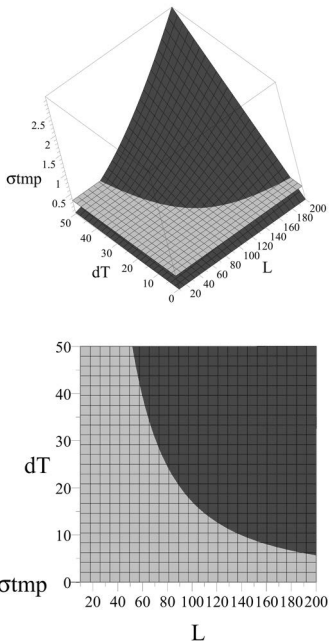


Рис. 5.2. Результаты расчета, стадия строительства



## 5. ВЫВОДЫ

Предложена простая аналитическая модель силового сопротивления конструкций тоннеля вынужденным перемещениям, вызванным температурным воздействием, позволяющая обосновывать требуемое расстояние между температурными швами.

Достоверность получаемых результатов должна быть проверена сопоставлением с натурными данными.

По результатам расчетного примера можно заключить:

- требуемое расстояние между температурными швами на стадии эксплуатации значительно больше, чем на стадии строительства, что объясняется набором прочности бетона;

- если обеспечить отсутствие охлаждения конструкций более чем на  $dT = -5^{\circ}\text{C}$  на стадии строительства, то можно обосновать расстояние между температурными швами превышающее максимальное, регламентируемое Нормами [6];

- в подземной части тоннеля перепад температур незначителен, поскольку среднегодовая температура грунта практически постоянна, потому количество температурных швов может быть уменьшено значительно;

Для распространения результатов расчетного примера на другие тоннели необходимо произвести параметрический анализ модели, варьируя исходные параметры в используемых на практике диапазонах.

## 6. ЛИТЕРАТУРА

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М.: Минрегион России, 2012. – 154 с.
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М.: Госстрой России, 2003. – 71 с.
3. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М.: ОАО ЦНИИПромзданий, 2005. – 214 с.

4. СНиП 2.03-01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Госстрой СССР, 1989. – 73 с.
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01 - 84). – М.: ЦНИИПромзданий Госстроя СССР, 1989. – 189 с.
6. СНиП 32-04-97. Тоннели железно-дорожные и автодорожные.
7. Руководство по проектированию коммуникационных тоннелей и каналов. – М.: ЦНИИПромзданий, 1979. – 58 с.
8. ACI 224.3R-95 (Reapproved 2001). Joints in Concrete Construction.

# **Геотехнический анализ работ по возведению подпорной конструкции с заглубленным подвалом как образец выполнения системы геотехнических экспертиз.**

О.З. Халимов

Хакасский технический институт Сибирского федерального университета, Россия

И.О. Халимов, А.В. Житенев, Д.Ю. Сагалаков, П.Н. Емельянов

ООО «Экспертиза недвижимости», Россия

**АННОТАЦИЯ:** В данной статье представлен геотехнический анализ возведения заглубленного торгового здания в центре г. Абакана вплотную с существующим торговым предприятием. Геотехнический анализ выполнен с позиции системы геотехнических экспертиз на каждом этапе жизненного цикла недвижимости: изысканиях, проектировании, строительстве и эксплуатации. Если на первых этапах жизненного цикла недвижимости амбиции изыскателей и проектировщиков негативно сказываются на стоимости возводимого объекта без участия геотехника, то в период эксплуатации, реконструкции или аварийного состояния ни у кого нет сомнения в приглашении геотехника. Рассмотрены примеры геотехнического анализа других объектов взаимодействия оснований и фундаментов.

## **1. АКТУАЛЬНОСТЬ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ СИСТЕМЫ УПРАВЛЕНИЯ КАЧЕСТВОМ ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА.**

О невысоком качестве инженерно-геологических изысканий пишут многие ученые и специалисты в области оснований и фундаментов (Абелев, 1992, Симагин, 2002, Мулюков, 1992). Это подтверждают и специалисты в области инженерно-геологических исследований (Абрамов, 1974, Пикулевич, 1988, Солодухин, 1985, Никитин, 2008, Черняк, 2010). Наиболее серьезные нарекания о качестве изысканий высказаны заведующей лабораторией инженерно-геологических изысканий ЗАО «Научно-исследовательский и проектно-изыскательский институт экологии города» (Семенова, 2011).

Ошибки проектировщиков обусловлены их низким уровнем знаний работы грунтов оснований, что приводит к неучету возможных ухудшений свойств грунтов, либо к сверхнадежным фундаментам, которые снижают эффект от использования подземного пространства (Крутов, 1989).

В настоящее время государственная экспертиза проектов дает положительное или отрицательное заключение по проекту, не разделяя качество инженерно-геологических

изысканий и рабочей документации. Имеются даже случаи, когда дается положительное заключение, но государственная экспертиза делает приписку: «отчет по изысканиям на экспертизу не представлен» (Пшеничников и др., 2009). О необходимости введения специалиста-геотехника по основаниям и фундаментам при проведении инженерно-геологических изысканий, инженерно-геотехнических изысканий, выполненные в дополнение к проектированию, экспертизе и мониторингу (геотехнического сопровождения строительства) указывали В.А. Ильичев, В.П. Петрухин и др. Система геотехнических экспертиз на каждом этапе жизненного цикла недвижимости была представлена на примере возведения фундаментов в глубоком котловане вплотную с эксплуатируемым зданием с фундаментами мелкого заложения (Халимов, 2010). В статье были проанализированы недостатки на всех этапах: изыскания, проектирование, строительство, которые были обусловлены отсутствием геотехника, а также показана его ведущая роль при замораживании объекта и выполненных решениях по теплозащитным мероприятиям, исключившим промерзание и морозное пучение грунта в горизонтальном направлении. Это обеспечило надежность эксплуатации существующего здания на фундаментах мелкого заглубления.

На этапе изысканий специалист по осно-

ваниям и фундаментам – геотехник оперативно корректирует программу полевых работ и лабораторных исследований с учетом выбора наиболее рациональных вариантов фундаментов (рис. 1, т.1 –ГТЭП).

На этапе проектирования геотехник помогает архитектору и конструктору обосновать и принять наиболее рациональное решение по конструктивной схеме здания с учетом возможного использования подземного пространства и обосновать конструкции оснований и фундаментов (рис. 1, т.2 – ГТЭП).

На этапе геотехнического строительства геотехник не только осуществляет контроль, геотехническое сопровождение строительства, но и оперативно принимает решения по конкретным нештатным ситуациям (рис. 1, т.2 –ГТЭП).

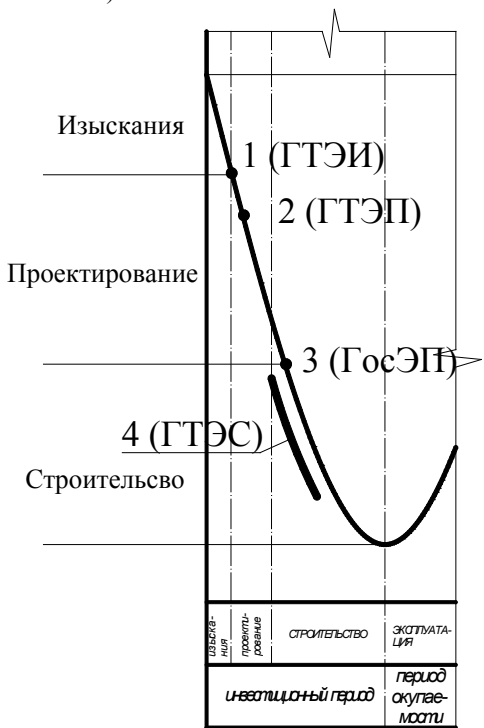


Рис. 1. Геотехнические экспертизы на этапах жизненного цикла недвижимости  
 1-ГТЭИ-геотехническая экспертиза на стадии изысканий;  
 2-ГТЭП- геотехническая экспертиза на стадии проекта;  
 3-ГосЭП- государственная (негосударственная) экспертиза проекта;  
 4-ГТЭС-геотехническая экспертиза на стадии строительства.

Одним из шагов в этом направлении может быть следующее предложение. В состав работ к существующим разделам: технология (функциональный процесс); наружные и внутренние сети; организация строительства; охрана окружающей среды и т.д., выделить из архитектурно-строительного раздела раздел «основания и фундаменты». Специалисты геотехники, выпускающие этот объем работы, разрабатывают проектную продукцию по основаниям и фундаментам, могут проводить обследования зданий и вести авторский надзор за строительством. В крупной проектной организации отдел «основания и фундаменты» или отдел геотехнический может приносить больший доход, чем проектная группа «водопровод-канализация» или «отопление-вентиляция». При разработке рабочей документации проектов строительства целесообразно из группы, разрабатывающей конструкторский раздел, выделить геотехников, специализирующихся на вариантном проектировании оснований и фундаментов. Такое выделение специалистов по основаниям и фундаментам будет способствовать повышению качества инженерно-строительных изысканий, выполнению вариантного проектирования оснований и фундаментов, которое повысит уровень требований к изыскательским организациям. Более тесное взаимодействие проектировщиков с изыскателями приведет не к «бросанию перчатки» (Черняк, 2010), а повышению качества проектно-изыскательских работ. В настоящий момент государственная экспертиза проектов (ГосЭП) выполняется раздельно по изысканиям и по конструкциям без рассмотрения эффективности принятого решения по устройству фундаментов и она консервирует принятое решение. Однако перестраховки изыскателей и сверхзапасы (>10) проектировщиков не только увеличивают стоимость строительства, но и сроки выхода из нулевого цикла. В результате инвестор оказывается «выжатым» так, что на новые инвестиции «сил» не хватает. Преимущественно проведение ГТЭ наглядно видно из приведенных ниже примеров.

## 2. АНАЛИЗ ВОЗВЕДЕНИЯ ПОДПОРНОЙ КОНСТРУКЦИИ И ФУНДАМЕНТОВ ЗАГЛУБЛЕННОГО СООРУЖЕНИЯ В УСЛОВИЯХ ГЛУБОКОГО СЕЗОННОГО ПРОМЕРЗАНИЯ.

Анализ обследования различных сооружений в период строительства, неэксплуатации без консервации, реконструкции, аварийного состояния показал, что преобладают нарушения целостности конструкции, когда здания не эксплуатируются. В районе исследований - Минусинских котловинах в условиях резко континентального климата и высокого уровня подземных вод, обусловленных в определенной мере подпором Саяно-Шушенской и Красноярской ГЭС, интенсивно протекают процессы миграции влаги при промерзании, что приводит к ухудшению свойств грунтов в основании строящихся объектов. Наиболее насыщенная

льдом криогенная текстура формируется при промерзании грунта ниже уровня подземных вод. Поэтому прогноз изменения свойств грунтов при промерзании, связанный с колебаниями уровня подземных вод является актуальной задачей исследований.

Известно, что при разработке глубоких котлованов имеют риски потери устойчивости его стен. При промерзании грунта сбоку в горизонтальном направлении возникает миграционный процесс, формируется криогенная текстура грунта с параллельно ориентированными линзами льда к фронту промерзания.

Строительство одного из объектов в центре города Абакана, с глубиной котлована более 4-х метров, выполнялось в непосредственном контакте с существующим одноэтажным зданием, глубина заложения фундаментов которого составляет 1,2 м (рис. 2).

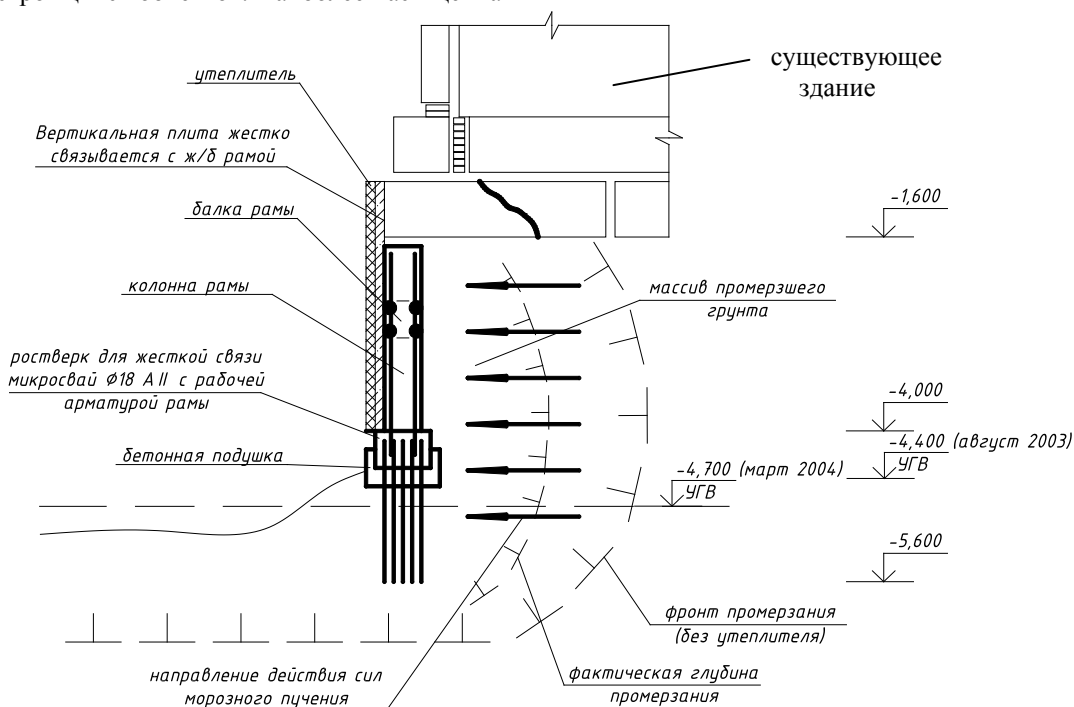


Рис. 2. Схема устройства подпорной стены

Перед началом работ по разработке котлована выполнена «стенка в грунте» по простой технологии:

1. пройдены пионерные шурфы для колонн рамы на глубину 4,2 м до уровня

подземных вод;

2. в гравийный грунт через подушки из свежего бетона погружены арматурные стержни на глубину 0,9-1 м;

3. установлены арматурные каркасы, их устойчивость обеспечена вязкой вертикаль-

ных стержней с горизонтально погруженными в грунт арматурными стержнями, которые на последующем этапе откопки обнажались и связывались с горизонтальными арматурными каркасами балки рамы;

4. бетонирование колонн рамы осуществляли последовательно по мере проходки грунта, через трое суток снимали опалубку, засыпали грунтом с тщательным уплотнением;

5. бетонирование балок рамы производили совместно с вертикальной плитой последовательно через 5 суток после бетонирования колонн.

Таким образом, в процессе сооружения подпорной конструкции площадь обнажения вертикальной поверхности грунта, за которой находилось одноэтажное здание, не превышало 15%.

После набора прочности сооруженной в грунте подпорной стены из ж/б рамы с вертикальной плитой была произведена разработка грунта. При этом в стене здания, контактирующей с котлованом, появились волосяные трещины. Для недопущения развития деформаций существующего здания от горизонтального перемещения грунта при промерзании, подпорная ж/б стена была утеплена мин. плитой уложенной между подпорной стеной и досчатой опалубкой. В летний период теплоизоляция была демонтирована, сооружена стена подвала (рис. 2). Проведение ГТЭ на данном объекте исключило промерзание грунта в горизонтальном направлении со стороны котлована (подвала), а это гарантировало надежность работы грунтов в плотную примыкающего здания.

Ниже рассмотрены два примера выполнения инженерно-геотехнических изысканий на стадии проектирования, выполненных в 2013 году на территории республики Хакасия. Геотехнические исследования в обоих случаях выполнялись после проведения инженерно-геологических изысканий и в обоих случаях послужили основанием для глубокой корректировки проектного решения по устройству фундаментов, хотя полученные результаты требовали более радикальных решений.

### 3. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ПРОЕКТНОГО РЕШЕНИЯ ПО УСТРОЙСТВУ ФУНДАМЕНТОВ НА ОБЪЕКТЕ: «СКОТОВОЙНЫЙ ЦЕХ ООО «МАВР», г. АБАКАН».

На территории города Абакана, в застроенной части на изученной в геологическом отношении территории, планируется возведение легкого одноэтажного каркасного здания размерами в плане 90х259м. Проектные нагрузки на фундамент – 50...60т. Территория города в геоморфологическом отношении расположена в пределах надпойменной террасы реки Абакан и с глубины 1,5...2,5м распространены гравийно-галечниковые грунты. Площадка проектируемого здания имеет типичный геологический разрез. Распространенный тип применяемых фундаментов на естественном основании (столбчатый, ленточный); реже свайный (в основном для зданий повышенной этажности). Особенность района работ – сейсмичность 7 баллов.

На основе выполненных инженерно-геологических изысканий ООО «Сибирские строительные изыскания» (г. Красноярск), петербургский «Ленагропромпроект» разработал конструкции фундаментов из 9 свай длиной 8м, т.е. с расчетной нагрузкой на одну сваю  $F_d=6,7...15т$ .

Подразделение проектной организации в г. Абакане ООО «Проектстрой», координирующее деятельность субподрядчиков, усомнилась в рациональности проектного решения, представленного «Ленагропромпроект». ООО «Проектстрой» заключил с ООО «Экспертиза Недвижимости» договор на проведение инженерно-геотехнических изысканий, в основу которых легли испытания грунта сваями динамическими и статическими нагрузками, а также рекомендации по совершенствованию проектных решений фундаментов. Программой работ предусматривалась максимальная нагрузка на сваю 150т.

Для выполнения работ специалистами ООО «Экспертиза Недвижимости» разработана стальная упорная рама – «снежинка», с помощью которой определены упругие и остаточные деформации грунта, окружающего анкерные и испытываемые сваи (рис. 3,4).



Рис. 3. Фотография установки для проведения статических испытаний вдавливающей и выдергивающей нагрузками (на раму дополнительно укладывался пригруз)  
 1 – испытываемая свая; 2 – анкерные сваи; 3 – реперная система с установленными индикаторами; 4 – домкрат с манометром; 5 – упорная металлическая рама

Результаты динамических испытаний 4-х 6-ти метровых свай показали несущую способность  $F_d=130,3...170,07\text{т}$ ; 5-ти метровой  $F_d=111,3\text{т}$ .

Результаты статических испытаний подтвердили полученные при забивке значения: три испытания показали несущую способность  $F_d=125; 160; 180\text{т}$  при осадках 11,91мм, 9,4мм и 10,65мм соответственно. Причем дальнейшие испытания первой сваи (нагрузка  $F_d=125\text{т}$ ) были прекращены из-за выдергивания анкерных свай.

Анализ результатов динамических и статических испытаний грунтов сваями позволил установить значения предельной нагрузки на сваю, которая более чем в 10 раз превышает принятые «Ленагропромпроект»  $F_d=6,7...15\text{т}$ . После откапывания свай и их извлечения, были взяты пробы и определен грансостав грунтов: установлено, что в галечнике нет глинистых частиц, на которые указывалось в отчете по инженерно-геологическим изысканиям. Однако только в связи с наличием глинистых грунтов и близкого уровня подземных вод в Санкт-Петербурге проектный институт принял свайные фундаменты.

На основе результатов инженерно-геотехнических изысканий, произведена

корректировка проектного решения: взамен куста из 9-ти восьмиметровых свай, принят куст из 4-х пятиметровых. Предложены наиболее рациональные решения на данном объекте – фундаменты на естественном основании с глубиной заложения от 2-х до 3-х метров.

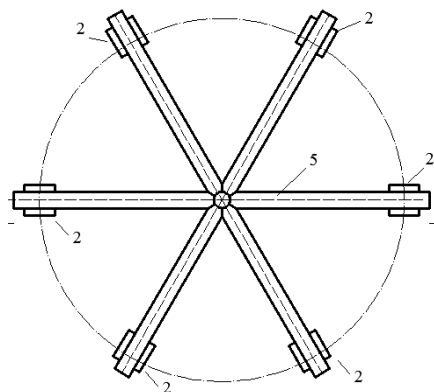


Рис.4. Схема установки для проведения статических испытаний (вид сверху)

#### 4. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ПРОЕКТНОГО РЕШЕНИЯ ПО УСТРОЙСТВУ ФУНДАМЕНТОВ НА ОБЪЕКТЕ: «ЗАВОД ПО ПРОИЗВОДСТВУ КОРМОВ» ООО «ЖИВОТНОВОДЧЕСКИЙ КОМПЛЕКС МАВР», Республика Хакасия, п. Шира».

В п. Шира на территории бывшего «Элеватора» планируется строительство «Завода по производству кормов «Животноводческий комплекс Мавр». В геоморфологическом отношении на данной территории распространены делювиальные отложения, подстилаемые полускальными породами. Сейсмичность района работ, согласно карте ОСР-97-А – 6 баллов. В данной местности применение свайных фундаментов не распространено. Преимущественно распространены фундаменты на естественном основании мелкого заложения.

Для рассматриваемого объекта ранее выполнены инженерно-геологические изыскания ООО «Сибирские строительные изыскания» (г. Красноярск). В отчете исследуемая толща до глубины 15 м была представлена дресвяным грунтом с суглинистым заполнителем. По материалам проведенных инженерно-геологических изысканий сейсмичность площадки была принята 8 баллов.

ООО «Проектстрой» и ООО «Экспертиза недвижимости» заключили договор на проведение инженерно-геотехнических изысканий, выполняемых в октябре 2013 г.

На данном объекте были проведены статические и динамические испытания грунтов сваями различного типоразмера: сечением 0,2х0,2 м, 0,25х0,25 м, 0,3х0,3 м, длиной 5-6м. Целью исследований являлось определение достоверных значений несущей способности грунта.

По результатам динамических испытаний, проведенных на объекте получены следующие результаты для свай разных сечений:

0,2х0,2 м,  $F_d = 85,84$  (тс);

0,25х0,25 м,  $F_d = 134,25$  (тс);

0,3х0,3 м,  $F_d = 174,19$  (тс).

Проведение статических испытаний происходило по ранее отработанной технологии на предыдущем объекте «Скотобойный цех

ООО «МАВР», г. Абакан», в качестве упорной системы использовалась металлическая рама «снежинка» с анкерными сваями (рис. 4).

Максимальная вертикальная нагрузка по результатам проведенных статических испытаний (при допустимой осадке 40 мм) забивных ж/б свай составила:

по свае 0,2х0,2х5 м – 55 тонн при осадке 41,26 мм;

по свае 0,25х0,25х5 м – 75 тонн при осадке 16,46 мм;

по свае 0,3х0,3х6 м – 117 тонн при осадке 5,57 мм.



Рис. 5. Фотография монтажа упорной системы «снежинка» на анкерные сваи  
1–анкерные сваи; 2–упорная система

Стоит отметить испытания свай сечением 0,25х0,25м и 0,3х0,3м были прекращены по причине выхода анкерных свай т.е предельные значения несущей способности не достигнуты.

Независимо от сечения свай, они погружались в грунт на 2,5-3,5м. Далее оголовки ломались. Это усомнило о достоверности проведенных ранее инженерно-геологических изысканий красноярскими специалистами и послужило основанием для откопки шурфа. В разработанном шурфе вблизи испытываемой сваи было зафиксировано, что с глубины 2,5 м залегают полускальные породы – глинистый сланец (рис. 5). Поэтому сваи погружались не более чем на 0,5 м в массив полускального грунта.



Рис. 6. Фото из разработанного шурфа вблизи испытываемой сваи; с глубины 2,5 м залегают полускальные породы – глинистый сланец

Анализ результатов погружения свай разных сечений и разной длины показал, что их сечения не оказывают значительного влияния на несущую способность для общепринятых рабочих нагрузок на сваю до 50 тонн.

Анализ проведенных испытаний свай различной длины (5-6 м) и сечений (0,2х0,2-0,3х0,3м) показывает, что динамические испытания дают более высокие значения, чем статические. Это обусловлено по видимому тем, что статистическая обработка результатов статических и динамических испытаний была проведена преимущественно для аллювиальных отложений, представленных водонасыщенными галечниковыми грунтами. На объекте в п. Ши́ра залегают элювиальные отложения, представленные полускальными породами – глинистыми сланцами. При статических испытаниях массивы этой породы дают деформации, по которым несущая способность снижается в сравнении с динамическими испытаниями. Это обусловлено также тем, что динамические испытания проводили без длительного отдыха.

## 5. ВЫВОД

Геотехнический анализ возведения подпорной стены показал, что практически на всех этапах отсутствие геотехника приводит к недостаткам на объекте недвижимости.

На этапе изысканий не выполнен учет возможного подъема уровня подземных вод, не определены свойства глинистых грунтов на контакте с галечниковыми отложениями.

На этапе проектирования не рассмотрен вариант фундаментов на естественном основании, залегающем выше уровня подземных вод, не предусмотрены противопучинные мероприятия на стадии строительства при разработке котлована ниже грунтовых вод, залегающих выше кровли галечниковых грунтов, никто не контролировал качество подготовки основания. Экскаваторщик «варварски» перемешивал надежный галечниковый грунт с суглинком, который находился во взвешенном состоянии. Подготовка из щебня укладывалась на промороженное основание.

На стадии перерыва в строительстве, вызванного деформациями грунтов, к призывам геотехника прислушались – выполнили утепление подпорной стены, исключившей деформации морозного пучения грунта и ухудшение его свойств под подошвой фундаментов примыкающего здания.

Геотехническое сопровождение строительства медленно входит в практику проектирования, возведение фундаментов и подземных сооружений в России. Для ускорения инноваций предлагается геотехническая экспертиза на каждом этапе жизненного цикла – от изысканий до возведения фундамента.

На стадии проектирования ГТЭП эффективнее государственной или негосударственной экспертизы проектов, так как выполняется при принятии решения о выборе типа фундаментов на начальном этапе.

## 6. ЛИТЕРАТУРА

1. Абелев М.Ю. 1992. Анализ аварий сооружений из-за потери устойчивости и деформации фундаментов. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, №1, с. 24-27.
2. Абрамов С.П. 1974. *Техническое нормирование и стандартизация инженерно-геологических изысканий в строительстве*. Москва. Стройиздат.
3. Крутов, В.И. 1989. Пути коренного повышения качества проектных решений. *Проектирование и инженерные изыскания*, №1, с. 7-10.
4. Мулюков Э.И. 1992. Классификация причин отказов оснований и фундаментов.



*Основания, фундаменты и механика грунтов*, №3, с. 24-27.

5. Никитин С.Н. 2008. Почему результат бывает не тот. *Инженерные изыскания для строительства*. №4, с. 58-61.

6. Пикулевич Л.Д. 1988. *Организация и экономика инженерно-геологических изысканий*. Москва. Недра.

7. Черняк Э.Р. 2010. Перчатка брошена: проектировщики должны существенно обновить теорию и практику своей работы. *Геотехника*, №2/2010, с. 4-8.

8. Семенова Р. 2011. Лабораторные исследования в инженерных изысканиях: проблемы, тенденции и перспективы. *Проектные и изыскательские работы в строительстве*, №3/2011, с. 21-24.

9. Пшеничников К., Подкорытова Л., Лукина С. 2009. От СНиПов к техрегламентам. Проектные и изыскательские работы в строительстве, №12, с. 19-21.

10. Симагин В.Г. 2002. Анализ причин отказов сооружений на фундаментах мелко-го заложения в условиях Карелии. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, №6, с. 24-27.

11. Солодухин М. А. 1985. *Инженерно-геологические изыскания для промышленного и гражданского строительства*. Москва. Недра.

12. Халимов О.З. 2010. *Труды международной конференции. Геотехнические проблемы мегаполисов*, том 5, с.1766-1771.

13. ООО «Экспертиза недвижимости». 2013. Технический отчет по инженерно-геотехническим изысканиям (определение несущей способности грунта методом испытания свай динамическими и статическими нагрузками) на объекте: «Скотобойный объект» ООО «Животноводческий комплекс МаВР», расположенном по адресу: г. Абакан, ул. Пушкина, 196Т, шифр 11-13-И.

14. ООО «Экспертиза недвижимости». 2013. Технический отчет по инженерно-геотехническим изысканиям (определение несущей способности грунта методом испытания свай динамическими и статическими нагрузками) на объекте: «Завод по производству кормов» ООО «животноводческий комплекс мавр» производительностью 30

тон в час в поселке Ши́ра, ул. Элеваторная, 10б, республика Хакасия, шифр 029-13-И.

15. Шулятьев О.А., Мозгачева О.А. 2008. Оценка влияния подземного строительства на существующую застройку. *Труды международной конференции по геотехнике. Развитие городов и геотехническое строительство*. 16-19 июня 2008 г, с. 535-540.

# Обеспечение сохранности зданий и подземных сооружений при строительстве Калининско-Солнцевской линии Московского метрополитена

Д.Е. Чёлушкин

Филиал ОАО ЦНИИС «Научно-исследовательский центр «Тоннели и метрополитены», Москва, Россия.

Представлены результаты моделирования напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтового массива при сооружении Калининско-Солнцевской линии (КСЛ) Московского метрополитена. Выполнен прогноз осадок земной поверхности при сооружении перегонных тоннелей и станций КСЛ на участке «Третьяковская» – «Волхонка» – «Плющиха» – «Деловой центр». Даны рекомендации по обеспечению сохранности наземных и подземных сооружений, попадающих в зону влияния нового строительства.

## 1. ВВЕДЕНИЕ

В соответствии с планом развития метрополитена в г. Москве, принятым Московским правительством, для решения транспортных проблем города предусматривается строительство Калининско-Солнцевской линии метрополитена. Ввод линии в эксплуатацию будет выполняться поэтапно: участок между станциями «Деловой центр» – «Парк Победы», затем «Парк Победы» – «Раменки», «Третьяковская» – «Деловой центр» и, наконец, от станции «Раменки» в районы Солнцево и Ново-Переделкино с сооружением электродепо.

На участке протяженностью 5,1 км предполагается разместить четыре станции: «Волхонка», «Плющиха», «Кутузовский проспект» и «Деловой Центр». Линия проектируется в тоннелях глубокого заложения с сооружением закрытым способом.

В геологическом строении территории проектируемого строительства принимают участие отложения четвертичной, юрской и каменноугольной систем. Геологическое строение на участке трассы представлено техногенными грунтами, песками различной крупности с прослоями супесей и суглинков, напластованиями глин с прослоями мергелей и известняков различных отложений. Гидрогеологические условия участка строительства характеризуются уровнем грунтовых вод, залегающем на глубине 3,2 – 18,9 м от поверхности земли.

Наиболее сложным этапом с точки зрения инженерно-геологических условий является сооружение станционных комплексов КСЛ.

Станционные комплексы заложены на глубинах от 24 м до 57 м и сооружаются в трещиноватых и водоносных известняках, песках пылеватых, средней крупности и крупных с водопитоками в забой до 600м<sup>3</sup>/час – станция «Волхонка», до 960м<sup>3</sup>/час – станция «Плющиха», до 1200м<sup>3</sup>/час станция – «Кутузовский проспект».

Научно-исследовательский центр «Тоннели и метрополитены» (НИЦ ТМ) принял участие в разработке проектной документации (стадия П) на сооружение Калининско-Солнцевской линии Московского метрополитена от ст. «Третьяковская» до ст. «Деловой центр». НИЦ ТМ выполнены работы по научно-техническому сопровождению проектирования объектов КСЛ и даны рекомендации по обеспечению безопасности эксплуатируемых сооружений метрополитена, а также наземных зданий и сооружений при новом строительстве.

Для достижения поставленной научно-техническим сопровождением цели были решены следующие задачи:

- определены прогнозируемые осадки земной поверхности при сооружении перегонных тоннелей, станционных комплексов, пересадочных узлов с действующими станциями, эскалаторных тоннелей, вестибюлей,

пристанционных сооружений, а также околоствольных и подходных выработок для сооружений объектов КСЛ Московского метрополитена;

- проведено обследование и оценка технического состояния эксплуатируемых сооружений Московского метрополитена, наземных зданий и сооружений, попадающих в зону строительства;

- разработан проект наблюдательной станции по геодезическому деформационному мониторингу зданий и сооружений при строительстве объектов КСЛ Московского метрополитена.

- разработана проектная документация на укрепление грунтов при сооружении станционных комплексов «Волхонка», «Плущиха», «Кутузовский проспект».

## 2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДОК ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ КАЛИНИНСКО-СОЛНЦЕВСКОЙ ЛИНИИ

В настоящей работе представлены результаты определения осадок земной поверхности, дано обоснование назначения защитных и ремонтно-восстановительных мероприятий по существующим наземным и подземным сооружениям, попадающим в зону влияния строительства Калининско-Солнцевской линии Московского метрополитена.

Расчёт осадок земной поверхности при сооружении перегонных тоннелей и станций выполнен методом математического моделирования путём решения упругопластической задачи с использованием расчётного комплекса «Plaxis». Для моделирования механического поведения конструкций и грунтов использованы модели LE (линейно-упругая модель), MC (упругоидеальнопластическая модель Мора-Кулона), HS (упругопластическая модель с упрочнением грунта).

Расчётами определены ожидаемые деформации грунтового массива на участках, попадающих в зону влияния строительства проектируемой линии метро.

В зону строительства Калининско-Солнцевской линии попадают действующие объекты Московского метрополитена:

- перегонные тоннели на участке «Смоленская» - «Киевская», «Киевская» - «Выставочная» Филевской линии;

- перегонные тоннели на участке «Краснопресненская» - «Киевская» кольцевой линии;

- платформенный участок, а также служебные и технические сооружения станции «Смоленская» Арбатско-Покровской линии;

- перегонные тоннели на участке «Боровицкая» - «Полянка» Серпуховско-Тимирязевской линии.

Также в зону влияния нового строительства попадают наземные здания и сооружения городской застройки (общее число объектов - 147).

В результате расчетов установлено, что максимальные прогнозируемые вертикальные и горизонтальные перемещения конструкций действующего метрополитена не превысят 3 мм. В качестве рекомендуемых мероприятий, обеспечивающих сохранность сооружений действующего метрополитена при строительстве КСЛ, предложены работы по ликвидации инъекционными методами выявленных в ходе обследования пустот и разуплотнений заобделочного пространства тоннелей.

По результатам расчетов составлена обобщённая картина изолиний прогнозируемых осадок земной поверхности по трассе проектируемых подземных сооружений Калининско-Солнцевской линии метрополитена.

Для обеспечения безопасных условий проходки выработок при строительстве станционных комплексов «Волхонка», «Плущиха», «Кутузовский проспект» и снижения негативного влияния (уменьшения прогнозируемых осадок) от их сооружения предусмотрено инъекционное укрепление грунтов.

Укрепление грунтов выполняется цементацией. Для цементации трещиноватых водоносных грунтов применяются цементобентонито-силикатные растворы.

Моделирование сооружения объектов КСЛ выполнено в двух вариантах – без учета и с учетом предварительного закрепления грунтов.

Максимальные величины прогнозируемых осадок земной поверхности при строительстве КСЛ приведены в таблице 1.

Таблица 1. Максимальные расчетные величины прогнозируемых осадок земной поверхности при строительстве Калининско-Солнцевской линии

Наименование сооружения	Макс. значение осадки пов-ти, мм	Ширина мульды осадок, м
Перегонные тоннели КСЛ		
Перегонные тоннели	19	140
Притоннельные сооруж.	7	70
Станция «Волхонка»		
Платформенная часть	68	140
Эскалаторный тоннель 1	144	84
Эскалаторный тоннель 2	176	97
Пересадочный узел	7	35
Котлован №1	9	167
Котлован №2	18	167
Подходные и околоствольные выработки	10	125
Служебные и технические помещения	25	100
Станция «Плющиха»		
Платформенная часть	55	220
Эскалаторный тоннель 1	76	120
Эскалаторный тоннель 2	5	65
Пересадочный узел	22	100
Котлован №1	15	79
Подходные и околоствольные выработки	5	125
Служебные и технические помещения	25	100
Станция «Кутузовский Проспект»		
Платформенная часть	43	200
Эскалаторный тоннель 1	193	115
Эскалаторный тоннель 2	241	143
Пересадочный узел	4	80
Котлован №1	13	74
Котлован №2	12	73
Подходные и околоствольные выработки	4	120
Служебные и технические помещения	17	140

К притоннельным сооружениям относятся межтоннельные сбойки, водоотливные установки, камеры металлоконструкций. Пересадочные узлы включают в себя подходные коридоры, распределительные залы,

натяжные камеры эскалаторных тоннелей. В состав служебных и технических помещений входят БТП, СТП, венткамеры.

Мульды деформаций земной поверхности от строительства Калининско-Солнцевской линии в районе станционных комплексов «Волхонка», «Плющиха», «Кутузовский проспект» показаны на рисунках 1-3.

### 3. АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТОВ

По результатам обследования наземных зданий и сооружений, попадающих в зону влияния нового строительства, выявлено, что из 147 объектов в нормальном техническом состоянии (I категория) находятся 11 объектов, в удовлетворительном (II категория) – 90 объектов, в неудовлетворительном (III категория) – 41, в аварийном и предаварийном состоянии (IV категория) – 5.

По зданиям, находящимся в неудовлетворительном, предаварийном и аварийном состоянии, выполнены работы по дополнительному (детальному) обследованию, по результатам которого была уточнена категория их технического состояния. Количество таких зданий – 33.

Выполнив комплексный анализ расчетов осадок земной поверхности по трассе проектируемых подземных сооружений КСЛ, установлено, что наибольшие деформации получают здания, находящиеся над или в непосредственной близости от станционных комплексов «Волхонка», «Плющиха» и «Кутузовский проспект», пересадочных узлов с действующими станциями, эскалаторных тоннелей, пристанционных сооружений, а также некоторых околоствольных и подходных выработок.

Предусмотренные проектом мероприятия по цементации водоносных трещиноватых известняков при сооружении станционных комплексов позволят снизить осадки земной поверхности, уменьшить водопритоки в строящиеся тоннельные выработки, предотвратить их затопление, уменьшить давление подземных вод на тоннельные обделки и сохранить гидрогеологические режимы окружающей территории.



Рис. 1. Прогнозируемые осадки земной поверхности от строительства объектов Калининско-Солнцевской линии в районе станции «Волхонка».

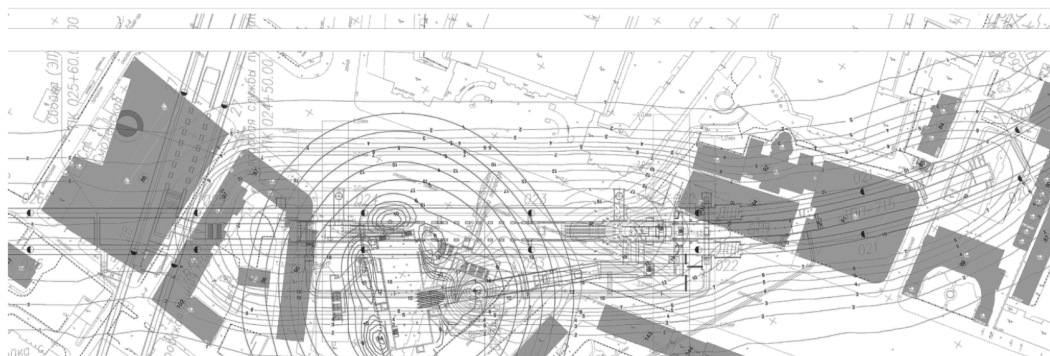


Рис. 2. Прогнозируемые осадки земной поверхности от строительства объектов Калининско-Солнцевской линии в районе станция «Плющиха»

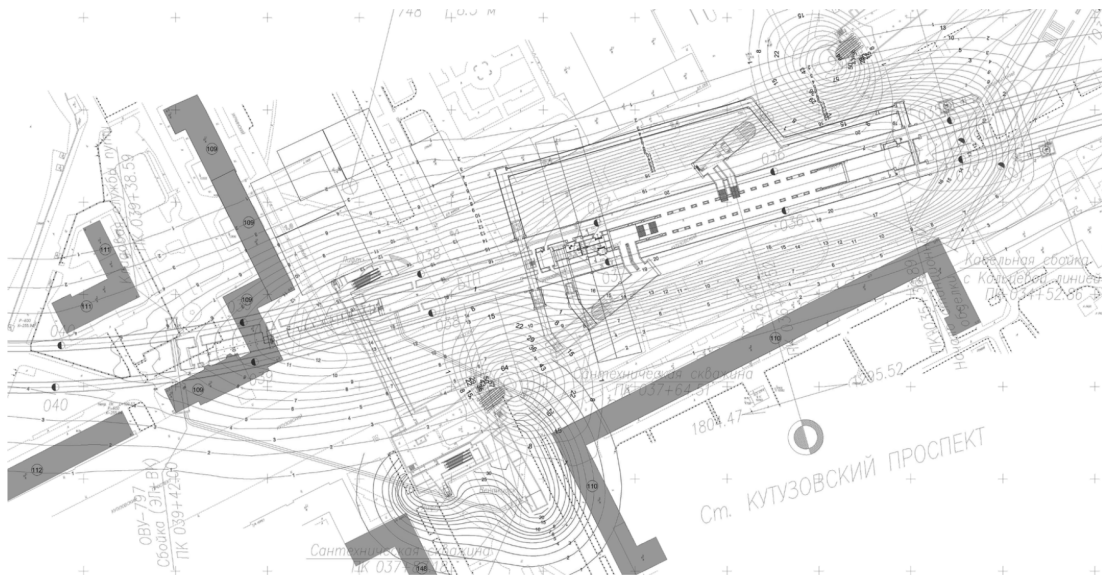


Рис. 3. Прогнозируемые осадки земной поверхности от строительства объектов Калининско-Солнцевской линии в районе станции «Кутузовский проспект».

Максимальные расчетные величины прогнозируемых осадок дневной поверхности при строительстве станционных комплексов буровзрывным способом с учетом предварительного укрепления грунтов снизятся на 40-60%. Максимальное значение осадки земной поверхности по станции «Волхонка», равное 68 мм, снизится до 27мм.

Проведение укрепления грунтов по станционным комплексам, таким образом, уменьшает прогнозируемые осадки зданий, требующих защитных или противоаварийных мероприятий. Количество объектов, требующих проведения таких мероприятий, снизится до 13.

На основании данных по техническому состоянию и основным дефектам конструкций зданий, для обеспечения их сохранности при сооружении объектов КСЛ обоснована необходимость применения комплекса защитных и ремонтно-восстановительных мероприятий, включающего следующие виды работ:

- заполнительная цементация пустот и разуплотнений в основании фундаментов, укрепление грунтового основания фундаментов;
- усиление конструкций (кирпичной, бутовой кладки и т.п.) фундаментов здания инъекционными способами;

- усиление конструкции наружных фасадных стен, арочных проемов с помощью армирующих элементов (спираль-анкеры), лечение и ликвидация локальных трещин.

#### 4. ЛИТЕРАТУРА

- Проектная документация «*Определение прогнозируемых осадок дневной поверхности, оценка технического состояния наземных и подземных зданий и сооружений*», 11-4015-Л-П/КТД-1-2-ПОС 2.4, М.: «НИЦ «Тоннели и метрополитены». 2013. 74 стр.
- Отчет об инженерно-геологических изысканиях для разработки проектной документации. КТД-1-2-ПЗ 2.1.1, М.: ОАО «Метрогипротранс». 2012.
- Общая пояснительная записка. КТД-1-2-ПЗ 3.2 М.: ОАО «Метрогипротранс». 2012.

## **Секция 3**

# **ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ СОВМЕСТНЫХ РАСЧЕТОВ ОСНОВАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**





# Роль микробиологической деятельности при геотехнической оценке безопасности ведения горных работ на Яковлевском руднике (КМА)

Р.Э. Дашко, И.В. Алексеев

Национальный минерально-сырьевой университет «Горный», Санкт-Петербург, Россия

Рассмотрена микробиологическая деятельность в подземных выработках Яковлевского рудника (КМА) как один из факторов, влияющих на прочность и деформационную способность богатых железных руд (БЖР), а также на биокоррозию конструкционных материалов. Проанализированы основные источники поступления микроорганизмов в рудное тело. Выполнен обзор результатов микробиологических исследований, проведенных на руднике с 2003 г. Особое внимание уделено изучению биокоррозии металлических арочных крепей, имеющему большое значение для обеспечения устойчивости горных выработок. Даны краткие рекомендации по расширению микробиологического мониторинга.

## 1. ВВЕДЕНИЕ

Разработка Яковлевского месторождения богатых железных руд (БЖР), характеризующихся весьма высоким содержанием полезного компонента (до 65,5% Fe, реже выше), сопряжена с целым рядом трудностей, обусловленных, прежде всего, уникальными инженерно-геологическими и геотехническими условиями объекта.

Сложность условий предопределяется большой глубиной залегания рудного тела и его приуроченностью к мощным допалеозойским корам химического выветривания, отличающимся высокой степенью неоднородности и изменчивости разреза как по глубине, так и по простиранию. С рудным телом связан водоносный горизонт хлоридно-натриевых вод с минерализацией более 2 г/дм<sup>3</sup>, осушаемый непосредственно в подземных выработках с помощью самоизливающихся горизонтальных и наклонных скважин. Выше по разрезу залегает осадочная толща, вмещающая шесть неосушенных высоконапорных горизонтов, под которыми в настоящий момент осуществляется проходка горных выработок и последующая выемка полезного ископаемого. Верхняя часть рудного тела рассматривается как водозащитный целик между кровлей рабочего горизонта -370 м и подошвой высоконапорного нижнекаменноугольного водоносного горизонта. В сложившихся условиях сохранность данного целика имеет чрезвычайно большое значение для безопасности ведения горных работ, поскольку прорывы подземных вод могут иметь эстафетный характер и, в конечном итоге, привести к частичному или полному затоплению рудника. В качестве системы отработки месторождения выбрана комбинированная камерно-слоевая система с полной закладкой выработанного пространства легкими песчаными бетонами.

Основные сложности сопряжены с увеличением водопроницаемости водозащитного целика за счет роста трещиноватости горных пород и руд при ведении очистных работ. Характер и интенсивность подобных нарушений зависят от размеров горных выработок, полноты их закладки, прочности пород и руд защитного целика и прочности материала закладки, а также их изменения во времени под коррозионным воздействием подземных вод и других видов агрессивности многокомпонентной подземной среды, важной составляющей которой на Яковлевском месторождении являются микроорганизмы.

## 2. ИСТОЧНИКИ ПОСТУПЛЕНИЯ МИКРОБИОТЫ В РУДНОЕ ТЕЛО

Известно, что коры химического выветривания образуются при активном участии микробиоты. В железистых кварцитах КМА микропалеонтологами еще в 40-е гг. прошлого столетия были обнаружены многочисленные фоссилизированные бактерии (рис. 1). Позднее, в 1999 г. А.Ю. Розановым в протерозойских джеспилитах, служащих материнской породой для БЖР, были идентифицированы фоссилизированные цианобактерии (Розанов, 1999). Следовательно, коры химического выветривания следует рассматривать как естественный источник микроорганизмов, унаследованных в геологическом времени, которые представляют собой постоянно развивающиеся формы древней микрофлоры, чье существование обусловлено протеканием автолитических ферментативных процессов, приводящих к гидролитическому распаду сложных молекул и деструкции токсичных продуктов метаболизма.

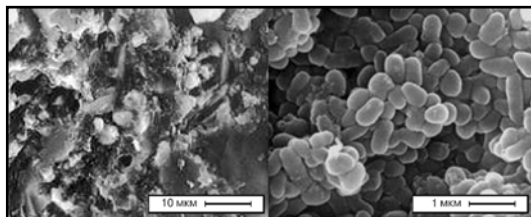


Рис. 1. Фоссилизированные цианобактерии в сланцах среди протерозойских джеспилитов КМА (Розанов, 1999)

Кроме микрофлоры, связанной непосредственно с корами химического выветривания, на Яковлевском руднике выделяют также другие источники поступления микробиоты в горные выработки (рис. 2). Один из таких источников связан с нисходящим перетеканием в рудное тело подземных вод залегающего выше нижнекаменноугольного водоносного горизонта, в нижней части которого наличие органосодержащих пород предопределяет формирование восстановительных условий и деятельность гетеротрофных анаэробных бактерий, что доказывается генерацией биохимического сероводорода.



Рис. 2. Источники поступления микробиоты в рудное тело Яковлевского рудника

В качестве другого источника следует обозначить восходящее перетекание минерализованных вод по тектоническим трещинам гранитного массива. Регулярно проводимый на Яковлевском руднике гидрогеохимический мониторинг за состоянием состава подземных вод показал высокие содержания органической составляющей в этих водах. При этом величина биологического потребления кислорода (БПК<sub>5</sub>) проанализированных проб коррелировала с содержанием легкоокисляемой органики (величина перманганатной окисляемости), которая активно утилизируется гетеротрофными формами микроорганизмов. Предпо-

ложение о микробном генезисе обнаруженных в водах гранитных массивов органических соединений было подтверждено несколько позднее при расшифровке результатов газохроматографических исследований проб воды, отобранной на горизонте минус 425 м Яковлевского рудника, которая выявила повышенное содержание изменённых липидов (жиров) и моносахаров (углеводов). Содержание белков в тех же пробах, определенное с использованием биохимического метода Лоури, также оказалось весьма значительным и составило 200-233 мкг/мл.

Кроме перечисленных источников микробиоты в рудном теле следует также упомянуть поступление микроорганизмов в подземные выработки с потоками воздуха через вентиляционные системы, а также привнос с поверхности с людьми, механизмами, горюче-смазочными материалами и древесиной, используемой при забутовке крепей.

### 3. ФАКТОРЫ, СПОСОБСТВУЮЩИЕ РАЗВИТИЮ МИКРОБИОТЫ

Микробиота в горных выработках Яковлевского рудника характеризуется высокой степенью агрессивности и большим видовым разнообразием. Объясняется это тем, что в пределах месторождения существуют благоприятные факторы, способствующие развитию жизнедеятельности микроорганизмов. К физическим факторам можно отнести высокую пористость железных руд и их обводненность. К физико-химическим – температуру 24-27°C благоприятную для мезофильных групп микробиоты; минерализацию вод, меняющуюся в широких пределах от 0,5 до 13 г/дм<sup>3</sup> и подходящую для развития различных форм микрофлоры; химический состав поземных вод, характеризующийся наличием всех необходимых микро- и макрокомпонентов; благоприятные значения Eh и pH. Кроме того, можно также выделить особые факторы, такие как действие слабых магнитных полей и эксгаляции радона по тектоническим трещинам, способствующие развитию различных гетеротрофных форм микроорганизмов, в том числе обладающих магнитотаксисом.

#### 4. СПЕЦИФИКА РАЗВИТИЯ МИКРОБИОТЫ НА ЯКОВЛЕВСКОМ РУДНИКЕ

Подчеркнем, что в настоящее время изучению микробиоты в подземном пространстве не уделяется должного внимания и часто игнорируется возможность ее воздействия на формирование опасных горно-геологических процессов и явлений и, соответственно, на безопасность ведения горных работ. Вместе с тем, активная деятельность микроорганизмов в подземной среде сопровождается комплексом негативных трансформаций горных пород и руд, подземных вод, изменением напряженно-деформируемого состояния пород в период эксплуатации сооружения, разрушением несущих конструкций.

На Яковлевском руднике микробная деятельность анализируется и исследуется как один из негативных факторов, влияющих на прочность и деформационную способность БЖР, а также на биокоррозию конструкционных материалов (рис. 3), в том числе на прочность закладочных смесей (Дашко и др., 2013). Впервые активная деятельность микробиоты на Яковлевском месторождении была установлена в 2003 г. работами доктора геолого-минералогических наук, профессора кафедры гидрогеологии и инженерной геологии Горного университета Дашко Р.Э. и доктора биологических наук, профессора биолого-почвенного факультета СПбГУ Власова Д.Ю. Внимание к микробиологической активности в подземных выработках привлекли явно выраженные особенности коррозии материала стальных труб на горизонте минус 425 м. Исследование разрушенных фрагментов металла показало наличие в пробах богатого биоценоза, в том числе микровицетов и бактерий с высокой численностью.

Позднее высокая степень микробиологической активности БЖР была обнаружена по характеру поражения ткани брезентовых мешков, в которых свежие пробы руды могли храниться не более 7-10 дней. Отметим, что еще во второй половине прошлого столетия был предложен метод для оценки биологической активности почв и влажных грунтов по скорости разрушения батиcтoвoй ткани. Считается, что если через месяц взаимодействия ткани с грунтом заметны признаки ее разрушения, либо почернение,

то такой грунт (или почва) должен рассматриваться как коррозионно-активный с точки зрения воздействия микробиоты.



Рис. 3. Коррозия бетонных плит-стяжек на гор. минус 425 м (фото И.В. Алексеева)

В случае Яковлевского рудника прочная ткань имела все признаки сильнейшего биологического поражения после недельного - десятидневного контакта с рудой. Исследование повреждённого материала позволило выявить на нем довольно сложное по составу микробное сообщество. В результате микологического анализа обнаружено семь видов микровицетов: *Aspergillus nidulans*, *Doratomyces stemonitis*, *Fusarium oxysporum*, *Mucor plumbeus*, *Phiapophora fastigiata*, *Penicillium verrucosum*, *Sporotrichum pruinosum*. Среди найденных видов были отмечены активные биодеструкторы.

Не осталось незамеченным и наблюдаемое на руднике обильное выделение слизи на стенках выработок (рис. 4) и металлических конструкциях, свидетельствующее о деятельности разнообразных групп микроорганизмов, прежде всего, железобактерий.



Рис. 4. Обильное выделение слизи на стенке выработки (фото И.В. Алексеева)

Начиная с этого момента, микробиологические исследования стали проводиться на Яковлевском руднике регулярно. Первый этап работ (июнь-август 2004 г.) включал микологическое изучение руд и определение микробной массы в различных типах БЖР при изменении режима их увлажнения. На втором этапе (август-ноябрь 2004 г.) были продолжены микологические исследования на пробах БЖР, отобранных в точках наиболее активного проявления микробной деятельности, которая фиксировалась визуально по количеству слизи, газогенерации и др. Кроме того, помимо микромицетов определялись также некоторые физиологические группы, виды и роды бактерий и актиномицетов. Этот этап исследований дал возможность убедиться в том, что микробная деятельность характерна для всего рудного тела, однако меняется численность и видовой состав микроорганизмов. Было установлено развитие как аэробных, так и анаэробных формы микробиоты. Выявлено и проанализировано более 40 видов микромицетов, зафиксирована активная жизнедеятельность железобактерий, магнитобактерий, нитрифицирующих и сульфатредуцирующих бактерий, клостридий и актиномицетов с численностью, нередко превышающей  $n \cdot 10^5$  КОЕ в 1 г БЖР.

## 5. ПОСЛЕДСТВИЯ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ МИКРОБИОТЫ

На третьем этапе (ноябрь-декабрь 2004 г.) определялось содержание микробной массы (ММ) в пробах осушенных БЖР, отобранных в экспериментальном штреке, где визуально по наличию слизи отмечалась активная микробная деятельность. Для руд, не содержащих слизи, оценка ММ проводилась в воздушно-сухих образцах и пробах, увлажненных до величины естественной влажности. Значения ММ в случае воздушно-сухих образцов оказались в пределах от 24,4 до 35,8 мкг/г. При увлажнении проб водой из Яковлевского рудника наблюдался рост ММ в среднем в два раза. Наиболее интенсивная микробная деятельность была выявлена в рудах со слизью, где величина ММ достигала значений 205-365 мкг/г (таблица 1).

В 2008 году в связи с остановкой горных работ и снижением до минимума интенсивности вентиляции в подземных выработках

было зафиксировано усиление процесса слизиобразования на стенках горных выработок и поверхности металлических крепей, свидетельствующее об активизации деятельности анаэробных и факультативных форм микроорганизмов, а также о развитии макромицетов (рис. 5).

Таблица 1. Содержание ММ (мкг/г) (по методу Бредфорд) в двух типах руд

Характеристика руд	Величина ММ, мкг/г	
	В воздушно-сухой руде	В увлажненной руде
Руда без слизи: -«синька»	34,5	67,6
Руда со слизью: -«синька»	—	365,4
-«краска»	—	205,0

### 5.1. Влияние деятельности микробиоты на свойства БЖР

Проведенные на руднике микробиологические исследования включали изучение влияния контаминантов, прежде всего нефтепродуктов, на рост микробной массы в БЖР и выполнение сравнительной оценки влияния содержания ММ на прочность БЖР.



Рис. 5. Фото колоний базидиальных грибов на стенках выработок, гор. минус 425 м (фото И.В. Алексеева)

Как и предполагалось, при загрязнении рудного тела нефтяными углеводородами, например, при техническом обслуживании используемых на руднике транспортных средств, наблюдается интенсификация деятельности природных биоценозов.

Для микроорганизмов, легко усваивающих большинство органических веществ, поступление углеводов служит дополнительным питательным и энергетическим субстратом. Кроме того, в самих нефтепродуктах всегда содержатся разнообразные формы микроорганизмов, которые лишь

увеличивают общую численность и видовой состав микробиоты. Поэтому загрязнение обводненных железных руд горюче-смазочными материалами приводит к заметному повышению содержания микробной массы (ММ) в них (рис. 6).

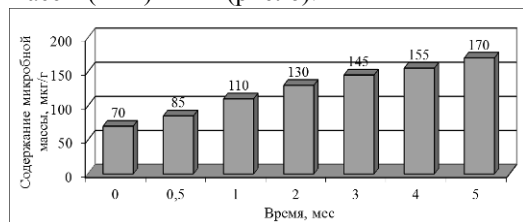


Рис. 6. Рост микробной массы в БЖР при их контаминации соляровым маслом

Экспериментальные исследования показали, что степень влажности и микробная пораженность существенно влияют на один из важных параметров сопротивления сдвигу БЖР – угол внутреннего трения. При содержании микробной массы 90-110 мкг/г угол внутреннего трения вторично увлажненных образцов составил менее 8°. Именно формирование биопленок на дисперсных частицах негативно воздействует на угол внутреннего трения БЖР (Дашко и др., 2012, 2013).

## 5.2. Влияние деятельности микробиоты на закладочный материал

Как отмечалось выше, в условиях закладки выработанного пространства легкими бетонами необходимо обеспечить сохранение прочности последних. Дополнительный перенос микроорганизмов с нисходящим перетеканием подземных вод из нижнекаменноугольного водоносного горизонта вызывает развитие биокоррозионных процессов, что доказывается проведенными экспериментальными лабораторными и полевыми исследованиями. Поставленные на кафедре гидрогеологии и инженерной геологии Горного университета опыты свидетельствуют о высокой биокоррозионной активности богатых железных руд и подземных вод. Прочность образцов кубической формы, приготовленных из бетона, используемого на руднике для закладки выработанного пространства, за 3 месяца нахождения в контейнере с рыхлыми железными рудами, насыщенными водой руднокристаллическо-

го водоносного горизонта, снизилась на 55-56% за счет микробиологического воздействия, что контролировалось ростом микробной массы, определенной по величине суммарного микробного белка. В ходе полевых исследований прочности закладочного материала с использованием методов неразрушающего контроля, проведенных кафедрой горных предприятий и подземных сооружений Горного университета, были получены аналогичные результаты.

Осенью 2012 года были проведены микробиологические исследования закладочного материала на горизонте -370 м. Отобраны увлажненные пробы бетонов из мест капежа, а также пробы сухого закладочного материала. В результате микологического анализа отобранных образцов выявлено 24 вида микромицетов. Среди обнаруженных микромицетов во влажном бетоне преобладают следующие виды: *Alternaria alternata*, *Aspergillus unguis*, *Fusarium oxysporus*, *Penicillium brevicompactum*, *Penicillium purpurogenum*, *Penicillium waksmanii*, *Scopulariopsis brumptii*, *Stysanus stemonitis* (рис. 7). Численность микромицетов составляет порядка 800 КОЕ (колониеобразующих единиц) на 1 г субстрата. Для проб сухого закладочного материала характерны представители видов *Aspergillus flavus*, *Aspergillus versicolor*, *Aspergillus sydowii*, *Fusarium sporotrichioides*, *Penicillium roqueforti*, *Scopulariopsis brumptii*. Их численность несколько ниже - 700 КОЕ/г. При этом следует отметить, что видовой состав изученных проб сильно различается. Выявленные виды родов *Aspergillus* и *Penicillium* известны как продуценты органических кислот (щавелевой, кремневой, уксусной, лимонной, фумаровой, глюконовой, пропионовой, молочной, глиоксилиевой, коевой, муравьиной, итаконовой и др.), обладающих высокой деструктивной активностью в отношении различных материалов, и в том числе – закладочных смесей, а также металлов. Довольно часто микромицеты, изолированные с проб разрушающегося бетона, продуцируют лимонную и щавелевую кислоты, которые резко ускоряют биодegradацию материала. Последняя из упомянутых кислот наиболее опасна, поскольку обладает максимально широким спектром действия на поливалентные катионы.

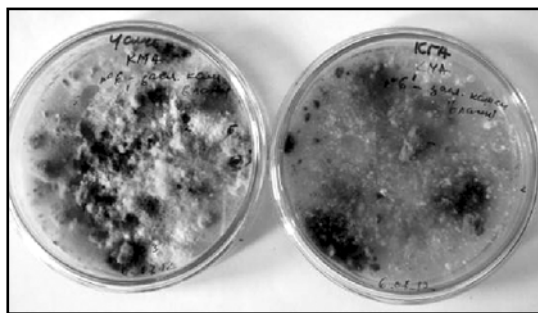


Рис. 7. Колонии микромицетов, изолированных с проб влажного закладочного материала (фото Д.Ю. Власова)

Результаты бактериологических исследований показали повышенное содержание в пробах гетеротрофных бактерий (от  $6,0 \cdot 10^5$  до  $7,6 \cdot 10^6$  КОЕ/г), о чем свидетельствуют посевы на среду ГМФ (содержащую гидролизат мяса ферментативный). Кроме того, стоит отметить факт выявления силикатных бактерий в пробах влажного закладочного материала ( $10^6$  КОЕ/г), непосредственно участвующих в разрушении бетонов. Максимальная численность всех групп бактерий, а также актиномицетов (до  $10^7$  КОЕ/г субстрата) характерна для проб влажного закладочного материала, в то время как в сухих пробах выявлены только микромицеты и гетеротрофы на среде ГМФ.

### 5.3. Биокоррозия металлических крепей

Большое значение для обеспечения устойчивости подземных выработок Яковлевского рудника имеют металлические арочные крепи, в биокоррозионном разрушении которых могут принимать участие микроорганизмы, относящиеся к самым различным родам и видам. Микроорганизмы оказывают существенное влияние на характер протекания электрохимической коррозии за счет образования коррозионных метаболитов (органических кислот), выделения продуктов, повышающих коррозионное действие химических соединений, уже присутствующих в среде, а также за счет микробной деградации химических компонентов, выступающих в роли ингибиторов коррозии. Кроме того, этот эффект связан с образующейся на металлической поверхности биопленкой, которая часто взаимодействует со слоем оксидов, формирующимся в результате коррозионных процессов и предотвращающим дальнейшую коррозию

(рис. 8). Данное взаимодействие нередко ведет к созданию условий, благоприятных для локального разрушения металла (Videla et al., 2001).

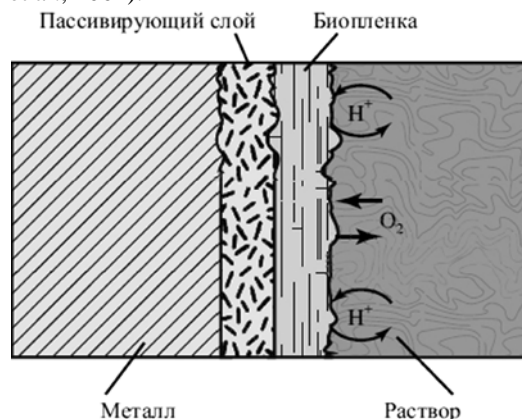


Рис. 8. Перенос двух главных катодных реагентов через структуру «биопленка – пассивирующий слой»

Для анализа и оценки развития биокоррозии арочных крепей летом 2013 года был выполнен специализированный мониторинг активности биохимического процесса разрушения металлических конструкций в подземных выработках Яковлевского рудника на действующих горизонтах. В ходе наблюдений осуществлялось детальное описание форм разрушения материалов. При этом производилась фотофиксация зон деструкции материалов и конструкций обследованных горных выработок. Основное внимание было уделено материалам с характерными признаками биологического повреждения (по результатам визуальной оценки), а также с наличием вторичных образований (слизи, stalactites, наростов). Кроме того, микробиологическому анализу подвергались пробы подземной воды и БЖР как потенциальные источники жизнедеятельности микроорганизмов, в том числе биодеструкторов. Значительная часть проб для микробиологического исследования была отобрана в зоне коррозии крепей.

Впервые в ходе обследований подземных выработок Яковлевского рудника применялся отбор проб методом получения реплик (отпечатков поврежденного участка на питательной среде). Этот метод дал возможность выявить реальную картину развития микробного сообщества на момент обследования. Микроорганизмы прорастали на питательной среде через короткое время

после отбора проб (рис. 9), что позволяло немедленно переходить к идентификации, исключив постороннее загрязнение.

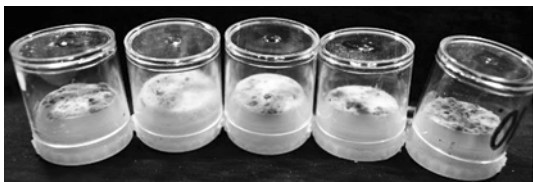


Рис. 9. Микробиологические пробы, отобранные с крепей в зоне коррозии методом отпечатка (реплики) поверхности крепи на питательной среде (фото Д.Ю. Власова)

На основании проведенных экспериментальных исследований было установлено, что наиболее обширные и интенсивные повреждения металлических крепей проявляются в местах повышенного увлажнения. В ходе обследования горных выработок были выявлены различные формы микробиологической деятельности (рис. 10-13):

- слизистые пленки, натеки и солевые отложения;
- глубокая коррозия металлических конструкций, сопровождающаяся отслаиванием фрагментов металла, а также отложением на поверхности продуктов коррозии (рис. 10);
- колонии микромицетов на деревянной забутовке;



Рис. 10. Отслоение продуктов коррозии с арочной крепи (фото И.В. Алексеева)

- обширные разрастания мицелия базидиальных грибов на деревянной забутовке (мицелий распространяется и на металлические конструкции, способствуя усилению коррозионных процессов) (рис. 11);

- плодовые тела базидиальных дереворазрушающих грибов (белого цвета);

- высолы и сталактиты в местах повышенного увлажнения (рис. 12);

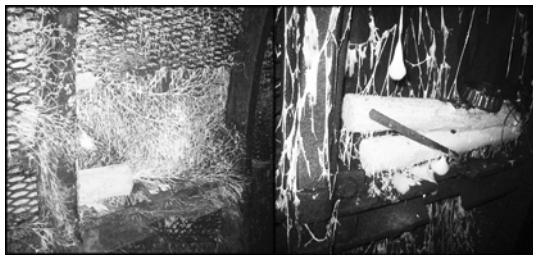


Рис. 11. Обрастание грибным мицелием забутовки и арочной крепи (фото И.В. Алексеева)

- сухие корковидные или порошковидные образования на поверхности расслаивающегося бетона;
- черные биопленки за металлическими крепежами (развитие анаэробной микробиоты).

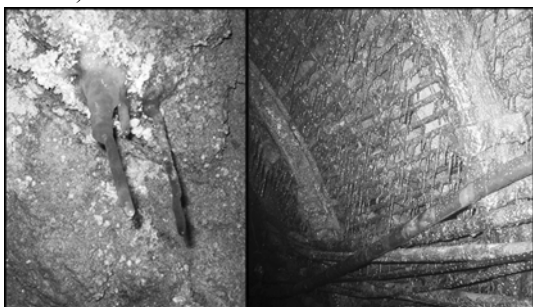


Рис. 12. Образование сталактитов на стенках и кровле выработок (фото И.В. Алексеева)

Проведенные обследования крепей в подземных выработках Яковлевского рудника позволили выявить многочисленные формы повреждений металлических конструкций в результате взаимосвязанных процессов биохимической и химической коррозии (рис. 13). Образование слизи, натеков и биопленок мозаично и сопряжено с неравномерным повышенным увлажнением, вымыванием продуктов коррозии и накоплением высокого потенциала биодеструкторов. Выявлено глубокое поражение деревянной забутовки.

В целом, результаты обследования показывают, что биологическое сообщество внутри подземных выработок проявляется в различных формах, характеризуется высокой насыщенностью и сопряжено с коррозией металлических крепей. Температурно-влажностные условия, складывающиеся в шахте, способствуют быстрому росту и развитию биодеструкторов, накоплению

агрессивного потенциала микроорганизмов. В таких условиях требуется проведение специальных мероприятий, направленных на противодействие процессам микробной коррозии, а также препятствующих накоплению биодеструкторов.

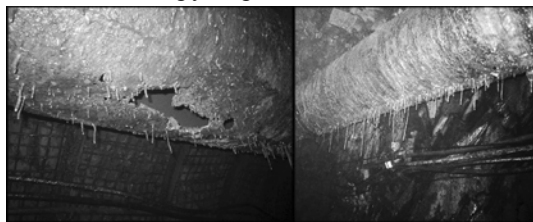


Рис. 13. Образование сталактитов на глубоко корродировавшем воздуховоде (фото И.В. Алексеева)

## 6. ВЫВОДЫ

В качестве направлений дальнейших исследований процессов коррозии на Яковлевском руднике следует обозначить:

1. Установление динамики разрушения металлических крепей во времени в зонах:

а) постоянного перетекания и переноса микробиоты из нижнекаменноугольного водоносного горизонта;

б) увлажнения за счет остаточных притоков из руднокристаллического водоносного горизонта;

в) влияния восходящего перетекания минерализованных вод из гранитного массива.

2. Сравнительная оценка сохранности металлических крепей в осушенных зонах и зонах попеременного увлажнения-высыхания.

3. Закономерности снижения прочности крепей должны быть установлены на основе полевых экспериментов, дополненных лабораторными работами.

4. Исследование снижения прочности закладочного материала в различных гидродинамических и гидрохимических условиях.

5. Выявление роли восстановительных условий и развития анаэробных форм микроорганизмов, в том числе железовосстанавливающих бактерий, на активность совместного протекания электрохимических и биохимических процессов на поверхности металлических крепей.

6. Разработка рекомендаций по подбору биоустойчивых материалов и их использование в горных выработках.

7. Прогнозирование возможности активизации микробиологической деятельности в горных выработках в результате техногенного воздействия и загрязнения подземной среды компонентами, которые легко утилизируются микроорганизмами, поскольку служат им питательным и энергетическим субстратом.

8. Обеспечение на месторождении микробиологического мониторинга подземных вод, являющихся потенциальным источником поступления микроорганизмов-биодеструкторов, а также развитие микробиоты в различных типах руд и ее влияние на их прочность и устойчивость.

9. Учитывая значимость микробиологической деятельности для обеспечения безопасности горных работ на Яковлевском руднике, следует рекомендовать ее изучение при разработке других месторождений, характеризующихся схожими горно-геологическими условиями. Еще на стадии изысканий при прогнозировании развития инженерно-геологических процессов и оценке степени их опасности необходимо оценивать роль одного из неотъемлемых компонентов подземной среды – микробиоты.

Дашко Р.Э., Алексеев И.В. Микробная деятельность в подземных выработках и ее влияние на свойства богатых железных руд и конструкционных материалов // *Записки Горного института*. СПб, 2012. № 195. С. 15–18.

Дашко Р.Э., Алексеев И.В. Особенности развития горно-геологических процессов на Яковлевском руднике богатых железных руд при активизации микробной деятельности // *Известия высших учебных заведений. Горный журнал*. Екатеринбург, 2013. № 5. С. 115–122.

Розанов А.Ю. Ископаемые бактерии и новый взгляд на процессы осадкообразования // *Советский образовательный журнал. Науки о Земле*. 1999. № 10. С. 63–67.

Videla H.A. Microbially induced corrosion: an updated overview // *International biodeterioration and biodegradation*. 2001. V. 48. P. 176–201.



# **К вопросу комплексного подхода инженерно-геологического и геотехнического обеспечения и оценки условий строительства и эксплуатации зданий и сооружений в Санкт-Петербурге**

Р.Э. Дашко, Я.А. Карпова

Национальный минерально-сырьевой университет «Горный», г. Санкт-Петербург, Россия

Анализируется необходимость комплексного подхода к оценке инженерно-геологических и геотехнических условий многокомпонентного подземного пространства с учетом его контаминации, который практически отсутствует в действующей нормативной базе. Предложены новые критерии типизации инженерно-геологических условий территории для строительства наземных сооружений, применение которых выполнено для территории Приморского района Санкт-Петербурга. В качестве основного критерия используется глубина залегания кровли верхнекотлинских глин верхнего венда, рассматриваемых в качестве относительно надежного основания и вмещающей среды для сооружений различного типа с учетом их зонального строения. Выделены участки по степени благоприятности инженерно-геологических условий для строительства зданий и сооружений различного типа.

## **1. ВВЕДЕНИЕ**

На современном этапе освоения и использования подземного пространства Санкт-Петербурга в условиях его активной контаминации требования к обеспечению длительной устойчивости зданий и сооружений возрастают, что связано, прежде всего, с необходимостью устройства глубоких котлованов, проходкой перегонных тоннелей в четвертичных грунтах, а также строительством тяжелых капитальных и уникальных зданий.

Анализ аварийных ситуаций зданий и сооружений различного типа в Санкт-Петербурге показал необходимость совершенствования существующих в практике инженерно-геологических и геотехнических подходов, регламентированных действующими нормативными документами.

## **2. КОМПЛЕКСНЫЙ ПОДХОД К ОЦЕНКЕ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ И ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ ТЕРРИТОРИИ**

Безопасность строительства и длительной эксплуатации наземных сооружений различного уровня ответственности и сложности в пределах Санкт-Петербурга должна базироваться на комплексном подходе к оценке их взаимодействия с многокомпонентным подземным пространством

при обязательном учете влияния природных и техногенных факторов, прежде всего, на физико-механические свойства песчано-глинистых грунтов, компонентный состав подземных вод и развитие опасных инженерно-геологических процессов.

Подземное пространство следует анализировать как пятикомпонентную систему: песчано-глинистые грунты и/или горные породы, подземные воды, «живая составляющая» – микроорганизмы, биохимические и глубинные газы, подземные конструкции (фундаменты различного типа, подземные сооружения метрополитена, канализационные коллекторы и др.). Изменение одного и/или более компонентов может привести к преобразованию всей системы, что вызывает нарушение условий нормального функционирования сооружений различного типа.

Существующая нормативная база, регламентирующая необходимые виды инженерно-геологических исследований включает ряд документов. Часть из них относится к территориально-строительным нормам и рассматривает особенности того или иного региона России (в данном случае Санкт-Петербурга), в других сформулированы общие требования к проведению инженерно-геологических исследований разреза участка строительства, в том числе, в пределах которого существует вероятность развития опасных инженерно-

геологических процессов (карст, суффозия и т.д.).

Основными нормативными документами, согласно которым проводятся инженерно-геологические исследования территории Санкт-Петербурга, являются: ТСН 31-332-2006 «Жилые и общественные высотные здания»; ТСН 50-302-2004 «Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге», и документы общего плана: СП 11-105-97 «Инженерно-геологические изыскания для строительства (Ч1-Ч6)», 47.13330.2012 «Инженерные изыскания для строительства. Общие положения», СП 11-102-97 «Инженерно-экологические изыскания для строительства». В связи с этим, разработка нового подхода должна базироваться на выявлении недостатков действующих нормативных документов.

В таблице 1 приведен результат сравнительного анализа предлагаемого комплексного подхода и существующих направлений исследований согласно нормативным документам.

Анализ содержания действующих норм для Санкт-Петербурга показал, что они имеют ряд существенных недоработок, поэтому должны быть откорректированы и/или дополнены. Ни один из нормативных документов для наземного строительства в Санкт-Петербурге не рассматривает в качестве обязательных исследований: анализ структурно-тектонической обстановки и, связанное с ней положение кровли верхнекотлинских глин верхнего венда в пределах северной и центральной частей города и нижнекембрийских глин на юге, их трещиноватость и зональное строение по глубине. Кроме того, для наземных и подземных сооружений отсутствуют положения о необходимости целенаправленных исследований гидрогеологических условий территории с позиции прогнозирования влияния изменения напоров на устойчивость конструкций и варьирования гидрохимического режима в связи с развитием коррозии различного типа. Нестабильность гидродинамического режима вендского комплекса отражается на напряженно-деформированном состоянии (НДС) грунтовой толщи, и, как следствие, на характер развития деформаций назем-

ных зданий. Особую значимость в оценке гидрохимического режима имеет изменения окислительно-восстановительных и кислотнo-щелочных условий, которые зачастую определяют возможность использования технологий закрепления грунтов, процессы твердения бетонов, а также негативную трансформацию водонасыщенных дисперсных грунтов.

Обязательным пунктом инженерно-геологических и геотехнических исследований должна являться оценка экологической составляющей территории в историческом аспекте с учетом глубины воздействия загрязнителей, в отличие от действующих СП 11-102-97, направленных на геохимические аспекты присутствия тяжелых металлов (Zn, Cd, Pb, Hg, Cu, Co, Ni, As) в приповерхностной зоне и некоторые санитарно-гигиенические показатели. Воздействие загрязнителей различной природы следует изучать в пределах активной зоны сооружения, при этом необходимо анализировать их влияния на негативные изменения грунтов, развитие инженерно-геологических процессов, в том числе коррозии.

Новым направлением изучения условий строительства территории должна являться оценка микробной пораженности подземной среды с помощью прямых и косвенных методов для установления интенсивности влияния микроорганизмов на основные компоненты подземного пространства.

Исследование газовой составляющей в подземной среде глубинного или биохимического происхождения необходимо проводить на всю глубину освоения. Следует учитывать, что в разрезе Санкт-Петербурга присутствуют отложения, обогащенные органическим веществом (микулинские слои, литориновые разности, болотные и техногенные отложения), которые являются поставщиком природной

Таблица 1. Комплексный подход и сравнительная оценка условий проектирования и строительства наземных зданий сооружений в Санкт-Петербурге

Основные положения изучения инженерно-геологических условий	Наименование нормативного документа	Согласно нормативному документу	Согласно исследованиям Санкт-Петербургского Горного университета подземного пространства как пятикомпонентной системы
<p>Анализ структурно-тектонического строения;</p> <p>✓ Наличие разломов.</p> <p>✓ Подземный контур кровли коренных пород.</p> <p>✓ Проявление радона.</p>	(1) ТСН 31-332-2006 «Жилые и общественные высотные здания в Санкт-Петербурге»	Косвенный признак учета кровли дочетвертичных отложений по величине мощности четвертичных грунтов (более 50 м) для высотных зданий.	<p>Наличие разломов определяет:</p> <p>1) подземный контур дочетвертичной толщи;</p> <p>2) мощность четвертичных грунтов;</p> <p>3) интенсивность трещиноватости толщи дочетвертичных отложений глин и песчаников верхнего венда и нижнего кембрия;</p> <p>4) инженерно-геологический тип глин - трещиноватоблочная среда, что определяет их водопроницаемость и их физико-механические свойства;</p> <p>5) количество водоносных горизонтов четвертичной толщи;</p> <p>6) активность восходящего перетекания хлоридных натриевых вод вендского водоносного комплекса и их взаимодействия с подземными конструкциями;</p> <p>7) активное поступление радона и его влияние (радиолиз) на грунты, подземные воды и микробиоту.</p>
	(2) ТСН 50-302-2004 «Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге»	Не рассматривается	
	(3) СП 11-105-97 Часть 1 «Инженерно-геологические изыскания для строительства»		
	(4) СП 47.13330.201 2 «Инженерные изыскания для строительства. Общие положения»		
<p>Генетические типы отложений как надежное основание</p>	(1)	Морена твердой консистенции; кембрийская или протерозойская глина .	<p>Разделение морен по возрастному признаку и окислительно-восстановительным условиям их формирования. Морены окислительной зоны – выходят на дневную поверхность вне зон контаминации, характеризуются как трещиновато-блочная среда. Морена восстановительной зоны – тонкопористая квазипластичная среда, которая не может рассматриваться в качестве надежного основания для тяжелых зданий и сооружений.</p> <p>Дочетвертичные глины имеют зональное строение по глубине и степени трещиноватости (блочности), по характеру варьирования физических и механических показателей свойств (прочности и деформационной способности).</p>
	(2)		
	(3)	Не указывается	
	(4)		

<sup>1</sup> Сохраняется терминология ТСН 31-332-2006

Влияние органической компоненты различного генезиса: абиогенного биогенного (микроорганизмов) на подстилающие грунты	(1)	Не рассматривается	Природные (болота) и техногенные (утечки из систем водоотведения, свалки). Учет влияния органики абиогенного генезиса необходимо начинать с 0,5 % для песков. Негативное влияние органики биогенного генезиса (микроорганизмов) (от max к min): пески – супеси – суглинки – тонкопористые (трещиноватые) глины (содержание $p \cdot 10^{-4} \cdot 100 \text{мкг/г}$ грунта).. Осушение и/или снятие болот не влияет на улучшение свойств подстилающих грунтов. Микрообнопаренные грунты неустойчивы и имеют высокую биокоррозонную активность к строительным материалам
	(2)		
	(3)		
	(4)		
	ГОСТ 25100-11 «Грунты. Классификация»	Классификация грунтов только по содержанию органического вещества абиогенного генезиса.	
Анализ гидрогеологических условий Гидродинамический режим. Гидрохимический режим.	(1)	Наличие водоносных горизонтов при проходке шурфов и скважин с выделением напорных горизонтов, выявление природных и искусственных источников питания и условий снятия (разгрузки) напоров, определение коэффициента фильтрации грунтов; установление степени агрессивности подземных вод к бетону и коррозионную активность к металлу	Прогнозирование действия напоров на напряженно-деформированное состояние толщи и основания и характер деформации, нисходящее или восходящее перетекание подземных вод. Влияние органических соединений природного и техногенного генезиса на формирование окислительно-восстановительных и кислотно-щелочных условий. Определение неустойчивых компонентов и показателей состояния и состава водоносных горизонтов только в полевых условиях (Eh и pH, $\text{H}_2\text{S}$ , $\text{NH}_4^+$ ).
	(2)		
	(3)		
	(4)	Агрессивность среды по отношению к бетону и металлам, которые будут использованы для устройства фундаментов и подвальных помещений	Определение органической составляющей по величине ХПК (трудно- и легкоокисляемой органики) и БПК <sub>5</sub> (содержания активной аэробной микрофлоры).
Деятельность подземной микробиоты	(1)	Не рассматривается	Установления содержания микроорганизмов с помощью прямых и косвенных методов для оценки интенсивности их влияния на состояние и физико-механические свойства грунтов, подземные воды, развитие инженерно-геологических процессов, в том числе биокоррозии конструктивных материалов.
	(2)		
	(3)		
	(4)		
Биохимические и газовые	(1)	Не рассматривается	Изучение генерации газов по всей глубине разреза осваиваемого подземного пространства особенно в зонах развития болот, озерно-морских и микულიнских слоев, а также загрязнения органическими соединениями. Генерация и депонирование малорастворимых газов влияет на формирование газодинамического давления, хорошо растворимых газов – повышение агрессивности подземных вод по отношению к материалам конструкций.
	(2)		
	(3)		
	(4)		

Инженерно-экологические исследования территории			Инженерно-экологические исследования территории	
Основные положения изучения экологического состояния компонентов под-земной среды	Наименование нормативного документа	Согласно нормативному документу	Согласно исследованиям Санкт-Петербургского Горного университета подземного пространства как пятикомпонентной системы	
<i>Песчано-глинистые грунты</i>	СП 11-102-97 «Инженерно-экологические исследования в строительстве»	Рассматривают с позиции загрязнения грунтов тяжелыми металлами (Zn, Cd, Pb, Hg, Cu, Co, Ni, As) для оценки их влияния на здоровье населения.	Влияние природных и техногенных органических соединений биогенного и биогенного генезиса на подстилающие песчано-глинистые грунты.	
<i>Подземные воды</i>	СП 11-102-97 «Инженерно-экологические исследования в строительстве»	Изучает наличие водоносных горизонтов; условия залегания, распространения и их естественную защищенность; состав, фильтрационные и сорбционные свойства грунтов зоны аэрации и водопроницающих пород; наличие верховой и глубины залегания первого от поверхности водоупора; закономерности движения грунтовых вод, условия их питания и разгрузки, режим, наличие гидравлической взаимосвязи между горизонтами и с поверхностными водами; химический состав грунтовых вод, их загрязненность вредными компонентами и возможность влияния на условия проживания населения.	Влияние контаминации подземных вод на трансформацию грунтов, водоносного горизонта и водоупоров.	
<i>Газы различного генезиса</i>	СП 11-102-97 «Инженерно-экологические исследования в строительстве»	Рассматривают на участках развития насыпных грунтов с примесями строительных и бытовых отходов, мощностью не более 2,0-2,5 м. Опасные газы CH <sub>4</sub> и CO <sub>2</sub> при содержании более 0,1 % и 0,5 % соответственно. При строительстве на насыпных грунтах возникает опасность накопления биогаза в технических подпольях зданий и инженерных коммуникациях до пожаро-, взрывоопасных концентраций по метану (CH <sub>4</sub> ): 5-15% при O <sub>2</sub> – 12,1%).	<p>Анализ газов должен производиться по всей глубине зоны основания и с выделением малорастворимых газов (CH<sub>4</sub>, N<sub>2</sub>, H<sub>2</sub>) и хорошо растворимых газов (CO<sub>2</sub>, H<sub>2</sub>S, NH<sub>3</sub>).</p> <p>Влияние радона на активизацию метаболических процессов микроорганизмов и процессов радиолитизации во-ды, грунтов и строительных материалов.</p>	

органики и микроорганизмов в подземную среду. Поступление малорастворимых газов метана ( $\text{CH}_4$ ), азота ( $\text{N}_2$ ), водорода ( $\text{H}_2$ ) приводит к формированию газодинамического давления, последующему разуплотнению грунтов и изменению НДС в зоне влияния сооружений. Присутствие хорошо растворимых газов повышает агрессивность водонасыщенных песчаноглинистых грунтов и подземных вод, что способствует коррозии конструкционных материалов фундаментов и ограждающих конструкций.

Использование комплексного подхода позволяет повысить достоверность инженерно-геологической информации об особенностях инженерно-геологических и геотехнических условий предполагаемого участка строительства, а также дает возможность спрогнозировать развитие опасных инженерно-геологических процессов (плывуны, тиксотропия, биохимическое газообразование, биокоррозия строительных материалов), значительно сокращающих срок эксплуатации сооружений.

### 3. ОБОСНОВАНИЕ ПРИНЦИПОВ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКОЙ ТИПИЗАЦИИ ТЕРРИТОРИИ ПРИМОРСКОГО РАЙОНА ДЛЯ НАЗЕМНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

В 1989 году ФГУП «Севзапгеология» были разработаны принципы инженерно-геологической типизации, основанные на оценке изменения глубины залегания кровли моренных отложений ошашковского горизонта как надежного основания для наземных зданий различного типа, в том числе и высотных.

Исследованиями кафедры гидрогеологии и инженерной геологии Горного университета под руководством проф. Р.Э. Дашко было установлено, что наличие широкого спектра загрязнителей различной природы и формирование морен в анаэробных условиях приводит к негативным последствиям в отношении их состояния и физико-механических свойств, а также их несущей способности.

Массовые экспериментальные исследования деформационного поведения ошашковской морены, формирование которой

происходило в восстановительных условиях, показали, что эти отложения следует анализировать как квазипластичную среду. Соответственно, идея о надежности использования ошашковской морены как несущего горизонта для объектов наземного строительства требует коренного пересмотра.

На примере Приморского района как наиболее перспективного для размещения объектов повышенного уровня ответственности и сложности (высотного здания МК «Лахта центр», перегонных тоннелей метро, Западного скоростного диаметра и др.) выполнена типизация его территории по специфике инженерно-геологических, геотехнических и геоэкологических условий, определяющей степень благоприятности строительства.

В основу разработанной типизации для наземного строительства заложена глубина залегания кровли верхнекотлинских глин верхнего венда, как наиболее устойчивых разностей к различным техногенным воздействиям.

Как известно, глубина залегания кровли вендских глин в пределах Санкт-Петербурга определяется наличием в подземном пространстве погребенных долин с различным врезом. Так в пределах Приморского района кровля вендских глин вскрывается на глубине, в среднем, от 30 до 50 м, реже более (рис.1). По критерию глубины залегания этих глин были выделены разрезы трех типов: к первому (I) относятся территории с близким расположением кровли глин до 30 м, что характерно для участков вне палеодолин, второй тип (II) – выделяется в связи с большей погруженностью кровли верхнекотлинских глин верхнего венда от 30 м до 45-50 м, который приурочен к склоновой части палеодолины или зонам тальвега ее притоков, третий тип (III) – залегание кровли верхнекотлинских глин более 45-50 м – в тальвеговой части погребенной долины.

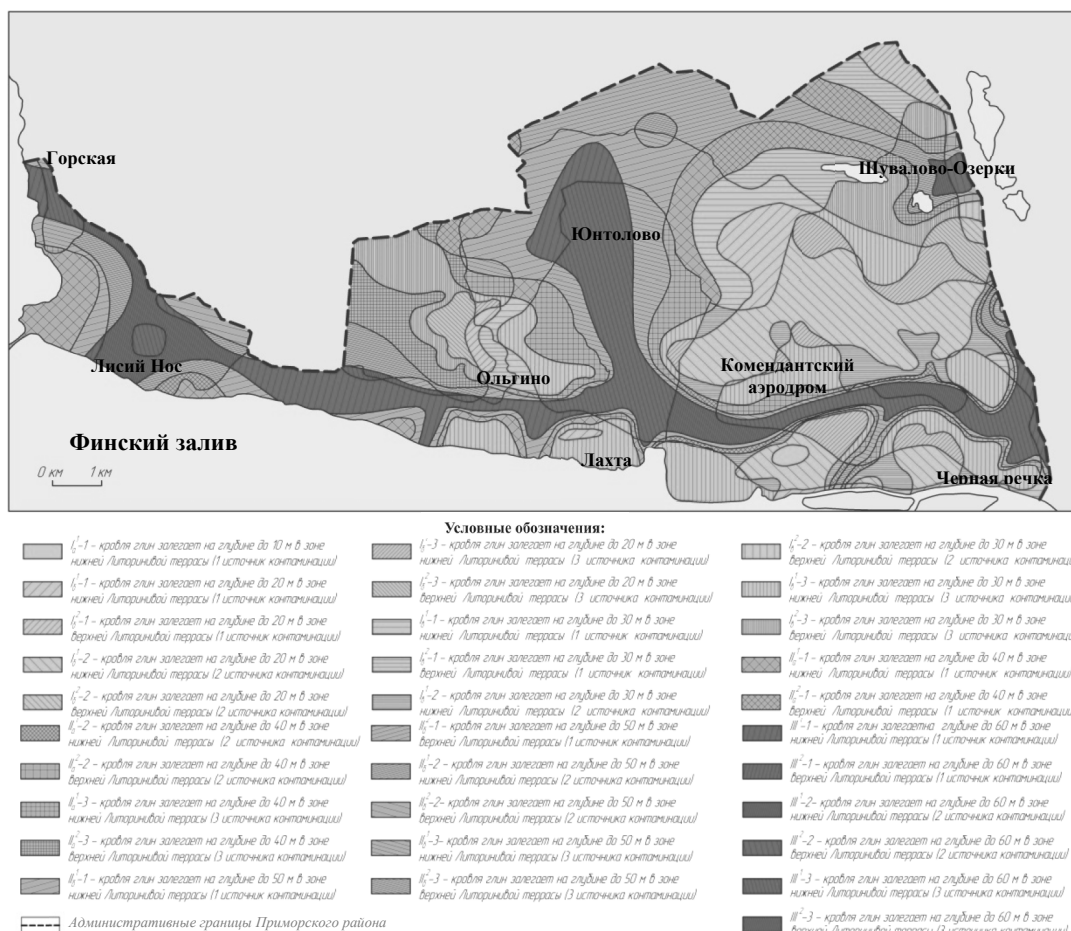


Рис. 1. Схематическая карта инженерно-геологической типизации территории Приморского района для наземного строительства

Критерий глубины залегания глин между вторым и третьим типами выбран в связи с ограничением ТСН 31-322-2006 «Жилые и общественные высотные здания» на строительство высотных зданий в пределах участков, в разрезе которых мощность четвертичных грунтов превышает 50 м.

В связи с необходимостью выбора наиболее адекватных и экономически целесообразных типов фундаментов и способов устройства котлованов для наземных сооружений, в пределах выделенных типов производилось деление на подтипы по глубине залегания кровли глин через каждые 10 м (таблица 2).

Дополнительным признаком разделения территории в пределах выделенных подтипов служит приуроченность площа-

док к различным геоморфологическим элементам.

Таблица 2. Подтипы выделенных типов инженерно-геологических условий для наземного строительства

Подтип	Глубина залегания кровли вендских глин, м
$I_a$	0-10
$I_b$	10-20
$I_v$	20-30
$II_a$	30-40
$II_b$	40-50
III	более 50

Поскольку территория Приморского района в большей степени приурочена к низкой Литориновой террасе (0-9 м) и только северная часть размещается в зоне

верхней Литориновой террасы с абсолютными отметками дневной поверхности от 10 до 25 м, отмечаются различия в строении четвертичной толщи. Так, в области низкой Литориновой террасы распространены озерно-морские отложения, в верхней части разреза залегают торфа и заторфованные грунты, характеризующиеся высокой микробной пораженностью, в отличие от верхней Литориновой террасы, где отмечается развитие локальных болот, залегающих на озерно-ледниковых отложениях различного гранулометрического состава.

Мощность, генезис, гранулометрический состав и тип четвертичных грунтов, а также их физико-механические свойства будут определять сложность устройства котлованов и фундаментов сооружений. В соответствие с этим в пределах подтипов выделены зоны (например,  $I_a^1$ ) с учетом геоморфологических особенностей.

Как уже отмечалось ранее, степень контаминации подземной среды за счет природных и техногенных факторов, воздействие которой отражается на окислительно-восстановительных и кислотно-щелочных условиях, компонентном составе подземных вод, прежде всего, грунтового водоносного горизонта, а также на состоянии и физико-механических свойствах песчано-глинистых грунтов. Соответственно уровень контаминации определяет выделение подзон:  $I_a^1$ -1,  $I_a^2$ -2 и т.д. Последняя цифра в обозначении определяет количество источников контаминации.

Следует отметить, что в пределах подзон с влиянием трех и более источников контаминации подземной среды будет наблюдаться активизация развития опасных инженерно-геологических процессов: пьезуны, тиксотропия, биохимическое газообразование, биокоррозия строительных материалов и др.

Согласно выполненной типизации общая запись  $I_a^1$ -1 означает, что участок располагается в пределах низкой Литориновой террасы, кровля вендских глин прослеживается на глубине менее 10 м территория подвергается незначительному техногенному воздействию за счет одного источника контаминации. Рассматриваемая территория характеризуется благопри-

ятными условиями с точки зрения глубины залегания кровли вендских глин, относительно удовлетворительной экологической обстановкой, влияющей на негативные изменения грунтов и подземных вод.

В целом, около 45 % территории Приморского района характеризуется относительно благоприятными инженерно-геологическими условиями для наземного строительства. Такие участки могут быть рекомендованы под застройку как высотных, так и типовых гражданских зданий. Возможно возведение зданий на плитных фундаментах ниже слоя дезинтегрированных глин в верхней части разреза коренной толщи. При устройстве котлованов необходимо учитывать наличие неустойчивых четвертичных грунтов при выборе наиболее адекватных технологий их устройства. При использовании материалов для фундамента следует применять бетоны, цемент которых устойчив в агрессивных средах.

Территории с разрезами второго типа составляют около 35 % от общей площади Приморского района. Такие участки не рекомендуются для возведения высотных зданий, поскольку характеризуются значительной мощностью слабых и неустойчивых грунтов четвертичного генезиса, наличием напорного верхнего межморенного водоносного горизонта, в связи с чем возникает вероятность прорыва вод в строительный котлован; повышенной трещиноватостью верхнекотлинских глин верхнего венда, способствующей интенсификации восходящего перетекания напорных хлоридных натриевых вод вендского комплекса, агрессивных по отношению к бетонам фундаментов. Трещиноватость глин приводит к снижению их прочности и определяет неравномерность развития деформаций сооружений.

Участки третьего типа занимают оставшиеся 20 % территории и приурочены к тальвеговой части глубоких погребенных долин. Такие зоны не следует рассматривать для возведения сооружений высокого класса капитальности, в первую очередь, в связи со значительной мощностью неустойчивой четвертичной толщи более 50 м. При устройстве фундаментов в таких зонах активная зона здания может затрагивать толщу нижнекотлинских пес-



чаников, вмещающих напорные воды. Наличие мощной толщи четвертичных грунтов потребует значительных экономических затрат на устройство котлованов и укрепления его стенок и дна. Кроме того, в пределах погребенных долин развиты напорные горизонты четвертичной толщи, предопределяющие возможность прорыва вод в строительный котлован. Следует отметить также, что в тальвеговой части наблюдается максимальное влияние высоконапорного вендского водоносного комплекса на свайные фундаменты, интенсификация воздействия которого усиливается в результате подъема его пьезометрического уровня, которое началось с 80<sup>-х</sup> годов XX века, при сокращении объемов водопотребления.

Для высотных зданий на свайном или плитно-свайном фундаменте, устройство свай большого диаметра, будет способствовать развитию дополнительной трещиноватости вендской толщи, повышению ее водопроницаемости и снижению параметров прочности, что может впоследствии привести к развитию недопустимых осадок или их значительной неравномерности.

#### 4. ВЫВОДЫ

1. Достоверность информации об особенностях инженерно-геологических и геотехнических условий площадки предполагаемого строительства наземных сооружений в пределах городских территорий должна базироваться на основе комплексного подхода, учитывающего структурно-тектонические, инженерно-геологические типы пород (грунтов) как трещиноватой либо тонкопористой среды, гидродинамический и гидрохимический режимы подземных вод с позиции их влияния на напряженно-деформированное состояние толщи пород, формирование восходящего либо нисходящего перетекания подземных вод, воздействия на конструкционные материалы. В составе исследований должно производиться рассмотрение микробиотической составляющей подземной среды, продукты жизнедеятельности которой способствуют трансформации свойств водонасыщенных дисперсных грунтов, повыше-

нию агрессивности подземных вод за счет поступления углекислого газа ( $\text{CO}_2$ ) как «продукта дыхания» бактерий, а также сероводорода ( $\text{H}_2\text{S}$ ), вырабатываемого сульфатредуцирующими бактериями – основными возбудителями биокоррозии конструкционных материалов (бетонов, железобетонов, металлов). Генерация малорастворимых газов метана ( $\text{CH}_4$ ), азота ( $\text{N}_2$ ), водорода ( $\text{H}_2$ ) приводит к повышению газодинамического давления, разуплотнению песчано-глинистой толщи и снижению трения между частицами, что сопровождается изменением прочности песков и глинистых грунтов.

2. В качестве надежного несущего горизонта в пределах Санкт-Петербурга следует рассматривать верхнекотлинские глины верхнего венда в его северной и центральной частях, а в южной – нижекембрийские «синие» глины. Глинистые разности следует анализировать как трещиновато-блочную среду, для которой характерна асимметричность распределения напряжений, широкое варьирование водопроницаемости, изменчивость механических свойств и, соответственно, неравномерность развития деформаций в период эксплуатации зданий и сооружений. Моренные отложения, сформировавшиеся в восстановительных условиях должны анализироваться как тонкопористая среда не могут рассматриваться как надежное основание для зданий различного типа, поскольку характеризуются относительно низкой прочностью и склонностью к развитию пластических деформаций.

3. Разработанная типизация с учетом комплексного подхода, может быть рекомендована для всего Санкт-Петербурга с целью выделения участков, характеризующихся различным уровнем благоприятности территории в процессе его освоения.

#### 5. ЛИТЕРАТУРА

Дашко Р.Э. Инженерно-геологические особенности коренных глин Санкт-Петербурга как среды для размещения подземных сооружений / Р.Э. Дашко, А.А. Еремеева // Инженерно-геологические проблемы урбанизированных территорий: *Материалы Между-*

народного симпозиума. Том 2. Екатеринбург: Изд-во «АКВА-ПРЕСС», 2001 г. С. 675-681.

Дашко Р.Э. Инженерно-геологические особенности моренных отложений в разрезе подземного пространства Санкт-Петербурга / Р.Э. Дашко, Я.А. Карпова// *Инженерная геология*. – 2014. – Вып. 1. – С. 15-19.

Дашко Р.Э. Особенности геоэкологического состояния подземного пространства исторического центра Санкт-Петербурга. *Минерал*. – 1999. – № 2 (3). С. 48–50.

СП 11-102-97. Москва. Инженерно-экологические изыскания в строительстве. 15.08.1997.

СП 11-105-97 Ч.1 Москва. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Введ. 01.03.1998.

СП 47.13330.2011. Москва. Инженерные изыскания для строительства. Общие положения.

ТСН 31-332-2006 Санкт-Петербург. Жилые и общественные высотные здания. Введ. 28.04.2006.

ТСН 50-302-2004 Санкт-Петербург. Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге. Введ. 05.08.2004.

# Нижнекембрийские синие глины как основание и среда сооружений: инженерно-геологический анализ опыта их строительства и эксплуатации

Р.Э. Дашко, А.А. Коробко

Национальный минерально-сырьевой университет «Горный», Санкт-Петербург, Россия

Проведен анализ особенностей формирования инженерно-геологических и геотехнических условий Предглинтовой низменности (Ленинградская область). Выявлены закономерности изменения зонального строения синих глин по глубине разреза с учетом их дезинтеграции — трещиноватости и слоистости, а также изменения их состояния и прочности. Исследовано влияние природных и техногенных факторов на преобразование синих глин. Проанализирован ряд случаев перехода сооружений различного назначения в предаварийное и аварийное состояние. Предложены рекомендации по повышению надежности и достоверности геотехнической оценки синих глин как оснований и среды сооружений.

## 1. ОСОБЕННОСТИ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКОГО СТРОЕНИЯ ЮЖНОЙ ЧАСТИ САНКТ-ПЕТЕРБУРГСКОГО РЕГИОНА

Инженерно-геологический разрез Предглинтовой низменности, расположенной в южной части Санкт-Петербургского региона между южным берегом Финского залива и Балтийско-Ладожским глинтом, имеет относительно простое геологическое строение: нижнекембрийские синие глины выходят на дневную поверхность, либо перекрыты маломощным покровом четвертичных отложений.

Синие глины рассматриваются и используются как объект многоцелевой инженерной деятельности: служат основанием для гражданских, промышленных и транспортных сооружений, средой размещения автодорожного тоннеля (автодорога М-20 «Санкт-Петербург – Киев») и в будущем – тоннелей Санкт-Петербургского метрополитена, а также как формация для захоронения опасных промышленных отходов (полигон «Красный Бор»). Кроме того, до недавнего времени планировалось подземное складирование радиоактивных отходов Ленинградской АЭС в синих глинах вблизи Копорья. В настоящее время в пределах исследуемой территории ведется строительство кольцевой автомобильной дороги, вступил в эксплуатацию новый международный аэропорт.

### *1.1. Характеристика отложений разреза Предглинтовой низменности*

Как известно, нижнекембрийские глины относятся к морским образованиям и выделяются в особый класс отложений – гемипелагических глин, формирование которых происходило из голубых илов в теплом климате при активном развитии органической жизни (Страхов Н.М., 1960). Наличие большого количества органики определило развитие восстановительной среды, в которой протекала деятельность сульфатредуцирующих бактерий с образованием сероводорода и в последующем – сульфидов железа: пирита и марказита.

Исходный осадок (голубые илы) глин накапливался в спокойной тектонической обстановке, о чем свидетельствуют выдержанность мощности толщи глин по площади, отсутствие складок подводного оползания и ярко выраженной слоистости, а также сравнительная однородность минерального и гранулометрического состава глин по глубине и площади их развития.

По гранулометрическому составу эти отложения классифицируются как глины алевроитовые (пылеватые), реже глины тяжелые алевроитовые. Отмечается достаточно высокая степень агрегированности глинистых и мелкопылеватых частиц. Следует отметить, что в состав глины могут также входить мельниковит (тонкодисперсный

пирит), сульфиды (пирит и марказит) в форме кристаллов и щеток, а также до 4% органических соединений, из которых 1% приходится на битуминозную органику, образующую органические пленки на тонкодисперсных зернах грунта и снижающую сорбционную и обменную способность глин (причем последняя составляет 10 - 12 мг-экв. на 100 г, редко достигая 14 мг-экв. на 100 г). [2].

В составе глинистой фракции преобладают гидрослюды, часто высокощелочные, хлорит и глауконит, редко встречается монтмориллонит.

## 2. НИЖНЕКЕМБРИЙСКИЕ ГЛИНЫ КАК ТРЕЩИНОВАТО-БЛОЧНАЯ СРЕДА

Традиционный подход к инженерно-геологической оценке нижнекембрийских глин базируется на предположении, что эти образования являются квазиоднородной средой с малой изменчивостью состава и физико-механических свойств, как по глубине разреза, так и по площади их развития. Однако необходимо принимать историю геологического развития Санкт-Петербургского региона в палеозойско-кайнозойское время. Нижнекембрийские глины в верхнепалеозойское время были выведены на дневную поверхность и испытывали несколько циклов прогрессивного и регрессивного литогенеза, а также прошли стадии физического выветривания и материкового оледенения.

### 2.1. Трещиноватость

Работами в 80-х годах прошлого века было установлено, что толщу коренных глинистых отложений нижнего кембрия следует оценивать как трещиновато-блочную среду (см. рисунок). Несколько ранее в 50-х годах XX века Б. П. Асаткин при проведении геологоразведочных работ в пределах Чекаловского месторождения синих глин отметил наличие трещин в их толще. Закономерности развития трещин в синих глинах им изучались в специально пройденных разрезных траншеях будущего карьера керамического сырья.

Трещины в нижнекембрийских глинах формировались за счет тектонических и нетектонических факторов.

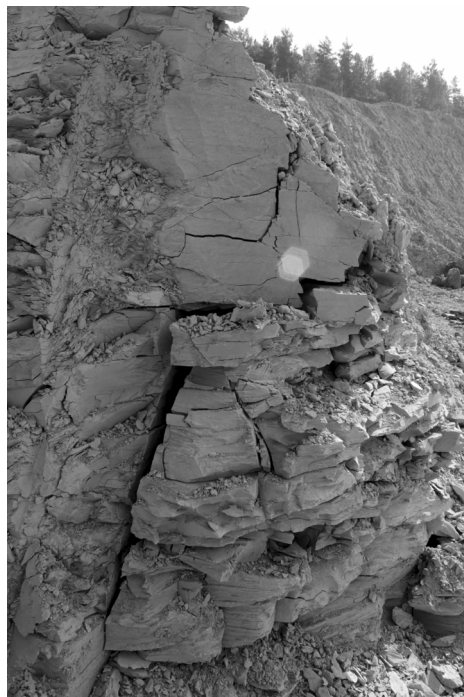


Рис. Синие глины как трещиновато-блочная среда (борт карьера, поселок Красный Бор)

Активность тектонического фактора и соответственно трещинообразование в глинах определяется положением данного региона, который находится на сочленении Русской платформы с Балтийским щитом.

Тектонические трещины образуют в синих глинах две системы северо-западного и северо-восточного простирания, угол между которыми составляет практически 90°. Отмечаются также трещины субширотного и субмеридионального направления.

Интенсивность тектонической трещиноватости в толще синих глин зависит от её положения по отношению к тектоническим разломам и их узлам.

Образование нетектонической трещиноватости связано с континентальным периодом развития рассматриваемой территории, начиная с позднего палеозоя и до раннечетвертичного времени.

В период материковых оледенений и межледникового времени регион подвергался периодическому нагружению - разгрузке, что способствовало развитию трещиноватости за счет морозобойного растрескивания пород, упругого отпора, гляциотектоники. Причем под действие гляциотектонических сил образовались клиновидные трещины,

которые отчетливо прослеживаются в толще синих глин до глубины 25 м.

Исследования показали, что гляциотектонические трещины образуют три системы трещин, одна из которых имеет простирание по направлению движения ледника, а две другие - перпендикулярно ей.

Образование трещин в литифицированных глинах необходимо анализировать согласно упруго-пластической модели формирования трещин Дж. Р. Ирвина и Е.О. Орована. Данная модель учитывает пластическую составляющую формирования трещин. При хрупкопластическом характере деформирования среды пластическая деформация приурочена к тонкому слою вблизи поверхности трещины. [4]

В классической механике сплошных сред рассматривается однородная, упругая и изотропная деформируемая среда. При этом не учитывается структура объекта, с которой связан механизм деформации и разрушения ряда твердых тел, что исключает возможность описания физического процесса деформирования и разрушения материала.

Классические теории механики сплошных сред имеют ограниченное использование при изучении формирования трещиноватости горных пород, что свидетельствует о необходимости дальнейшего развития и доработки подобных теорий для трактовки механизма образования трещин.

## 2.2. Влияние трещиноватости на физико-механические свойства синих глин

Исследования, выполненные проф. Р.Э. Дашко, показали, что нижнекембрийские трещиноватые глины в пределах Санкт-Петербургского региона вне зон тектонических разломов имеют зональное строение по глубине. Каждая зона толщи может быть охарактеризована изменением размеров блоков по глубине и варьированием параметров физических и механических свойств в отдельном блоке (таблица 1).

Наибольшая степень дезинтегрированности устанавливается в верхней зоне толщи нижнекембрийских глин, что необходимо учитывать при использовании этих глин в качестве основания или среды сооружений различного назначения.

Верхняя часть разреза толщи коренных глин рассматривается как зона гидратации и разуплотнения. По варьированию плотности и влажности синих глин в разрезе можно оценить ту глубину, в пределах которой наблюдалось разуплотнение глин. В синих глинах максимальная мощность такой зоны составляет 17-20 м, что увязывается с величиной давления набухания, в среднем 0,35 МПа [2].

Таблица 1 Изменение показателей свойств нижнекембрийских синих глин по глубине [2]

№ зон	Глубина от поверхности, м	Влажность, %	Плотность, т/м <sup>3</sup>	Размер блока, м	Параметры образца (в блоке)				Относительная деформация разрушения образцов в стабилометре, %
					При трехосных испытаниях		В сдвижных приборах		
					Сцепление, с, МПа	Угол внут. трения, ф, град.	Сцепление, с, МПа	Угол внут. трения, ф, град.	
I	0-3,0	21,4-27,0	1,96-2,05	0,15-0,20	0,035-0,050	0	0,055-0,075	0-3	6,2
II	3,0-8,0	20,0-23,0	2,08-2,19	0,20-0,30	0,075-0,117	0-2	0,110-0,145	6-8	5,7
III	8,0-17,0	16,0-21,0	2,10-2,22	0,30-0,45	0,220-0,340	6-8	0,34-0,40	6-8	5,7
IV	17,0-26,0	15,5-18,0	2,15-2,28	0,50-0,60	0,400-0,520	6-8	0,48-0,55	6-9	5,2
V	26,0-40,0	15,5-18,0	2,14-2,22	0,60-0,70	0,570-0,680	8-10	0,60-0,68	8-12	4,6
VI	ниже 40,0	15,5-18,0	2,12-2,22	1,00-1,20	0,700-0,820	8-10	0,75-0,82	8-12	3,0

Наличие трещиноватости в глинах существенно сказывается на их прочности, деформационной способности, а также водопроницаемости. Если в верхней зоне основное влияние на показатели механических свойств глин оказывают макро- и микротрещиноватость, степень их гидратации, плотность, тип структурных связей в отдельных блоках, то в нижней зоне, где породы характеризуются относительным постоянством физического состояния, решающее значение в оценке прочности приобретает микро- и макротрещиноватость. При анализе и оценке прочности литифицированных глинистых пород большое значение имеет микротрещиноватость, которая не фиксируется визуально, но влияет на результаты трехосных испытаний синих глин, образцы которых были отобраны из верхней зоны разреза[2].

В синих глинах отчетливо прослеживается влияние масштабного эффекта, о чем свидетельствуют результаты испытаний образцов различного размера (объема) при одинаковом отношении их высоты к диаметру (таблица 2).

Вполне понятно, что наиболее интенсивно проявляется масштабный эффект в образцах глин, отобранных из зон тектонических нарушений.

Прочность на одноосное сжатие зависит от объема испытуемого образца. При увеличении объема образца в 8 раз его прочность уменьшается в 7 раз. Следует отметить, что наибольшее влияние трещиноватость оказывает на величину модуля общей деформации, в зонах разломов величина данного показателя изменяется по глубине незакономерно и характеризуется следующим разбросом значений – от 1,5 до 10,5 МПа и более, что свидетельствует о высокой степени дезинтеграции блоков глин за счет их микротрещиноватости.

Таблица 2 Влияние масштабного эффекта на прочность и деформационную способность синих глин (глубина отбора образцов 3-10 м) [2].

Площадь образца, см <sup>2</sup>	20-26,5	40-48	98
Прочность на одноосное сжатие, МПа	0,70-0,92*	0,24-0,50	0,105-0,140
	0,81/6**	0,34/7	0,12/5
Модуль общей деформации, МПа	14-20	8-10	3-6
	16/6	8,5/7	4/5

Примечание: \* - минимальное - максимальное значение показателя, \*\* - среднее значение показателя/число определений.

Наличие трещиноватости синих глин также предопределяет величину и характер их проницаемости. В лабораторных условиях максимальная величина поровой проницаемости этих пород достигает  $10^{-5}$  м/сут, с учетом трещиноватости этот показатель в толще глин возрастает на 2-3 порядка и более.

Опыт наблюдений и экспериментальные исследования показывают возможность глубокой трансформации нижнекембрийских глин под воздействием утечек канализационных вод, что непосредственно связано с высокой фильтрационной способностью трещиноватых глин.

При физико-химическом взаимодействии утечек сточных вод (в том числе канализационных стоков) с глинами необходимо исследовать механизм их проникновения в толщу в случаях утечек и влияние на блоки пород.

Под воздействием канализационных стоков синие глины активно набухают, меняется их гранулометрический и вещественный состав, происходит уменьшение плотности, что отрицательно сказывается на прочности и деформационной способности этих грунтов.

Изменение прочности и деформационной способности синих глин происходит также под воздействием микробной деятельности, развитию которой способствует ряд природных (развитие болот на синих глинах) и техногенных (складирование отходов, в том числе хозяйственно-бытовых, утечки канализационных стоков) факторов. Активизация микробиологической деятельности сопровождается увеличением численности клеток микроорганизмов и продуктов их метаболизма белковой и небелковой природы

Результаты исследований микробной пораженности глин, проведенные летом 2013 года на кафедре гидрогеологии и инженерной геологии Горного университета, показывают тенденцию проникновения микроорганизмов в толщу синих глин по макро- и микротрещинам. Согласно результатам исследования содержание микробной массы (ММ) по величине суммарного белка, величина ММ в блоке составила 10,3 мкг/г, в то время как по поверхности трещин - 72,0 мкг/г, что подтверждает перенос микроорганизмов и продуктов их метаболизма по системе макротрещин.

### 3. ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ СООРУЖЕНИЙ РАЗЛИЧНОГО НАЗНАЧЕНИЯ С НИЖНЕКЕМБРИЙСКИМИ ГЛИНАМИ

Анализ опыта строительства и эксплуатации различных сооружений показывает, что в ряде случаев из-за неучета трещиноватости этих глин, их высокой степени уязвимости по отношению к контаминации наблюдается развитие предаварийных и аварийных ситуаций.

В качестве примера можно привести разрушение 9 этажного жилого дома в Пушкине, построенного на узких ленточных фундаментах. Переход здания в аварийное состояние в период его строительства наблюдался по причине некорректной оценки несущей способности глин при использовании завышенных значений сопротивления сдвигу. При проектировании показатели сопротивления сдвигу, полученные по схемам дренированно-неконсолидированных испытаний (КН) и дренированно-консолидированных испытаний (КД) составили  $c = 0,047 - 0,056$  МПа,  $\phi = 7^\circ - 10^\circ$  и  $c = 0,023 - 0,038$  МПа,  $\phi = 18^\circ - 19^\circ$  соответственно. С использованием этих параметров было определено расчетное сопротивление (R): для схемы КД - 0,28 МПа, для схемы КН - 0,32 МПа, что превысило давление от сооружения ( $p_{соор} = 0,27$  МПа). Строительство и эксплуатация рассматриваемого здания не вызывало никаких опасений. После возведения 6-го этажа жилого здания началось активное развитие неравномерных осадок, однако строительство продолжалось, после завершения 9-го этажа произошло выдавливание глин в пределах всего контура здания, которое дало

крен  $27^0$ . Параметры сопротивления сдвигу, полученные при стабилометрических испытаниях с внесением понижающих коэффициентов в величину сцепления за счет мелкой блочности породы составили  $c = 0,031 - 0,053$  МПа,  $\phi = 0^\circ - 3^\circ$ , т.е. среднее значение параметра сцепления не превышало 0,042 МПа. Использование полученных параметров в расчетах привело к снижению R почти в 2 раза ( $R = 0,162$  МПа). Давление от сооружения превысило величину расчетного сопротивления. Здание было взорвано.

На основании произведенных расчетов может быть объяснен эффект уширения фундаментов для 9-этажного здания в г. Петродворце, которое возводилось в аналогичных условиях. Строительство здания было прервано в связи с развитием значительных осадок. Увеличение ширины фундамента в 2 раза уменьшило действующее давление от сооружения до 0,15 МПа, т.е. ниже расчетного сопротивления ( $R = 0,162$  МПа). Здание эксплуатируется по сей день.

Несколько позднее наблюдался переход в аварийное состояние 9-этажного дома, также построенного на узких ленточных фундаментах без бетонных полов в подвалах, в г. Никольское. Здание в течение 5 лет испытывало большие и неравномерные осадки, что привело к сползанию перекрытий за счет развития деформаций перекоса несущих стен. Подвал дома был подтоплен канализационными стоками, которые проникали на глубину через трещины в синих глинах и активизировали процессы их набухания. При этом произошло снижение их угла внутреннего трения до  $6^\circ$ , а сцепления — до 0,05 МПа и менее. При динамическом испытании зоны основания зонд без пригрузки погрузился на 8,0 м. Расчет устойчивости этого здания на стадии проектирования был выполнен без учета трещиноватости глин и, соответственно, возможности развития больших и неравномерных осадок. Именно неравномерность развития деформаций привело к нарушению целостности труб систем водоотведения.

В 2007 году при устройстве выемки на участке кольцевой автомобильной дороги в диапировой структуре синих глин произошли оползневые смещения. В процессе инженерно-геологического анализа данной структуры была выявлена интенсивная трещиноватость глин. Глины, слагающие

тело «глиняного диапира», как правило, перемятые, сильно дислоцированные, квази-пластичные, высокой влажности, что не было учтено при проектировании выемки. Значения параметров сопротивления сдвигу синих глин в диапировой структуре составили:  $c = 0,035$  МПа;  $\varphi < 5^\circ$ . С использованием этих параметров был произведен расчет устойчивости откосов выемки для трещиноватых глин. Полученные значения коэффициента устойчивости откоса выемки указали на невозможность обеспечения необходимой эксплуатационной надежности автодороги в пределах проложения трассы в диапировой структуре. Корректировка угла заложения откоса с  $18$  до  $11^\circ$  также не обеспечила длительную устойчивость откосов выемки.

В 2010 году при строительстве одной из трасс автомобильной дороги (КАД) вблизи г. Ломоносова произошло разрушение песчаной насыпи высотой  $9,5$  м и углами заложения  $30^\circ$ , возведенной на синих глинах. Её разрушение было вызвано отдавливанием глин из-под основания рассматриваемого насыпного сооружения. В расчетах устойчивости использовались завышенные параметры прочности дислоцированных синих глин ( $c = 0,048$  МПа,  $\varphi = 24^\circ$ ), что привело к неправильным выводам о гарантии устойчивости рассматриваемого участка трассы. Дополнительные изыскания показали, что насыпь построена на старом оползневом языке (ниже синих глин залегали моренные отложения). Значения сцепления и угла внутреннего трения глин, полученные в лаборатории на кафедре гидрогеологии и инженерной геологии в приборах трехосного сжатия, составили  $0,017$  МПа и  $5^\circ$  соответственно.

При проведении расчета устойчивости той же насыпи при условии учета трещиноватости глин, залегающих в основании, и их квазипластичного состояния коэффициент устойчивости оказался менее  $1,0$ , что свидетельствует о невозможности обеспечения эксплуатации данного сооружения.

В 2011 году в рамках проведения реконструкции автодороги второй технической категории М-20 «Санкт-Петербург – Киев» был произведен анализ причин перехода тоннельной конструкции неглубокого заложения в предаварийное состояние. На стадии изысканий не был исследован важный фактор – подрезка траншеей старого стабилизированного оползневого тела, сложенно-

го дезинтегрированными нижнекембрийскими синими глинами, что привело к оживлению оползневых смещений и последующей деформации стенок тоннеля. Согласно нашим исследованиям угол внутреннего трения синих глин составил  $4^\circ$ , а сцепление при испытаниях образцов в условиях трехосного сжатия изменялось в пределах  $0,034$ – $0,046$  МПа, с учетом макротрещиноватости этот параметр снизился до  $0,017$ – $0,023$  МПа [3].

Поскольку обеспечение устойчивости насыпи с проектными параметрами оказалось невозможным, насыпь была заменена на участке в  $300$  м эстакадой, опоры которой были установлены на свайный фундамент.

Нижнекембрийские глины в областях оползневых смещений, которые повсеместно фиксируются не только по берегам рек Тосна, Саблинка, Славянка, но и в южной части Предглинтовой низменности, прилегающей к Балтийско-Ладожскому глинту, характеризуются низкими показателями сопротивления сдвигу. Исследования оползней на реке Славянка (г. Павловск), выполненные летом 2013 г., позволили судить о разуплотнении нижнекембрийских синих глин в зонах смещения. При этом их влажность увеличилась до  $32\%$ , а влажность набухания — до  $48,8\%$  при величине набухания глин в условия естественного залегания  $7,6\%$ . В оползневом теле средние значения сцепления и угла внутреннего трения составили  $0,012$  МПа и  $2^\circ$  соответственно.

Следует отметить, что параметры сопротивления сдвигу глин в оползневом теле ниже, чем аналогичные характеристики для «паст» синих глин при той же влажности ( $31\%$ ) ( $c = 0,035 \div 0,040$  МПа). Такой «парадокс» может быть объяснен сохранением анизотропии механических свойств максимально разуплотненных синих глин за счет слоистости и трещиноватости в оползневом теле *in situ*, а также их микробной пораженностью.

С 1975 г. в синих глинах функционирует опытно-промышленный полигон «Красный Бор», в котлованах которого на глубине  $20$ – $25$  м складываются отходы различных предприятий, кроме хозяйственно-бытовых, биотехнических и радиоактивных. При проектировании объекта синие глины изучались только в лабораторных условиях. На основе экспериментальных исследований в компрессионо-фильтрационных приборах



были получены коэффициенты фильтрации ( $K_f = 10^{-5} - 10^{-7}$  м/сут), что свидетельствовало о надежных водоупорных свойствах глин. Кроме того, на основании высокого содержания тонкодисперсных фракций в синих глинах был сделан вывод об их хорошей сорбционной способности. Расчеты времени опускания стоков до ломоносовского водоносного горизонта были выполнены без учета трещиноватости глин и составили 2000 лет при использовании  $K_f = 10^{-5}$  м/сут. Для расчетов использовалась формула Цункера (1).

$$t = \frac{n\Delta H}{k} \left[ \frac{m}{\Delta H} - \ln \left( 1 + \frac{m}{\Delta H} \right) \right], \quad (1)$$

где  $\Delta H$  – разность напоров подземных вод;  $m$  – мощность зоны фильтрации;  $k$  – коэффициент фильтрации,  $n$  – пористость (пустотность) толщи водоупора (синие глины).

О проницаемости глин по трещинам свидетельствует разгрузка сильно загрязненных вод в форме нисходящих источников в пониженных частях рельефа. Состав вод и их минерализация, достигающая 8-10 г/дм<sup>3</sup>, полностью отвечают составу жидкой фазы промышленных отходов. Расчет по той же формуле Цункера, с учетом трещинной пустотности показал, что время опускания фронта загрязнения составляет в зависимости от интенсивности трещиноватости от нескольких десятков суток до года.

Проведенные в ГПП Севзапгеология специальные геофизические исследования на полигоне «Красный Бор» показали наличие тектонических разломов и интенсивную трещиноватость глин, за счет которой идет формирование обширного фронта загрязнения по глубине и по площади в толще синих глин, что сопровождается загрязнением ломоносовского водоносного горизонта, который используется для водоснабжения в регионе.

#### 4. ВЫВОДЫ

При проектировании сооружений на синих глинах либо анализе причин перехода сооружений в аварийное состояние в исследуемом регионе необходимо учитывать следующие принципиальные позиции.

1. Сложность инженерно-геологических условий Предглинтовой низменности зависит от особенностей ее структурно-тектонической обстановки, которые опреде-

ляют степень дезинтеграции коренных нижнекембрийских глин, развитие диапировых структур.

2. Обоснование длительной устойчивости сооружений различного назначения, для которых основанием либо средой служат нижнекембрийские глины, должно базироваться на анализе этих грунтов как трещиновато-блочной среды с пониженными характеристиками прочности, деформационной способности и повышенной водопроницаемостью.

3. Следует рекомендовать исследование прочности и деформационной способности только в условиях трехосного сжатия с возможностью бокового расширения для оценки влияния микротрещиноватости, проведение исследований масштабного эффекта, а также учета макротрещиноватости с помощью полевых испытаний, либо специального коэффициента структурного ослабления.

4. Учитывая активность взаимодействия синих глин с агрессивными стоками, необходимо иметь в виду возможность глубокой трансформации толщи под влиянием различного вида утечек, в том числе промышленных и канализационных стоков. В канализационных стоках синие глины интенсивно набухают и существенно снижают свою прочность. Под воздействием физико-химических и биохимических процессов они способны переходить в слабые разности, несущая способность которых может соответствовать глинистым отложениям малой степени литификации.

5. Синие глины не могут служить надежным водоупором и соответственно средой захоронения опасных промышленных отходов, поскольку наличие макро- и микротрещиноватости приводит к загрязнению нижележащего водоносного горизонта, который используется для водоснабжения, кроме того, его разгрузка происходит в Финский залив.

Накопленный материал по исследованию взаимодействия сооружений с нижнекембрийскими глинами дает возможность утверждать, что возникла острая необходимость в разработке новых научно-практических подходов к их инженерно-геологической оценке и необходимости зонирования южной части территории Санкт-Петербургского региона по степени сложности инженерно-геологических усло-

вий строительства и эксплуатации сооружений на нижнекембрийских глинах.

## 5. ЛИТЕРАТУРА

- Дашко Р.Э. Особенности инженерно-геологического анализа нижнекембрийских синих глин как основания сооружений. В кн.: Механика грунтов, основания и фундаменты. Межвузовский тематический сборник научных трудов. Л., ЛИСИ, 1984.
- Дашко Р.Э. Геотехническая диагностика коренных глин Санкт-Петербургского региона (на примере нижнекембрийской глинистой толщи). Реконструкция городов и геотехническое строительство, № 1/2000. С. 95-100.
- Дашко Р.Э., Панкратова К.В., Коробко А.А. Исследование инженерно-геологических и микробиологических факторов для оценки динамики разрушения тоннеля на ПК 78+50 – ПК 124+58.71 автодороги Санкт-Петербург – Киев. Записки Горного института, №195. – СПб, 2012. С. 24-27
- Каминский А. А. Механика разрушения вязкоупругих тел. Киев: Наук. думка, 1980.

# **Многофакторный инженерно-геологический и геотехнический анализ длительной устойчивости некоторых перегонных тоннелей Петербургского метрополитена**

Р.Э. Дашко, П.В. Котюков

Национальный минерально-сырьевой университет «Горный», Санкт-Петербург, Россия

Рассмотрены особенности инженерно-геологических условий подземного пространства Санкт-Петербурга, влияющие на длительную устойчивость перегонных тоннелей метрополитена. Установлены закономерности разрушения и деформаций несущих конструкций (обделок) и гидроизоляции тоннелей различной глубины заложения, вмещающей средой которых служат верхнекотлинские глины верхнего венда и толща четвертичных отложений. Обращено внимание на такие природно-техногенные процессы, как перетекание минерализованных напорных вод вендского комплекса через трещиноватые верхнекотлинские глины, биохимическая газогенерация и др. Выявлена роль различных форм микроорганизмов в биокоррозии конструкционных и гидроизоляционных материалов тоннелей.

## **1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ОЦЕНКИ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ НАДЕЖНОСТИ ФУНКЦИОНИРОВАНИЯ ПЕРЕГОННЫХ ТОННЕЛЕЙ**

В настоящее время метрополитены рассматриваются как один из главных элементов системы общественного транспорта крупных городов, что определяет их высокую социальную и экономическую значимость, особенно для таких мегаполисов, как Санкт-Петербург. В конструктивном отношении Петербургский метрополитен представляет собой сложный комплекс подземных и наземных сооружений различного назначения, среди которых перегонные тоннели занимают первое место по объемам строительства и характеризуются наиболее высоким уровнем ответственности, что заставляет предъявлять к их несущим конструкциям (обделке) и гидроизоляции особые требования по надежности и безопасности.

Вместе с тем, в практике проектирования, строительства и эксплуатации перегонных тоннелей Петербургского метрополитена часто не в полной мере принимается во внимание специфика подземного пространства города, основные компоненты которого – породы, подземные воды, газы, а также живая составляющая – микробиота, не только определяют формирование напряженно-деформированного состояния вмещающей толщи, но и оказывают агрессивное

воздействие на гидроизоляционные и конструкционные материалы тоннельных конструкций. При этом особое значение приобретает фактор времени, определяющий длительность такого воздействия, - проектный срок службы тоннелей превышает 100 лет. Уже сейчас стоимость капитального ремонта погонного километра перегонных тоннелей в различных по сложности инженерно-геологических и геотехнических условиях варьирует от 48 млн. до 130 млн. рублей. В связи с тем, что большинство тоннелей построено 30-40 лет назад, можно прогнозировать увеличение затрат на восстановление гидроизоляции и несущих конструкций с ростом срока их службы.

Следует отметить, что применяемые способы устранения дефектов тоннельных конструкций оказываются часто неэффективными. На отдельных участках трасс перегонных тоннелей, испытывающих активное коррозионное влияние подземной среды, разрушение несущей обделки наблюдается уже через несколько месяцев после проведения планового ремонта. В такой ситуации особое значение приобретает дифференцированный подход к проведению планово-предупредительных и капитальных ремонтных работ, основой которых должен стать комплексный анализ факторов вероятности преждевременного разрушения конструкционных материалов обделок и их гидроизоляции в конкретных инженерно-геологических и геотехнических условиях.

Контроль за состоянием подземных сооружений метрополитенов осуществляет специальная тоннельно-обследовательская испытательная станция (ТОИС). С 2005 г. по заданию ТОИС ГУП «Петербургский метрополитен» сотрудниками Горного университета было обследовано восемь трасс перегонных тоннелей, в том числе участок депо «Рампа» - ст. «Автово», а также эскалаторный тоннель ст. «Пл. Ал. Невского», которые расположены в различных районах города на глубинах, меняющихся в пределах от 5-10 до 110 м. Такое разнообразие размещения сети подземных транспортных сооружений метрополитена предполагает варьирование инженерно-геологических, гидрогеологических и геоэкологических условий. Проведенные обследования перегонных тоннелей, анализ их вертикальных перемещений в зависимости от особенностей инженерно-геологической и гидрогеологической ситуации, специализированное изучение разрушенных конструктивных материалов и натечных форм (отобранных с поверхности обделок и в стыках тюбингов), позволило выделить основные природные и природно-техногенные факторы, которые негативно воздействуют на эксплуатационную надежность подземных транспортных сооружений в Санкт-Петербурге (рис. 1).



Рис. 1. Схематизация воздействия природных и техногенных факторов на эксплуатационную надежность работы системы: тоннель – подземное пространство

## 2. ОСОБЕННОСТИ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ, ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ И ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ В РАЗРЕЗЕ ТРАСС ПЕРЕГОННЫХ ТОННЕЛЕЙ ПЕТЕРБУРГСКОГО МЕТРОПОЛИТЕНА

### 2.1. Перегонные тоннели в толще верхнекотлинских глин верхнего венда

Большая часть перегонных тоннелей Петербургского метрополитена пройдена в верхнекотлинской глинистой толще верхнего венда, положение кровли которой зависит от наличия в разрезе погребенных долин. Присутствие палеоврезов оказывает влияние не только на строение верхнекотлинской толщи, но и на степень трещиноватости верхнекотлинских глин, а также изменчивость показателей их прочности, деформационной способности и водопроницаемости. Этот факт часто не принимается во внимание при проектировании и строительстве перегонных тоннелей.

Известно, что глубина вреза палеодолин в коренные породы варьирует в широких пределах - от 15-20 м до 90 м. Перегонные тоннели обычно проходят ниже подземного контура погребенной долины (за исключением участка «Пл. Мужества - Лесная») и при этом опускаются на значительную глубину (до 100 м и более), оказываясь в непосредственной близости от напорного вендского водоносного комплекса (нижнекотлинского водоносного горизонта), химический состав вод которого в пределах города характеризуется высоким содержанием хлоридов - от 2,0 до 2,9 г/дм<sup>3</sup>, ионов калия и натрия - от 1,2 до 1,7 г/дм<sup>3</sup> и общей минерализацией - от 3,5 до 5,0 г/дм<sup>3</sup>. Палеодолины приурочены к зонам линейных тектонических разломов, где отмечается наибольшая степень дезинтегрированности глинистых отложений венда, представляющих собой трещиновато-блочную среду, проницаемость которой определяется интенсивностью трещиноватости и действующим градиентом напора. Значение коэффициента фильтрации нарушенного тектонической и нетектонической трещиноватостью массива в зонах палеоврезов достигает  $10^{-1} - 10^{-2}$  м/сут, в зонах тектонических узлов - превышает 0,1 м/сутки.

Следует отметить, что в современной практике проектирования перегонных тоннелей не учитывается проницаемость верхнекотлинской глинистой толщи по трещинам, которая традиционно рассматривается как надежный водоупор. Вместе с тем, еще в 40-60<sup>-х</sup> годах прошлого века при проходке первых трасс Петербургского метрополитена в верхнекотлинских глинах были неоднократно встречены крутопадающие почти вертикальные трещины, имеющие тектоническую природу (Р.Н. Кремнева, 1960; Ю.А. Лиманов, 1957). Такие трещины в выработках образуют одну или несколько пересекающихся систем, унаследованных от разломов в породах кристаллического фундамента, который в пределах города залегает на глубинах 180-260 м. Р.Н. Кремнева отмечала, что основная часть трещин закрыта, однако встречаются и открытые трещины, по которым в выработки происходит просачивание подземных вод.

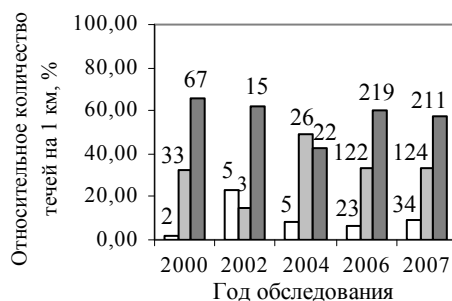
Трещиноватость верхнекотлинских глин и её влияние на их прочность и деформационную способность изучались Р.Э. Дашко в 1962-1963 гг. и позднее в ходе строительства ряда подземных станций и перегонных тоннелей (Московская, Звездная, Горьковская, Петроградская).

В настоящее время о высокой проницаемости верхнекотлинских глин свидетельствуют многочисленные водопоявления (течи, капез, увлажнение и др.), которые постоянно наблюдаются в эксплуатируемых перегонных тоннелях, размещенных в этих отложениях. Количество течей на участках тоннелей, пройденных под тальвегом и глубокой склоновой частью палеодолин в зонах тектонических разломов, составляет в сумме 79-99 % от общего количества течей (рис. 2).

Оценка влияния вендского водоносного комплекса на условия эксплуатации перегонных тоннелей должна производиться с двух позиций: 1) действие напоров комплекса на формирование напряженно-деформированного состояния толщи пород и тоннелей; 2) степень агрессивности вод по отношению к материалам конструкций, в том числе роль биокоррозии.

Гидродинамический режим вендского водоносного комплекса зависит, прежде всего, от уровня водопотребления в городе, который в прошлом веке варьировал в значительном объеме. Интенсивная эксплуа-

тация этого водоносного комплекса в послевоенный период привела к тому, что в 1976-1977 гг. на территории города и прилегающей области образовалась депрессионная воронка площадью свыше 20000 км<sup>2</sup>, в зоне влияния которой оказались построенные к тому моменту участки трасс Кировско-Выборгской, Московско-Петроградской и Невско-Василеостровской линий. В пределах размещения трасс метрополитена снижение пьезометрического уровня вендского водоносного комплекса достигло 70 м. С 1978 года было введено ограничение на использование вод этого комплекса, в связи с чем наметилась тенденция к подъему его пьезометрической поверхности, которая значительно усилилась после 1990 года за счет закрытия ряда промышленных предприятий. В настоящее время напоры вендского водоносного комплекса в пределах города составляют около 100 м (над кровлей песчаников) и продолжают подниматься со скоростью в пределах 1,5-2,0 м/год.



Условные обозначения:

- вне зон влияния погребенных долин
- под склоновой частью палеодолины
- под тальвегом погребенной долины

Примечание: над гистограммами указаны абсолютные количества течей на 1 км трассы

Рис. 2. Количество выявленных течей в перегонных тоннелях в зависимости от их расположения относительно элементов погребенных долин (по данным: 2000-2006 гг. - ТОИС ГУП «Петербургский метрополитен», 2007 г. - Горный университет)

Варьирование положения пьезометрической поверхности приводит к изменению напряженного состояния пород толщи и соответственно формирует давление на тоннельную конструкцию. Эти воздействия прослеживаются по характеру перемещений тоннелей в различные годы наблюдений. В качестве примера можно привести трассу «Черная речка – Пионерская», которая расположена в пределах северной части

города и в 70-ые годы прошлого века оказалась в зоне развития глубокой депрессионной воронки (рис. 3).

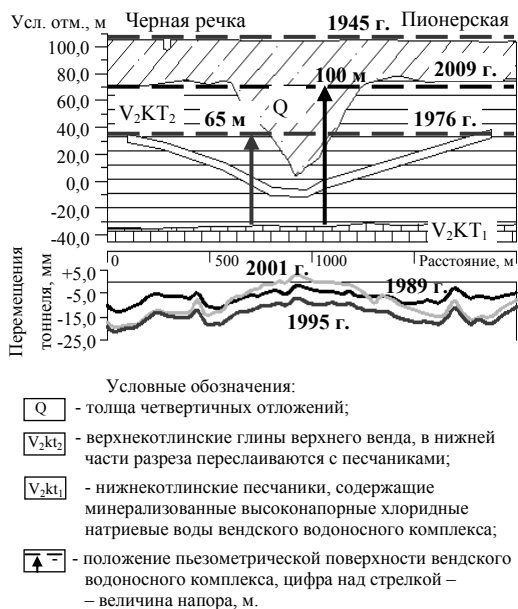


Рис. 3. Схематический геолого-литологический разрез по трассе «Черная речка – Пионерская» с графиками перемещений перегонных тоннелей

Как следует из анализа рис. 3, перегонные тоннели, пройденные вне контура погребенной долины в относительно слабо-трещиноватых верхнекотлинских глинах, испытывают преимущественно перемещения оседания небольшой величины (до -24 мм) за счет неравномерного сжатия вмещающих пород. Под склонами палеодолины трасса погружается на значительную глубину и располагается ближе к кровле вендского водоносного комплекса, в результате чего усиливается взвешивающий эффект, оказываемый напорными водами этого комплекса на верхнекотлинские отложения и обделку. За счет восходящего потока подземных вод наблюдается постепенный подъем тоннелей во времени при постоянном росте напоров. На участке перегонных тоннелей, пройденном под тальвегом палеовреза, подошва тоннелей находится на минимальном расстоянии (15 м) от кровли вендского водоносного комплекса, что определяет максимальное гидродинамическое давление подземных вод и приводит к подъему тоннельных конструкций выше первоначальной отметки их заложения (рис. 3, график 2001 г.). Следует отметить, что в пределах

этого участка возможна прямая гидравлическая связь между вендским водоносным комплексом и четвертичными водоносными горизонтами за счет высокой степени дезинтеграции коренных пород, а также присутствия в нижней части разреза верхнекотлинских глин прослоев водонасыщенных песчанников, в которых располагаются тоннели.

Рост градиентов напора способствует интенсификации восходящего перетекания вод вендского водоносного комплекса через трещиноватую толщу водоупора верхнекотлинских глин. Постоянное увлажнение гидроизоляционной рубашки минерализованными хлоридными натриевыми водами способствует их прогрессирующему разрушению. Известно, что даже плотные бетоны при давлении более 3 атм. становятся диффузионно проницаемыми для гидратированных ионов хлора и натрия. В нашем случае напоры вендского водоносного комплекса существенно превышают эту величину. Следует отметить, что гидроизоляционный слой представляет собой по составу тампонажный цементный раствор (портландцемент с тонкомолотым гипсом), устойчивость которого по отношению к минерализованным хлоридными натриевым водам низка.

Постоянная фильтрация под напором минерализованных вод через тело обделки вызывает растворение и вынос гидроксида кальция и магния из цементов бетонной конструкции, позднее разрушаются цементные минералы - гидросиликаты и гидроалюминаты кальция. Выносимые вместе с потоком фильтрующихся вод продукты коррозии конструкционных материалов образуют натечные формы в виде сталактитов, наростов, высолов, что сопровождается увеличением проницаемости несущей конструкции и снижением её прочности (рис. 4, 5).

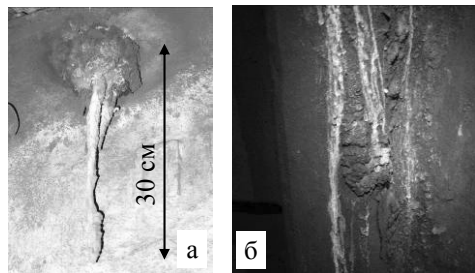


Рис. 4. Натечные формы на поверхности обделок и в местах стыка отдельных блоков или тубингов: а – сталактит; б – наросты и высолы

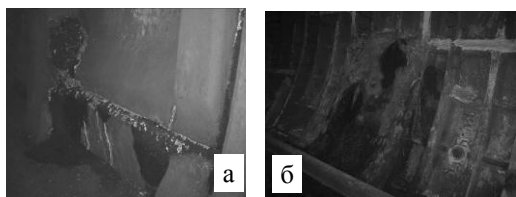


Рис. 5. Течи из стыков между элементами обделки с образованием высолов: а - блочная железобетонная обделка, б - чугунный тубинг

Анализ химического состава водных вытяжек более чем 100 проб, приготовленных из различных натечных форм и разрушенных конструкционных материалов, которые были отобраны в ходе обследования четырех трасс перегонных тоннелей глубокого заложения (вмещающая среда – верхнекотлинские отложения), показал, что почти во всех пробах отмечается высокое содержание хлоридов - до  $112,0 \text{ г/дм}^3$ , натрия и калия - до  $85,6 \text{ г/дм}^3$ , что доказывает воздействие минеральных вод вендского водоносного комплекса (рис. 6).

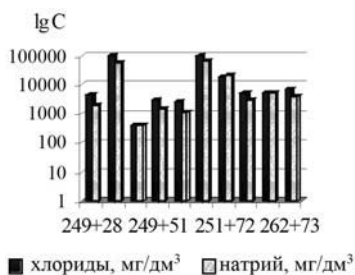


Рис. 6. Характер изменения содержания хлоридов и натрия в водных вытяжках из разрушенных конструкционных материалов, отобранных в перегонном тоннеле трассы «Елизаровская – Ломоносовская»

В пробах разрушенных железобетонных обделок часто фиксируются повышенные содержания кремниевой кислоты (до  $0,3 \text{ г/дм}^3$ ) и алюминия (до  $37,9 \cdot 10^{-3} \text{ г/дм}^3$ ), что свидетельствует об интенсивном выщелачивании компонентов цементного камня. Во многих случаях наблюдались значительные концентрации сульфатов (до  $34,5 \text{ г/дм}^3$ ), которые связаны с разрушением и выносом гидросульфалюмината кальция из гидроизоляционного слоя, а также с деятельностью тионовых бактерий.

По трассам перегонных тоннелей, проложенных под тальвегами глубоких палеодолин, отмечается интенсивное разрушение чугунных тубингов в результате процесса

графитизации, в котором активное участие принимают микроорганизмы. Расслоенный чугун становится проницаемым для подземных вод, за счет чего происходит его обогащение хлоридными натриево-калиевыми солями. В пробах корродированного чугуна содержания хлоридов достигают  $4,3 \text{ г/дм}^3$ , ионов натрия и калия –  $5,2 \text{ г/дм}^3$ . Кроме того, отмечаются высокие содержания сульфатов – до  $2,73 \text{ г/дм}^3$ , что может быть связано с деятельностью тионовых бактерий, продуцирующих серную кислоту.

Анализы водных вытяжек разрушенных конструкционных материалов дали возможность убедиться в сложном характере природы их деградации: химические и физико-химические процессы протекают одновременно с биокоррозией. Доказательством активной микробной деятельности служат anomalно высокие значения ХПК (до  $17960 \text{ мгO}_2/\text{дм}^3$ ) и БПК<sub>5</sub> (до  $9114 \text{ мгO}_2/\text{дм}^3$ ) в водных вытяжках.

Исследования, проведенные в лабораториях биолого-почвенного факультета СПбГУ (д.б.н., проф. Д.Ю. Власов), показали, что видовой и родовой состав микроорганизмов-деструкторов довольно разнообразен. В деградированных материалах некоторых перегонных тоннелей под погребенными долинами обнаружено более 60 видов микромицетов численностью до 1400 колониеобразующих единиц (КОЕ), которые зафиксированы через несколько месяцев после окончания ремонтных работ. Высокие значения КОЕ отмечаются в пределах участков перегонных тоннелей, где наблюдается наибольшая интенсивность водопроявлений (рис. 7).

Состав вод вендского водоносного комплекса является благоприятным для развития микробиоты по следующим позициям: 1) в подземных водах присутствуют биогенные элементы – калий, азот в форме нитрата, соединения серы (сульфат-ион  $\text{SO}_4^{2-}$ ), а также микрокомпоненты – железо, селен, бромиды, бор; 2) нейтральный или близкий к щелочному pH водной среды вендского комплекса (микроорганизмы активно развиваются при отсутствии стрессов при pH = 6-9); 3) наличие радиоактивных элементов в подземных водах в небольших количествах (увеличивает скорость метаболических процессов). Кроме того, в подземных водах присутствуют аборигенные формы микроорганизмов. Таким образом, постоянное вос-

ходящее перетекание минерализованных вод вендского водоносного комплекса будет активизировать деятельность микробиоты в трещиноватых глинах за счет поступления воды с дополнительными питательными компонентами, что отражается на увеличении КОЕ во времени в разрушенных конструкционных материалах.

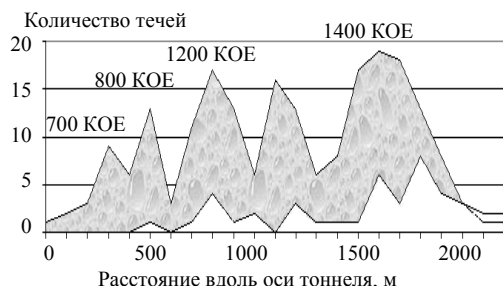


Рис. 7. Связь активности водопровявлений по трассе «Елизаровская – Ломоносовская» с количеством определенных групп микромицетов (КОЕ)

## 2.2. Перегонные тоннели в четвертичных и дочетвертичных отложениях

Инженерно-геологические, гидрогеологические и геоэкологические условия эксплуатации перегонных тоннелей, пройденных на небольших глубинах в слабых водонасыщенных песчано-глинистых четвертичных отложениях, характеризуются наибольшей сложностью. Как показали наши исследования по трассам относительно неглубокого заложения («Обухово – Рыбацкое», «Гражданский пр. – Девяткино» и др.), особое внимание должно быть обращено на наличие в разрезе верхней межморенной толщи специфических битуминозных микулинских отложений, которые распространены преимущественно в восточном и юго-восточном районе Санкт-Петербурга, а также в его северных пригородах (Мурино) на глубинах более 20,0 м. Максимальная мощность этих отложений (около 28,0 м) в пределах города фиксируется в районе ст.м. «Обухово». Высокое содержание битуминозной органики в микулинских слоях предопределяет активность протекающих в них биохимических процессов за счет жизнедеятельности богатой природной микрофлоры, с чем связана способность этих отложений продуцировать биохимические газы – метан, азот, углекислый газ и др. Результаты ранее выполненных исследова-

ний позволили проследить изменение содержания битума в микулинских отложениях: от долей до 20 и более процентов. Количество битумных соединений в этих грунтах определяет интенсивность газообразования: максимальный дебит – до 37 м<sup>3</sup>/сутки был зафиксирован из микулинских слоев с наибольшей битуминозностью.

Следует отметить, что в верхней части четвертичного разреза газогенерация наблюдается также в поздне- и послеледниковых отложениях: погребенных болотах, литориновых образованиях, содержащих органические остатки, реже в озерно-ледниковых отложениях.

Влияние газонасыщенных грунтов на эксплуатационную надежность подземных сооружений должно оцениваться с нескольких позиций.

1. Обогащение выше- и нижележащих грунтов микробиотой микулинского горизонта, которая переносится в газовом потоке.

2. Снижение прочности песчано-глинистых грунтов за счет насыщения поровой воды мельчайшими пузырьками малорастворимых биохимических газов (метана, азота), действующих как микроскопические шарикоподшипники, что сопровождается уменьшением трения между частицами грунта и его разуплотнением.

3. Существенное возрастание тиксотропности и плавуности песчано-глинистых пород, что проявляется даже при незначительных динамических и вибрационных воздействиях (например, движение подвижного состава, работа механизмов эскалаторов).

4. Преобразование напряженно-деформируемого состояния толщи грунтов за счет газодинамического давления при отсутствии диссипации малорастворимых газов (метан, азот).

5. Наличие растворимых в воде газов, диоксида углерода и сероводорода, способствует повышению агрессивности подземных вод по отношению к конструкционным материалам подземных сооружений.

Воздействие природного газообразования в межморенных микулинских слоях можно проследить на развитии деформаций перегонных тоннелей в юго-восточной части города по трассе «Обухово – Рыбацкое», в разрезе которой выделяют три зоны по характеру перемещений тоннелей (рис. 8).



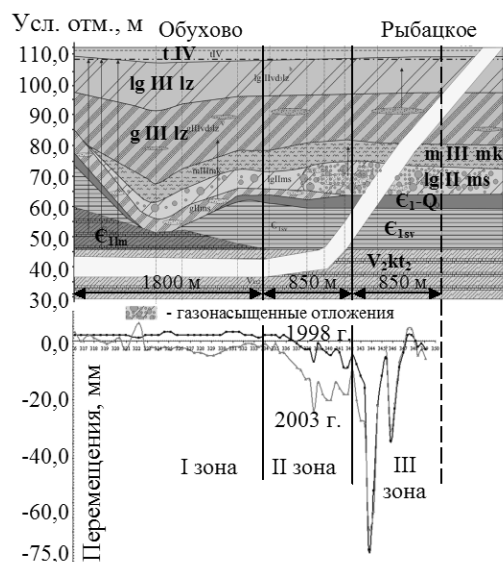


Рис. 8. Схематический геолого-литологический разрез по трассе перегонных тоннелей «Обухово – Рыбачское» с графиком перемещений тоннельных реперов

Первая зона приурочена к коренным породам толщи переслаивания верхнего венда (верхнеоттинским глинам и песчаникам) и характеризуется минимальными перемещениями. В первые годы наблюдений прослеживался подъем тоннелей, вызванный накоплением газов в трещиноватой толще глин и формированием газодинамического давления, которое может снижать оседание тоннеля до нулевых значений, а также способствовать подъему тоннелей.

На участке второй зоны тоннель проложен в маломощной толще синих глин. В нижнекембрийских глинах влияние газонасыщенных четвертичных слоев негативно сказывается на их прочности и деформационных свойствах, что приводит к интенсификации процессов оседания.

В пределах третьей зоны тоннель пересекает наиболее слабые сильно газонасыщенные песчано-глинистые отложения, содержащие отдельные линзы напорных вод. Модуль общей деформации этих пород в процессе их газонасыщения может снижаться до 5 МПа и ниже. Максимальные значения оседания связаны с наиболее газонасыщенными слоями межморенных образований. Большая мощность межморенных отложений предполагает диссипацию газов и снижение газодинамического давления, действие которого может вызывать подъем тоннельной конструкции при условии его

превышения над суммарным давлением от массы обделки тоннеля и вышележащей толщи пород. По всей вероятности варьирование величины газодинамического давления по длине перегонных тоннелей создает резко дифференцированные условия для развития перемещений оседания с различной амплитудой. Максимальные значения относительных деформаций тоннелей по данной трассе составляют 0,0035. Такая величина способствует повышению растягивающих напряжений в тоннельной конструкции и развитию в них микро-, а позднее и макро-трещин.

На участке наибольших перемещений (третья зона) отмечается и максимальная интенсивность проявления коррозионной агрессивности среды, что привело к аварийному состоянию чугунной обделки и последующему сплошному бетонированию этого участка. По всей видимости, разрушение чугунов за столь короткое время (перегонный тоннель был введен в эксплуатацию в 1984 году) связано с активной деятельностью различных форм микроорганизмов, природной средой обитания которых являются битуминозные микулинские отложения. В настоящее время на данном участке отмечается биodeградация железобетонной монолитной обделки (рис. 9).

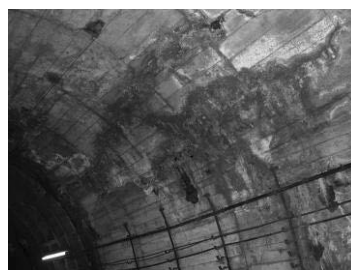


Рис. 9. Образование гидротроилита ( $\text{FeS} \cdot n\text{H}_2\text{O}$ ) на монолитной железобетонной обделке, которая заменила разрушенные тюбинги

Микробиологические исследования показали, что в образцах разрушенных конструкционных материалов содержатся нитрифицирующие, тионовые бактерии, железобактерии, клостридии, а также микромицеты (23 вида), которые относятся к активными биодеструкторам конструкционных материалов. Образование  $\text{H}_2\text{S}$  и гидротроилита на таких глубинах подтверждает активность сульфатредуцирующих бактерий.

Природный микробиоциноз микулинских отложений ориентирован на утилизацию битуминозной органики. Его агрессивность настолько велика, что наблюдается деградация битумов, которые в качестве эксперимента на одной из трасс («Елизаровская - Ломоносовская») использовались как гидроизоляционный материал в перегонных тоннелях, пройденных в верхнекотлинских глинах, где выше по разрезу залегают микулинские газогенерирующие слои (рис. 10, рис. 11). В деградированных битумах обнаружена наибольшая численность и разнообразие форм микроорганизмов по сравнению с другими пробами, отобранными в том же перегонном тоннеле (табл. 1).



Рис. 10. Вытекание битума из технологических отверстий по трассе «Елизаровская - Ломоносовская»

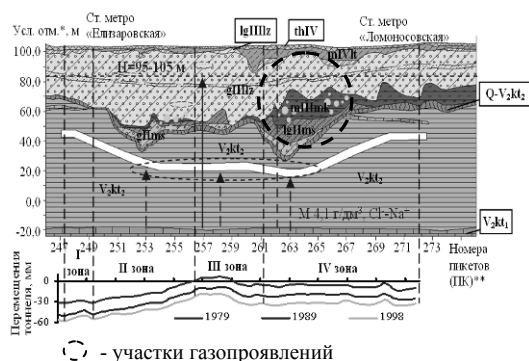


Рис. 11. Схематический геолого-литологический разрез по трассе перегонных тоннелей «Елизаровская - Ломоносовская» с графиком перемещений тоннельных реперов

Таблица 1. Результаты микробиологических исследований пробы разрушенного битума на участке трассы «Елизаровская - Ломоносовская»

Формы микроорганизмов	Количество
Гетеротрофы	$3,5 \times 10^6$ , КОЕ/г
Нитрифицирующие бактерии	Менее $6,0 \times 10^1$ , кл/г
Железобактерии	Менее $5,0 \times 10^1$ , КОЕ/г
Тионовые бактерии	$7,5 \times 10^2$ , кл/г
Сульфатредуцирующие бактерии	Менее $6,0 \times 10^1$ кл/г

Следует отметить, что разрушение железобетонных обделок и тампонажных растворов гидроизоляционных слоев в различной степени наблюдается практически на всех участках перегонных тоннелей, расположенных в четвертичных отложениях. Однако, как показали данные исследований более чем 30 проб разрушенных конструктивных материалов и натечных форм, солевой состав вытяжек в основном - содовый ( $\text{HCO}_3^-$  до  $6,7$  г/дм<sup>3</sup>), а не хлоридно-натриевый, как в тоннелях глубокого заложения, пройденных над вендским водоносным комплексом.

Большое воздействие на характер разрушения конструктивных материалов при неглубоком заложении перегонных тоннелей (20-25 м) оказывают техногенные факторы загрязнения подземного пространства города: наличие систем водоотведения, свалок хозяйственно-бытовых отходов, ликвидированных кладбищ и др. При этом усиливается развитие биокоррозионных процессов за счет поступления микроорганизмов с нисходящим потоком из таких источников.

### 3. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. При геотехнической оценке надежности эксплуатации перегонных тоннелей, пройденных в дочетвертичных глинистых отложениях Санкт-Петербурга, необходимо учитывать следующие особенности подземного пространства города: а) тектонические разломы в районе размещения трассы и их влияние на степень трещиноватости и водопроницаемости глин; б) наличие врезов от палеодолин и положение перегонных тоннелей по отношению к их контуру; в) минимальное расстояние от подошвы тоннелей до вендского водоносного комплекса; г) оценка возможности восходящего перетекания минерализованных подземных вод в толщу пород, вмещающих тоннели, в зависимости от величины градиента напора и трещиноватости глин; д) присутствие в разрезе газогенерирующих слоев, их мощность и возможность миграции газов в подземном пространстве.

2. Для перегонных тоннелей, средой размещения которых служит четвертичная толща, необходимо выделять участки, где отмечается: а) развитие наиболее слабых

водонасыщенных песчано-глинистых отложений, особенно газонасыщенных и обладающих плавучими или тиксотропными свойствами; б) наличие газогенерирующих миктулинских отложений и зон с локальными газодинамическими давлениями, в толще которых расположены тоннели; в) присутствие в разрезе четвертичных водоносных горизонтов, характеризующихся высокой степенью контаминации за счет различных источников загрязнения (природных и техногенных).

3. Особое место должно отводиться оценке степени агрессивности компонентов подземного пространства по отношению к конструкционным материалам обделок и гидроизоляционного слоя, а именно: а) минерализованные хлоридные натриевые воды вендского водоносного комплекса и ломоносовского водоносного горизонта; б) загрязненные подземные воды четвертичных водоносных горизонтов с высоким содержанием различных поллютантов, активизирующих процессы коррозии конструкционных материалов; в) активная микробиота, содержащаяся во вмещающей толще грунтов или поступающая из выше- или нижележащих слоев в процессе перетекания, либо в газовом потоке; г) биохимические газы и другие метаболиты микробиологического процесса.

4. Все гидроизоляционные и конструкционные материалы, используемые при строительстве или ремонте тоннелей, должны быть проверены на биоустойчивость при воздействии конкретных биоценозов, характерных для рассматриваемой трассы.

#### 4. ЛИТЕРАТУРА

Дашко Р.Э. Влияние гидрогеологических условий на безопасность освоения подземного пространства при строительстве транспортных тоннелей / Дашко Р.Э., Котюков П.В., Шидловская А.В. // *Записки Горного института*. СПб., 2012. Т.199. С. 9-16.

Дашко Р.Э. Воздействие геобиологических и гидрогеохимических процессов на развитие коррозии конструкционных материалов в эскалаторном тоннеле Петербургского метрополитена / Дашко Р.Э., Власов Д.Ю., Шидловская А.В., Александрова О.Ю. // *Записки Горного института*. СПб., 2011. Т. 190. С. 60-64.

Дашко Р.Э. Инженерно-геологическое обеспечение эксплуатационной надежности подземных транспортных сооружений в Санкт-Петербурге / Дашко Р.Э., Котюков П.В. // *Записки Горного института*. СПб., 2011. Т.190. С. 71-77.

Дашко Р.Э. Особенности инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга / Дашко Р.Э., Александрова О.Ю., Котюков П.В., Шидловская А.В. // *Развитие городов и геотехническое строительство*. СПб., 2011. № 13. С. 25-71.

Дашко Р.Э. Роль микробиоты при изучении состояния и свойств дисперсных грунтов и развитии и инженерно-геологических процессов (на примере Санкт-Петербурга) / Дашко Р.Э., Карпова Я.А. // *Грунтоведение*. СПб., 2012. №1. С. 40-45.

Dashko R.E. Engineering geological and geomicrobiological factors of subway tunnels' stability in St. Petersburg / Dashko R.E., Kotyukov P.V. // *Proceedings of the International Symposium and 9th Asian Regional Conference of IAEG, Beijing, China*. CRCpress, 2013. P. 523-529.

Dashko R.E. Engineering geological and geoenvironmental problems of St. Petersburg centre / Dashko R.E., Shidlovskaya A. // *Proceedings of the International Symposium and 9th Asian Regional Conference of IAEG, Beijing, China*. CRCpress, 2013. P. 515-521.

# Прогнозирование возможности формирования прорывов при подземной разработке месторождений в сложных инженерно-геологических и гидрогеологических условиях (на примере Яковлевского месторождения богатых железных руд, КМА)

Р.Э. Дашко, Е.Н. Феллер

Национальный минерально-сырьевой университет «Горный», Санкт-Петербург, Россия

В статье рассмотрены основные факторы, способствующие формированию прорывов вод, в первую очередь из неосушенных высоконапорных горизонтов, в подземные горные выработки на месторождениях со сложными инженерно-геологическими, гидрогеологическими и геотехническими условиями. Проанализированы основные расчетные схемы, применяемые для прогнозирования возможности формирования прорывов подземных вод. Предложен расчет величины безопасного напора для нижнекаменноугольного горизонта для условий Яковлевского рудника. Даны рекомендации для повышения безопасности ведения горных работ.

## 1. ВВЕДЕНИЕ

Разработка месторождений полезных ископаемых подземным способом под водными объектами (напорные водоносные горизонты, водотоки, водоемы и др.) требует необходимости обязательной оценки возможности формирования прорывов вод и, тем самым, обеспечение безопасности ведения горных работ.

Яковлевское месторождение приурочено к северной части Белгородского железорудного района Курской магнитной аномалии и характеризуется сложными инженерно-геологическими и гидрогеологическими условиями. Добыча богатых железных руд (БЖР) ведется на глубинах свыше 600 м, под неосушенными водоносными горизонтами (рис.1). Дренируется только рудное тело, к которому приурочен рудокристаллический водоносный горизонт, с помощью самоизливающихся горизонтальных, либо наклонных скважин на горизонте -425 м. Принципиальное значение в обводнении горных выработок имеет нижнекаменноугольный водоносный горизонт с напорами около 370 м, залегающий непосредственно на рудной толще (рис. 1).

Следует отметить, что БЖР, добываемые на Яковлевском руднике, представляют собой продукт химического выветривания железистых кварцитов и сланцев допалеозойского возраста. Генезис БЖР связан с активными химическими и биохимическими

процессами, сопровождающимися выносом кремнезема, серы, фосфора из железистых кварцитов и сланцев, что способствовало накоплению полезного компонента (содержание железа от 60% и более), повышению пористости руд до 50% и снижению прочности за счет их рыхлого сложения, не соответствующее реальному природному давлению, которое превышает 12 МПа.

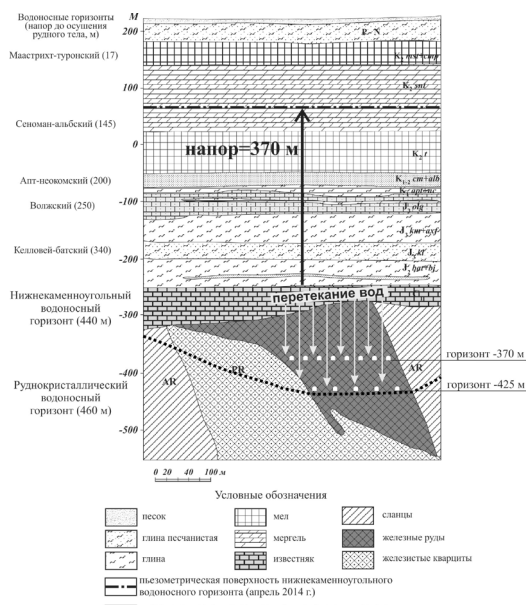


Рис. 1. Геологический разрез Яковлевского месторождения.

Отработка месторождения ведется слоевой системой в нисходящем порядке с полной закладкой выработанного пространства легкими бетонами. Первый очистной горизонт расположен на отметке -370 м.

## 2. ИЗМЕНЕНИЕ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ И ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ ЯКОВЛЕВСКОГО РУДНИКА ПРИ ВЕДЕНИИ ГОРНЫХ РАБОТ

Осушение только руднокристаллического водоносного горизонта сформировало в рудном теле обширную депрессионную воронку при сохранении высоконапор в нижнекаменноугольном водоносном горизонте. Существующая разность напоров между этими горизонтами провоцирует процесс нисходящего перетекания маломинерализованных вод, содержащих  $H_2S$  и микробиоту, через водозащитный целик в условиях отсутствия выдержанного водопора (рис. 1).

Водозащитный целик представляет собой толщу, сложенную рудами различных типов, между нижнекаменноугольным водоносным горизонтом и кровлей горных выработок, в которых ведется добыча БЖР. На Яковлевском руднике устойчивость толщ руд над горизонтом -370 м (отметка кровли -365 м) будет определять безопасность ведения горных работ под неосушенным высоконапорным водоносным горизонтом.

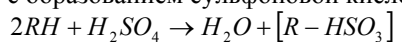
На первом этапе исследования руд с использованием керна разведочного бурения, выполненные Белгородской экспедицией и горно-геологической станцией Академии Наук, было выделено четыре типа руд, характеризующихся по величине прочности, содержанию полезного компонента и др.

Карбонатизированные руды I и II типов развиты в самой верхней части рудной залежи, при этом наибольшие мощности встречены висячем боку. На горизонте -320 м площадь, занимаемая прочными рудами, сокращается до 60% от общей площади горизонта, а на горизонте -350 м - до 30%. На первоочередном участке работ крепкие руды в разрезе распространены неравномерно, а их мощность варьирует в пределах 4–18 м. Следует отметить, что устойчивость водозащитной толщ обеспечивается именно этим типом руд.

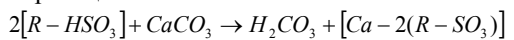
Важно подчеркнуть, что воды нижнекаменноугольного горизонта, характеризующихся как мягкие (жесткость менее  $1,5 \text{ мг-экв/дм}^3$ ), при наличии  $H_2S$  и  $CO_2$  обладают выщелачивающей и углекислой агрессивностью по отношению к карбонатизированным рудам и бетонам.

Еще на стадии разведки было отмечено, что в нижнекаменноугольных известняках присутствуют битуминозные и углистые глины, которые служат источником органического вещества и анаэробной микробиоты, прежде всего сульфатредуцирующих бактерий, продуктом жизнедеятельности которых является сероводород ( $H_2S$ ), способствующий образованию пирита и других сульфидов. Эти минералы повсеместно встречаются в толще известняков. В условиях окисления пирита может происходить образование  $FeSO_4$ ,  $Fe_2(SO_4)_3$  и  $H_2SO_4$ . Растворы этих соединений – хорошие растворители карбонатов – цемента руд.

Кроме того, серная кислота может вступать в реакцию с органическим веществом (RH) с образованием сульфоновой кислоты:

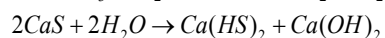
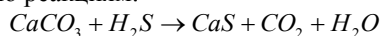


Образующаяся сульфоновая кислота выщелачивает карбонатный цемент руд согласно реакции:



Образующаяся в результате вышеприведенной реакции углекислота диссоциирует на:  $H_2CO_3 \rightarrow H_2O + CO_2$ , причем углекислый газ является агрессивным по отношению как к карбонатам руд, так и бетонам.

При воздействии маломинерализованных вод нижнекаменноугольного горизонта, содержащих  $H_2S$ , на руды с карбонатным цементом происходит их выщелачивание согласно реакциям:



При этом гидроксид кальция ( $Ca(OH)_2$ ) легко вступает в реакцию с хлоридами, содержащимися в подземных водах с образованием  $CaCl_2$ , растворимость которого более  $700 \text{ г/дм}^3$ .

В аэробной среде  $H_2S$  окисляется до серной кислоты, которая усиливает растворяющую способность подземных вод, поскольку рН может снижаться до 5 - 6 и менее.

Глиноподобные руды и полурыхлые руды на глинистом цементе (III тип) снижают

свою прочность до 40% за счет размокания глинистого материала.

IV тип руд – наименее прочный, который имеет временное сопротивление сжатию менее 2 МПа и одновременно характеризуется максимальным содержанием железа – более 60%. Как уже отмечалось, для этого типа руд характерна высокая пористость, а на отдельных участках – макропористость. Эти руды имеют повышенную гидрофильность и водонеустойчивость.

В Санкт-Петербургском Горном университете на кафедре гидрогеологии и инженерной геологии были проведены экспериментальные исследования для определения сопротивления сдвигу осушенных, вторично увлажненных и естественной влажности БЖР (IV тип) на образцах, непосредственно отобранных в экспериментальном штреке.

Исследование сопротивления сдвигу таких руд дало возможность установить закономерности их деформационного поведения и изменения параметров сопротивления сдвигов. В образцах осушенных БЖР ненарушенного сложения с различным типом структурных связей величина угла внутреннего трения  $\phi$  была постоянна и составляла  $23^\circ$ , в то время как величина сцепления варьировала в зависимости от наличия остаточных структурных связей, положения слоистости, а также величины плотности скелета руды (рис. 2). В то же время величина остаточной влажности БЖР не влияла на их сопротивление сдвигу.

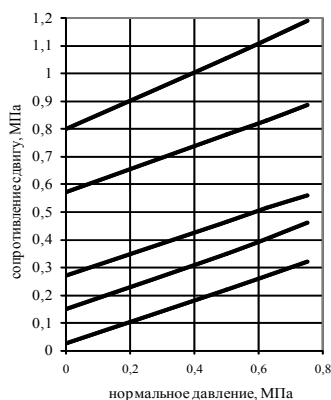


Рис. 2. Диаграммы сопротивления сдвигу **осушенных** БЖР ненарушенного сложения без цементационных связей.

При естественной влажности величина угла внутреннего трения БЖР снижается до

$8^\circ$  (рис. 3). Величина сцепления водонасыщенных БЖР зависит от структурных связей цементационного характера, и соизмерима с сцеплением осушенных образцов. Разрушение водонасыщенных БЖР происходит по типу практически пластического деформирования с мало выраженным пиком максимальной прочности.

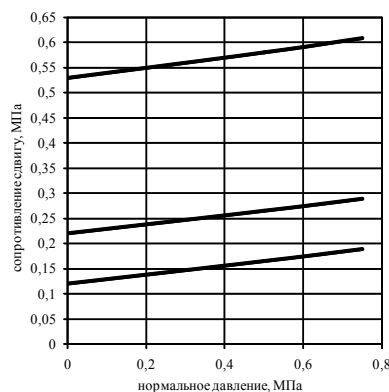


Рис. 3. Диаграммы сопротивления сдвигу БЖР **естественной влажности** ненарушенного сложения без цементационных связей.

Вторичное увлажнение образцов сопровождалось в процессе их испытания на сдвиг развитием провальных деформаций при действии нормального давления и значительным доуплотнением рыхлых руд. Вторично увлажненные руды имеют угол внутреннего трения не более  $8^\circ$  и величину сцепления на порядок ниже, чем для водонасыщенные образцы (рис. 4).

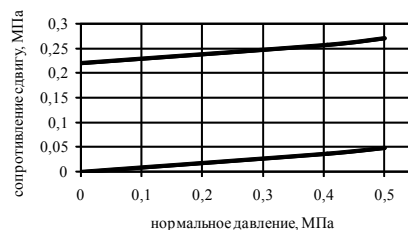


Рис. 4. Диаграмма сопротивления сдвигу **увлажненных** БЖР ненарушенного сложения без цементационных связей.

Следует подчеркнуть, что прочность и устойчивость БЖР определяется также развитием микробной деятельности в рудной толще. Микроорганизмы формируют на частицах руд биопленки, состоящие из живых и мертвых клеток микроорганизмов и продуктов их жизнедеятельности, в резуль-

тате чего снижается сцепление и угол внутреннего трения. Одновременное снижение сцепления и угла внутреннего трения до минимальных значений может перевести БЖР в состояние плывунов.

Исследования Санкт-Петербургского Горного университета позволили оценить значимость различных факторов, которые способствуют негативным изменениям руд различного типа в процессе ведения горных работ (табл. 1).

Из анализа таблицы 1 следует, что наибольшее снижение прочности в процессе перетекания вод из нижнекаменноугольного горизонта будет наблюдаться у БЖР IV типа, которые в количественном отношении преобладают в водозащитном целике (от 50% до 80%).

Дополнительным фактором для формирования прорывов вод служит наличие трещиноватости в рудной толще и, соответственно в водозащитном целике. Рудная толща, в разрезе которой присутствуют различные типы БЖР и материнские измененные породы (железистые кварциты и сланцы), разбита большим количеством тектонических трещин северо-западного, северо-восточного и субширотных направлений. На горизонте -370 м, где ведутся очистные работы, 90% вывалов приурочено именно к зонам повышенной трещиноватости, либо неблагоприятного залегания

слоистых метаморфических пород в складчатых структурах (висячий бок залежи).

Влияние очистных работ, а также вторичное увлажнение руд будет негативно сказываться на их устойчивости в целике. Особенно опасны процессы куполения, развитие которых сейчас наблюдается на горизонте -370 м. Высота образовавшихся куполов может достигать 10 м, с максимальным объемом до 440 м<sup>3</sup>.

Установлено, что вследствие наличия в разрезе водозащитного целика жестких и слабых типов руд и пород происходит изменение напряженно-деформированного состояния анизотропного массива. При  $E_{\max}/E_{\min} \geq 5$  (слабые породы залегают над жесткими) в слабом слое происходит концентрация напряжений – в таких зонах наблюдается повышенное вывалообразование и куполение.

При отработке месторождения с полной закладкой выработанного пространства необходимо полное соблюдение технологии ведения работ. В зависимости от снижения фактического объема закладки, которое наблюдается на Яковлевском руднике, увеличивается величина деформации водозащитного целика, которая определяется по смещениям реперов, заложенных в кровле выработок на горизонте -370 м. На январь 2014 г деформация оседания водозащитного целика достигла 970 мм (рис. 4).

Таблица 1. Природные и техногенные факторы, влияющие на изменение прочности руд различных типов

Тип руд	Наличие и состав цементации	R <sub>сж</sub> руд, МПа	Факторы, определяющие снижение прочности руд	Предположительное снижение R <sub>сж</sub> руд при вторичном увлажнении в процессе перетекании вод
I	Руды с карбонатным цементом	Более 40	При действии подкисленных вод, содержащих H <sub>2</sub> S и CO <sub>2</sub> (нижнекаменноугольного горизонта), происходит растворение и выщелачивание карбонатов и, как следствие, разрушение цементационных связей в рудах	На 35 - 50% и более (в зависимости от количественного соотношения карбонатов в рудах)
II	Неполная карбонатизация руд	10 - 40		
III	БЖР с глинистым цементом	2 - 10	При перетекании вод из нижнекаменноугольного горизонта наблюдается размягчение глинистого цемента	На 40%
IV	Рыхлые БЖР без цементационных связей	Менее 2	Водонасыщенные и особенно вторично увлажненные БЖР при преобладании в их гранулометрическом составе фракции диаметром менее 0,1 мм (>50%) переходят в состояние плывунов.	Переходят в не устойчивое состояние

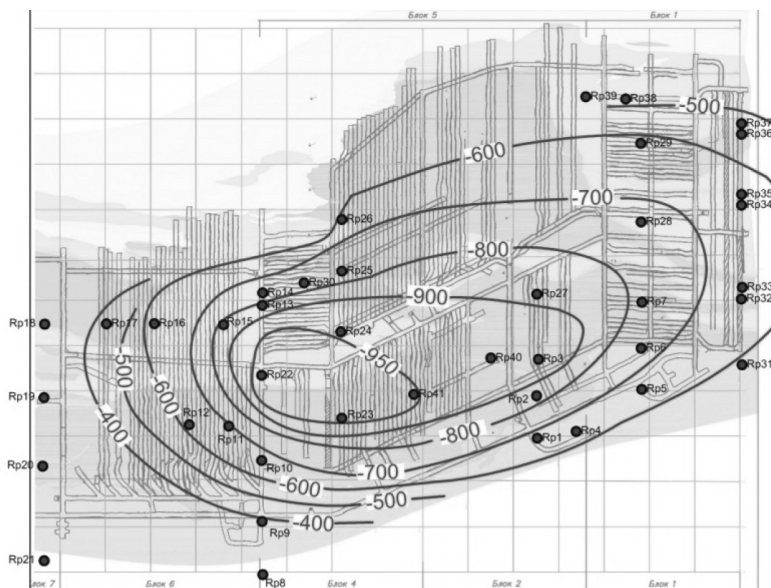


Рис. 4. Изолинии деформаций оседания водозащитного целика (мм) на горизонте -370 м (январь 2014 г.).

Деформации оседания защитного целика (S) будут определяться не только недозакладом и нарушением ведения очистных работ, но и по причине изменения инженерно-геологических, геомеханических и гидродинамических факторов:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4, \text{ где}$$

$S_{1, 2, 3, 4}$  – деформации за счет:

$S_1$  – существования пустот при недозакладке;

$S_2$  – снижения прочности и деформационных показателей пород и руд целика в результате роста макро- и микротрещиноватости;

$S_3$  – снижения прочности и деформационных показателей руд и пород в защитном целике при химическом и биохимическом воздействии маломинерализованных вод нижнекаменноугольного горизонта, содержащих  $H_2S$ ,  $CO_2$  и микроорганизмы;

$S_4$  – вымыва заполнителя трещин в результате формирования и развития геофильтрационных процессов при действии высокого гидродинамического давления.

Известно, что величина относительной деформации, превышающая 0,002, вызывает появление трещин растяжения в железобетонных перекрытиях. В данном случае прочность на растяжение и/или изгиб пород и руд, слагающих водозащитный целик значительно ниже, а величина относительной деформации водозащитного целика варьирует в пределах 0,001 – 0,004.

Добыча руд под неосушенным высоконапорным нижнекаменноугольным горизонтом при перетекании коррозионно активных маломинерализованных вод с учетом деформирования водозащитного целика создают предпосылки для образования локальных прорывов вод в горные выработки на рабочем горизонте -370 м.

### 3. ОБЩИЙ ПОДХОД В КОЛИЧЕСТВЕННОЙ ОЦЕНКЕ ВОЗМОЖНОСТИ ФОРМИРОВАНИЯ ПРОРЫВОВ ВОД В ПОДЗЕМНЫЕ ГОРНЫЕ ВЫРАБОТКИ

Существует несколько расчетных схем для оценки возможности формирования прорывов вод в горные выработки:

- предельно допустимого или безопасного напора водоносного горизонта, залегающего выше или ниже области ведения горных работ;
- мощности водозащитного целика;
- безопасной глубины разработки месторождения;
- коэффициента прорыва.

Использование коэффициента прорыва активно используется на угольных месторождениях Китая. Его расчет производится по формуле:  $T = P/M$ , где P – напор водоносного горизонта и M – мощность водозащитного целика. Критические значения коэффициента прорыва (T) изменяются в широких



предела от 0,060 до 0,150 и зависят от прочности и водопроницаемости пород защитного целика. Варьирование предельных значений коэффициента  $T$  устанавливается для конкретных условий месторождения индивидуально.

Безопасная глубина разработки месторождений подземным способом зависит, по нормативным документам (ПБ 07-269-96), от мощности вынимаемого пласта полезного ископаемого и рассчитывается согласно формуле  $H=n \cdot m$ , где  $m$  – мощность извлекаемого пласта, а  $n$  – коэффициент, зависящий от инженерно-геологических условий отработки месторождения, и изменяется от 20 до 500.

Из анализа двух вышеприведенных формул следует, что такая оценка не объективна, поскольку учитывает только линейные размеры водозащитного целика.

Кроме этого, величина безопасной глубины разработки может задаваться вне зависимости от мощности вынимаемого

пласта, согласно нормативным документам различных стран (Англия, Германия, Канада, Чили) или обоснована в индивидуальном проекте (США).

Следует отметить, что в отечественной и зарубежной литературе приводятся расчетные схемы определения мощности водозащитных целиков, которые, как правило, базируются на методах строительной механики (табл. 3).

Анализ таблицы 3 показывает, что формулы применимы только при учете:

- работы целика только на растяжение; мощности вынимаемого пласта (в случае угольных месторождений);
- коэффициента разрыхления, для определения которого используется только величина плотности пород; гипотезы свода обрушения, но при этом не включаются параметры механических свойств пород, участвующих в определении высоты свода обрушения, кроме угла наклона линии, соединяющей пята свода с его наивысшей точкой;

Таблица 3. Зависимости для определения мощности водозащитного целика

Авторы формул	Гипотеза расчетной схемы	Выражение	Условные обозначения
В.Д. Казикаев	Метод расчета на основе коэффициента разрыхления	$H > \frac{h}{k_{разр} - 1}$	$h$ – высота камеры, м; $k_{разр}$ – коэффициент разрыхления.
	Гипотеза естественного свода обрушения	$H = n \tan \alpha$	$n$ – запас прочности; $a$ – полуширина выработки, м; $\alpha$ – угол наклона линии, соединяющей пята свода с его наивысшей точкой, град.
Б.Г. Галеркин	Водозащитный целик представлен в виде прямоугольной плиты, защемленной по контуру и равномерно нагруженной	$H = \frac{\beta \gamma a}{\sigma_{доп}}$ , $\sigma_{доп} = \frac{\sigma_p}{k_c k_z}$	$\beta$ – коэффициент пропорциональности; $\gamma$ – плотность пород водозащитного целика, т/м <sup>3</sup> ; $a$ – полуширина выработки, м; $\sigma_{доп}$ – допустимое напряжение растяжения, т/м <sup>2</sup> ; $\sigma_p$ – предел прочности пород целика на растяжение, т/м <sup>2</sup> ; $k_c$ – коэффициент структурного ослабления; $k_z$ – коэффициент запаса прочности.
В.Д. Слесарев	Концепция предельных пролетов горных выработок	$H = \frac{\gamma l^2}{2\sigma_p}$	$\gamma$ – плотность пород водозащитного целика, т/м <sup>3</sup> ; $l$ – пролет камеры, м; $\sigma_p$ – предел прочности пород целика на растяжение, т/м <sup>2</sup> .
Е.В. Бошняров, Б.Я. Гвирцман, В.Н. Земисев	Выемка слоя угля под затопленными выработками вблизи тектонических нарушений.	$H = 40m(ctg \omega)$	$m$ – мощность вынимаемого угольного пласта; $\omega$ – угол между плоскостью пласта и поверхностью смесителя нарушения на разрезе вкрест простирания пласта, град.
R.N. Singh	Зависимость от мощности вынимаемого пласта	$H = 43m + 32$	$m$ – мощность вынимаемого угольного пласта.

- мощности вынимаемого пласта.

Из приведенных формул в таблице 3 следует, что в расчетах участвует только плотность и прочность пород на растяжение, в то время как работа водозащитного целика значительной мощности имеет более сложный характер.

Для расчета безопасного напора подземных вод в отечественной практике предложен ряд аналитических и эмпирических формул, приведенных в таблице 4, с учетом различной работы пород водозащитного целика.

В нормативных документах (СП 103.133302012, СНиП II 94-80 и ПБ 03-

555-03) расчет величины безопасного напора для рудных месторождений предлагается производить по формуле  $H_{без}=5m$ , где  $m$  – мощность водозащитного целика. По сути, в расчете участвует только мощность водозащитной толщи, хотя ее прочность может варьировать в значительных пределах.

Наилучшее совпадение с реальными условиями формирования прорывов вод в горные выработки показывают расчеты, выполненные по формулам, в которых предполагается, что горные породы в подошве выработки или кровле водозащитного целика работают на сдвиг.

Таблица 4. Формулы для расчета величин безопасного напора подземных вод

Автор	Формула	Условие применения	Обозначения	Примечание
В.Д. Слесарев	$H_{без} = \frac{\left( 2R_p \frac{m^2}{l} + \gamma_m \right)}{\gamma_g}$	Водоносный горизонт залегает в почве выработки	$H_{без}$ – безопасный напор, м; $m$ – мощность водоупорной толщи породы, м; $\gamma_w, \gamma_g$ – плотности воды и водоупорной породы соответственно, т/м <sup>3</sup> ; $R_p$ – сопротивление растяжения, т/м <sup>2</sup> ; $l$ – ширина пролета выработки, м	Порода водозащитного целика работает только на растяжение
Н.Г. Паукер	$H_{без} = \frac{2R_{np} m}{K \gamma_g l} + \frac{\gamma}{\gamma_g}$	Водоносный горизонт залегает в почве выработки	$R_{np}$ – сопротивление прорыву, т/м <sup>2</sup> ; $K$ – коэффициент, $K=3-4$ , остальные обозначения прежние (см. выше)	$R_{np}$ необходимо определять для каждой разновидности породы опытным путем, что в значительной степени затрудняет практический расчет
В.А. Мироненко – В.М. Шестаков	$H_{без} = \frac{m}{\gamma_g} \left( \gamma + \frac{2c}{b - tg \varphi \cdot m \zeta} \right)$	Водоупорный пласт работает на срез под влиянием гидростатического и гидродинамического давлений	$c$ – сцепление горной породы, т/м <sup>2</sup> ; $b$ – ширина строительного котлована, м; $\xi$ – коэффициент бокового распора; $\varphi$ – угол внутреннего трения горных пород, град. $m$ – мощность водоупорной толщи породы, м.	Для реальных выработок недоучет второго слагаемого будет давать искаженные результаты о возможности прорыва
И.П. Иванов	$H_{без} = K_0 \frac{m}{\gamma_g} \left( \gamma + \frac{2}{r} (\sigma_x tg \varphi + \dots) \right)$	Для условий, когда в породе происходит сдвиг	$r$ – радиус выработки, м; $\sigma_x$ – горизонтальная составляющая давления собственного веса горных пород; $K_0$ – понижающий коэффициент, $K_0=0,5-0,7$ , остальные обозначения прежние (см. выше).	Значение имеет достоверное определение параметров сопротивления сдвигу водоупорных пород.

При этом к важнейшим параметрам, которые будут определять надежность и достоверность расчетов степени устойчивости водозащитных целиков, относятся параметры прочности - сцепление и угол внутреннего трения, которые должны определяться в условиях моделирования реального напряженного состояния пород при проходке выработки на стадии постепенной разгрузки пород. Величина  $H_{без}$  зависит от мощности водозащитного целика, а также от формы и размеров выработки.

#### 4. РАСЧЕТ БЕЗОПАСНОГО (ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСИМОГО) НАПОРА НИЖНЕКАМЕННОУГОЛЬНОГО ГОРИЗОНТА

Количественная оценка локальных прорывов была выполнена по величине предельно-допускаемого напора на водозащитный целик с использованием зависимости В.А. Мироненко - В.М. Шестакова (таблица 4).

Расчет  $H_{пр}$  по такой формуле может быть реализован только при условии, что  $b > tg\varphi \cdot m\xi$ , в противном случае при  $b < tg\varphi \cdot m\xi$  прорыв невозможен.

Предельно допустимые величины напоров были определены для значений мощности защитного целика - 65 м, характерных для центральной части залежи, 50 м – для лежачего бока и 38 м - минимальной мощности, полученной с учетом наблюдаемых в кровле выработок куполов обрушения (таблица 5).

Для расчетов были использованы параметры сопротивления сдвигу по результатам экспериментальных исследований. Для крепких БЖР угол внутреннего трения принимается равным  $23^\circ$ , для БЖР в состоянии вторичного увлажнения -  $8^\circ$ . Используя эти данные, по соотношениям прочных и слабых пород в разрезе определены средневзвешенные по мощности величины углов внутреннего трения. В расчетах используется минимальное значение средневзвешенного по мощности угла внутреннего трения, характерного для северо-западной части рудной толщи и составляющее  $11^\circ$ .

Расчет произведен в предположении, что руды *осушены* - в таком случае  $c=0,25$  МПа и  $\varphi=23^\circ$ ,  $\gamma_{руды}=3,0$  т/м<sup>3</sup> и для *вторично увлажненных* -  $c=0,025$  МПа,  $\varphi=8^\circ$ ,  $\gamma_{ру-$

$ды=3,1$  т/м<sup>3</sup>. Коэффициент бокового давления был замерен *in situ* в условиях Яковлевского рудника и составил  $\xi=0,67$ . Величина  $b$  по проекту равна 5,5 м.

Таблица 5. Результаты расчетов величины допустимых напоров для оценки возможности локальных прорывов при действующем напоре 370 м

Состояние руд	c, МПа	$\varphi$ , град	m, м	$H_{без}$ , м
Осушенные	0,25	23	65	Прорыв теоретически невозможен
			50	
			38**	
		11*	65	
			50	
			38**	
Вторично увлажненные	0,025	11*	65	462
			50	
			38**	
		8	65	Прорыв теоретически невозможен
			50	470
			38**	216

\* - средневзвешенный угол внутреннего трения;

\*\* - минимальная мощность водозащитного целика с учетом куполения.

Рассчитанные величины допустимых напоров приведены в таблице 5, согласно которой вероятность прорывов возникает лишь при условии, что целик на полную мощность сложен слабыми вторично увлажненными рудами, что не соответствует действительности. Только в этом случае величина безопасного напора оказывается меньше, чем величина действующих напоров равная 370 м. Следовательно, вторичное увлажнение БЖР при целике мощностью 38 м и ширине пролета одиночной выработки, равной 5,5 м, повышает уровень риска для формирования прорыва подземных вод из нижнекаменноугольного водоносного горизонта при неблагоприятном разрезе толщи - преобладающем развитии слабых БЖР.

Обеспечение устойчивости подземных выработок в ходе ведения очистных работ возможно при снижении величины  $b$ , что не отвечает технологии ведения горных работ, либо при сохранении мощности целика 50 м и более. Прорыв воды весьма вероятен, если будут встречены тектонические трещины растяжения без заполнителя, напрямую связывающие нижнекаменноугольный водоносный горизонт с выработками на горизонте -370 м.

## 5. РЕКОМЕНДАЦИИ

1. Необходимо предусмотреть проходку и ввод в эксплуатацию дополнительных дренажных скважин для снижения напоров нижнекаменноугольного водоносного горизонта до безопасных значений в условиях постепенного уменьшения прочности руд и пород водозащитного целика при активном перетекании маломинерализованных вод, содержащих агрессивные компоненты по отношению к карбонатным соединениям.

2. Для прогнозирования снижения прочности карбонатизированных руд в разрезе водозащитного целика, а также бетонов, в том числе материала закладки, необходимо провести детальное изучение различных видов агрессивности маломинерализованных вод нижнекаменноугольного горизонта при проведении комплексного мониторинга.

3. Для уточнения количественной оценки снижения прочности карбонатизированных руд водозащитного целика следует провести полномасштабные экспериментальные исследования в динамическом режиме воздействия агрессивных вод на сцементированные БЖР.

4. Изучение влияния закладочного материала с низкой прочностью на прочность и устойчивость водозащитного целика при варьировании его мощности в условиях сохранения напоров в нижнекаменноугольном водоносном горизонте.

5. Установление величин критических абсолютных и относительных деформаций кровли выработок на горизонте -370 м с использованием количественных значений повышения водопроницаемости и снижения прочности водозащитного целика в условиях его оседания при соблюдении технологии ведения закладочных работ.

## 6. ЛИТЕРАТУРА

- Гвирцман Б.Я., Кацнельсон Н.Н., Бошенятов Е.В., Нестеров Г.А., Самарин В.П. *Безопасная выемка угля под водными объектами*. М.: Недра, 1977.
- Дашко Р.Э. Инженерно-геологическая характеристика и оценка богатых железных руд Яковлевского рудника // *Современные проблемы горной промышленности. Записки горного института*. – СПб., 2006. Т.168. С. 142-149.
- Дашко Р.Э., Волкова А.В., Власов Д.Ю. Микробная деятельность в подземных выработках и ее влияние на свойства богатых железных руд и конструкционных материалов // *Современные проблемы горной промышленности. Записки горного института*. – СПб: 2006. Т.168. С. 165–175.
- Дашко Р.Э., Феллер Е.Н. Формирование и развитие горно-геологических процессов в зависимости от изменения инженерно-геологических и гидрогеологических условий на Яковлевском руднике // *Современные проблемы горной промышленности. Записки Горного института*. – СПб: Национальный минерально-сырьевой университет «Горный», 2012. Т.199. С 151–161.
- Казикаев, Д.М. *Разработка рудных месторождений под водными объектами*. – М.: Недра, 1989.
- Колодяжная А.А., Крюкова В.Г. О происхождении карста в отложениях нижнего карбона Курской магнитной аномалии // *Геохимия подземных вод некоторых районов. Европейской части СССР*. М., 1963. С. 38-59 с.
- Мироненко В.А., Мольский Е.В., Румынин В.Г. *Горнопромышленная гидрогеология*. М.: Недра, 1989.
- Singh R.N. Mine inundations // *International Journal of Mine Water* – Madrid (Spain), 1986. Vol.5. PP. 1 – 28.
- Zhaoping M., Guoqing Li, Xiaotong Xie. A geological assessment method of floor water inrush risk and its application // *Engineering Geology*, 2012. PP. 51 – 60.

# Опыт решения задач фильтрации в лессовых толщах при замачивании котлованов

И.Ю.Дежина

Ростовский государственный строительный университет, г.Ростов-на-Дону, Россия

Автором разработана методика расчета и обосновано применение определяющих уравнений при решении нестационарных задач фильтрации в лессовых просадочных грунтах. При этом основание принято неоднородным, фильтрационно-анизотропным, в условиях неполного водонасыщения. Приведены результаты численных экспериментов по специально разработанному для данной методики программному комплексу.

## 1. ВВЕДЕНИЕ.

Лессовые просадочные грунты широко распространены в Ростовской области и Северном Кавказе. Достаточно плотные при естественной влажности в условиях замачивания они резко снижают свои прочностные и деформационные характеристики, становятся слоисто-неоднородными и анизотропными.

При расчете по второй группе предельных состояний (по деформациям) следует учитывать закономерности движения влаги в лессовых грунтах. Применение методов поверхностного и глубинного уплотнения грунта (водонепроницаемые экраны, грунтовые подушки), погребенные почвенные горизонты, подъем горизонта грунтовых вод ведут к перераспределению влажности и изменению напряженно-деформированного состояния в основании фундаментов.

Расчет лессовых оснований по деформациям предполагается вести в условиях неполного водонасыщения.

В основу методики расчета фильтрационных задач положено предположение о том, что влажность грунта в процессе замачивания нелинейно зависит от коэффициента диффузии грунта, скоростей фильтрации, коэффициентов влагопереноса и давления.

Исследованиями процесса влагопереноса в основаниях зданий и сооружений г.Ростова-на-Дону и Ростовской области занимались О.Е. Приходченко, Г.Л. Браиловский, В.М. Азархин, Л.В. Передельский, Е.Г. Барсуков, Ш.М. Шлафман, В.И. Рево, С.И. Углич, Я.Д.Гильман, В.П.Ананьев, К.А.Меркулова и др.

Строительные свойства лессового грунта зависят от минералогического состава и структуры лессовых пород.

## 2. ОСНОВНЫЕ ФОРМУЛЫ.

Обобщающей структурной характеристикой лессовых грунтов, определяющей энергетическое состояние системы является всасывающее давление  $P_w$  [кПа] .

В работе [1] приведена зависимость всасывающего давления от величины активной компрессионной пористости ( $n_{akt}^k$ ) и коэффициента потенциальной водонасыщенности ( $\alpha_n$ ).

$$P_w = 0,93 n_{akt}^k + 72\alpha_n + 13,6 + 4,7 n_{akt}^k \alpha_n, \quad (1)$$

$$n_{akt}^k = \frac{n \rho_w - w_p \rho_d}{2\rho_w} \cdot 100\%$$

$$\alpha_n = \frac{W_k - W}{W_k}$$

$$W_k = \frac{n \rho_w + w_p \rho_d}{2\rho_d}$$

Где  $P_w$ -всасывающее давление, кПа.

При выводе уравнения движения влаги исходим из уравнения движения П.Я.Полубариновой-Кочиной для неполного водонасыщения [2] . Считаем, что имеет место закон Дарси, предполагающий, что движение влаги происходит за счет градиента напора. При этом для коэффициента водопроницаемости и давления используем эмпирическую формулу С.Ф.Аверьянова

$$K(w) = K_1 \left[ \frac{w - w_0}{m - w_0} \right]^{3,56}, \quad (2)$$

где  $K_1$ - коэффициент фильтрации при полном водонасыщении,  $m$ - пористость грунта,  $w_0$ - количество связанной воды в единице объема грунта (объемная влажность связанной воды).

Формула С.Ф.Аверьянова для давления жидкости имеет вид

$$P_w = - \frac{P_0 \cdot w_0}{w} \cdot \frac{w_n^3 - w^3}{w_n^3 - w_0^3} \quad (3)$$

где  $P_0$ -давление при влажности  $w_0$  связанной воды;  $w_n$ -влажность полного водонасыщения.

Использование вместо формул С.Ф.Аверьянова эмпирической зависимости для всасывающего давления упрощает расчеты и позволяет более полно учесть все многообразие свойств лессовых грунтов. Для коэффициента фильтрации также могут быть использованы экспериментальные зависимости, полученные на основе лабораторных испытаний.

Начально-краевая задача определения НДС при фильтрационном движении влаги включает уравнения равновесия, геометрические и физические зависимости, статические и кинематические краевые условия. На произвольном временном отрезке система уравнений линеаризуется.

$$-B_s^T k I - B_s^T D B w - V_s = 0; \quad \in S_1;$$

$$-B^T k I - B^T D B w + w = 0; \quad \in V;$$

$$V = -k B h; \quad \in V;$$

$$w - w^S = 0; \quad \in S_2;$$

$$w - w_0 = 0; \quad \in V, S, t = 0;$$

$$h = \frac{P}{\gamma_w} + Z;$$

(4)

Где  $B^S$ -матрица направляющих косинусов;  $I^T = \{1 \ 0\}$ ,  $k$  – коэффициент водопроницаемости;  $B$ - матрица дифференцирования.

Значение влажности связанной воды может быть определено по формуле

$$w_0 = w_n + w_{pc}; \quad (5)$$

Где  $w_n$ - примерно соответствует влажности воздушно-сухого грунта, т.е. количеству влаги в образце, в пределах от 0,012 (лесс) до 0,037 (тяжелый лессовидный суглинок г.Ростова-на-Дону).  $w_{pc}$  – содержание рыхло-связанной воды (от 0,116 до 0,128).

Определяющее уравнение по МКЭ имеет вид:

$$(\theta \cdot t \cdot K^n + 3 \cdot C) \cdot q^{n+1} + [(3 - \theta) \cdot \Delta t \cdot K^n - 3 \cdot C] \cdot q^n + [P^n \cdot (3 - \theta) + \theta \cdot P^{n+1}] = 0; \quad (6)$$

Где  $K$  – матрица водопроницаемости,  $C$  – матрица влагопереноса,  $P$ -вектор узловых потоков влаги.

Для построения двухслойной схемы прямого интегрирования уравнений влагопереноса в свертках функция влажности на произвольном временном интервале выражена в виде линейной зависимости от времени. Определяющее уравнение для определения влажности на временном этапе принято по схеме Кранка-Николсона. Решение получено методом конечных элементов. Для вывода устойчивой схемы прямого интегрирования уравнений влагопереноса используется метод точечного сохранения инвариантов проф.Василькова [3]. В качестве критерия устойчивости для консервативной системы принято постоянство суммарной влажности. Устойчивость процесса обеспечивалось выбором параметра устой-

чивости  $\theta=3/2$  и временного интервала  $\Delta t=0,005$  суток. Метод можно применить также в случае постоянного поступления влаги в грунт.

Для решения практических задач влагопереноса автором разработан специальный программный комплекс. Исходными данными являются: объемная влажность связанной воды ( $w_0$ ); давление влажности связанной воды ( $P_0$ ); коэффициент фильтрации в горизонтальном направлении ( $K_{фг}$ ); коэффициент фильтрации в вертикальном направлении ( $K_{фв}$ ); влажность при полном водонасыщении ( $w_{sat}$ ); коэффициент пористости ( $e$ ); исходная влажность ( $w_{сст}$ ); временной интервал ( $\Delta t$ ); параметры расчетной области. В результате расчета получаем построение изолиний влажности для заданных условий в любой промежуток времени.

### 3. РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТОВ.

Ниже представлены результаты численного эксперимента в случае по замачиванию опытного котлована (диаметр 3,2 м, заглубление 1м) в г.Ростове-на-Дону с учетом формул Аверьянова для определения всасывающего давления (см.формулы 2,3). Площадка представлена лессовыми грунтами I типа по просадочности. Исходные данные:  $\rho=1,59-1,76$  т/м<sup>3</sup>;  $\rho_d=1,43-1,51$ т/м<sup>3</sup>;  $W_{вс}=0,108-1,165$ ;  $e=0,76-0,89$ ;  $S_r=0,33-0,59$ ;  $W_L=0,3-0,307$ ;  $W_p=0,2-0,203$ ;  $W_{sat}=0,28-0,33$ ;  $K_b=0,15-0,65$ ;  $K_r=0,1-0,4$  м/сут,  $H_{SL}=15$ м.

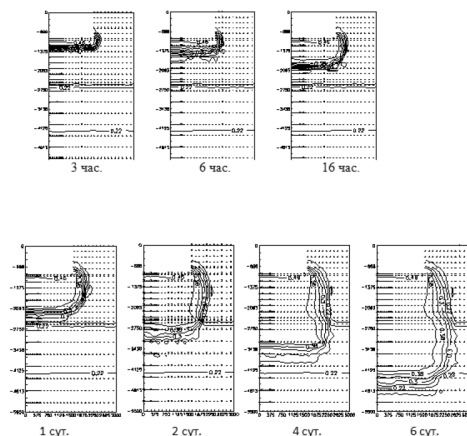


Рис. 1. Глубина распространения зоны увлажнения от подошвы штампа в различные промежутки времени (по оси штампа)

Таблица 1. К расчету времени замачивания опытного котлована в зависимости от глубины замоченной зоны.

Время замачивания, час/сут	3/0,125	24/1	72/3	144/6
Зона полного водонасыщения	200	1550	3100	3500 4200
Зона неполного водонасыщения	200 450	1550 2000	3100 3300	3700 4500
Грунт естественной влажности	450	2000	3300	3700 4500

На рис.1 представлены изолинии влажности до 6 суток (стабилизация деформаций). Результаты численного эксперимента по замачиванию котлована показывают соответствие с данными испытаний в полевых условиях. Четко выражена граница перехода от влажности замоченного грунта и естественной. Переходная зона – 10-20 см. Через 2 суток проявилось 90% деформации- Также рассмотрен случай использования

формул РГСУ ( см .формулы 1), учитывающих структурные характеристики. С применение формул Аверьянова изолинии имеют гиперболическую форму, по РГСУ – параболическую. Скорость продвижения изолиний влажности (1-2 слой) в обоих случаях хорошо совпала с экспериментальными данными (1,2 м в сутки).

Накладывая задачу влагопереноса на напряженно-деформированное состояние основания, можно для любого промежутка времени от начала замачивания построить изолинии влажности, затем, используя соответствующие математические зависимости, пересчитать для каждого конечного элемента прочностные и деформационные характеристики и по ним определить новое напряженно-деформированное состояние на любой стадии замачивания.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Выполненное исследование позволяет оценить явление влагопереноса при замачивании котлованов в фильтрационно-анизотропных лессовых просадочных грунтах в условиях неполного водонасыщения, с учетом структурных характеристик грунта. Сформулированная начально-краевая задача и ее решение методом конечных элементов вошли в основу разработанного автором программного комплекса, что позволило вести вариантное проектирование и повысить достоверность расчета.



## ЛИТЕРАТУРА

- 1.Ананьев В.П., Гильман Я.Д., Коробкин В.И. и др. Лессовые породы как основания зданий и сооружений.г.Ростов-на-Дону, Изд.РГУ, 1976. – 216 с
- 2.Полубаринова-Кочинова П.Я. Теория грунтовых вод. – М.:Наука,1977.-177 с.
- 3.Васильков Г.В. Прямые методы решения нестационарных задач строительной механики. Ростов-на-Дону:Рост.гос.академия строит, 1994. – 156 с.
- 4.Дежина И.Ю. Напряженно-деформированное состояние в неоднородных упругопластических дилатирующих средах при неполном водонасыщении. Дис...на соиск.канд.техн.наук. 05.23.02,05.23.17. Ростов-на-Дону, Рост.инж.строит.ин-т, 1989. – 245 с.

# Определение радиуса пластической зоны в грунте при изменении давления в зонде прессиометра

Дидух Б.И.

Российский университет дружбы народов, Москва, Россия

Ямонше Жюль Анисе

Технологический Институт Локосса, Университет Абомей -Калави, Респ. Бенин

**АННОТАЦИЯ:** Прикладное значение исследования связано с анализом испытаний грунтов с применением прессиометра. Изменение напряженно-деформированного состояния в грунтовом массиве исследовано. Определен радиус пластической зоны вокруг зонда прессиометра.

Используется решение задачи о расширении цилиндрической скважины в упругопластическом грунте при повышении давления в зонде прессиометра. Процесс расширения скважины с начальным радиусом  $r_0$  анализируется с увеличением начального давления  $P_0$ , на стенке скважины до обретения давлением  $P+P_0$ .

Долгое время основными методами оценки строительных свойств грунтов были лабораторные. Это объясняется относительной простотой аппаратуры и методики.

В настоящее время имеется большой выбор приборов и методов, позволяющих оценить свойства грунтов в самом широком диапазоне.

Вторым направлением в оценке строительных свойств грунтов являются полевые методы испытаний в условиях естественного залегания (*in situ*).

В дальнейшем более успешно развивались лабораторные методы как менее трудоемкие и позволяющие более просто получать сведения об особенностях грунтов по сравнению с другими и, следовательно, способствующие развитию самой механики грунтов.

Полевые методы испытаний совершенствовались весьма медленно.

Учитывая явные преимущества полевых методов испытаний, следует считать весьма актуальной проблемой дальнейшее их усовершенствование.

Усовершенствование может быть выполнено на качественно новой основе, с использованием принципов прессиометрии. Сущность метода заключается в обжатию участка скважины равномерным радиальным давлением и измерении образующихся при этом перемещений грунта. Здесь имеется в виду только так называемая радиальная прессиометрия, принцип который основан на осеси-

метричном нагружении скважины. Принципиальное преимущество прессиометрической аппаратуры заключается в самогашении реактивных усилий, возникающих при нагружении грунта.

Представлен результат углубленного анализа задач упруго-пластического деформирования массива грунта вокруг зонда прессиометра

В основу анализа положено решение В.Г. Федоровского задачи о расширении цилиндрической скважины в упругопластической среде (1972). Позднее эта задача использовалась Б.И. Дидухом для анализа стадий упругопластического состояния грунта (1987).

Целью нашего анализа является определение радиуса пластической зоны  $r_p$ .

Задача рассматривается в системе цилиндрических координат  $r, \theta, z$  и формулируется следующим образом.

Цилиндрическая скважина радиуса  $r_0$ , выполненная в массиве грунта (рис 1.) на глубине  $z$  подвержена изнутри давлению  $P_0 + P$ , превышающему на величину  $P$  природное боковое давление  $P_0$  от собственного веса грунта на некотором участке  $l$ . При этом предполагается, что  $l \ll z$ , так что напряженно-деформированное состояние в горизонтальном слое малой толщины  $h \ll l$  может рассматриваться зависящим только от координаты  $r$  (рис 2.2). В начальном состоянии принимается  $\sigma_z = -\gamma z$ ; последующее решение задачи проводится в предположении

условии плоского напряженного состояния ( $\sigma_z = \text{const}$   $d\sigma_z = 0$   $d\varepsilon_z \neq 0$ ). Здесь  $\gamma$  – удельный вес грунта.

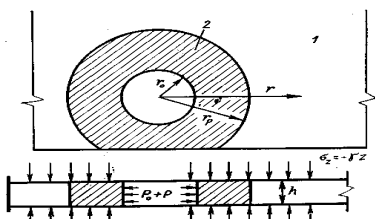
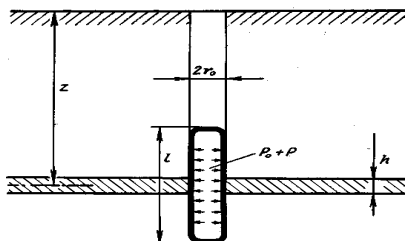


Рис. 1. Расчетная схема к задаче о расширении цилиндрической скважины. Сосуществование зон: 1) – допредельного и 2) – предельного напряженного состояния в грунтовом массиве вокруг скважины.

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАДИУСА ПЛАСТИЧЕСКОЙ ЗОНЫ

Исходными для анализа является решение для допредельной зоны, в которой поведение грунта принимается по закону Гука для упругого тела,

$$U = \frac{M}{r} \quad (1)$$

где  $U$  – радиальное перемещение в массиве грунта;  $M$  – постоянная интегрирования, подлежащая определению.

Связь деформаций с перемещениями выражается формулами Коши

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr} ; \quad \varepsilon_\theta = \frac{u}{r} . \quad (2)$$

В соответствии с равенством (1):

$$\varepsilon_r = -\frac{M}{r^2} ; \quad \varepsilon_\theta = \frac{M}{r^2} . \quad (2')$$

Из формул закона Гука для плоского напряженного состояния получаются выражения для напряжений:

$$\sigma_r = \frac{t + v\psi}{1 - v^2} ; \quad \sigma_\theta = \frac{\psi + vt}{1 - v^2} , \quad (3)$$

$$\text{где } t = E\varepsilon_r + v\sigma_z ; \quad \psi = E\varepsilon_\theta + v\sigma_z ; \quad (4)$$

$E$  – модуль упругости;  $v$  – коэффициент Пуассона.

На границе пластической зоны, при  $r = r_p$  сохраняется непрерывность радиальных напряжений. Эти напряжения могут быть записаны как по формулам решения задачи в допредельной зоне (3), так и по формулам решения в предельной (пластической зоне).

В предельной зоне напряжения связаны предельным условием Мора-Кулона:

$$\sigma_\theta = m\sigma_r + a , \quad (5)$$

$$\text{где } m = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} ; \quad a = \frac{2C \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} ;$$

$\varphi$  – угол внутреннего трения грунта;  $C$  – сцепление.

Если положить в формулах (4)  $r = r_p$  и использовать соотношения (2'), то получаются выражения для  $t$  и  $\psi$  при  $r = r_p$ :

$$t_0 = v\sigma_z - \alpha , \quad \psi_0 = v\sigma_z + \alpha , \quad (6)$$

где обозначено

$$\alpha = \frac{EM}{r_p^2} . \quad (7)$$

После подстановки выражений (3) при  $r = r_p$  в уравнение предельного состояния (5) можно получить формулу для  $\alpha$  в следующем виде:

$$\alpha = (1 + v)[a + v\sigma_z(m - 1)/(m + v)]/(m + 1) , \quad (8)$$

после чего выражения для  $\sigma_r(r_p)$  по формулам решения в допредельной зоне имеет вид:

$$\sigma_r(r_p) = -P_0 - \alpha(1 + v) , \quad (9)$$

$P_0 = -\xi\gamma Z$ ;  $\xi = \frac{v}{1 - v}$  – коэффициент боково-

го давления;  $P_0$  – природное боковое давление грунта.

В предельной зоне  $\sigma_r$  определяется решением В.Г. Федоровского:

$$\sigma_r = C \cdot \text{ctg} \varphi - (P_0 + P + C \cdot \text{ctg} \varphi) r_0^{1-m} r^{m-1} ,$$

$$\sigma_\theta = C \cdot \text{ctg} \varphi - m(P_0 + P + C \cdot \text{ctg} \varphi) r_0^{1-m} r^{m-1} . \quad (10)$$

где  $P$  – дополнительное давление на стенку скважины; оно входит в граничное условие на стенке скважины:

$$\sigma_r(r_0) = -P_0 - P. \quad (11)$$

Полагая в формуле (10)  $r = r_p$ , напряжение  $\sigma_r(r_p)$  можно записать в виде:

$$\sigma_r(r_p) = A - B r_p^{m-1}. \quad (12)$$

где обозначено

$$A = C \cdot \text{ctg} \varphi; \quad B = (P_0 + P + A) r_0^{1-m}.$$

Теперь можно приравнять выражения для  $\sigma_r(r_p)$ , полученные по формулам допредельной зоны (9) и по формулам предельной зоны (12)

$$A - B r_p^{m-1} = -P_0 - \frac{\alpha}{1+\nu}. \quad (13)$$

Отсюда получается радиус предельной зоны  $r_p$ .

$$r_p = \left( \frac{D}{B} \right)^{\frac{1}{m-1}}, \quad (14)$$

где  $D = A + P_0 + \alpha/(1+\nu)$ .

Итак, найдена зависимость радиуса пластической зоны  $r_p$  от давления  $P$ .

Зависимость нелинейная, так как  $P$  входит в выражение  $B$ . В полностью раскрытом виде выражение (14) имеет вид:

$$r_p^{m-1} = \frac{C \cdot \text{ctg} \varphi + \frac{\alpha}{(1+\nu)} + \xi \gamma Z}{(\xi \gamma Z + P + C \cdot \text{ctg} \varphi) r_0^{1-m}} \quad (15)$$

С использованием программы для ЭВМ было определено значение радиуса пластической зоны при изменении давления в зонде прессиометра при  $E = 20 \text{ Т/М}^2$ .

Результаты представлены в таблице 1.

Таблица 1. Значения радиуса пластической зоны при изменении давления

P (Т/М <sup>2</sup> )	Rp (м)
0	0
2	0,0104
4	0,0168
6	0,0251
8	0,0354
10	0,0479
12	0,0626
14	0,0797
16	0,0992
18	0,1214
20	0,1462
22	0,1738
24	0,2042
26	0,2375
28	0,2739
30	0,3133
32	0,3559
34	0,4017
36	0,4509
38	0,5034
40	0,559

График зависимости радиуса пластической зоны в грунте вокруг скважины от давления (М)

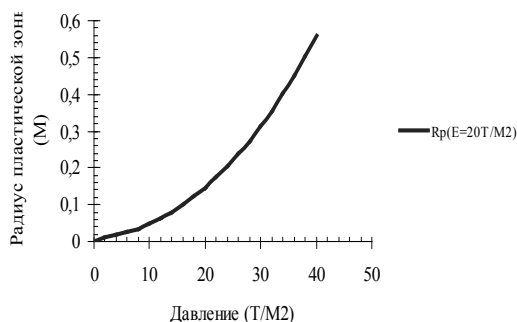


Рис. 2. График изменения радиуса пластических

## ЛИТЕРАТУРА

- Федоровский В.Г.** 1972 О расширении цилиндрической скважины в упруго –пластической среде. “Основания, фундаменты и механика грунтов”, №2 с 28-30.
- Дидух Б.И.** 1987 Упругопластическое деформирование грунтов. М.: Изд-во УДН, 166 с.
- Ямонше Жюль Анисе.** 2000 “Применение задачи о расширении цилиндрической скважины для забивных свай”// Сборник научных трудов- Проблемы теории и практики в инженерных исследованиях. С. 129-130. Москва, изд. АСВ.

# Влияние переуплотнения грунтов при определении осадки основания сооружений

Засорина О.А., Ермолаева А.Н. и Матрошилина Т.В.  
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», г. Санкт-Петербург, Россия

**АННОТАЦИЯ:** Приведены результаты анализа влияния переуплотнения грунтов, выраженного через коэффициент бокового давления, на величину осадки основания сооружения. Показано, что расчетная осадка основания существенно уменьшается при увеличении степени переуплотнения грунтов.

При проектировании рекомендуется учитывать степень переуплотнения грунтов основания, что позволит повысить достоверность определения осадок и разрабатывать более экономичные конструкции сооружений.

При проектировании фундаментов зданий и сооружений различного назначения (жилых, гражданских, промышленных, гидротехнических, энергетических) необходимо определяясь осадки основания с учетом природного напряженного состояния грунтов. Современная практика исследований напряженного состояния грунтов существенное внимание уделяет так называемой «истории нагружения» грунта. В зависимости от условий формирования грунтового массива выделяются три вида его состояния: нормально уплотненное, недоуплотненное и переуплотненное.

Нормально уплотненное или стабилизированное состояние грунтов в массиве характеризуется окончанием деформаций уплотнения под определенной нагрузкой (в случае природного массива – «бытовой») и отсутствием избыточного давления в поровой жидкости.

Недоуплотненное или нестабилизированное состояние характеризуется незавершенностью деформаций уплотнения под «бытовой» нагрузкой.

Переуплотненным называют грунт, в прошлом испытывавший давление большее, чем существующее «бытовое» давление на рассматриваемой глубине.

В зарубежной практике проектирования широко используются показатели природного напряженного состояния грунтов: давление предуплотнения  $p'_c$ , коэффициент переуплотнения OCR (over consolidation ratio), а

также коэффициент бокового давления в массиве грунта  $K_0$ . Методики определения этих характеристик включены в большинство зарубежных стандартов. До 2011 г. российскими нормами состав таких характеристик и методы их определения не регламентировались. В 2011 г. определение давления предуплотнения  $p'_c$  методом компрессионного сжатия и коэффициента предуплотнения OCR включено в актуализированные редакции СНиП 2.02.02-85 [СП 23.13330.2011] и СНиП 2.02.01-83\* [СП 22.13330.2011].

Под давлением предуплотнения  $p'_c$  понимается максимальное давление, которое грунт испытал в прошлом: давление вышележащих пластов, впоследствии смытых; высыхание вследствие выхода на дневную поверхность; тектонические силы, вызванные движением земной коры; «временные» нагрузки, возникающие от континентальных ледников; фильтрационные силы и др. [Леонардс Д., 1968].

Степень переуплотнения грунта оценивают коэффициентом переуплотнения OCR [Casagrande A., 1936]:

$$OCR = \frac{p'_c}{p'_0} \quad (1)$$

где OCR – коэффициент переуплотнения;  $p'_c$  – и эффективное давление предуплотнения;  $p'_0$  – эффективное бытовое давление.

Напряженное состояние элемента грунта в массиве характеризуется следующими

величинами: вертикальным эффективным напряжением  $\sigma'_1$ , горизонтальным эффективным напряжением  $\sigma'_3$  и поровым давлением  $u$ . В условиях естественного залегания величинах эффективных горизонтальных и вертикальных напряжений не равны и связаны коэффициентом бокового давления  $K_0$ , который рассчитывается по формуле:

$$K_0 = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1}, \quad (2)$$

Как правило, для нормально консолидированных грунтов  $K_0 < 1$ , для сильно переуплотненных грунтов с  $OCR > 5$  коэффициент бокового давления может быть  $K_0 \geq 1$ , что должно учитываться при проектировании подземных сооружений.

В работе, посвященной изучению влияния предварительного нагружения грунтового массива на оседание поверхности при проходке туннелей, Л.А. Строкова [2010] приводит эмпирические уравнения некоторых зарубежных исследователей для определения коэффициента бокового давления  $K_0^{OC}$  переуплотненных пород в зависимости от коэффициента переуплотнения OCR. Автор отмечает, что большинство исследователей считают, что для условий первичного нагружения  $K_0^{NC}$  зависит от эффективного угла внутреннего трения или от числа пластичности. В результате выполненных исследований Л.А. Строкова показала, что реальная осадка поверхности грунта при проходке туннелей ближе к расчетной при учете коэффициента переуплотнения. Реальная величина осадки переуплотненных грунтов на 33,3% меньше, чем при использовании в расчетах  $K_0^{NC}$  в зависимости от угла внутреннего трения.

Для определения показателей напряженно-деформированного состояния грунтового массива необходимо сложное дорогостоящее оборудование, не входящее в стандартное оснащение грунтовых лабораторий. Лаборатория «Статических исследований грунтов» ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева оснащена специальным оборудованием и располагает квалифицированными кадрами для определения показателей переуплотнения грунтов в условиях сооружений.

Целью настоящей работы является оценка влияния переуплотнения грунтов на результаты определения осадки основания на примере проектируемых блока энергетического сооружения и высотного здания.

Для расчетов осадки применялась упругопластическая модель с изотропным упрочнением PLAXIS Hardening Soil в условиях осесимметричной задачи. Влияние переуплотнения грунтов оценивалось различными значениями коэффициента бокового давления  $K_0$ , которые принимались:

для первичного нагружения  $K_0^{NC} = 1 - \sin \varphi'$ ;

с учетом переуплотнения:

$K_0^{OC-1} = K_0^{NC} (OCR)^\alpha$ ,  $\alpha = 0,5$ ;

$K_0^{OC-2} = 1,0$  для энергоблока;

$K_0^{OC-2} = 2,0$  для высотного здания.

Основные физико-механические характеристики переуплотненных грунтов определялись по результатам испытаний в приборах компрессионного и трехосного сжатия [Засорина О.А., 2010, 2011]. Параметры переуплотнения грунтов определялись по методике согласно ASTM D 2435.

Энергоблок радиусом  $R = 25,8$  м и давлением на грунт основания  $\sigma = 0,665$  МПа возводился в котловане глубиной 11 м. Расчетное сечение основания представлено тремя слоями четвертичных отложений. Верхний слой ИГЭ-11 представлен моренной супесью, мощность слоя 22,2 м. Под слоем супеси залегают моренные суглинки ИГЭ-22 (мощность слоя 19,5 м), ниже – слой водноледниковых мореноподобных супесей ИГЭ-23, мощность слоя – 31,7 м, далее алевролиты и мергели. Уровень грунтовых вод вскрыт на глубине 22,0 м. Расчетная глубина сжимаемого слоя основания составила 43,0 м в соответствии с СП 23.13330.2011. В табл. 1 приведены основные показатели физико-механических характеристик грунтов основания энергоблока. Расчетная схема к определению осадки фундамента энергоблока приведена на рис. 1.



Рис. 1. Расчетная схема к определению осадки подошвы фундамента энергоблока.  
1 – супесь ИГЭ-11; 2 – суглинок ИГЭ-22; 3 – супесь ИГЭ-23; 11-12 откос котлована.

Таблица 1. Основные физико-механические характеристики грунтов основания энергоблока

Характеристика	Супесь ИГЭ-11	Суглинок ИГЭ-22	Супесь ИГЭ-23
$\rho$ , кН/м <sup>3</sup>	23,1	22,6	22,9
$\rho_{sat}$ , кН/м <sup>3</sup>	23,4	22,7	23,0
$E_{50}$ , кН/м <sup>2</sup>	35600	31000	57600
$E_{osd}$ , кН/м <sup>2</sup>	41000	32300	58200
$E_{ur}$ , кН/м <sup>2</sup>	106800	93000	172800
$\nu$ , д.е.	0,35	0,43	0,32
$c$ , кН/м <sup>2</sup>	82	107	120
$\phi$ , град.	35	19	31
$k$ , м/сут	0.5	0.01	0.5
OCR, д.е.	3,45	1,77	1,47
$K_0^{NC}$ , д.е.	0,426	0,674	0,485
$K_0^{OC-1}$ , д.е.	0,791	0,896	0,592
$K_0^{OC-2}$ , д.е.	1,0	1,0	1,0

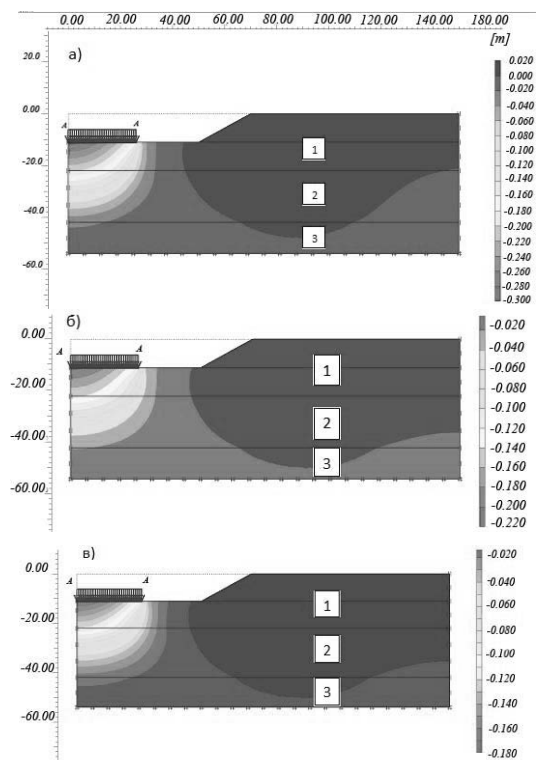


Рис. 2. Изополя вертикальных перемещений подошвы фундамента энергоблока в массиве грунта при различных значениях коэффициентов бокового давления  $K_0$ : а -  $K_0=K_0^{NC}$ ; б -  $K_0=K_0^{OC-1}$ ; в -  $K_0=K_0^{OC-2}$ , 1 - супесь ИГЭ-11; 2 - суглинок ИГЭ-22; 3 - супесь ИГЭ-23

После выполнения расчетов получены изополя вертикальных перемещений подошвы фундамента энергоблока при различных значениях коэффициента бокового давления грунта  $K_0$ , приведенные на рис. 2.

Для проектируемого высотного здания в виде башни был предусмотрен сплошной свайный фундамент, заглубленный в массив вендских глин. Фундамент радиусом  $R=35,0$  м заглублен на 50 м от дневной поверхности, строительное давление на грунт составило 0,800 МПа. Расчетное сечение основания представлено: моренными супесями ИГЭ-6÷10, мощность слоя 37 м; коренными породами, представленными глинами вендского горизонта, классифицируемыми как суглинки, разделенными по физическим характеристикам на три инженерно-геологические элемента: ИГЭ-11, ИГЭ-12,12а и ИГЭ-13. Мощность слоя ИГЭ-11 составила 13 м, грунт характеризуется влажностью  $W=0,184$ , твердой консистенцией ( $I_L=-0,14$ ). Мощность грунтов слоя ИГЭ-12, 12а составила 72 м, грунт характеризуется влажностью  $W=0,134$ , твердой консистенцией ( $I_L=-0,58$ ). Мощность грунтов слоя ИГЭ-13 составила 68 м, грунт характеризуется влажностью  $W=0,129$  и твердой консистенцией ( $I_L=-0,52$ ). Ниже залегают нижнекотлинские песчаники и гравелиты глубже – метаморфизированные породы гранито-гнейсового состава. В табл. 2 приведены основные показатели физико-механических характеристик грунтов основания высотного здания.

Расчетная схема к определению осадки подошвы фундамента высотного здания приведена на рис. 3.

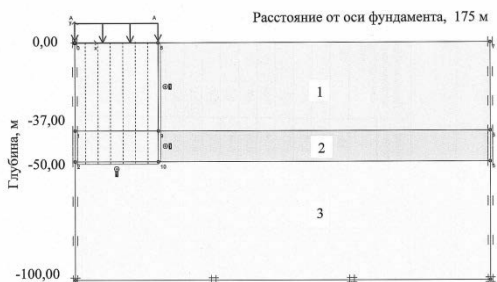


Рис.3. Расчетная схема к определению осадки подошвы фундамента высотного Здания  
1 – супесь ИГЭ – 6 ÷ 10; 2 – глина – ИГЭ-11; 3 – глина – ИГЭ-12, 12а

Таблица 2. Основные физико-механические характеристики грунтов основания высотного здания

Характеристика	Супесь ИГЭ-6-10	Вендские глины		
		ИГЭ-11	ИГЭ-12,12а	ИГЭ-13
$\rho$ , кН/м <sup>3</sup>	21,3	21,0	22,3	22,0
$\rho_{sat}$ , кН/м <sup>3</sup>	21,6	21,4	22,6	22,5
$E_{50}$ , кН/м <sup>2</sup>	7,5	14,5	95,6	151,8
$E_{oed}$ , кН/м <sup>2</sup>	7,5	14,5	95,6	151,8
$E_{ur}$ , кН/м <sup>2</sup>	22,5	43,5	286,8	455,4
$\nu$ , д.е.	0,33	0,28	0,20	0,15
$c$ , кН/м <sup>2</sup>	0,069	0,053	0,240	0,240
$\varphi$ , град.	23,3	12,5	20,0	20,0
$k$ , м/сут	0,5	$1,9 \cdot 10^{-6}$	$1,5 \cdot 10^{-6}$	$2,8 \cdot 10^{-6}$
OCR, д.е.	4,0	3,9	3,5	1,8
$K_0^{NC}$ , д.е.	0,604	0,784	0,658	0,658
$K_0^{OC-1}$ , д.е.	1,208	1,548	1,231	0,882
$K_0^{OC-2}$ , д.е.	2,0	2,0	2,0	2,0

Расчет осадки свайного фундамента производился согласно СП 24.13330.2011 как условного фундамента, т.е. вертикальное напряжение подсчитывалось только от действия нагрузки, приложенной к свайному фундаменту, а вес грунта в пределах условного фундамента не учитывался. Расчетная глубина сжимаемого слоя основания составила 50 м.

После выполнения расчетов получены изополя вертикальных перемещений подошвы фундамента высотного здания при различных значениях коэффициента бокового давления грунта  $K_0$ , приведенные на рис. 4.

Максимальные значения осадки грунта основания, возникающие в центре подошвы фундамента, рассмотренных объектов при различных значениях коэффициента бокового давления  $K_0$ , приведены в табл. 3.

Таблица 3. Максимальные осадки подошвы фундамента при различных значениях  $K_0$

Значения $K_0$	Осадка	
	м	%
Энергоблок		
$K_0^{NC}$	0,288	100
$K_0^{OC-1}$	0,206	71,5
$K_0^{OC-2}$	0,173	60,1
Высотное здание		
$K_0^{NC}$	0,190	100
$K_0^{OC-1}$	0,069	36,3
$K_0^{OC-2}$	0,051	26,8

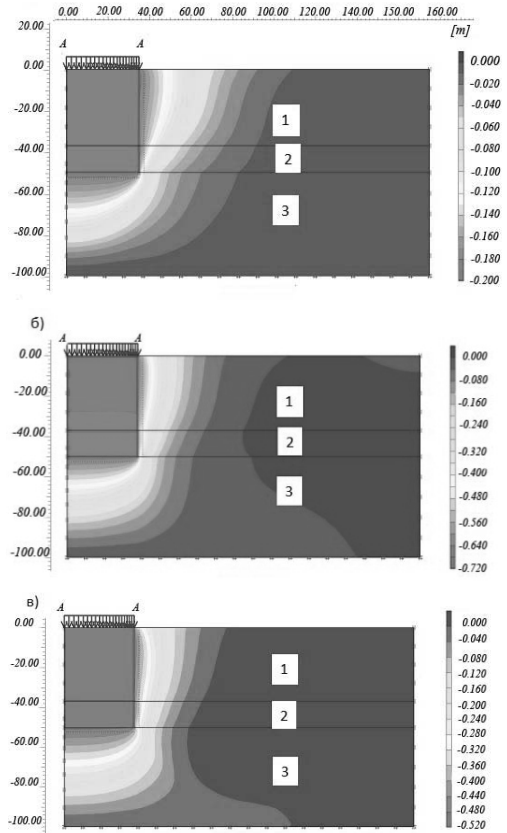


Рис.4. Изополя вертикальных перемещений подошвы фундамента высотного здания при различных  $K_0$ : а -  $K_0 = K_0^{NC}$ , б -  $K_0 = K_0^{OC-1}$ ; в -  $K_0 = K_0^{OC-2}$ ; 1 – супесь ИГЭ – 6-10; 2 – глина – ИГЭ-11; 3 – глина – ИГЭ-12, 12а

Из анализа результатов исследований следует, что при увеличении коэффициента бокового давления  $K_0$  (зависящего от коэффициента переплотнения OCR) для энергоблока от 0,426 до 1,0 величина осадки основания из переплотненного грунта уменьшается от 0,288 до 0,173, т.е. на 28,5 – 39,9%. Для высотного здания при увеличении  $K_0$  от 0,604 до 2,0 величина осадки основания из переплотненного грунта уменьшается от 0,190 до 0,051 м, т.е. на 63,7 – 73,2%.

Таким образом, степень переплотнения грунтов рекомендуется учитывать при проектировании грунтовых оснований. Как отмечает Л.А. Строкова для предварительной оценки напряженно-деформированного основания грунтового массива допустимо использовать эмпирические формулы для



определения  $K_0$ . На стадии рабочей документации следует выполнять специальные лабораторные и полевые исследования. Учет степени переуплотнения грунтов при определении осадок основания сооружений повысит достоверность получаемых результатов, позволит разрабатывать более экономичные конструкции сооружений и является одним из направлений повышения эффективности проектно-исследовательских работ.

#### Выводы

1. Выполнена оценка влияния переуплотнения грунтов на результаты определения осадки основания блока энергетического сооружения и высотного здания. Для расчетов осадки применялась упруго-пластическая модель с изотропным упрочнением PLAXIS Hardening Soil в условиях осесимметричной задачи.

2. Влияние переуплотнения грунтов оценивалось различными значениями коэффициента бокового давления  $K_0$ , которые в зависимости от свойств грунтов изменялись для энергоблока от 0,426 до 1,0, для высотного здания – от 0,604 до 2,0.

3. Показано, что при увеличении  $K_0$  осадка основания из переуплотненного грунта уменьшается для энергоблока от 0,288 до 0,173 м, т.е. на 28,5 – 39,9%, для высотного здания – от 0,190 до 0,051 м, т.е. на 63,7 – 73,2%.

4. Рекомендуется учитывать степень переуплотнения грунтов в основаниях при проектировании сооружений, что позволит повысить достоверность определения осадок и разрабатывать более экономичные конструкции сооружений.

#### Литература

- ASTM D 2435. Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soil Using Incremental Loading.
- Casagrande A. The Determination of the Preconsolidation Load and its Practical Influence. *Proc., 1st International Conf. on Soil, Mech. and Found. Eng.*, Boston, Discussion D-34, Vol. 3. 1936. p.p. 60-64.
- Засорина О.А. Исследования параметров переуплотнения глинистых грунтов. *Изв. ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева*, 2010, Т. 257, С. 78-84.
- Засорина О.А. Способы определения степени переуплотнения грунтов по результатам испытаний в приборах компрессионного и трехосного сжатия. *Будівельні конструкції: Міжвідомчий наук.-техн. збірник наукових праць (будівництво)*, 2011, №75, Кн.1, С. 141-148.
- Основания и фундаменты (пер. с англ.). Под. ред Д. Леонардса., 1968. М., Стройиздат.
- Строкова Л.А. Учет переуплотнения грунтов в расчетах оседания земной поверхности при сооружении туннелей. *Известия Томского политехнического университета*, 2010, Т. 316, №1, С. 147-151.
- СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\*.
- СП 23.13330.2011. Основания гидротехнических сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.02-85.
- СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85.

# Инженерно-геологические проблемы реконструкции городов Приамурья после катастрофического паводка на Амуре

Т.И. Подгорная

Тихоокеанский государственный университет, г. Хабаровск, Россия

Природно-техническая система городов и поселков Хабаровского края, Амурской области, Еврейской автономной области испытывала экстремальное воздействие воды в период катастрофического наводнения на Амуре в 2013 г.. Для принятия решений о методах реконструкции зданий и сооружений, оказавшихся в зоне затопления, необходима комплексная оценка изменений инженерно-геологических условий в пределах речной поймы и надпойменных террас. В статье на примере Хабаровска выполнен анализ состояния геологической среды на различных участках рекреационных зон, жилой и промышленной застройки, подвергавшихся затоплению.

## 1. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА В ДОЛИНЕ АМУРА

При освоении Приамурья и размещении населенных пунктов, застройке прибрежных территорий от состояния геологической среды в долине Амура зависела безопасность людей, устойчивость сооружений, транспортных систем, промышленных объектов. Геологическая среда в долине Амура и его притоков характеризуется значительным разнообразием ее основных элементов, таких как рельеф и гидрографическая сеть, горные породы подземные воды, геологические процессы. Рассмотрим особенности инженерно-геологических условий в долине реки.

Основное значение для безопасности и устойчивого развития прибрежной зоны современного Благовещенска, Хабаровска, Комсомольска-на-Амуре имеет специфика рельефа. В этих городах преобладает равнинный рельеф, который характеризуется широкой речной поймой и сочетанием четырех надпойменных террас, окаймляющих холмы и увалы. Лишь в Хабаровске около 20 % территории составляет холмисто-увалистый рельеф, где расположен исторический центр города. В пределах равнины находятся Южный и Железнодорожный районы, частично Северный район, островные территории и обширный приго-

родный район к востоку от Хабаровска. Для застройки всегда наиболее благоприятными считаются слабонаклонные поверхности второй и третьей надпойменных террас, а также пологие склоны холмов с уклонами 1 – 6°. Именно такие участки были освоены в первую очередь более 60 лет назад. Речная пойма и первая надпойменная терраса, подверженная частым затоплениям, застраивались в связи с необходимостью с размещения речных портов, судостроительных, судоремонтных и других промышленных предприятий, для которых река являлась не только источником воды, но и транспортным средством. Позднее свободные от застройки прибрежные участки отводились для рекреационных зон, спортивных комплексов, и даже для складирования золы-шлаковых отходов ТЭЦ, или занимались стихийно для индивидуального строительства частных домов с приусадебными участками. Плодородные почвы пойм и амурских островов стали причиной для активного развития дачных и фермерских хозяйств.

Стечение неблагоприятных обстоятельств в природно-антропогенной системе дальневосточного региона и КНР – обильные осадки в бассейне Амура и резкие сбросы излишков воды из водохранилищ Зейской, Бурейской и Сунгарийских ГЭС – стало причиной катастрофического наводнения в долине рек Зея, Бурей и Амур в июле-октябре 2013 г.

Водная поверхность, похожая на искусственное море, на протяжении 1800 км и шириной до 15 – 40 км более месяца скрывала под 2–5-метровой толщей промышленные зоны и жилые массивы городов, сельскохозяйственные угодья, животноводческие хозяйства, пригородные поселки. Скорость течения воды в это время превышала 2,5 м/сек. Донная (глубинная) эрозия и аккумуляция наносов привели к образованию новых островов, пляжей, кос вызвали существенное переформирование русла Амура. Боковая эрозия, образование эрозионных уступов стали причиной существенного отступления береговой линии.

Геологическое строение на равнинной территории в долине Амура характеризуются наличием горизонтально залегающих слоев пластичных глин и суглинков мощностью до 3-5 м и насыщенных водой песчаных и гравийно-галечниковых грунтов мощностью более 15 м. Береговые склоны холмов сложены наклонно залегающими слоями крупнообломочных грунтов, суглинков и глин, содержащих включения щебня и дресвы. Локально у подножья склонов обнажаются выветренные или прочные скальные породы.

Подземные воды в прибрежной зоне Амура циркулируют на различных глубинах в виде постоянных и временных водоносных горизонтов. Постоянные водоносные горизонты развиты в песчаных и гравийно-галечниковых грунтах и имеют гидравлическую связь с речными водами. Временный характер имеет верховодка в глинистых грунтах и техногенные водоносные горизонты в насыпных грунтах, режим которых зависит от интенсивности осадков или техногенного обводнения за счет утечек из водонесущих сетей и водоемов.

Геологические процессы в пределах амурской поймы и надпойменных террас проявляются в виде затопления, речной эрозии, подтопления подземными водами, заболачивания. На склонах холмов и крутых уступах речных террас развиты овраги, оползни и осыпи различной активности.

Физико-механические свойства грунтов в прибрежной зоне Амура (табл. 1) влияют на специфику освоения и застройки территорий, возможность использования подземного пространства, определяют выбор типов фундаментов и сейсмостойкость сооружений.

Таблица 1. Физико-механические свойства грунтов на равнинной территории (на примере Хабаровска) [2]

Вид грунта		Показатели свойств грунтов						
		W %	Ip	I <sub>L</sub>	ρ г/см <sup>3</sup>	e	C, кПа	φ °
Глина	твердая	23	20	0,09	2,0	0,68	81	21
	тугопласт.	27	19	0,33	1,94	0,77	45	17
	мягкопл.	36	21	0,61	1,86	0,97	24	15
Суглинок	полутв.	22	13	0,11	2,02	0,64	60	23
	тугопласт.	25	13	0,38	1,98	0,71	40	20
	мягкопластич	28	13	0,60	1,95	0,77	24	12
	текучепластичн.	32	10	0,95	1,90	0,86	11	15
Супесь	пласт.	25	7	0,06	1,97	0,69	27	30

Наиболее надежными (благоприятными) для строительства в прибрежной зоне считаются глинистые грунты твердой и полутвердой консистенции, крупнообломочные грунты, пески маловлажные. Однако они имеют ограниченное распространение. Преобладают слабые (неблагоприятные) для строительства грунты, к которым относятся сейсмоопасные пластичные глины и суглинки, водонасыщенные пески и техногенные отложения.

## 2. ПРОГНОЗ ИЗМЕНЕНИЯ ГЕОЛОГИЧЕСКОЙ СРЕДЫ ПОД ВЛИЯНИЕМ ПАВОДКА

Длительное затопление освоенных территорий поймы и надпойменных террас сопровождалось значительными статическими и динамическими нагрузками на грунты и сооружения.

В густонаселенном районе Хабаровска уровень воды в реке Амур достиг 808 см (5 сентября 2013 г.), а в Комсомольске-на-

Амуре – 910 см (12 сентября 2014 г.), превысив исторический максимум более, чем на 1,5 м. Наводнение повлекло за собой обширное затопление островов, застроенной территории поймы и первой надпойменной террасы, разрушении сооружений, дорог, трубопроводов (рис. 1).



Рис.1. Затопление прибрежного микрорайона и транспортной магистрали.

Последовавший спад воды в реке, быстрое или медленное снижение нагрузок привели к разуплотнению грунтов под влиянием гидродинамического давления.

Прогноз ожидаемых изменений геологической среды на затопленных участках в долине Амура (табл. 2) позволил предположить развитие комплекса опасных геологических процессов и их последствий для Хабаровска [3].

Неизбежным следствием изменений в составе и свойствах грунтов и подземной гидросферы под влиянием длительного обводнения становится проявление взаимосвязанных неблагоприятных геологических процессов. На равнине к ним относятся подтопление подземными водами, суффозия, пльвинные явления в котлованах, заболачивание при затоплении и/или разгрузке подземных вод, морозное пучение грунтов, вероятность повышение сейсмической интенсивности.

Экстренная отсыпка защитных насыпей и протяженных дамб положила начало крупномасштабного техногенного литогенеза. Речная эрозия и повышение влажности грунтов у подошвы склонов провоцирует оползни на склонах террас, на крутых береговых склонах холмов, в искусственных откосах выемок и насыпей.

Таблица 2. Прогноз изменения элементов геологической среды под влиянием паводка

Элементы геологической среды	
Грунты	Подземные воды
Повышение влажности и снижение прочности грунтов	Увеличение объема и скорости движения подземных вод
Вынос и аккумуляция тонкодисперсных частиц в местах разгрузки подземных вод	Подпор подземного потока речными водами, повышение уровня подземных вод
Гравитационное уплотнение грунтов под влиянием гидростатического и гидродинамического давления	Изменение режима подземных вод
Увеличение напряженного состояния грунтов в массиве	Формирование техногенных водоносных горизонтов в насыпных грунтах и верховодки в глинистых грунтах
Вымывание частиц из толщи насыпных грунтов	Изменение химического состава и агрессивности воды по отношению к бетону и металлам вследствие загрязнения подземных вод
Разрыхление грунтов и образование пустот в зоне суффозионного выноса (при откачках воды)	Выход на поверхность подземных вод в понижениях рельефа по "фильтрационным окнам" затопление и заболачивание местности
Снижение сейсмической стойкости грунтов	Разгрузка подземных вод в котлованах, траншеях, подвалах домов

Негативный характер последствий затопления и речной эрозии зафиксирован в промышленной зоне завода «Амуркабель» в виде разрушения берегоукрепительной дамбы, затопления заводских сооружений, складов, очистных сооружений и др. Были нарушены условия эксплуатации трансформаторной подстанции и производства продукции (рис. 2). На участке размещения золоотвала ТЭЦ-1 произошло разрушение защитной дамбы, размыв золоотвала, химическое загрязнение реки и прибрежной зоны.



Рис. 2. Затопление промышленного бъекта

В жилых кварталах ущерб был вызван затоплением 1-5 этажных домов, гаражей, захламлением и загрязнением наносами дворовых территорий размывом газонов (рис. 1). В рекреационных зонах повсеместно произошли разрушения спортивных площадок, причалов, размыв пляжей. В центре Хабаровска вода покрыла амурскую набережную и зону отдыха, где был затоплен футбольный стадион и площадки аттракционов (рис. 3, 4).



Рис. 3. Затопление спортивного комплекса



Рис. 4. Набережная, разрушенная эрозией

Подтопление подземными водами произошло в форме просачивания воды в

подвалы, отсыревания фундаментов и стен первых этажей, коррозии трубопроводов, деформациях фундаментов, утраты материальных ценностей и нарушениях технологического процесса торговых комплексах. Грибок, плесень, затхлость и сырость в помещениях вызывали жалобы людей, порчу имущества и нарушение санитарно-гигиенических условий жизни населения. В зимний период на переувлажненных участках города повсеместно отмечалось морозное пучение грунтов, разрушение тротуаров и асфальтовых покрытий дорог, разрывы трубопроводов.

Подтверждение предварительных прогнозов негативного влияния затопления и подтопления на инженерные сооружения в условиях Хабаровска получено по результатам исследований, выполненных автором [3] и специалистами кафедры «Строительные конструкции» ТОГУ Левиной Г.В. и Ткаченко Ю.Г. [1] в период с 20.09.2013 по 08.10.2013 г.

Задачи инженерно-технического обследования включали оценку состояния затопливаемых зданий, выявление поврежденных участков и зон с фотофиксацией состояния конструкций, материалов стен и фундаментов зданий, определение физико-механических характеристик грунтов оснований фундаментов и др. Установлено намокание наружных стен и перегородок до уровня подъема воды во время паводка, поражение их грибом и плесенью, микро-трещины по штукатурному слою, значительное разрушение кирпичной кладки наружных стен, сквозные трещины на стенах, образование щелей в фундаментах, высолы на фасадах, водонасыщение деревянных конструкций технического подполья, поражение грибом и гнилью (рис. 5).



Рис. 5. Дефекты и повреждения конструкций жилого дома [1]

Повышение влажности и снижение прочности грунтов оснований фундаментов зафиксировано в результате лабораторных исследований монолитов грунта, отобранных на исследуемых участках. Для суглинков тугопластичной консистенции, преобладающих в сфере взаимодействия с фундаментами зданий, установлена плотность грунта –  $1,87 \text{ г/см}^3$ ; коэффициент водонасыщения –  $0,92$ ; коэффициент пористости –  $0,88$ ; удельное сцепление –  $18 \text{ кПа}$ ; угол внутреннего трения –  $19^\circ$ ; модуль деформации –  $19 \text{ МПа}$ .

В зимний период 2014 г. негативное влияние отрицательных температур наружного воздуха на конструкции здания проявилось в форме дальнейшего разрушения кирпичной кладки стен, морозного пучения по боковым поверхностям фундамента, увеличение теплопроводности кирпича.

Оползневые деформации, начавшиеся во время затопления и размыва подошвы склонов холмов, показаны на рис. 6. Смещения усиливаются в весеннее время, и будут продолжаться весь последующий летний сезон. Так, в апреле 2014 г. на правобережье Амурской протоки и р. Амур были обнаружены свежие стенки срыва, трещины, оползневые ступени, активизация старых оползней, деформации строений и дорог (рис. 7).



Рис. 6. Оползни вблизи жилых домов



Рис. 7. Активный оползень на правом берегу Амура

Аналогичные нарушения устойчивости склонов ожидаются в рекреационных зонах к югу и северу от Хабаровска, где расположены туристические комплексы, загородные лагеря отдыха, санатории, пансионаты.

### 3. ПРОБЛЕМЫ ВОССТАНОВЛЕНИЯ ГОРОДСКОЙ СРЕДЫ И РЕКОНСТРУКЦИИ ПОСТРАДАВШИХ ОБЪЕКТОВ В ЗОНЕ ЗАТОПЛЕНИЯ

Вопрос о реконструкции или защите от затопления застроенных территорий гражданского, промышленного и рекреационного назначения в городах Приамурья очень актуален. Мировой и отечественный опыт защиты прибрежных зон городов, расположенных в долинах рек, может быть в разной мере полезен и на Амуре.

Нереальна задача повысить уровень поверхности земли всех застроенных участков Хабаровска, подвергавшихся затоплению, с помощью насыпей  $2\text{--}3 \text{ м}$  высоты до нового «ориентира»  $1\%$  затопляемости. Вместе с тем, на локальных участках при новом строительстве (на освобожденных от разрушенных сооружений местах) на побережье р. Амур и Амурской протоки целесообразна отсыпка насыпей с планировочными отметками выше максимального уровня затопления на  $0,5 \text{ м}$ , с использованием мощения откосов камнем, бетонными плитами или покрытиями из геосинтетических материалов. Неотъемлемой частью проектов является организация поверхностного стока (ливневая канализация закрытого типа – для гражданской и промышленной застройки; открытого типа – для рекреационных зон).

Берегоукрепления в виде набережной или защитной дамбы-дороги, весьма актуальны с архитектурной и градостроительной точки зрения. Такие приемы уже были использованы в Нижнем Новгороде, Волгограде, Самаре, в Харбине, в Шанхае на р. Янцзы, и показали свою эффективность. Возможно также применение полифункциональных зданий и сооружений с одновременной инженерной защитой территории от наводнения, которая позволяет группировать обвалованные террасные здания, со складами или гаражами внутри с автодорогой или бульваром по верху, с подпорной стенкой и искусственным пляжем со стороны реки. Но это – весьма затратные и долгосрочные в

современных условиях Приамурья методы защиты. Вполне приемлемо для закрепления разрушаемых рекой берегов и одновременного создания дополнительных рекреационных территорий устройством искусственных пляжей, которые позволили бы остановить разрушение берега и обеспечить его надежную защиту.

Для защиты территории от подтопления в соответствии с СНиП 22-02-2003 (СП 116.13330.2012) необходимы дренажи береговые для перехвата подземных вод со стороны реки, и дренажи систематические. Для зданий и сооружений обычной практикой являются кольцевые и пристенные дренажи, гидроизоляция фундаментов, противофильтрационные экраны, понижение уровня воды, дренажно-ливневая канализация и др.

Но как часто бывает, что «все новое – это хорошо забытое старое». Для Хабаровска в 1991 г. институтом «Гипрокоммунстрой» по заказу Администрации Хабаровского края уже была разработана Схема инженерной защиты от опасных геологических процессов (СИЗ от ОГП), в том числе от затопления, речной эрозии, подтопления подземными водами. В этом документе были детально разработаны конструктивные особенности берегозащитной дамбы и противоэрозионные меры, различные дренажные системы и др. Можно актуализировать СИЗ от ОГП и лишь внести некоторые уточнения и дополнения с учетом произошедших перемен в прибрежной зоне Амура.

Таким образом, анализ современного состояния городской среды Хабаровска, характера освоения и застройки территории других городов в зоне затопления и речной эрозии позволил выявить основные инженерно-геологические и геотехнические проблемы. Следует признать, что в городах Приамурья ликвидация последствий катастрофического наводнения 2013 г. на р. Амур займет не один год. Потребуется немалые затраты для эффективной инженерной защиты и восстановления пострадавших территорий с учетом отечественного и зарубежного опыта.

#### 4. ЛИТЕРАТУРА

1. Левина Г.В., Ткаченко Ю.Г. Результаты обследования жилых зданий, оказавшихся в зоне паводка в Хабаровске. // *Новые идеи нового*

*века – 2014*:– Хабаровск : Изд-во Тихоокеан. гос. ун-та, 2014. – 3 т. С 332-337

- 2.. Подгорная Т.И. Комплексная оценка состояния геологической среды как основа безопасности при высотном и подземном строительстве в условиях Дальнего Востока России /*Развитие городов и геотехническое строительство*. СПб. 2008. СПб, 2008. Том 4. С. 525-530
3. Подгорная Т.И. Прогноз изменения геологической среды Хабаровска в результате катастрофического наводнения на Амуре // *Дальний Восток: проблемы развития архитектурно-строительного комплекса*. – Хабаровск : Изд-во Тихоокеан. гос. ун-та, 2013. – Вып. 13. – С. 23-29.

# Исследование песчаных грунтов на вакуумном стабилометре для намывных территорий Санкт-Петербурга.

Стеглянникова Н.И.

к.т.н., зав. лаборатории каф. «Основания и фундаменты» Петербургского государственного университета путей сообщения (ПГУПС), Россия

Кравченко П.А.

ассистент каф. «Основания и фундаменты» Петербургского государственного университета путей сообщения (ПГУПС), Россия

**АННОТАЦИЯ:** В статье приведены результаты стабилометрических испытаний песков средней крупности и пылеватых песков для намывных территорий Морского фасада и других объектов Санкт-Петербурга. В рамках работы выполнены исследования прочностных и деформационных характеристик песков, выполнен сравнительный анализ результатов.

## 1. ВВЕДЕНИЕ

В Санкт-Петербурге на сегодняшний день плотность застройки центральных и спальных районов города достаточно высока. Город испытывает недостаток как в площади для застройки, так и в транспортно-грузовых терминалах, способствующих удовлетворению потребностей его жителей.

В соответствии с проектом планируется намыт более 450 Га новых территорий. При этом под строительство порта отведено чуть более 30 Га. Остальная часть намывных территорий планируется к застройке жилыми, административным и торговыми зданиями и социальными объектами, объектами инфраструктуры и т.д.

Строительство транспортных и гражданских сооружений на намывных территориях несет в себе ряд техногенных рисков. Намывные территории являются сложным в техническом плане сооружением.

Изучением намывных сооружений занимались многие отечественные ученые, такие как Каминская В.И., Коновалов Л.П., Медведева Т.А., Марченко О.М., Перевалов А.Г., Подойников С.А., Стеглянникова Н.И. и мн. др.

Для минимизации геотехнических рисков при строительстве намывных территорий необходима точная оценка прочностных и деформационных характеристик грунтов, которые послужат основанием для зданий и сооружений Морского фасада. Наиболее

полное представление о прочностных и деформационных характеристиках грунтов дают стабилометрические исследования, позволяющие моделировать состояние грунтов основания, работающих в различных компрессионных условиях, на различной глубине.

## 2. СТАБИЛОМЕТРИЧЕСКИЕ ИСПЫТАНИЯ

### 2.1. Исследование песков средней крупности

Исследования проводились на приборе трехосного сжатия – стабилометре. Для испытаний грунтов в лабораторных условиях кафедры «Основания и фундаменты» Петербургского государственного университета путей сообщения применяется стабилометр вакуумный, конструкции ЛИИЖТа, уникальный.

Для определения прочностных и деформационных характеристик грунта при различных значениях всестороннего давления были выполнены серии испытаний на трехосное сжатие. Испытания проводились в вакуумном стабилометре конструкции ЛИИЖТа (Рисунок 1). Испытания проводились для песков, отобранных на площадке строительства – Морской фасад, причал №3 по заказу ВНИИГСа. При стабилометрических испытаниях моделировалась отсыпка насыпи высотой от одного до трех метров. Моделирование велось через коэффициент



пористости. Перед проведением стабилметрических испытаний были проведены определения всех характеристик песка (гранулометрический состав, естественная влажность и т.д.). Особое внимание уделялось определению плотности образцов и коэффициенту пористости.

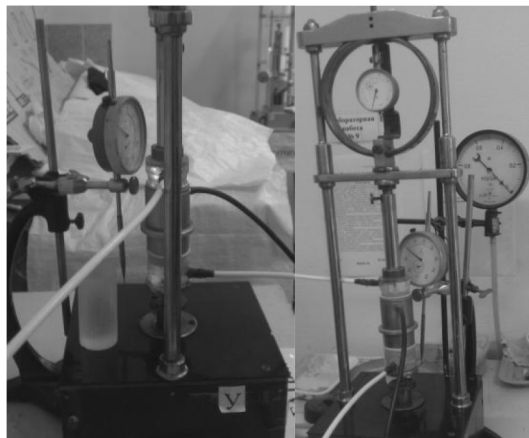


Рисунок 1. Испытание грунтов на вакуумном стабилметре

Были проведены три серии опытов с песками средней крупности с учетом пористости —  $e$ .

- для песков в рыхлом состоянии;
- для песков средней плотности;
- для песков в плотном состоянии.

Испытания грунтов проводились при всестороннем давлении  $\sigma_2 - \sigma_3 = 0,025$  кПа,  $0,050$  кПа и  $0,075$  кПа.

Обработка результатов велась путем построения кругов Мора. В настоящей статье в качестве примера приведены графики для песков средней крупности в рыхлом состоянии (рисунок 2).

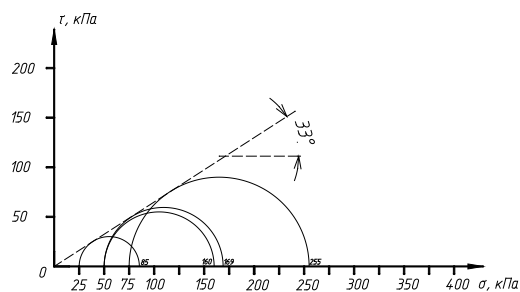


Рисунок 2. Результаты испытаний песка средней крупности, рыхлого, при  $w = 0,05$

Значения угла внутреннего трения  $\phi$  в зависимости от состояния песков составило:

- $\phi_1 = 33^\circ$  — рыхлый;
- $\phi_2 = 36^\circ$  — средней плотности;
- $\phi_3 = 34^\circ$  — плотный;

Удельного сцепления в рассматриваемых случаях не зафиксировано, что характерно для песчаных грунтов.

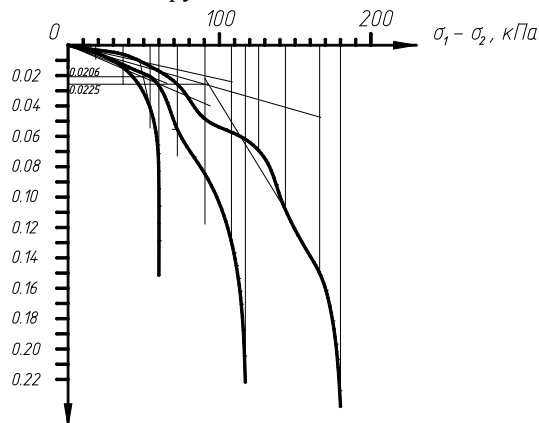


Рис. 3. Определение модуля деформации песка среднего, рыхлого, при  $w = 0,05$

Кроме прочностных характеристик были определены деформационные. По результатам испытаний были построены графики и определены модули деформации  $E$ . В качестве примера приведены графики для песков средней крупности в рыхлом состоянии (рисунок 3). Модуль деформации  $E$  средних песков по результатам испытаний увеличивается по мере увеличения плотности. Увеличение модуля деформации происходит почти в 2 раза.

## 2.2. Исследование песков пылеватых

Для целей сравнительного анализа в лаборатории ПГУПСа было выполнено определение прочностных и деформационных характеристик песков пылеватых в рыхлом состоянии. На том же вакуумном стабилметре была выполнена серия испытаний на трехосное раздавливание. Всего в рамках экспериментальной серии было испытано 9 образцов грунта при влажности от 7,7 до 8,1%. Испытания образцов проводились с трехкратным повторением. При испытаниях моделировалось всестороннее давление 20, 40 и 60 кПа.

Предварительно был определен гранулометрический состав грунтов. Лабораторные исследования физических характеристик грунтов производились в соответствии с требованиями ГОСТ 12248-96.

По средним значениям результатов испытаний для различной величины всестороннего давления было построено три круга Мора. Результаты испытаний приведены на рисунке 4.

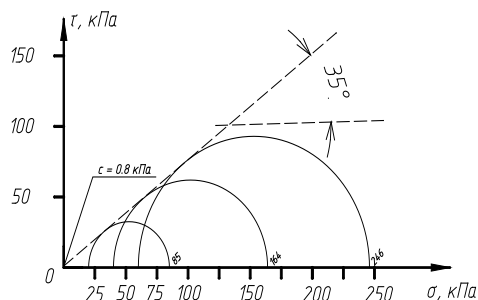


Рисунок 4. Результаты испытаний песка пылеватого.

По результатам трехосных испытаний угол внутреннего трения грунтов составил  $\varphi=35^{\circ}$ . При этом для пылеватых песков было отмечено проявление удельного сцепления. Величина удельного сцепления составила  $c = 0,8$  кПа.

По аналогии с песками средней крупности были определен модуль деформации грунтов  $E$ . Его величина составила при всестороннем давлении 20 кПа –  $E_{0,20} = 1130$  кПа, при всестороннем давлении 40 кПа –  $E_{0,40} = 2430$  кПа, при всестороннем давлении 60 кПа –  $E_{0,60} = 3130$  кПа.

Так же, как и в случае с песками средней крупности при увеличении всестороннего давления (что может быть сопоставлено с увеличением глубины залегания грунтов) модуль деформации  $E$  пылеватых песков по результатам испытаний увеличивается. При увеличении всестороннего давления в 3 раза модуль деформации увеличивается практически в 3 раза.

### 3. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

По результатам испытаний можно сделать выводы, что по мере уплотнения песка от рыхлого до плотного состояния:

- угол внутреннего трения увеличивается с 330 до 400;
- модуль деформации увеличивается почти в 2 раза;

- по мере увеличения глубины модуль деформации так же увеличивается.

### 4. СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Каминская, В.И. 2011. Оптимизация проектных решений и технологии возведения намывных сооружений. *Стройиздат Северо-Запад*, pp. 32-127.
- СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция // М.: – Министерство регионального развития Российской Федерации.

# Проблемы термостабилизации мерзлых грунтов

В.В. Улитин

СПб НИУ ИТМО, ИХБТ, Санкт-Петербург, Россия.

В.В. Ананьев

ООО «РИВСМАШ», Москва, Россия.

Приводится общая характеристика строения и природные явления в криолитозоне. Рассматриваются теплофизические процессы в мерзлых грунтах при естественных и техногенных воздействиях и условия, приводящие к деградации мерзлоты, и возможные последствия. Для моделирования этих процессов используется метод элементарных объемов.

Рассматривается ряд устройств для термостабилизации мерзлоты и приводятся результаты моделирования их работы. Приводится анализ влияния различных факторов в процессе строительной деятельности на изменении условий теплообмена на границе или в толще мерзлого грунта, приводящих к деградации мерзлоты.

## 1. ВВЕДЕНИЕ

Многолетней мерзлотой (или многолетнемерзлыми горными породами) называют горные породы, промерзшие на значительную глубину и не оттаивающие в течение длительного времени – от нескольких десятков лет до многих тысячелетий. Многолетняя мерзлота занимает более 60% территории России и охватывает подавляющее большинство районов, богатых углеводородным сырьем. Актуальность проблемы определяется интенсивным освоением районов Крайнего Севера и других районов с “вечной” мерзлотой.

Многолетнемерзлые породы представляют собой сложные гетерогенные структуры, свойства которых существенно зависят от их температуры и ряда других факторов. Поверхностные слои мерзлых грунтов находятся в состоянии неустойчивого динамического равновесия. Состояние их зависит от целого ряда климатических и техногенных воздействий [5,7].

В ходе циклических ежегодных процессов промерзания и оттаивания в её кровле формируется сезонноталый слой. Если горные породы протаивают глубже этого слоя и не промерзают в зимнее время, то кровля многолетней мерзлоты понижается, и возникают талики различного размера и глубины.

Своеобразным природным феноменом являются пластовые залежи подземных

льдов (мощность до 30 – 50 м, в плане до 1–2 км).

Другим важным явлением являются криопэги — высокоминерализованные подземные воды, залегающие чаще всего ниже подошвы многолетнемерзлых пород. Такие подземные воды формируются в результате отжатия вниз при промерзании легкорастворимых соединений и образования мощных зон, содержащих хлоридные натриевые (реже хлоридные кальциевые и магниевые) рассолы. В результате такого криогенного концентрирования отжимаемых вод образуются весьма высокоминерализованные (концентрация их может достигать 200 г/л и более) подмерзлотные (а иногда и межмерзлотные) воды. Температура таких вод, в зависимости от концентрации солей, может достигать минуса 10<sup>0</sup>С. При любых изменениях общего равновесия в сторону потепления криопэги существенно влияют на деградацию мерзлых толщ.

Разрушение берегов, сложенных мерзлыми породами происходит под воздействием тепла воды и механической энергии волн. Берега, сложенные льдистыми мерзлыми породами или породами, содержащими крупные залежи подземных льдов, разрушаются намного быстрее талых берегов. Скорость их отступления нередко достигает нескольких метров в год.

В ряде случаев существенную роль играет криогенное выветривание, морозобойное растрескивание, морозное пучение,

наледообразование, термокарст и разнообразные склоновые процессы.

Необходимо отметить, что в настоящее время климат существенно и достаточно быстро изменяется от глобального потепления к возможному глобальному или местному похолоданию. При этом возможна как деградация вечной мерзлоты, так и образование новых массивов многолетне мерзлых грунтов.

Мерзлые грунты, как правило, обладают высокой несущей способностью. Поэтому возникает естественная необходимость сохранить их первоначальное состояние, для чего, прежде всего, необходимо предотвратить недопустимое повышение температуры, то есть термостабилизировать грунт.

Для того чтобы решать эти задачи необходимо прогнозировать поведение мерзлоты под действием климатических и антропогенных воздействий и разрабатывать методы и технические средства для предотвращения недопустимых и аварийных ситуаций. Следовательно, необходимы надежные методы моделирования процессов, происходящих в мерзлоте.

## 2. МОДЕЛИРОВАНИЕ ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ В МЕРЗЛЫХ ГРУНТАХ

В настоящее время в связи с развитием численных методов и компьютерных технологий появилась возможность моделирования геокриологических процессов на новом качественном уровне с учетом истинных физических свойств грунтов и горных пород. Одним из таких методов является метод элементарных объемов - универсальный шаговый метод решения нестационарных физически нелинейных задач [6]. Суть метода состоит в том, что рассматриваемая часть пространства разбивается на столь малые части (ячейки), а время на столь малые промежутки, что для описания процессов, в каждой ячейке в каждом промежутке времени, можно использовать элементарные физические законы. Эти законы могут быть описаны любыми аналитическими выражениями, алгоритмами, таблицами или графиками. При решении задачи теплопроводности с фазовыми переходами состояние ячейки характеризуется параметром  $\theta$ :  $\theta = 0$  - ячейка не заморо-

жена,  $\theta = 1$  - ячейка заморожена полностью. Теплофизические характеристики ячейки зависят от величины температуры и параметра  $\theta$ . На каждом шаге определяются приращения температуры и параметра  $\theta$ . В результате решения для каждого значения времени получаются поля распределения температуры и параметра  $\theta$ , что позволяет определить зоны замороженного и незамерзшего грунта. Внешние воздействия описываются любыми, в общем случае нелинейными, граничными условиями. Так, при граничных условиях третьего рода, температура внешней среды и коэффициент теплоотдачи могут изменяться во времени произвольно, и (или) между ними может быть любая произвольная зависимость [6]. Метод элементарных объемов позволяет реализовать любые физические зависимости заданные аналитически, графиком или таблицей. Могут быть реализованы любые экспериментальные зависимости, описывающие изменение теплопроводности, теплоемкости и количества не замерзшей воды в зависимости от температуры, и поэтому компьютерное моделирование на базе МЭО позволяет достаточно адекватно описывать фазовые переходы, происходящие при замораживании и оттаивании различных грунтов. Метод применим не только к моделированию процессов теплопроводности, но и для моделирования любых других физических процессов, для которых заданы некоторые зависимости, описывающие поведение среды при некоторых воздействиях. Например, фильтрацию жидкости, движение теплоносителя или хладагента в трубах и ряд других. По способу дискретизации области метод элементарных объемов подобен методу конечных элементов (МКЭ) и может применяться вместе с ним, например, при совместном решении задач теплопроводности и задач механики.

Для решения задачи теплопроводности необходимо построить достаточно адекватную континуальную модель. Заменяя сложную гетерогенную многофазную поликристаллическую среду континуумом, неизбежно приходится вводить ряд упрощений и допущений. Естественно, эти допущения должны отражать основные свойства среды. Будем рассматривать физически нелинейную модель грунта с неизотермическими

фазовыми переходами. В этом случае параметр  $\theta$  зависит от температуры (рис. 1).

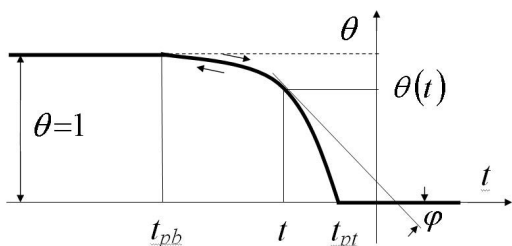


Рис. 1. Неизотермический фазовый переход.

Предположим, что неизотермический фазовый переход происходит в диапазоне

$$\Delta t_p = t_{pt} - t_{pb}. \quad (1)$$

Температуры начала и конца фазового перехода

$$t_{pb} < t_{pt} \leq 0^\circ \text{C}. \quad (2)$$

Для того чтобы определялись все параметры, определяющие свойства континуальной системы возьмем за основу модель грунта, данную в работе [8] и будем использовать обширный справочный материал, приведенный в этой работе. Будем считать, что общие характеристики  $\rho$  - плотность,  $W$  - влажность и  $t_s$  - температура в естественном или в начальном состоянии постоянны. Теплофизические характеристики: теплопроводность мерзлого и талого грунта  $\lambda_M$  и  $\lambda_T$  и теплоемкость мерзлого и талого грунта  $c_M$  и  $c_T$  зависят от температуры. При решении задачи методом элементарных объемов на каждом шаге  $k$  в каждой ячейке с номером  $i$  теплопроводность и теплоемкость зависят от параметра  $\theta$ :

$$\lambda_{k,i} = \theta \lambda_M + (1 - \theta) \lambda_T. \quad (3)$$

$$c_{k,i} = \theta c_M + (1 - \theta) c_T. \quad (4)$$

В результате решения такой задачи получается поле распределение температуры и льдистости [6]:

$$i_{tot} = 1.09 W_{pt} \theta(t). \quad (5)$$

В этом выражении  $W_{pt}$  - изменении влажности грунта в процессе фазового перехода с учетом незамерзающей воды в рассматриваемом диапазоне температур.

### 3. ОХЛАЖДЕНИЕ И ТЕРМОСТАБИЛИЗАЦИЯ ГРУНТОВ

Для того, чтобы сохранить естественное состояние мерзлых грунтов применяются различные охладители и термостабилизаторы. Обычно их разделяют на три категории: пассивные, активные и комбинированного действия [ОХЛ].

Пассивные охладители и термостабилизаторы функционируют в зимнее время при достаточно низких температурах воздуха и поэтому называются сезонно охлаждающими устройствами (СОУ). Эти устройства в свою очередь разделяются на две группы: вертикальные и горизонтальные термостабилизаторы с естественной циркуляцией теплоносителя и обозначаются, соответственно, ВЕТ и ГЕТ.

Активные охлаждающие устройства работают под действием электрической энергии и других внешних источников энергии.

Охлаждающие устройства комбинированного действия включают в себя элементы конструкции, присущие как пассивным, так и активным устройствам.

Во всех случаях описание и моделирование теплофизических процессов включает в себя две составляющие: внутренний процесс в самом устройстве и теплообмен с массивом окружающего грунта. Обе эти задачи успешно решаются с помощью МЭО [6].

#### 3.1. Расчетная схема замораживающей колонки в многослойных грунтах

Про термостабилизации грунтов наиболее распространенным является устройство, при котором грунт замораживается с помощью вертикальной трубы, в которой циркулирует теплоноситель или содержится некоторый хладагент. Несмотря на большое разнообразие подобных устройств, расчетная схема сводится к осесимметричной задаче вокруг вертикальной оси [6]. Рассматривается отдельная замораживающая колонка, которая расположена в массиве грунта, состоящего из ряда слоев (рис. 2). Каждый слой имеет свои механические и теплофизические характеристики и свою начальную температуру, которая на бесконечности постоянна. На поверхности грунта атмосферное воздействие представлено в виде двух составляющих: конвективный

теплообмен от воздушного потока и солнечная радиация.

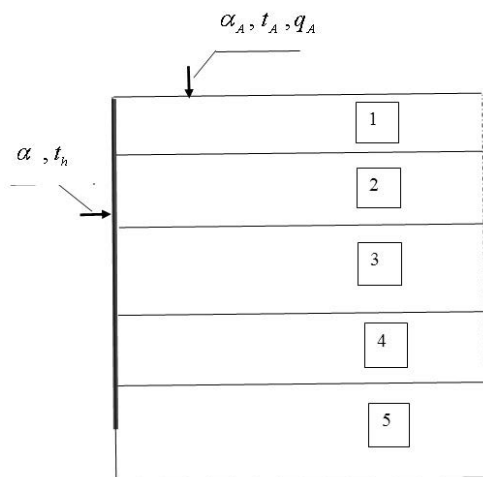


Рис. 2. Замораживающая колонка в многослойном грунте.

Расчетная схема предназначена для моделирования технологических процессов замораживания грунтов при проведении строительных работ, а также для моделирования работы сезонных охлаждающих устройств (СОУ). Она содержит все элементы, которые с достаточной точностью воспроизводят все этапы соответствующих технологических и климатических процессов. В простейшем случае в трубе задаются граничные условия третьего рода, постоянные по высоте. В более сложных случаях может быть учтено движение теплоносителя и изменение его температуры. При расчете СОУ может быть учтено движение хладагента и изменение его агрегатного состояния (см. 3.2). На поверхности грунта задаются смешанные граничные условия: конвекция от атмосферного воздуха и тепловой поток от солнечной радиации. В зимнее время коэффициент теплопередачи от воздуха к грунту принимается с учетом снежного покрова.

В качестве примера рассмотрим замораживание грунта при следующих условиях: внутренний диаметр трубы - 50 мм, толщина стенки - 3 мм, теплопроводность - 40 Вт/(м, К), температура теплоносителя - минус 35 °С., коэффициент теплоотдачи на внутренней поверхности трубы - 1000 Вт/(м², К). Грунт - песок с влажностью 20 %. Через месяц такого процесса (730 часов)

температура на поверхности трубы достигает минус 25 °С, а радиус замороженной зоны - около 3 м. (рис. 3).

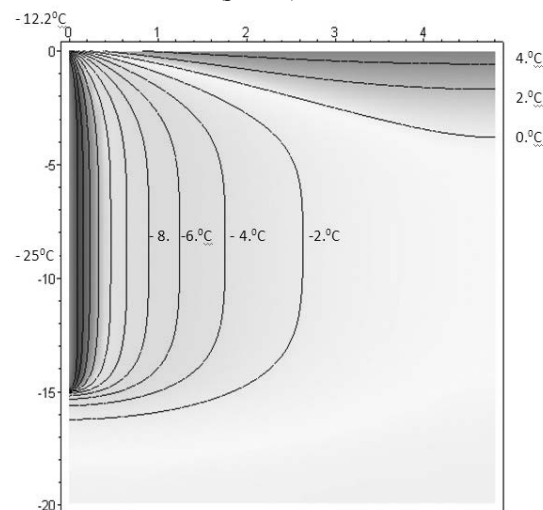


Рис. 3. Температурное поле через месяц замораживания грунта.

### 3.2. Сезонное замораживающее устройство парожидкостного типа

Парожидкостные сезонные охлаждающие устройства (СОУ) нашли широкое применение для термостабилизации грунтов. Ежегодно применяются десятки тысяч таких устройств. Поэтому оптимизация их конструкции представляет собой весьма актуальную задачу. Однако теория работы СОУ разработана недостаточно. Так например, так называемая “концепция приведенного коэффициента теплопередачи”, которая сводит расчет СОУ к упрощенной задаче расчета колонки, рассмотренной выше, зачастую приводит к весьма противоречивым результатам [2].

Сезонно замораживающие устройства парожидкостного типа являются устройствами с естественной циркуляцией рабочего вещества, в качестве которого используют какой-либо холодильный агент: аммиак, фреон, пропан и другие подобные вещества. СОУ представляет собой вертикальную трубу постоянного диаметра с конденсатором на верхнем конце (рис. 4). В трубе находится хладагент - жидкость, которая имеет достаточно низкую температуру конденсации. Если температура грунта выше этой температуры, то происходит испарение хладагента и охлаждение грунта. Зимой

пары хладагента в верхней части установки охлаждаются воздухом и конденсируются, конденсат в виде пленки стекает по стенкам трубы вниз. Здесь жидкая пленка воспринимает тепло от более теплого грунта и испаряется. Образовавшийся пар поднимается вверх в конденсатор, где конденсируется и образуется пленка. Такой непрерывный процесс происходит пока температура воздуха меньше температуры конденсации.

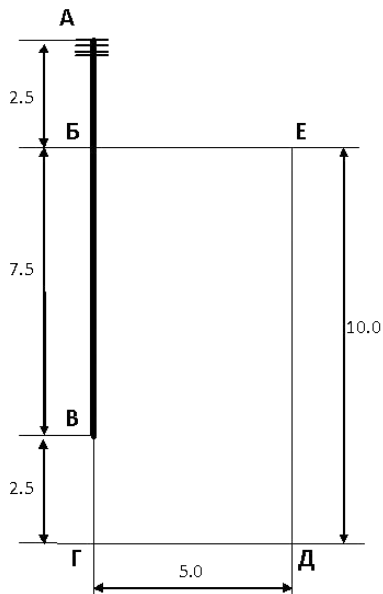


Рис. 4. СОУ с присоединенным массивом грунта.

В конструкции СОУ можно выделить следующие части:

1. Конденсатор (точка А на рис. 4) представляет собой трубу с ребрами для улучшения теплопередачи от атмосферного воздуха. При температуре воздуха  $t_a$  ниже температуры конденсации происходит образование пленки и начинается движение её вниз. При  $t_a$  выше температуры конденсации СОУ отключается.

2. Участок трубы АБ над грунтом служит для транспортировки пленки хладагента и играет роль конденсатора, как и на первом участке, но без ребер.

3. Участок трубы БВ можно разделить на две части. Верхний промерзающий и оттаивающий слой грунта зимой может иметь достаточно низкую температуру. На этом

участке труба может играть роль, как конденсатора, так и испарителя. При температуре окружающего грунта ниже температуры конденсации - в трубе конденсации. В противном случае - пленочное кипение и охлаждение грунта. Ниже - пленочное кипение и охлаждение грунта, состоящего из ряда слоев.

4. Нижний участок. Возможно два режима: а) - вся пленка испаряется выше и не доходит - теплообмена нет и б) - конденсат заполняет всё сечение трубы. В этом случае в нижней части теплообмен более интенсивный.

Соотношение между массами пара и жидкости внутри СОУ во времени переменное и зависит от температурного состояния системы. Поэтому на дне СОУ всегда должен находиться некоторый резервный объем жидкости. При этом условии, в результате теплового баланса, тепловые потоки в испарителе и конденсаторе равны, а количество стекающей пленки таково, что, несмотря на ее утоньшение из-за испарения, она всегда покрывает всю поверхность "грунтового" теплообменника.

Известные теоретические разработки [3] не описывают полностью на достаточно высоком уровне все процессы, происходящие на различных участках трубы, что не дает возможность проектировать эффективные и экономичные системы термостабилизации. Поэтому в [6] разработана термомеханическая модель парожидкостного вертикального СОУ. Методом кинестатики составлено дифференциальное уравнение движения пленки, описывающее изменение толщины пленки с учетом внешнего теплообмена и скорости её движения. На основе МЭО разработан численный алгоритм решения задачи, описывающий процессы, происходящие в трубе и прилегающем массиве грунта, с учетом движения пленки на всей длине, как при её образовании в процессе конденсации, так и при испарении.

В качестве примера рассмотрим моделирование работы СОУ совместно с прилегающим массивом грунта (рис. 5). Внутренний диаметр трубы - 50 мм, толщина стенки - 3.5 мм. Температуры конденсации паров и испарения пленки одинаковы:  $-5^{\circ}\text{C}$ . Предположим, что СОУ смонтировано летом и начинает замораживать грунт с наступлением зимы. Исключительно для простоты будем принимать среднюю температуру

воздуха в зимний период минус 20 °С и толщину снегового покрова 0.4 м. Грунт – песок с влажностью 8%. Начальная температура 2.0 °С, температура замерзания – минус 0.5 °С. Решается осесимметричная задача. Область БВГДЕ разбивается на элементарные объёмы с размерами по глубине и в радиальном направлении

$$dz = dr = 0.05 \text{ м.}$$

Общее число элементарных объёмов 20000. На линии БВ граничные условия теплопередачи определяются алгоритмом взаимодействия пленки с грунтом. На линиях ВГ, ГД и ДЕ теплообмен отсутствует. На линии БЕ задаются граничные условия третьего рода, описывающие теплообмен с атмосферным воздухом с учетом снегового покрова.

В зимний период происходит естественное замораживание грунта с поверхности и вследствие охлаждения от трубы СОУ. Температурное поле через два месяца (рис. 5) в отличие от предыдущего примера (рис. 3) имеет конический характер, поскольку толщина пленки и интенсивность теплоотдачи в грунт уменьшается с глубиной. Характерной особенностью поля является возмущение в левом верхнем углу, где температура на поверхности выше, чем в правом. Это объясняется тем, что над изотермой минус 5°С на внутренней поверхности трубы происходит конденсация и теплота движется от трубы к грунту. При этом увеличивается толщина пленки, и холод передается от верхних холодных слоев к нижним, более теплым. Это также видно из положения изотерм, поскольку тепло передается от более теплой изотермы к более холодной.

В данном примере скорость движения пленки составляет 0.2 м/с на выходе из конденсатора и 0.1 м/с в конце пути. Толщина пленки на выходе из конденсатора 0.15 мм, в конце пути – 0.06 мм. Средний тепловой поток на 1.0 м. трубы СОУ около 20 Вт/м.

Из этого примера видно, что численный алгоритм решения задачи, описывает все процессы, происходящие в трубе и прилегающем массиве грунта, движения пленки на всей длине, как при её образовании в процессе конденсации, так и при испарении. Эта информация позволяет выбрать тип хладагента и назначить конструктивные размеры СОУ в зависимости от конкретных условий

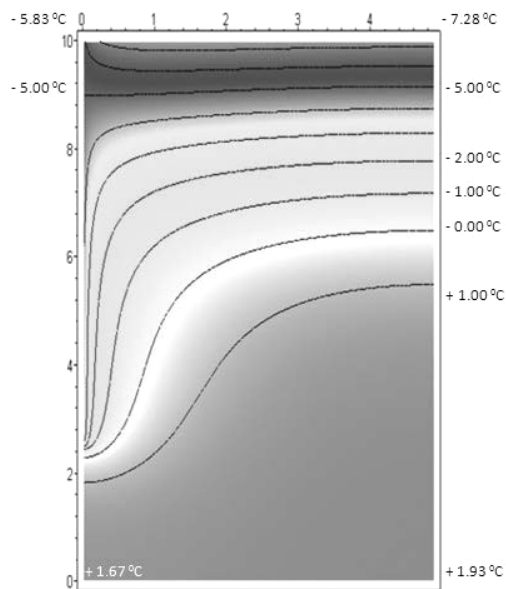


Рис. 5. Температурное поле при работе СОУ

Свойства хладагентов, которые применяются в СОУ, изменяются в широких пределах: теплопроводность и теплоемкость – до пяти раз, динамическая вязкость – до четырех раз, теплота конденсации – до шести раз. Температура испарения должна быть ниже температуры охлаждаемого грунта в основной части грунтового теплообменника. Во всех случаях необходимо, чтобы пленка доходила до дна трубы и имела при этом достаточную толщину, поскольку от этого зависит интенсивность теплоотдачи в грунт. Поэтому создание оптимальной и экономичной конструкции возможно только в результате моделирования возможных вариантов.

Таким образом, в работе [6] создана теоретическая база для надежного расчета подобных устройств и разработана методика расчета и создания оптимальных конструкций СОУ.



### 3.3. Горизонтальные термостабилизаторы сезонного действия

Горизонтальные термостабилизаторы применяются для охлаждения грунтов под зданиями и сооружениями. Широкое распространение получили горизонтальные термостабилизаторы с естественной циркуляцией хладагента (ГЕТ) сезонного действия. Конструктивно ГЕТ состоит из конденсатора 1 и испарителя 2 (рис. 6).

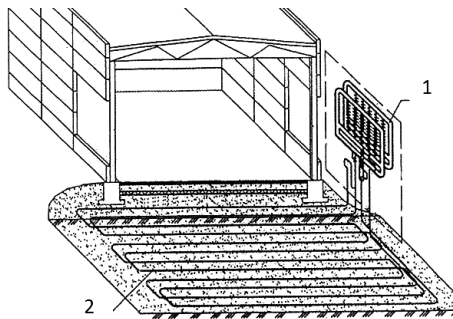


Рис. 6. Горизонтальный термостабилизатор под зданием

Конденсатор располагается снаружи и обдувается атмосферным воздухом. Испаритель представляет собой трубу, концы которой соединены с конденсатором. С одной стороны из конденсатора поступает хладагент в жидком состоянии, а с другой стороны в конденсатор постурают пары. Труба конденсатора петлями укладывается на грунт на уровне подошвы фундамента здания. Выше располагается теплоизоляция, уменьшающая тепловой поток из здания.

Горизонтальные термостабилизаторы применяются также для охлаждения грунтов под резервуарами для хранения нефти. Нефть поступает из скважин при температуре от 20 до 60 °С и хранится при температуре, обеспечивающей возможность ее перекачки для дальнейшей транспортировки. Под днищем резервуара возникает мощное тепловыделение. Резервуары имеют диаметр около 60 м., поэтому задача термостабилизации становится достаточно сложной. Под резервуаром - слой термоизоляции и песчаная подсыпка. Термостабилизаторы располагаются по периметру резервуара с равным шагом на расстоянии 3 – 4 м. Трубы испарителя лежат на поверхности мерзлого грунта. Для термостабилизации грунта на период строительства в дополнение к этому приме-

няются холодильные установки, работающие на той же системе охлаждающих труб.

Основной проблемой в таких конструкциях является обеспечение достаточно интенсивной циркуляции в трубах термостабилизатора на всей длине. Необходимо чтобы хладагент поступал из конденсатора в жидком состоянии сплошным потоком при температуре ниже температуры грунта. За счет теплоты, поступающей из грунта, происходит испарение, и в трубе формируется двухфазный поток с разделенными фазами. По мере движения количество жидкости уменьшается, а газа – увеличивается. Поэтом интенсивность теплообмена с грунтом по длине трубы испарителя уменьшается. Такой процесс аналогичен, рассмотренному выше процессу в трубе парожидкостного СОУ. Поэтому и в данном случае решение задачи может получено с помощью МЭО. Однако эта достаточно сложная задача для двухфазного потока выходит за рамки данной статьи.

### 4. МЕТОДЫ ТЕРМОСТАБИЛИЗАЦИИ И СОХРАНЕНИЯ МЕРЗЛОТЫ В СЛОЖНЫХ УСЛОВИЯХ

Выше рассмотрены достаточно простые случаи моделирования работы некоторых устройств для термостабилизации грунтов. Они дают общее представление о методах решения подобных задач. При любой строительной деятельности любое воздействие, связанное с изменением условий теплообмена на границе или в толще мерзлого грунта может вызвать целый ряд явлений, приводящих к изменению его состояния. Так котлован, отрытый в летний период, растепляет грунт на поверхности котлована. Причем неравномерно: на солнце больше, в тени меньше. Эта “тепловая волна” распространяется вглубь, и вызывает деградацию мерзлоты, неравномерную в плане и по периметру котлована. Необходимо заметить, что подобные процессы происходят достаточно медленно. Во время заполнения котлована строительными изделиями в грунт также поступает тепло и процесс осложняется. Поэтому разработке проекта организации работ должен предшествовать теплофизический анализ ситуации на всех этапах строительства.

Другим типичным примером является отсыпка насыпи теплым грунтом из карьера.

В зависимости от размеров насыпи, температуры грунта и свойств мерзлых грунтов в основании могут возникнуть длительные процессы деградации мерзлоты и просадки насыпи в целом. В дальнейшем насыпь может в летнее время накапливать тепло, которое будет вызывать деградацию мерзлоты. Все подобные процессы а также методы и технологии надежной эксплуатации, железных и автомобильных дорог в криолитозоне достаточно полно исследованы в работах В.Г. Кондратьева [К1].

Особо нужно отметить применение буронабивных свай в мерзлых грунтах. В этом случае растепление грунта происходит на всех этапах, начиная с бурения, установки опалубки и арматуры. Но основная часть тепла поступает в грунт при твердении бетона. В результате оттаивает весь массив в объеме свайного основания и некоторая часть грунта вокруг за пределами свайного основания. В этой зоне могут происходить все возможные процессы, возникающие при деградации мерзлоты: просадки на поверхности, образование таликов, термокарст и пр. Поэтому для предотвращения целого ряда аварийных ситуаций необходимо моделирование всех этих процессов и оценка возможных последствий. Вообще сама идея применения свайного основания в толще мерзлых грунтов вызывает сомнения, поскольку созданное может быть не прочнее исходного. Тем более если укрепить мерзлые грунты дополнительным замораживанием.

## 5. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Мерзлота обладает рядом удивительных свойств и в зависимости от конкретных условий может играть как положительную, так и отрицательную роль. Для того чтобы успешно работать в криолитозоне необходимо тщательное изучение свойств мерзлых грунтов и моделирование их поведения на всех возможных этапах строительства и эксплуатации зданий и сооружений. Надежным аппаратом для моделирования является метод элементарных объемов, поскольку позволяет учитывать реальные свойства грунтов и любые протекающие в них физические процессы.

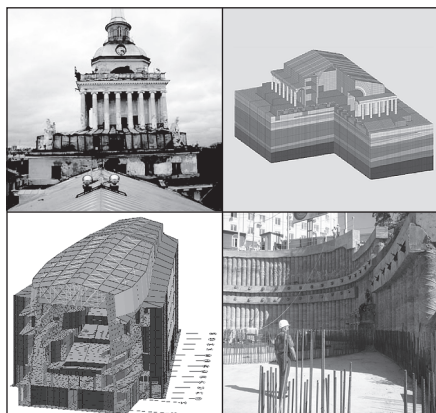
## 6. ЛИТЕРАТУРА

1. Абросимов А., Залетаев С. Охладители грунтов. Конструкции и методы расчета. Publisher: Palmarium Academic Publishing is a trademark of: LAP LAMBERT Academic Publishing GmbH & Co.. Germany. – 318 p.
2. Ананьев В. В., Улитин В.В. Моделирование термостабилизации грунтов с помощью сезонных замораживающих устройств. // Актуальные проблемы механики, прочности и теплопроводности при низких температурах. Теория и методы замораживания грунтов: Материалы XI-ой конференции под редакцией доктора технических наук, профессора В.В. Улитина. СПб.: СПбГУНиПТ 2008. – С. 48-53.
3. Вялов С.С. Искусственное охлаждение грунтов с помощью термосвай. – М.: Наука, 1979, 160 с.
4. Кондратьев В.Г. Применение криогенных технологий – наиболее эффективный метод решения технологических проблем железных и автомобильных дорог в криолитозоне. // Актуальные проблемы механики, прочности и теплопроводности при низких температурах. Теория и методы замораживания грунтов: Материалы XII-ой конференции под редакцией доктора технических наук, профессора В.В. Улитина. СПб.: СПбГУНиПТ 2010. – С. 6-12.
5. Основные природные и социально-экономические последствия изменения климата в районах распространения многолетнемерзлых пород: прогноз на основе синтеза наблюдений и моделирования. / Оценочный расчет. Государственный гидрологический институт. – СПб.: ГГИ, 2010. – 44с.
6. Улитин В.В. Метод элементарных объемов при решении нелинейных задач теплопроводности и геокриологии: монография. – СПб.: Изд-во «Парк Ком», 2013. – 170.
7. Цытович Н.А. Механика мерзлых грунтов. – М.: Высшая школа, 1973. – 448 с.
8. Чеве́рев В.Г. Природа криогенных свойств грунтов. – М.: Научный мир, 2004. – 234 с.



# И Н С Т И Т У Т ГЕОРЕКОНСТРУКЦИЯ

*архитектурно-строительное проектирование,  
геотехника, сложная реконструкция,  
изыскания, обследования*



Институт «Геореконструкция» создан 20 лет назад ведущими петербургскими геотехниками и проектировщиками. Со дня основания институт поддерживает и приумножает традиции и интеллектуальный потенциал петербургской школы строительного проектирования.

В «Геореконструкции» возрождены лучшие традиции научно-исследовательских проектных институтов на новом уровне развития строительной науки. Объединение научных исследований в области геотехники, расчетов и проектной практики составляют основу конкурентного преимущества фирмы. Участие в крупных международных проектах обеспечивает институту обмен опытом с ведущими отечественными и зарубежными геотехническими и проектными фирмами.

## **Обследование технического состояния**

- Объектов строительства и недвижимости
- Исторических зданий и сооружений

## **Геотехническая оценка и обоснование проектов**

- Оценка инвестиционной привлекательности объекта
- Геотехнические исследования
- Геотехнический расчет, проектные решения
- Выбор безопасной технологии производства работ
- Геотехнический расчет влияния строительства или реконструкции на прилегающую застройку, подземное пространство и подземные коммуникации
- Разработка геотехнического обоснования проекта

## **Геотехнический мониторинг**

- Разработка проектов производства работ и геотехнического регламента ведения специальных работ
- Отладка щадящих технологических режимов
- Контроль деформаций объектов
- Контроль технического состояния застройки
- Контроль уровня грунтовых вод
- Контроль параметров колебаний грунта и конструкций
- Контроль качества возведенных конструкций

## **Изыскания в условиях городской застройки**

- Инженерно-геодезические
- Инженерно-геологические
- Геофизические
- Экологические
- Геотехнические

## **Гражданское и промышленное проектирование**

- Архитектурное проектирование
- Строительное проектирование и конструирование
- Комплексная разработка обоснований инвестиций (ТЭО), проектов и рабочей документации
- Проекты инженерной реставрации исторических зданий
- Проекты строительства, реконструкции и усиления подземных конструкций в сложных инженерно-геологических условиях
- Проекты геотехнического водоотведения и гидроизоляции
- Фундаменты под машины с динамическими нагрузками
- Стоимостная и техническая оптимизация проектов
- Экспертиза проектов, проектных решений

## **Специальные работы**

- Проектирование и мониторинг сейсмостойких объектов
- Научно-техническое сопровождение строительства и экспертиза безопасности объектов
- Проектирование зданий и сооружений на мерзлых грунтах

## Группа компаний «ГЕОИЗОЛ» – лидер строительной отрасли России в сфере проектирования, реставрации и строительства подземных сооружений.

Группа компаний выросла из небольшой строительной фирмы «ГЕОИЗОЛ», начинавшей свою деятельность в 1995 году с проведения гидроизоляционных работ. За 18 лет работы на рынке «ГЕОИЗОЛ» превратился в многопрофильный холдинг, объединяющий предприятия по проектированию, подземному строительству, инжиниринговую компанию и машиностроительный завод.

«ГЕОИЗОЛ» участвует в инвестиционных и бюджетных проектах как генеральный проектировщик, генеральный подрядчик, субподрядчик. В Группе компаний работает около 2000 сотрудников.

Центральный офис компании находится в Санкт-Петербурге. Филиалы – обособленные подразделения «Сочи» и «Амурское» – работали на объектах олимпийского строительства в рамках подготовки к зимней Олимпиаде 2014 года в районе Красной Поляны и на крупных ГЭС Сибири и Дальнего Востока России.

География выполненных ООО «ГЕОИЗОЛ» работ охватывает территорию всей России – от Земли Франца-Иосифа до Дальнего Востока, а также страны СНГ – Таджикистан, Туркменистан.

Компанией накоплен уникальный опыт в области устройства всех видов фундаментов, транспортного строительства, геотехнических и гидротехнических работ, экспертного обследования и инструментальной диагностики конструкций.

ООО «ГЕОИЗОЛ» выполняет работы по

- строительству подземных сооружений;
- дорожному и мостовому строительству;
- стабилизации грунтов;
- устройству противофильтрационных завес в скальных и несвязных грунтах;
- инъекционному укреплению грунтов, фундаментов, кирпичных кладок;
- гидроизоляции и ремонту строительных конструкций (восстановлению водонепроницаемости по рабочим и деформационным швам);
- обследованию зданий и мониторингу строительных конструкций и пр.
- устройству буронабивных свай, грунтовых анкеров;
- реконструкции и реставрации объектов;
- укреплению оползневых и горных склонов грунтовыми нагелями;

Важными конкурентными преимуществами ООО «ГЕОИЗОЛ» являются комплексный подход, инновационность и высокое качество работ. Именно поэтому заказчиками и партнерами «ГЕОИЗОЛ» являются крупные российские и международные компании.

ООО «ГЕОИЗОЛ» является членом:

- Международного общества по Механике Грунтов и Геотехнического Строительства (ISSMGE),
- Российского общества по механике грунтов, геотехнике и фундаментам (РОМГГиФ),
- Российской Ассоциации Реставраторов «Росрегионреставрация»,
- НП «Объединение строителей Санкт-Петербурга»,
- НП «Объединения проектировщиков Санкт-Петербурга»,
- НП «Объединения изыскателей Санкт-Петербурга»,
- Ассоциации предприятий дорожно-мостового комплекса Санкт-Петербурга «Дормост».



География деятельности  
компании ГЕОИЗОЛ

Практически каждый объект компании – уникален. Для работы на сооружениях повышенного уровня сложности применяются новейшие технологии, часть из которых была разработана и успешно применена специалистами «ГЕОИЗОЛ»:

- «стена в грунте» – технология устройства ограждающей конструкции для глубоких котлованов. Возведение вертикальных железобетонных стен по данной технологии осуществляется под защитой бентонитового раствора. Технология эффективно применяется при реконструкции исторических памятников, в условиях плотной застройки и в непосредственной близости от коммуникаций;
- «semi-top down» и «top-down» (буквально «вверх-вниз») – метод позволяет одновременно вести работы по устройству подземного пространства и возведению наземной части, применение данной технологии позволяет сокращать срок строительства и стоимость работ;
- «jet grouting» – технология струйной цементации грунтов, позволяет создать надежный слой закрепленного грунта. При совмещении с устройством ограждающей конструкции («стена в грунте», шпунтовая стенка) позволяет исключить развитие сверхнормативных деформаций стен примыкающих зданий;
- усиление фундаментов зданий с помощью буроинъекционных и бурокасательных свай, в том числе путем пересадки зданий на буроинъекционные сваи собственного производства GEOIZOL-MP;
- технология устройства свайных фундаментов различного диаметра «Atlas» (сваи ввинчивания с винтовой боковой поверхностью); позволяет проводить свайные работы в различных грунтовых условиях;
- «Fundex» – устройство буронабивных свай различных диаметров с теряемым наконечником без выемки грунта; возводимые по такой технологии свайные основания обладают большой несущей способностью; преимуществами данной технологии также являются – возможность применения в различных грунтовых условиях и отсутствие волновых колебаний грунта и конструкций;
- CFA – устройство буронабивных свай «непрерывным» шнеком; при проведении работ этим методом в заполненную бетоном скважину опускают арматурный каркас. Данная технология предпочтительна при наличии в геологическом разрезе слоев плотных грунтов.
- технология бурения «под обсадной трубой» с устройством свай диаметром от 620 до 2000 мм – преимущества технологии заключаются в минимальном воздействии на фундаменты соседних зданий, в возможности устройства свай в различных по составу и свойствам грунтах, а также в восприятии выполненными по этой технологии сваями большой нагрузки;
- технология бурения «под глинистым раствором» – позволяет выполнять устройство свай в стесненных условиях, вблизи существующей застройки. Применение глинистого раствора дополнительно уменьшает негативное влияние на фундаменты соседних зданий;
- технология DDS (Double Drilling System) – основана на принципе уплотнения грунта при бурении скважины. Особая конструкция бурового инструмента позволяет проходить плотные слои грунтов.

Парк специального оборудования компании представлен техникой ведущих мировых производителей: Fundex, Casagrande, Hutte, Atlas (Franki), Liebherr, Enteco, Morath, Doosan, Hitachi, Kobelco, Menzi Muck, Hanix, Cubota, Mustang, Oberman, APE, Atlas Copco, Hany, Ravestein, Movax, Ingersoll Rand, Kaiser.

Гордость компании – работы на объектах, представляющих историческую ценность для Санкт-Петербурга как памятники архитектуры федерального значения: усиление фундаментов зданий Новой Голландии, ремонт и усиление фундаментов Меншиковского дворца в Ораниенбауме, Александровского в Пушкине, Александринского и Каменноостровского театров, Главного штаба Государственного Эрмитажа, обследование Великокняжеской усыпальницы Петропавловской крепости. В активе «ГЕОИЗОЛ» выполнение уникальных для Петербурга работ – строительство пятиэтажного подземного паркинга на Комендантской площади, трехуровневых подземных паркингов в исторической части города – на Зоологическом переулке, 2–4 и наб. реки Мойки, 74. Компания выполнила работы на крупных гидротехнических объектах: Зейской ГЭС, Бурейской ГЭС, Вилюйской ГЭС, Усть-Илимской ГЭС, Кривопорожской ГЭС, Ирганайской ГЭС, Сангудинской ГЭС.

Высокий профессионализм и квалификация инженерно-технических работников и рабочих специалистов позволяет решать задачи любого уровня сложности, независимо от природно-климатических и инженерно-геологических условий как на объектах нового строительства, так и в границах историко-охраненных зон.





# “СТЕНА В ГРУНТЕ”

из бурящихся свай Ø630 мм, Ø820 мм,  
глубиной до 21,5 м

по технологии **DOUBLE ROTARY**



Объект: Коллектор “Центр”. Шахта №14 (ул. Тимирязева, г. Минск)

Бурящиеся сваи диаметром 820мм, глубиной 20м  
в водонасыщенных грунтах.

Раскопка котлована выполнена без водопонижения.



ОАО “Буровая компания “Дельта”

+7 (967) 282-7079

+7 (499) 343 81 57

+375 29 653-1976

e-mail: delta\_bur@rambler.ru

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

## Буронабивные сваи

диаметром  
до 1500 мм  
глубиной до 45 м



**Испытание свай**  
с нагрузкой до 10 000 кН



## Буровые сваи вибрационным способом

с теряемым наконечником  
под защитой обсадной трубы

диаметром  
273 мм,  
325 мм,  
426 мм,  
глубиной  
до 20 м



## JetGrouting

струйная цементация  
Буроинъекционные анкера



Технология струйной цементации заключается в использовании энергии высоконапорной струи цементного раствора для одновременного разрушения и перемешивания грунта с цементным раствором

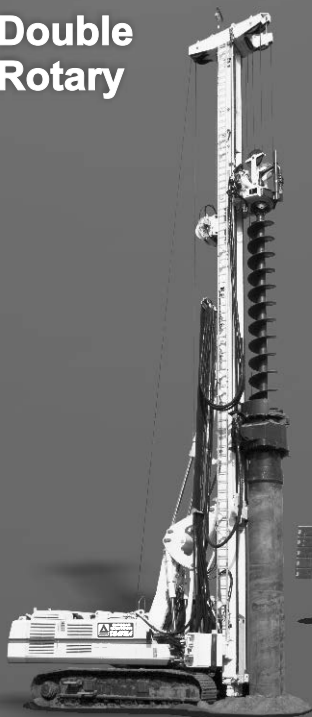
## CFA



технология устройства буронабивных свай полым непрерывным шнеком с подачей бетона под избыточным давлением

диаметром от 450 мм до 1000 мм,  
глубиной до 22 м.

## Double Rotary



технология устройства буронабивных свай полым непрерывным шнеком и обсадной трубой, с одновременным вращением в противоположных направлениях  
диаметром 630 мм, 820 мм,  
глубиной до 21,5 м

## DDS



технология устройства буронабивных свай методом раскатки грунта (пластичные и насыпные грунты) с подачей бетона под избыточным давлением

диаметром 400 мм, 600 мм,  
глубиной до 21,5 м.

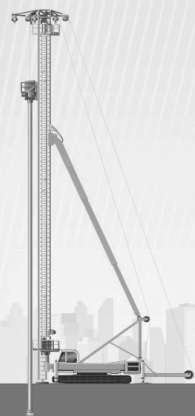
Строительная компания ООО «КАРСТ» является специализированной организацией, которая действует на строительном рынке более 20 лет и выполняет комплекс сложных геотехнических работ.

Основными работами, производимыми компанией, являются:

- /// Проектирование и строительство подземных автостоянок в сложных инженерно-геологических условиях
- /// Устройство свайных оснований под здания и сооружения по современным технологиям
- /// Усиление фундаментов зданий (в том числе памятников архитектуры) инъекциями цементного раствора и сваями усиления
- /// Погружение тяжелых стальных шпунтовых свай (в том числе устройство комбинированных стен из элементов типа HZ/AZ или трубчатого шпунта) и стальных оболочек большого диаметра
- /// Генеральный подряд на комплекс строительно-монтажных работ нулевого цикла (свайное основание; ограждение из стальных шпунтовых свай; земляные работы; устройство монолитных железобетонных конструкций)

В собственности компании имеется большой парк современного оборудования, необходимого для выполнения вышеперечисленных работ.

ООО «КАРСТ», совместно с НИИОСП им. Н.П. Герсеева, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко и институтом транспортного строительства ЦНИИС, разработало и ввело в действие стандарт организации (СТО 48937526-003-2013), для проектирования и строительства подземных ограждающих и несущих конструкций из стальных шпунтовых свай.





Использование стальных шпунтовых свай при строительстве подземных сооружений в качестве постоянных ограждающих и несущих конструкций, имеет существенные преимущества:

- /// Снижение стоимости работ нулевого цикла до 40%
- /// Сокращение сроков строительства до 70%
- /// Надежная гидроизоляция подземных пространств
- /// Высокая надежность, прочность и качество стальных подземных конструкций
- /// Оптимальное использование площадей земельных участков в городской застройке
- /// Снижение влияния от строительства на окружающую застройку
- /// Большой опыт использования в мировой строительной практике в условиях городской застройки

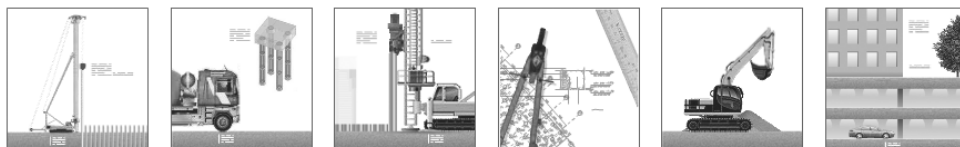
Разработка котлована может производиться открытым способом, с установкой временных крепежных металлических конструкций, или по методике Top-Down, при которой перекрытия подземных уровней устраиваются в направлении сверху вниз и выступают в качестве раскрепляющей системы для шпунтового ограждения.

Стена из стальных шпунтовых свай может выполнять функцию наружного стенового ограждения для подземных уровней зданий или одновременно воспринимать часть нагрузок от надземных конструкций, выступая частью фундамента с развитой боковой поверхностью.

Сопряжение шпунтового ограждения с остальными конструктивными частями сооружений осуществляется при помощи узлов, выполненных на электродуговой сварке, причем имеется возможность применения сборных железобетонных конструкций для устройства настилов подземных этажей.

Очищенная от грунта поверхность шпунтового ограждения, при необходимости, покрывается огнезащитным материалом и окрашивается для придания эстетичного вида.

Новая эффективная технология строительства подземных автостоянок и сооружений с применением стальных шпунтовых свай, предлагаемая ООО «КАРСТ», открывает новые возможности в освоении подземного пространства в крупных городах и способствует реализации самых сложных проектов.



Труды Международной конференции по геотехнике  
Технического Комитета 207 ISSMGE

ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ ОСНОВАНИЙ  
И СООРУЖЕНИЙ.  
ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ  
И ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ

Том 2

*Работы, представленные на русском языке*

Редакторы – В.М. Улицкий, М.Б. Лисюк, А.Г. Шашкин  
Электронная подготовка издания – Е.В. Дубинин

Формат 72×52/16. Печать офсетная. Бумага офсетная.  
Усл. печ. л. 12,4. Физ. печ. л. 18. Тираж 200 экз.

Группа компаний «Геореконструкция»  
190005, Санкт-Петербург, Измайловский пр., 4  
Тел./факс: (812) 316-6118, 575-3587, 251-7098  
[www.georec.spb.ru](http://www.georec.spb.ru)

Отпечатано в типографии «МСТ»  
199178, Санкт-Петербург, В.О., 10-я линия, д. 57  
Тел./факс: (812) 325-2536, 325-2537  
[www.mst.spb.ru](http://www.mst.spb.ru)