

Министерство образования и науки Российской Федерации
Российская академия архитектуры и строительных наук
Российское общество по механике грунтов,
геотехнике и фундаментостроению
Международное общество по геосинтетике
Волгоградский государственный
архитектурно-строительный университет
Пермский национальный исследовательский
политехнический университет

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

посвященная
55-летию кафедры строительного
производства и геотехники ПНИПУ
и 60-летию кафедры гидротехнических
и земляных сооружений ВолгГАСУ

Материалы конференции,
10—13 февраля 2015 г., Волгоград

Волгоград
ВолгГАСУ
2015

Министерство образования и науки Российской Федерации
Российская академия архитектуры и строительных наук
Российское общество по механике грунтов,
геотехнике и фундаментостроению
Международное общество по геосинтетике
Волгоградский государственный
архитектурно-строительный университет
Пермский национальный исследовательский
политехнический университет

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ,
ПОСВЯЩЕННАЯ
55-ЛЕТИЮ КАФЕДРЫ СТРОИТЕЛЬНОГО
ПРОИЗВОДСТВА И ГЕОТЕХНИКИ ПНИПУ
И 60-ЛЕТИЮ КАФЕДРЫ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ
И ЗЕМЛЯНЫХ СООРУЖЕНИЙ ВОЛГГАСУ

Материалы конференции

10—13 февраля 2015 г., Волгоград

Волгоград

ВолгГАСУ

2015

УДК 69.05+624.15](063)
ББК 38я431+38.581я431
М431

Редакционная коллегия:

д-р техн. наук, проф. А. Н. Богомолов,
д-р техн. наук, проф. А. Б. Пономарёв,
канд. техн. наук., доц. А. В. Жиделёв

М431 **Международная** научно-практическая конференция, посвященная 55-летию кафедры строительного производства и геотехники ПНИПУ и 60-летию кафедры гидротехнических и земляных сооружений ВолгГАСУ: материалы конференции, 10—13 февраля 2015 г., Волгоград / Волгогр. гос.archit.-строит. ун-т, Пермский национальный исследовательский политехнический университет. — Волгоград: ВолгГАСУ, 2015. — 364 с.

ISBN 978-5-98276-757-8

Представлены результаты теоретических и экспериментальных исследований в области геотехники, механики грунтов и фундаментостроения. Содержатся статьи сотрудников, докторантов и аспирантов кафедры гидротехнических и земляных сооружений Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета и кафедры строительного производства и геотехники Пермского национального исследовательского политехнического университета. Для научных и инженерно-технических работников, преподавателей вузов, магистров, аспирантов и докторантов.

УДК 69.05+624.15](063)
ББК 38я431+38.581я431

ISBN 978-5-98276-757-8



©Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет», 2015

©Авторы статей, 2015

Научная деятельность ВолгГАСУ

Научная деятельность ВолгГАСУ носит многоплановый характер, связана с учебным процессом и направлена на приоритетное развитие фундаментальных и прикладных исследований, обеспечение подготовки квалифицированных специалистов и научно-педагогических кадров высшей квалификации, эффективное использование и сохранение научно-технического и интеллектуального потенциала в существующих экономических условиях.

В 2014 году в НИР ВолгГАСУ участвовало 453 сотрудника, в том числе: 1 почетный академик РААСН, 1 член-корреспондент РААСН, 14 советников РААСН, 30 членов общественных российских и зарубежных академий (Международная академия наук высшей школы, Петровская академия наук и искусств, Жилищно-коммунальная академия РФ, Российская экологическая академия, Академия информатизации, Международная академия наук экологии и безопасности жизнедеятельности), 54 докторов наук, профессоров, 300 кандидатов наук, доцентов. Кроме того, научно-исследовательскую работу вели 7 докторантов, 204 аспирантов, 29 соискателей.

В настоящее время в вузе сложилось 14 научных школ. Научные исследования и разработки в основном выполняются по техническим и естественным наукам. Школы зарегистрированы в РАЕ.

На кафедрах и в научно-исследовательских лабораториях университета проводятся научно-исследовательские работы, результаты которых используются при разработке новых курсов лекций, подготовке учебных и учебно-методических пособий, обсуждаются на научно-технических конференциях, а также включаются в материалы докторских и кандидатских диссертаций.

В университете функционируют 3 докторских диссертационных совета по девяти специальностям.

По материалам научных исследований в 2014 г. штатными работниками университета защищены 1 докторская и 7 кандидатских диссертаций.

Подготовка научно-педагогических кадров для университета ведется через докторантуру (7 докторантов по 3 научным специальностям), аспирантуру (204 аспирантов по 27 научным специальностям), соискательство (29 соискателей по 7 специальностям). Подготовку аспирантов осуществляют 52 научных руководителя, из которых докторов наук – 38 чел., кандидатов наук – 14.

Публикационная активность: в 2014 году сотрудниками университета изданы 28 монографий, 12 сборников научных трудов, 45 учебных пособий, опубликованы 1136 научных статей, в том числе: 55 — в зарубежных журналах, 254 — в жур-

налах, включенных в Перечень ВАК, 446 — в изданиях, индексируемых наукометрической базой данных РИНЦ, 14 — в изданиях, входящих в базы данных Scopus и Web of Science.

С 1999 г. ВолгГАСУ издает научно-теоретический и производственно-практический журнал «Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета» и с 2006 г. — электронный сетевой научно-технический журнал «Интернет-вестник ВолгГАСУ», посвященные широкому кругу проблем строительной отрасли и архитектуры. С 2008 г. издается журнал «Социология города». Все журналы включены в Перечень рецензируемых научных журналов, рекомендованных ВАК для публикации результатов диссертационных исследований.

В вузе ведется изобретательская и рационализаторская работа. За 5 лет получено 23 патента на изобретения, 8 патентов на полезную модель и 6 свидетельств на регистрацию программ.

В соответствии с тематическим планом НИОКР в ВолгГАСУ проводятся работы, финансируемые из средств Минобрнауки России, субъектов Федерации (местного бюджета), Российских хозяйствующих субъектов, сотрудники ВолгГАСУ принимают участие в конкурсах, грантах, различных программах, финансируемых Рособразованием, Роснаукой, РФФИ, РФГФ, РААСН, и др.

ВолгГАСУ выполняет договора на создание, передачу и использование научно-технической и проектной продукции с предприятиями и организациями в соответствии с полученным допусками и лицензиями.

Развиваются контакты с предприятиями и организациями г. Волгограда и области, Администрациями города и области, городами Нижневолжского региона, а также городами Москва, С.-Петербург, Саратов, Самара, Казань, Курск, Пермь, Пенза, Ростов-на-Дону, Краснодар по научному сотрудничеству и выполнению научно-инженерных, проектно-конструкторских, экспериментальных, проектно-испытательских и других работ.

Таким образом, ВолгГАСУ подтверждает статус ведущего вуза Нижнего Поволжья, осуществляющего подготовку научно-педагогических кадров, повышение квалификации и переподготовку инженерно-технических работников строительной отрасли РФ. Анализ показателей научно-исследовательской деятельности вуза показывает, что ВолгГАСУ сохранил и по некоторым показателям приумножил свой научный потенциал, обеспечил постоянный рост основных показателей научной деятельности, укрепил свои позиции в условиях конкуренции на рынке научно-инженерных и архитектурно-строительных услуг.



Заведующий кафедрой:

Богомолов Александр Николаевич — доктор технических наук, профессор, Заслуженный деятель науки и образования» РАЕ, Заслуженный работник высшей школы Российской Федерации, Кавалер ордена Петра Великого, почетный строитель ЮФО, академический Советник Российской академии архитектуры и строительных наук, действительный член Российской и Международной академий естествознания, академик Транспорта, член SSMFE и РОМГГиФ, член Президиума и председатель Волгоградского регионального отделения РОМГГиФ, член Международного общества по геосинтетике (IGS).

Богомолов А.Н. является председателем диссертационного совета Д 212.026.04, членом диссертационных советов ДМ 212.026.02 и ДМ 212.026.05, действующих при ВолгГАСУ, заместителем главного редактора журналов «Вестник ВолгГАСУ» и «Интернет Вестник ВолгГАСУ», включенных в список ВАК, председателем Научно-технического совета ВолгГАСУ.

Основатель научной школы «Исследование устойчивости грунтовых массивов горных пород на основе анализа напряженно-деформированного состояния». Автор более 350 научных работ в отечественных и зарубежных изданиях, в том числе семи монографий, пяти учебных пособий, 6 патентов на изобретение и государственного свидетельства о регистрации компьютерной программы. Подготовил 24 кандидата и 1 доктора технических наук.

Кафедра «Гидротехнические и земляные сооружения» Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета

В начале 50-х годов прошлого века началось строительство Сталинградской гидроэлектростанции на Волге. Это была одна из, так называемых, строек коммунизма. В те годы она должна была стать самой мощной ГЭС в мире. Строить ее приехали тысячи людей со всех концов страны. Многие были рабочими квалифицированными, но были и не имеющие специальности или желающие повысить квалификацию. Для таких людей был открыт в г. Волжском вечерний факультет Сталинградского института инженеров городского хозяйства с одной специальностью: гидротехническое строительство. Немного позже, в 1956 году, в Сталинградском институте инженеров городского хозяйства была организована кафедра гидравлики и гидротехники. Ее первым заведующим был профессор Степан Романович Медведев, который до этого работал главным инженером Сталинградской ГЭС. Это был выдающийся человек, исключительно прогрессивный инженер. Например, впервые в мире он применил вибропогружение шпунта, впервые осуществил зимний намыв перемычек и др. Именно Медведевым С. Р. на кафедре создана гидравлическая лаборатория и написан оригинальный курс гидравлики с использованием векторного анализа. Первыми сотрудниками кафедры стали Петр Иванович Скупченко и Сергей Федорович Савинов. Позднее (в 1964–65 годах) на кафедру пришли аспиранты-заочники профессора Медведева С. Р. — Виталий Устинович Яблонский и Алексей Григорьевич Ильин.

За время работы Медведева С. Р. заведующим кафедрой, кандидатские диссертации защитили П. И. Скупченко (в Новочеркасском гидромелиоративном институте), В. У. Яблонский (в Белорусском политехническом) и А. Г. Ильин (в Ленинградском ин-те инженеров водного транспорта). Их успех во многом объясняется высокими требованиями, которые профессор предъявлял к научному содержанию работ.

В 1966 г. заведующим кафедрой стал доцент Сергей Федорович Савинов. Он сосредоточил силы на преподавании гидравлики на смежных специальностях (автомобильные дороги, водоснабжение и др.).

С 1971 г. к заведованию кафедрой пришел доцент Александр Осипович Шестопал, который работал заместителем главного инженера Управления механизации строительных работ Сталинградской ГЭС. Его усилия были направлены, во-первых, на создание фильтрационной лаборатории, и, во-вторых, на открытие в институте гидротехнической специальности.

После 1981 г. кафедрой заведовали доценты Ильин А. Г. и Яблонский В. У. За это время состоялись несколько выпусков инженеров-гидротехников, после чего набор на специальность был прекращен. В связи с этим кафедру реорганизовали путем слияния с группой геологов.

В 1988 г. кафедра получила название «Инженерная геология, геоэкология и гидравлика. Заведующий кафедрой стал д.г.-м.н., профессор Владимир Николаевич Синяков.

С 2001 г. кафедру возглавил профессор, д.т.н. Саркис Мавсесович Мусяелян и она стала называться «Гидротехника и гидравлика».

В 2007 г. кафедра переименована в кафедру «Гидротехнические и земляные сооружения», ее возглавил д.т.н., профессор А. Н. Богомолов.



Кафедра «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета

Во второй половине двадцатого века развивающаяся промышленность Западного Урала требовала специалистов высокой квалификации, в том числе инженеров-строителей, но своих высших технических учебных заведений в Пермской области (тогда Молотовской) не было. 22 сентября 1959 г. приказом № 21-к директора Пермского горного института кафедра «Проведение и крепление горных выработок» была разделена на две: кафедру «Проведение и крепление горных выработок» и кафедру «Строительное производство», и.о. зав. кафедрой был назначен старший преподаватель Владимир Сергеевич Раскопин.

С учетом этих организационных преобразований менялось с течением времени и название кафедры: с 1960 г. — кафедра технологии и организации строительного производства; с 1963 г. — кафедра организации и технологии строительного производства, строительных материалов и санитарной техники; с 1974 г. — кафедра строительного производства; с 2011 г. — кафедра строительного производства и геотехники.

Заведующими кафедрой СПГ за пятьдесят пять лет её существования были: 1959–1975 гг. — к.т.н., доц. Раскопин Владимир Сергеевич; 1975–1985 гг. — к.т.н., доц. Строкинов Валентин Николаевич; 1985–1996 гг. — к.э.н., доц. Луненков Юрий Александрович; 1996–2001 гг. — к.т.н., доц. Строкинов Валентин Николаевич; с 2001 г. по настоящее время — д.т.н., проф. Пономарёв Андрей Будимирович.

На протяжении всей своей истории деятельность кафедры всегда была подчинена решению важнейших задач по подготовке квалифицированных кадров для строительного комплекса. За полувековую историю на кафедре защищено свыше 2000 дипломных проектов, совместно с другими кафедрами строительного факультета подготовлено свыше 5000 инженеров-строителей. Кафедра осуществляет выпуск инженеров по специальностям ПГС и ГСХ, бакалавров по профилям ПГС и ГСХ, магистров, а также обеспечивает проведение дисциплин подготовки инженеров по специальностям «Экспертиза и управление недвижимостью» (ЭУН), «Теплогазоснабжение и вентиляция» (ТВ), «Водоснабжение и водоотведение» (ВВ), «Производство строительных материалов, изделий и конструкций» (ПСК), а также обеспечивает подготовку бакалавров по профилям ЭУН, ТВ, ВВ, ПСК. Общий контингент студентов — 997 человек. В общей сложности за кафедрой закреплено 29 дисциплин и 5 лабораторных практикумов.

На сегодняшний день на кафедре работает 28 преподавателей: профессора — 3 (2 совм.), из них 3 — д.т.н. (100%); доценты — 12, из них 10 — к.т.н. (83%); старшие преподаватели — 4 (1 совм.); ассистенты — 8 (1 совм.). Учебно-вспомогательный персонал кафедры составляют: заведующий лабораторией, инженер, ведущий инженер, учебный мастер, лаборант. В составе кафедры работают над написанием кандидатских диссертаций 6 аспирантов.

Более подробную информацию об основных направлениях деятельности кафедры можно найти на сайте ПНИПУ: www.pstu.ru.



Заведующий кафедрой:

Пonomарев Андрей Будимирович — доктор технических наук, профессор, советник РААСН, действительный член Академии Естественных наук РФ (РАЕН), председатель Пермского отделения и член Президиума Российского общества по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению (РОМГГиФ), член Немецкого геотехнического общества (DGGT), член Американского института фундаментов глубокого заложения (DFI), член Международного геосинтетического общества (IGS), член технического комитета ТС- 212 «Фундаменты глубокого заложения» Международного общества по механике грунтов и геотехнике (ISSMGE).

Почётный строитель РФ, Почётный работник высшего профессионального образования РФ.

Эксперт высшей квалификации по экспертизе промышленной безопасности зданий и сооружений в химической, нефтехимической и нефтеперерабатывающей промышленности.

Научное направление: Исследование взаимодействия свайных фундаментов с грунтовым массивом, проектирование и устройство фундаментов глубокого заложения; обследование технического состояния оснований, фундаментов и подземных сооружений; применение геосинтетических материалов в геотехническом строительстве.

Автор более 220 научных и методических работ, в том числе монографий, 7 учебных пособий.

СОДЕРЖАНИЕ

| | |
|---|-----|
| Богомолов А. Н., Богомолова О. А., Анисимов Л. А., Ермаков О. В., Подтелков В. В., Цветкова Е. В., Вольская О. Н. Обоснование величины коэффициентов запаса при расчете грунтовых откосов и оснований сооружений | 9 |
| Богомолов А. Н., Богомолова О. А., Анисимов Л. А., Донсков Р. Е., Пристансков А. Соответствие результатов численных решений упругопластических задач о несущей способности основания приближенному решению смешанной задачи теории упругости и теории пластичности | 14 |
| Богомолов А. Н., Богомолова О. А., Анисимов Л. А., Донсков Р. Е., Пристансков А. Этапы развития предельных областей в активной зоне ленточного фундамента в рамках решения смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта | 24 |
| Богомолов А. Н., Богомолова О. А., Ермаков О. В., Подтелков В. В., Цветкова Е. В. Оценка рисков возникновения оползневого процесса | 35 |
| Богомолов А. Н., Бартоломей И. Л., Богомолова О. А., Анисимов Л. А., Цветкова Е. В. Расчет несущей способности основания незаглубленного составного плитного фундамента | 39 |
| Богомолов А. Н., Олянский Ю. И., Вольская О. Н., Конашинская Е. П., Степанова Е. А. Изменение состава и свойств лессовых пород при длительной фильтрации | 50 |
| Богомолов А. Н., Олянский Ю. И., Щекочихина Е. В., Конашинская Е. П., Алексеев А. Ф. Инженерно-геологическое районирование территории Волгоградской области сложенной лессовыми просадочными и набухающими грунтами | 56 |
| Богомолов А. Н., Олянский Ю. И., Щекочихина Е. В., Чарыкова С. А., Скибин Г. М., Алексеев А. Ф. Закономерности изменения вещественного состава и физико-механических свойств глинистых пород при длительном воздействии воды | 66 |
| Богомолов А. Н., Калиновский С. А. Расчет устойчивости откосов с учетом величины коэффициента бокового давления грунта | 80 |
| Вольская О. Н. Влияние активированной воды затворения на прочность бетонов | 98 |
| Каныгин В. А. Гидравлическая характеристика трубопровода с нелинейновязкопластичной жидкостью | 101 |
| Мусаелян С. М. Антропогенные изменения гидрологического режима р. Волги у г. Волгограда | 104 |
| Олянский Ю. И., Богомолов А. Н., Щекочихина Е. В., Скибин С. М., Алексеев А. Ф. Особенности деформационного поведения замедленно-просадочных лессовых пород в основаниях инженерных сооружений при техногенном обводнении | 109 |
| Олянский Ю. И., Богомолов А. Н., Щекочихина Е. В., Галай Б. Ф., Степанова Е. А. Просадочность лессовых пород как зональное географическое явление | 118 |
| Синяков В. Н., Кузнецова С. В., Махова С. И. Роль соляной тектоники и ее влияние на техногенные объекты | 126 |
| Синяков В. Н., Кузнецова С. В., Махова С. И. Инженерно-геологическое обеспечение нефтегазовых комплексов | 130 |
| Синяков В. Н., Кузнецова С. В., Махова С. И. Инженерно-геологическое районирование акватории Северного Каспия | 135 |

| | |
|---|-----|
| Туманов С. Л., Туманова С. С. Расчет устойчивости грунтового массива при упруго-пластическом распределении напряжений_____ | 140 |
| Пономарев А. Б. Кафедре «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета — 55 лет _____ | 143 |
| Пономарев А. Б., Вахрушев С. И. Опыт совершенствования магистерской программы «Подземное и городское строительство» направления подготовки 270800.68 – Строительство в Пермском национальном исследовательском политехническом университете_____ | 152 |
| Пономарев А. Б., Кузнецова А. С. Обзор материалов, применяемых в качестве фибрового армирования грунтов_____ | 161 |
| Пономарев А. Б., Сурсанов Д. Н. Анализ методов определения предельного лобового сопротивления свай_____ | 172 |
| Балобанова О. И., Синцова К. К., Клевеко В. И. Анализ технического состояния строительных конструкций жилых зданий по улице Чайковского в городе Чусовом Пермского края_____ | 179 |
| Бочкарева Т. М., Исакова Е. А. Классификация эффективных конструкций и технологий «нулевого» цикла, применяемых в условиях нового строительства, строительства на слабых грунтах и реконструкции зданий и сооружений_____ | 186 |
| Глаголевская Л. В., Калошина С. В. Организационно-технологические особенности реконструкции опасных производственных объектов_____ | 190 |
| Игошева Л. А., Вахрушев С. И. Повышение безопасности и надежности гидросистем строительных машин путем дополнительной установки гидрозамка_____ | 198 |
| Казанцева П. А., Сазонова С. А., Пономарев А. Б. О существующих положениях в области проектирования фундаментов зданий и сооружений на основаниях, подверженных морозному пучению_____ | 205 |
| Карманова О. С., Вахрушев С. И. Исследования геометрических характеристик ковшей фронтальных погрузчиков_____ | 212 |
| Карманова О. С., Пикулева В. О., Клевеко В. И. Анализ методов определения активного давления грунта на подпорные стенки_____ | 220 |
| Кашапова К. Р., Вахрушев С. И. Зависимость технической производительности землеройно-транспортных машин от дальности транспортирования разрабатываемого ими грунта_____ | 230 |
| Кашапова К. Р., Клевеко В. И., Моисеева О. В., Петренева О. В. Экономическое обоснование способов устройства котлована и глубины заложения подземного пешеходного перехода_____ | 237 |
| Колечкина А. Ю., Вахрушев С. И. Уравновешенное рабочее оборудование как средство повышения эффективности фронтального погрузчика_____ | 247 |
| Мащенко А. В., Пономарев А. Б., Богомолов А. Н. Влияние армирования геосинтетическими материалами на деформационные характеристики глинистого и песчаного грунта_____ | 255 |
| Мухин К. О., Золотозубов Д. Г. Факторы, влияющие на выбор способа усиления и реконструкции фундаментов реконструируемых зданий_____ | 262 |
| Новиков В. В., Бочкарева Т. М. Исследование влияния формы оболочки на несущую способность комбинированного ленточного фундамента из перекрестных балок с опорными оболочками на основаниях подверженных процессам карстообразования_____ | 269 |
| Огаркова М. М., Шенкман Р. И., Пономарев А. Б. Оптимизация параметров грунтовых свай в оболочке из геосинтетического материала_____ | 274 |
| Пикулева Э. А., Спирова Т. А. Структура магистерской диссертации_____ | 286 |

| | |
|--|-----|
| Пикулева Э. А., Спинова Т. А. Эстетические и этические компоненты научной деятельности _____ | 295 |
| Сычкина Е. Н., Пономарев А. Б. Результаты определения параметров для численного моделирования напряженно-деформированного состояния аргиллитоподобной глины в программном комплексе PLAXIS _____ | 299 |
| Татьянников Д. А., Пономарев А. Б., Клевко В. И. Исследование характеристик взаимодействия геосинтетических материалов с грунтом для оценки несущей способности армированных фундаментных подушек _____ | 310 |
| Шаламова Е. А. Роль профессии инженера-строителя в аспекте эволюции системы образования _____ | 318 |
| Винников Ю. Л., Косточка Н. А. Новое устройство для определения характеристик деформируемости грунта в условиях одноосного сжатия _____ | 327 |
| Габибов Ф. Г., Баят Х. Р. Общая характеристика и последствия современных катастрофических землетрясений Ирана _____ | 334 |
| Габибов Ф. Г., Баят Х. Р. Анализ организации восстановительных мероприятий при чрезвычайных ситуациях, вызванных современными катастрофическими землетрясениями в Иране _____ | 345 |
| Габибов Ф. Г., Гасанов С. Т. Разработка новых безопасных устройств для выполнения монолитной облицовки канала _____ | 356 |
| Сведения об авторах _____ | 361 |

А. Н. Богомолов^(1,2), О. А. Богомолова⁽¹⁾, Л. А. Анисимов⁽¹⁾,
О. В. Ермаков⁽¹⁾, В. В. Подтелков^(1,3), Е. В. Цветкова⁽¹⁾, О. Н. Вольская⁽¹⁾

ОБОСНОВАНИЕ ВЕЛИЧИНЫ КОЭФФИЦИЕНТОВ ЗАПАСА ПРИ РАСЧЕТЕ ГРУНТОВЫХ ОТКОСОВ И ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет⁽¹⁾,
Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽²⁾,
Кубанский государственный аграрный университет⁽³⁾

В работе рассматриваются вопросы, связанные с назначением численных значений коэффициентов запаса при расчете оснований фундаментов и грунтовых откосов на устойчивость.

К л ю ч е в ы е с л о в а : нормативные и расчетные коэффициенты запаса прочности и устойчивости, риск, вероятность разрушения.

Можно выделить два вопроса, вытекающие из содержания заголовка нашей статьи. Отвечая на первый вопрос, надо сказать, какие коэффициенты — коэффициенты запаса устойчивости или запаса прочности будем определять, т.к. оба они используются при оценке безопасности сооружений. Ответ на второй вопрос — это установление такой величины коэффициента запаса, которая гарантировала бы безаварийную эксплуатацию того или иного объекта. Подчеркнем, что в настоящей статье мы не будем подвергать анализу различные методы вычисления коэффициентов запаса, а сделаем попытку ответить на вопросы: какие коэффициенты запаса целесообразно использовать в том или ином случае и какой должна быть их задаваемая (проектная) величина?

Известно [1], что при расчете грунтовых массивов по первой группе предельных состояний (прочности и устойчивости) коэффициенты запаса могут быть определены на основе рассмотрения трех групп показателей: а) по сопоставлению фактически действующей и разрушающей нагрузок; б) по соотношению удерживающих и сдвигающих усилий, действующих вдоль наиболее опасной поверхности разрушения; в) по сопоставлению сдвиговых характеристик сдвига.

При рассмотрении показателей первой группы следует, по всей видимости, говорить о коэффициентах запаса прочности.

Под коэффициентом запаса прочности в точке грунтового массива в интерпретации авторов работы [2] понимается величина, которая определяется как отношение предельного касательного напряжения $\tau_{\alpha, \text{пр}}$ к действующему на рассматриваемой площадке τ_{α} , и вычисляется по формуле

$$\eta_n = \frac{\tau_{\alpha, \text{пр}}}{\tau_{\alpha}} = 2\tau_{\text{max}} \cos \varphi [c + \text{tg} \varphi ((\sigma_1 + \sigma_2) - 2\tau_{\text{max}} \sin \varphi)]^{-1}, \quad (1)$$

где τ_{max} ; σ_1 и σ_2 — соответственно максимальное касательное и главные напряжения в рассматриваемой точке; φ и c — угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта.

Построив изолинии η_n , можно определить положение, размер и форму областей предельного состояния (ОПС) грунта, если таковые имеются. При незначительных размерах ОПС можно утверждать, что массив в целом устойчив, что при анализе его напряженного состояния можно использовать решения задач линейной теории упругости. Однако для количественной оценки степени прочности (устойчивости) как грунтового откоса, так и основания сооружения эта величина не пригодна.

Величина коэффициента запаса прочности основания сооружения $\eta_{п.о.}$ определяется как отношение величины предельно допустимой нагрузки к величине фактически действующей — расчетной нагрузке.

$$\eta_{п.о.} = p_{пд} / p_p \cdot \quad (2)$$

При этом возникает дополнительный вопрос о том, каким способом следует определять величину предельно допустимой (разрушающей) нагрузки? Ведь при определении этой величины разными методами ее численное значение будет разным.

Очевидно, что показатели второй группы используются в том случае, когда расчет основания сооружения проводится на сдвиг по прямолинейной, ломанной, криволинейной (не обязательно круглоцилиндрической) или комбинированной поверхности сдвига.

Под коэффициентом запаса устойчивости K рекомендуется [1] понимать величину отношения алгебраических сумм моментов удерживающих и сдвигающих сил, действующих по наиболее вероятной (опасной) поверхности скольжения, если речь идет об откосе, или выпора, если речь идет о выпоре грунта основания из под фундамента сооружения.

$$K = \frac{\sum M(F_{уд})}{\sum M(F_{сд})} \cdot \quad (3)$$

Следует подчеркнуть, что численные значения коэффициента запаса прочности η и коэффициента запаса устойчивости K , вычисленные для одного и того же объекта при одинаковых условиях, совпадать не будут.

Для использования третьей группы показателей необходимо знать численные значения удельного сцепления C^* и угла внутреннего трения φ^* , при которых численное значение коэффициента запаса устойчивости при действии на сооружение расчетной нагрузки будет равно $K=1$. Тогда соответствующий коэффициент запаса $K_{(с\varphi)}$ будет определяться простым выражением

$$K_{(с\varphi)} = C_D (C^*)^{-1} = \text{tg}\varphi_D (\text{tg}\varphi^*)^{-1}, \quad (4)$$

где C_D и φ_D — действительные (расчетные) значения удельного сцепления и угла внутреннего трения, определенные в лабораторных условиях.

Теперь обратимся ко второму вопросу, вопросу о том, какими именно следует назначать величины коэффициентов запаса? Ведь расчет устойчивости геотехнических объектов проводится с целью сопоставления численных значений нормативного коэффициента запаса и коэффициента запаса, полученного на основании расчета. Если величина коэффициента запаса, полученная на основании расчета, больше или равна нормативному (нормируемому, задаваемому, устанавливаемому), то устойчивость объекта обеспечена, если меньше, то надо предпринимать какие-то меры по обеспечению его безопасной эксплуатации.

В. А. Флорин [1] указывает: «как правило, в зависимости от класса и типа сооружения, а также от степени достоверности определения расчетных параметров сопротивления сдвигу и применяемых методов расчета рекомендуемые значения коэффициентов запаса могут изменяться от 1 до 1,5 при среднем значении 1,25–1,3».

Как видно, данная рекомендация не отличается большой определенностью, но зато указывает три позиции, которые должны в обязательном порядке учитываться при назначении коэффициентов запаса. Тогда величина общего коэффициента запаса может быть определена выражением

$$n = n_1 \times n_2 \times n_3, \quad (5)$$

которое обеспечивает независимость коэффициентов запаса по отдельным позициям.

1. Класс и тип сооружения. Коэффициент запаса по этой позиции должен назначаться исходя из оценки стоимости сооружения, его значения для народного хозяйства, риска человеческих потерь и суммарного экологического и экономического ущерба, могущего возникнуть при разрушении сооружения.

2. Расчетные параметры сопротивления сдвигу. Коэффициенты запаса по этой позиции должны назначаться на основе оценки статистической погрешности при лабораторных испытаниях грунтов.

3. Методы расчета. Коэффициенты запаса по этой позиции должны назначаться исходя из оценки степени адекватности применяемых расчетных методов и расчетных схем реальным условиям эксплуатации объекта.

По нашему мнению, коэффициенты запаса n_1 **по первой позиции** должны устанавливаться на государственном уровне, должны быть едиными и обязательными для применения.

Коэффициенты запаса n_2 **по второй позиции** должны устанавливаться саморегулирующейся организацией, осуществляющей инженерно-геологические изыскания, она должна гарантировать максимальную достоверность расчетных характеристик, выдаваемых проектировщику, обеспечивая тем самым минимальные значения коэффициентов запаса по этой позиции.

Нам представляется, что для этих целей весьма подходит предложение Муллера Р. А. [3], которое заключается в том, что для определения коэффициента запаса по предельной нагрузке на фундамент необходимо найти дисперсию D_p кривой распределения предельной нагрузки p (или предельного давления P).

Изменчивость предельной нагрузки будет равна

$$C_v = (D_p)^{0,5} (p_{cpn})^{-1}, \quad (6)$$

где p_{cpn} — средняя величина предельной нагрузки, вычисленная при нормативных величинах удельного сцепления C , угла внутреннего трения φ , объемного веса грунта γ и глубины заложения фундамента h_3 (или боковой пригрузки $q = \gamma h_3$).

Расчетное значение предельной нагрузки определяется по кривой распределения путем откладывания от средней величины n стандартов, т.е.

$$p_{расч} = p_{cpn} - n \sqrt{D_p}. \quad (7)$$

Коэффициент запаса n_2 найдем как отношение средней предельной нагрузки к величине расчетной нагрузки

$$n_2 = p_{cpn} (p_{расч} - n \sqrt{D_p})^{-1} = (1 - n C_v)^{-1} \quad (8)$$

Дисперсия кривой распределения предельной нагрузки функционально зависит от удельного сцепления, угла внутреннего трения, глубины заложения фундамента и объемного веса грунта, т.е.

$$p = f(c, \varphi, h_3, \gamma) \quad (9)$$

Если эта функция задана аналитически, то, как это принято в теории вероятностей, можно использовать приближенный метод линеаризации.

В этом случае величина D_p определяется как

$$D_p = D_c \left(\frac{\partial p}{\partial c} \right)^2 + D_\varphi \left(\frac{\partial p}{\partial \varphi} \right)^2 + D_{h_3} \left(\frac{\partial p}{\partial h} \right)^2 + D_\gamma \left(\frac{\partial p}{\partial \gamma} \right)^2, \quad (10)$$

где D_c , D_φ , D_{h_3} , D_γ — соответственно дисперсии кривых распределения величин, входящих в правую часть формулы (9).

Подставляя величины, определенные по формулам (6) и (10), в формулу (7), получим статистически обоснованное необходимое значение коэффициента запаса n_2 .

Здесь необходимо сделать следующее замечание. При проведении лабораторных исследований по установлению величин c , φ и γ , входящих в выражение (9), их численные значения получаются изменяющимися в некоторых интервалах. Обычно, в качестве расчетных значений этих величин принимаются значения, равные их математическим ожиданиям или меньшие последних [4]. Если в качестве расчетных приняты математические ожидания физико-механических свойств, то риск разрушения грунтового массива R при заданном коэффициенте запаса n_2 будет составлять 50%. Поэтому при необходимости степень риска должна регулироваться величиной этого коэффициента.

Для решения вопроса о приемлемом уровне риска А. И. Арсентьевым [5] на основе анализа результатов исследований, проведенных Дж. Л. Томпсоном и Дж. Г. Кемени [6], было предложено использовать функцию опасения последствий увеличения принимаемого параметра.

Выбор расчетных методов (*третья позиция*) — это выбор расчетчика и проектировщика, определяемый их опытом и эрудицией. И коэффициенты запаса n_3 , назначаемые по этой позиции, должны устанавливаться исполнителем. Однако, осуществляя выбор расчетных методов, надо учитывать и рекомендации нормативных документов. Например, в п. 5.3 СНиП 33-01-2003 «Гидротехнические сооружения. Основные положения» написано, что для обоснования надежности и безопасности гидротехнических сооружений должны выполняться «расчеты напряженно-деформированного состояния системы «сооружение-основание» на основе применения современных, главным образом, численных методов механики сплошной среды с учетом реальных свойств материалов и пород оснований. Обеспечение надежности системы «сооружение-основание» должно обосновываться результатами расчетов по методу предельных состояний их прочности, устойчивости».

Наши исследования показали, что в подавляющем большинстве случаев величина коэффициента запаса, вычисленная по формуле (5), больше величины коэффициента запаса, обеспечивающего присутствие качественного признака предложенного нами [7] критерия безопасной эксплуатации грунтовых массивов — отсутствие зон областей предельного состояния грунта. Таким образом, для назначения проектного значения коэффициента запаса устойчивости K или прочности η можно использовать рекомендации, приведенные в работах [7, 8].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Флорин В. А.* Основы механики грунтов. – М., Л: Госстройиздат, 1959. Т. I.
2. *Цытович Н. А., Тер-Мартirosян З.Г.* Основы прикладной геомеханики в строительстве. – М.: Высшая школа, 1981.
3. *Муллер Р. А.* К обоснованию величины коэффициента запаса при расчете фундаментов на устойчивость // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1965. №3.
4. *Арсентьев А. И.* Учет уровня риска и фактора времени при расчете устойчивости борта карьера // Физические процессы горного производства. Всесоюзный межвузовский сборник. – Л.: ЛГИ, 1979. Вып. 6.
5. *Арсентьев А. И.* Определение главных параметров карьера / *А.И.Арсентьев и др.* – М.: Недра, 1976.
6. *Томпсон Дж. Л.* Введение в конечную математику / *Дж. Л. Томпсон, Дж. Г. Кемени и др.* – М.: Мир, 1965.
7. *Богомолов А. Н.* Определение критерия безопасной эксплуатации грунтового откоса / *А. Н. Богомолов и др.* // Будівельні конструкції : 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 2. – Київ, НДІБК, 2008.
8. *Богомолов А. Н. и др.* К вопросу об обеспечении устойчивости откосов грунтовых сооружений и насыпей дорожного полотна // Наука, техника и технология XXI века (НТТ-2007) : м-лы III Международной научно-технической конференции. – Нальчик: КБГТУ. 2007.

© *Богомолов А. Н., Богомолова О. А., Анисимов Л. А., 2015*

*А. Н. Богомолов^(1,2), О. А. Богомолова⁽¹⁾,
 Л. А. Анисимов⁽¹⁾, Р. Е. Донсков⁽¹⁾, А. Пристансков⁽¹⁾*

**СООТВЕТСТВИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ЧИСЛЕННЫХ РЕШЕНИЙ
 УПРУГОПЛАСТИЧЕСКИХ ЗАДАЧ О НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ
 ОСНОВАНИЯ ПРИБЛИЖЕННОМУ РЕШЕНИЮ СМЕШАННОЙ
 ЗАДАЧИ ТЕОРИИ УПРУГОСТИ И ТЕОРИИ ПЛАСТИЧНОСТИ**

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет⁽¹⁾
 Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽²⁾

В действующих нормативных документах по проектированию фундаментов используется решение теории предельного равновесия, согласно которому исчерпание несущей способности происходит при формировании сплошных областей предельного равновесия во всем грунтовом массиве.

Поэтому решение смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунтов имеет большое значение, т.к. более точно отражает реальные процессы деформирования грунта под фундаментом и позволяет расширить границы применения линейно-деформируемой модели грунта при расчетах зданий и сооружений [1].

В работе [2] приведено приближенное аналитическое решение смешанной задачи, согласно которому границы между упругими и пластическими областями определяются на основе соотношений (1–2)

$$\operatorname{tg}2\theta = \frac{2 \cdot (\tau_{zx} + \tau_{zx}')}{2 \cdot \sigma_z - \sigma_x - \sigma_x'} \quad (1)$$

$$\sin\varphi_0 = \frac{l(\sigma_z(3 + \cos 2\theta) + \sigma_x(1 - \cos 2\theta) + 2\tau_{zx} \sin 2\theta)}{-(\sigma_z + \sigma_x) + 2\sigma_{cb} + \cos 2\theta(\sigma_x - 3\sigma_z - 2\sigma_{cb}) - 2\sin 2\theta(\tau_{zx} + b(\sigma_z + \sigma_{cb}))}, \quad (2)$$

а напряжения в точках пластической области (помечены штрихом) вычисляются по формулам (3) [2, 3]

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z' &= \sigma_z, \\ \sigma_x' &= \frac{\sigma_z(l - \sin\varphi) - 2\sigma_{cb} \sin\varphi}{l + \sin\varphi}, \\ \tau_{xz}' &= \frac{(\sigma_z + \sigma_{cb})b \sin\varphi}{l + \sin\varphi}. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

где $b = \operatorname{tg}2\alpha^* = \operatorname{tg}2[\alpha - (45^\circ + \varphi/2)]$, $l = (1 + b^2)^{\frac{1}{2}}$; σ_z , σ_x и τ_{xz} — компоненты напряжения в рассматриваемой точке, вычисленные при решении соответствующей задачи теории упругости; α — угол наклона наиболее вероятной площадки сдвига, определяемый из условия минимальности коэффициента остаточного сопротивления сдвигу f [2].

В данной статье приведено сопоставление областей пластических деформаций, построенных авторами работ [1, 4, 5] при решении соответствующих нелинейных задач, и пластических областей, построенных для тех же условий на основе решения, приведенного в работе [2].

В статье А. Бугрова и А. Зархи [1] приведены изображения (см. рис. 1) развивающихся, по мере увеличения внешней нагрузки, областей пластических деформаций, построенные на основе решения смешанной задачи в основании гибкого незаглубленного фундамента, полученного авторами. Грунт — щебенисто-глинистый суглинок, обладающий следующими характеристиками: плотность $\gamma = 1,92 \text{ т/м}^3$, модуль упругости $E_0 = 14600 \text{ кПа}$, угол внутреннего трения $\varphi = 27^\circ$, удельное сцепление 20 кПа . Коэффициент бокового давления принят равным $\xi_0 = 0,43$.

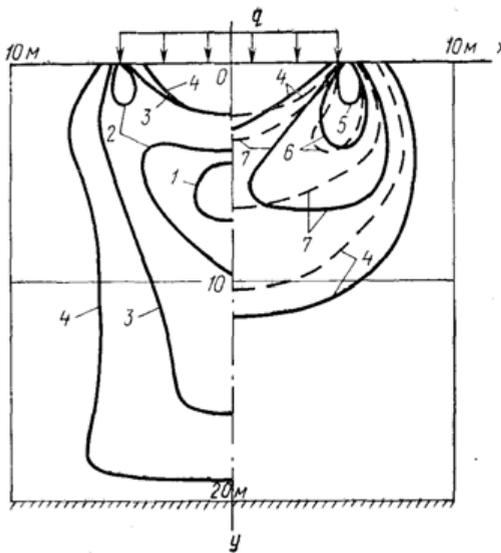


Рис. 1. Области пластических деформаций в основании гибкого незаглубленного фундамента и величине интенсивности равномерно распределенной нагрузки $q = 124; 140; 270; 700 \text{ кПа}$ построенные на основе решения смешанной задачи теории упругости и теории пластичности при значениях коэффициента бокового давления $\xi_0 = 0,43$, удельного сцепления $C = 20 \text{ кПа}$, угла внутреннего трения $\varphi = 27^\circ$

При помощи компьютерной программы [6], разработанной в ВолгГАСУ, были получены изображения ОПД для грунта с перечисленными выше физико-механическими характеристиками, при упругом распределении напряжений с использованием условия пластичности Кулона и для условий смешанной задачи [2].

Развитие ОПД под гибким фундаментом при упругом распределении напряжений показано на рис. 2, а. Если величина интенсивности равномерно распределенной нагрузки $q = 124 \text{ кПа}$ области возникают как под краями, так и на оси симметрии фундамента. С возрастанием нагрузки они смыкаются между собой и увеличиваются в размерах, расширяясь в боковом направлении. При этом помимо «основной» ОПД, развивающейся под фундамент, на всех этапах нагружения возникает и «дополнительная», которая по очертанию совпадающая с наиболее вероятностной поверхностью выпора.

Рис. 2, б показывает очертание пластических областей под жестким штампом от действия равномерно распределенной нагрузки. Пластические зоны в этом случае развиваются быстрее по сравнению с гибким фундаментом. Таким образом, характер передачи нагрузки на основание оказывает некоторое влияние на очертание ОПД.

Очертания ОПД под гибким фундаментом для смешанной задачи приведены на рис. 3. Их форма и размеры сильно отличаются от решения А. К. Бугрова.

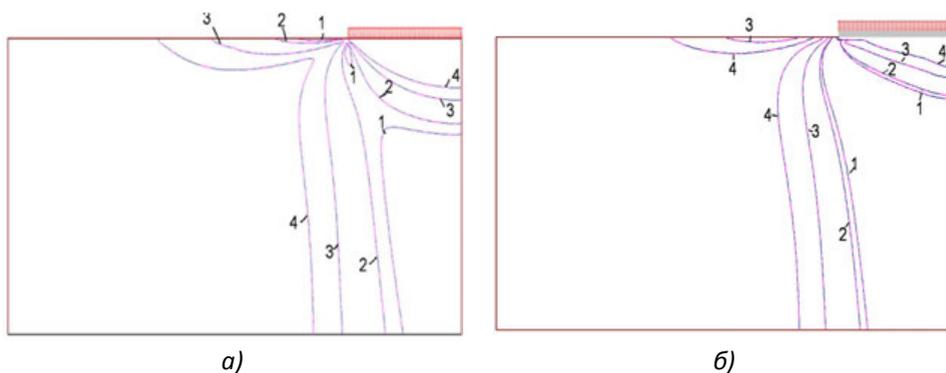


Рис. 2. Границы областей пластических деформаций в основании гибкого (а) и жесткого (б) незаглубленного фундамента и величине интенсивности равномерно распределенной нагрузки $q = 124; 140; 270; 700$ кПа (1, 2, 3, 4 соответственно), построенные на основе упругого решения при значениях коэффициента бокового давления $\xi_0 = 0,43$, удельного сцепления $C = 20$ кПа, угла внутреннего трения $\varphi = 27^\circ$

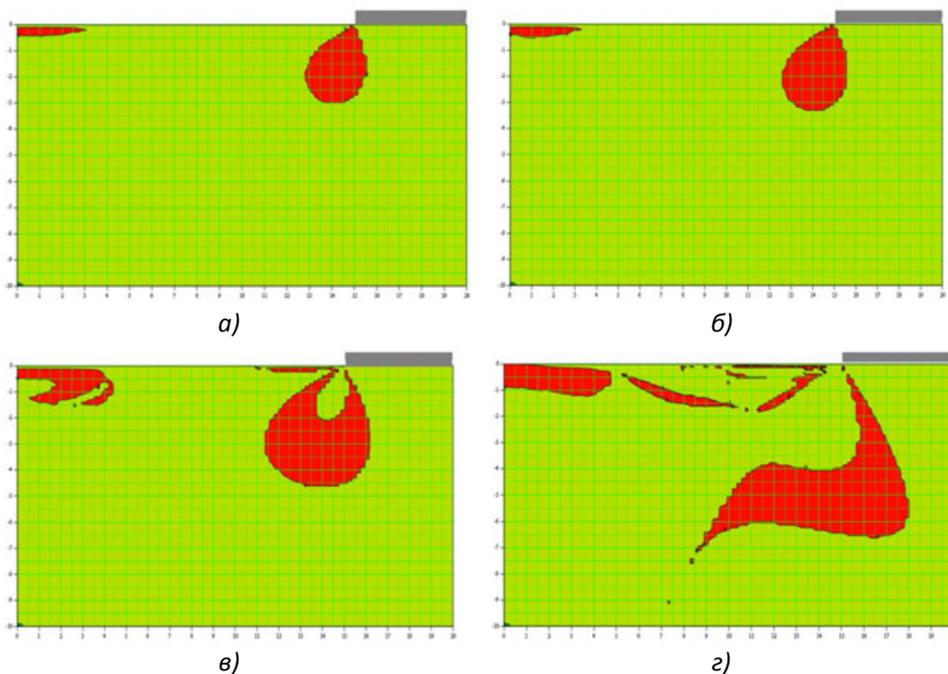


Рис. 3. Области пластических деформаций в основании гибкого незаглубленного фундамента и величине интенсивности равномерно распределенной нагрузки $q = 124; 140; 270; 700$ кПа построенные на основе решения смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта [2] при значениях коэффициента бокового давления $\xi_0 = 0,43$, удельного сцепления $C = 20$ кПа, угла внутреннего трения $\varphi = 27^\circ$ (а–г)

Возникая также под краями фундамента, области сначала увеличиваются в размерах, сохраняя каплевидную форму. При дальнейшем возрастании нагрузки, наряду с увеличением глубины развития ОПД форма их изменяется на серповидную, и они распространяются под фундамент. При очень больших величинах нагрузок (700 кПа) форма ОПД ещё раз претерпевает изменения: области развиваются под фундамент почти на 1/4 его ширины, как бы очерчивая треугольное упругое ядро, а затем резко изгибаются в направлении сетки линий скольжения, полученной Соколовским.

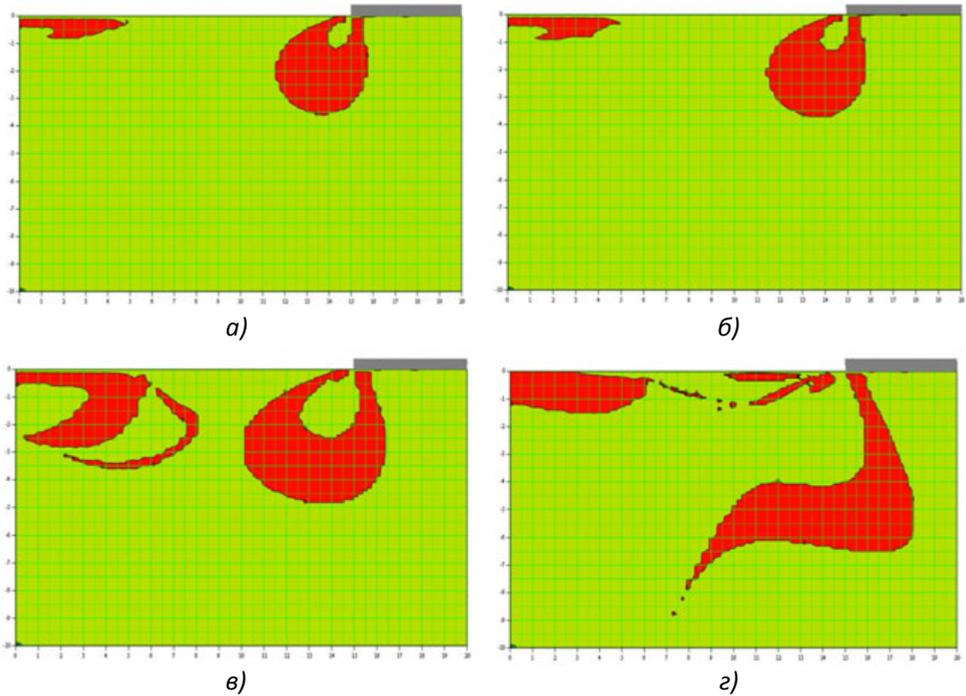


Рис. 4. Области пластических деформаций в основании жесткого незаглубленного фундамента и величине интенсивности равномерно распределенной нагрузки $q = 124; 140; 270; 700$ кПа построенные на основе решения смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта [2] при значениях коэффициента бокового давления $\xi_0 = 0,43$, удельного сцепления $C = 20$ кПа, угла внутреннего трения $\varphi = 27^\circ$ (а–г)

На рис. 4 приведена эволюция пластических областей в основании фундамента конечной жесткости для смешанной задачи. При значениях равномерно распределенной нагрузки 124, 140 и 270 кПа возникающие области имеют серповидную форму. Они возникают под краем фундамента, развиваются практически вертикально на некоторую глубину и изгибаются по направлению сетки линий скольжения, постепенно заворачиваясь вверх. При больших значениях нагрузок наблюдается та же картина, что и в случае с гибким фундаментом.

Сопоставляя результаты, полученные для жесткого и гибкого фундамента, можно сделать вывод о том, что влияние характера передачи нагрузки на форму ОПД наблюдается не только в упругой, но и в смешанной постановке задачи.

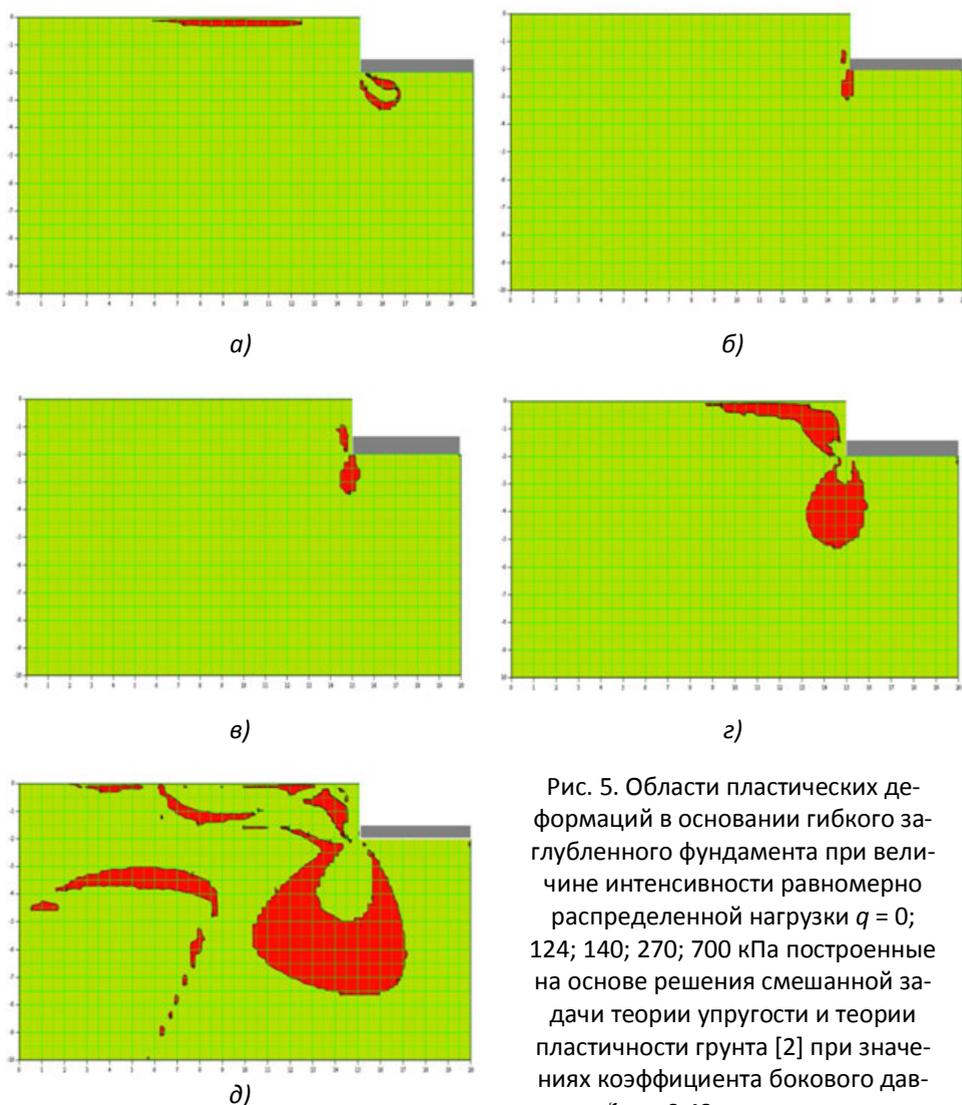


Рис. 5. Области пластических деформаций в основании гибкого заглубленного фундамента при величине интенсивности равномерно распределенной нагрузки $q = 0; 124; 140; 270; 700$ кПа построенные на основе решения смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта [2] при значениях коэффициента бокового давления $\xi_0 = 0,43$, удельного сцепления $C = 20$ кПа, угла внутреннего трения $\varphi = 27^\circ$ (а–д)

Влияние заглубления фундамента на характер развития пластических областей показано на рис. 5 и 6.

ОПД под заглубленным гибким фундаментом образуются и в отсутствие нагрузки. Они имеют серповидную форму и изначально развиваются под фундаментом. С увеличением нагрузки до 124 кПа пластические области уменьшаются и локализуются под краями выемки. Далее, при $q = 270$ кПа они начинают вытягиваться в противоположную сторону, приобретая серповидную форму. Ещё одна зона формируется в борту выемки. При последующем увеличении нагрузки ОПД начинают вновь развиваться под фундамент, как в случае приложения нагрузки к дневной поверхности грунта.

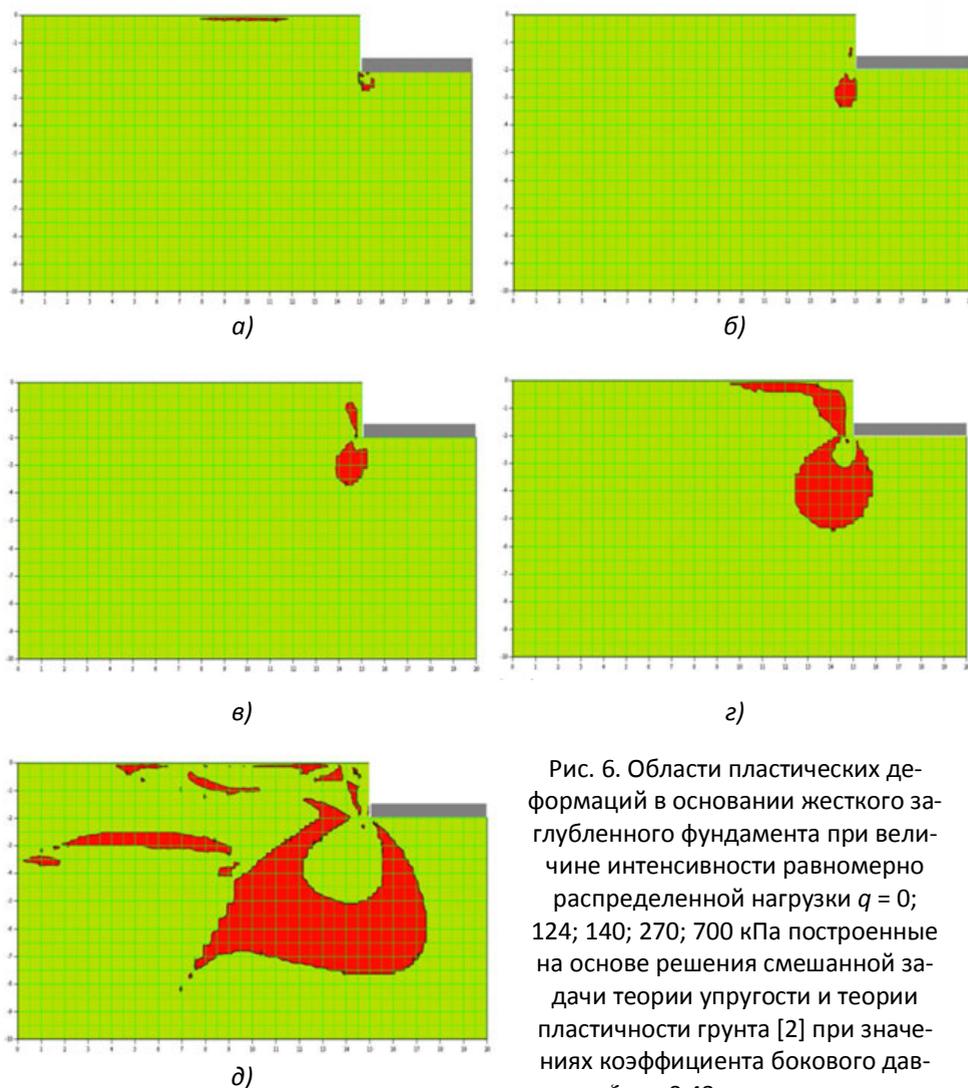


Рис. 6. Области пластических деформаций в основании жесткого заглубленного фундамента при величине интенсивности равномерно распределенной нагрузки $q = 0; 124; 140; 270; 700$ кПа построенные на основе решения смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта [2] при значениях коэффициента бокового давления $\xi_0 = 0,43$, удельного сцепления $C = 20$ кПа, угла внутреннего трения $\varphi = 27^\circ$ (а–д)

Очертания пластических областей под заглубленным фундаментом конечной жесткости мало отличаются от результатов, полученных для распределенной нагрузки, приложенной непосредственно к поверхности грунта.

Таким образом, вывод А. К. Бугрова и А. А. Зархи о том, что ОПД, построенные по условиям линейной и смешанной задач различаются больше в конфигурации, чем в размерах, не находит подтверждения при использовании решения А. Н. Богомолова.

В то же время получаемые нами картины ОПД имеют определенное сходство с результатами измерения полей деформаций в песчаном основании в условиях плоской деформации, опубликованные в работе [4], в виде изолиний деформаций сдвига

(рис. 8). Каждая из этих изолиний представляет собой границу пластической области при определенном значении интенсивности внешнего воздействия.

На рис. 7 представлены пластические области в основании гибкого незаглубленного фундамента, грунт – песок средней крупности, плотность $\gamma = 2,66 \text{ г/см}^3$, угол внутреннего трения $\varphi = 35^\circ$, удельное сцепление $C = 1 \text{ кПа}$. Коэффициент бокового давления принят равным $\xi_0 = 0,3$, что характерно для песчаных грунтов.

Как видно из рис. 7, ОПД развиваются в том же направлении, что и деформации сдвига на рис. 8, с той разницей, что угол наклона их к вертикали составляет $35\text{--}40^\circ$, что на $15\text{--}20^\circ$ больше аналогичных значений для сдвиговых деформаций.

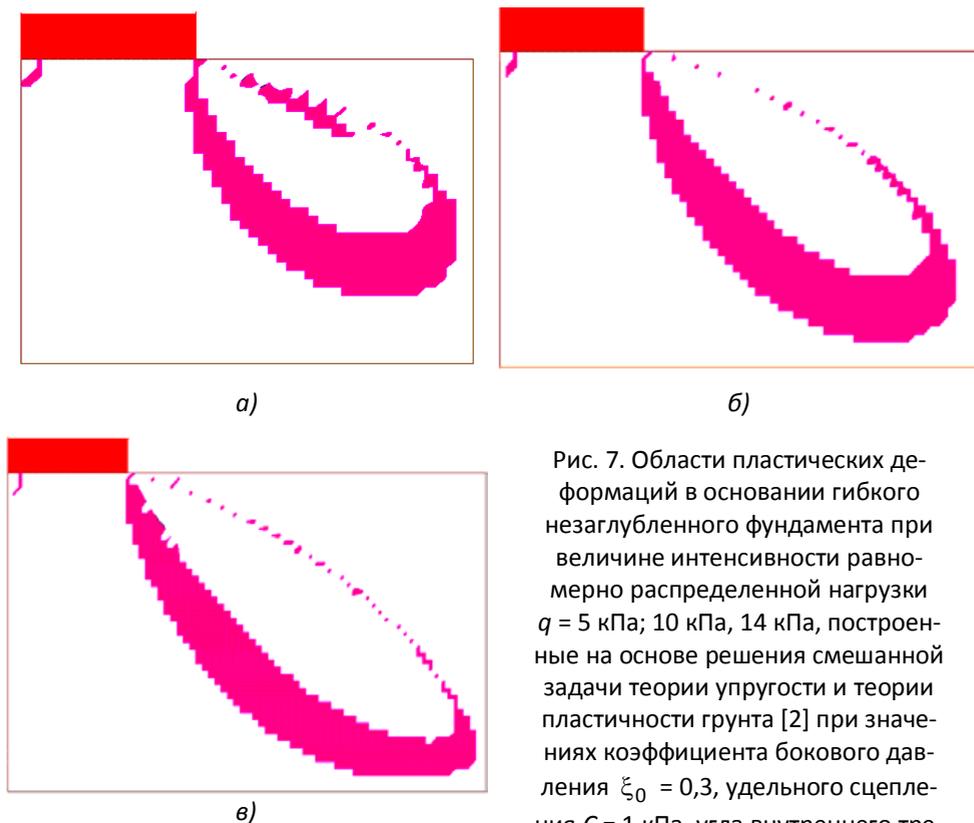


Рис. 7. Области пластических деформаций в основании гибкого незаглубленного фундамента при величине интенсивности равномерно распределенной нагрузки $q = 5 \text{ кПа}$; 10 кПа , 14 кПа , построенные на основе решения смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта [2] при значениях коэффициента бокового давления $\xi_0 = 0,3$, удельного сцепления $C = 1 \text{ кПа}$, угла внутреннего трения $\varphi = 35^\circ$ (а–в)

Другая особенность — если на рис. 8 пошаговое нагружение основания приводит к прогрессирующему развитию полосы сдвига, край которой смещается вправо из под штампа в направлении к свободной поверхности основания, то на рис. 7 с увеличением нагрузки ОПД не выходит на дневную поверхность грунта, а заворачивает в обратную сторону и опять подходит к краю фундамента.

Также определенное сходство наблюдается при сопоставлении результатов с данными работы [5]. Грунт основания – песок средней крупности, плотность $\gamma = 1,78 \text{ г/см}^3$, угол внутреннего трения $\varphi = 41^\circ$, сцепление $C = 3 \text{ кПа}$. Коэффициент бокового давления принят равным $0,3$, что характерно для песчаных грунтов.

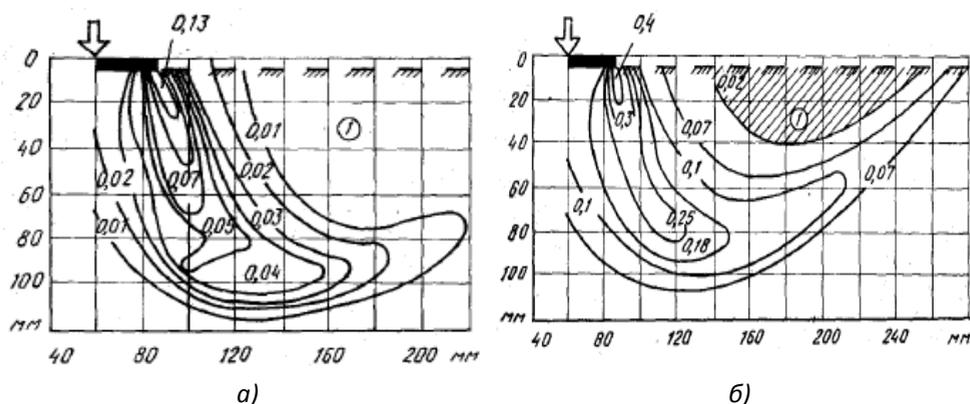


Рис. 8. Изолинии деформаций сдвига при осадке штампа, соответствующей моменту до наступления предельной нагрузки (а); соответствующей запредельной по устойчивости нагрузке (б) (Цитируется по работе [4])

В указанной работе были получены границы сдвигаемой призмы (рис. 9). Длина зоны выпора составила $L = (1,83...1,89)b$, а угол выхода поверхности разрушения с горизонтом $\beta_1 = 32...34^\circ$. Одновременно зафиксирован угол наклона поверхности разрушения у подошвы штампа, который для квадратного штампа составил $\beta_2 = 45...47^\circ$. Высота ядра в основании квадратного штампа составляет $(0,5...0,55)b$.

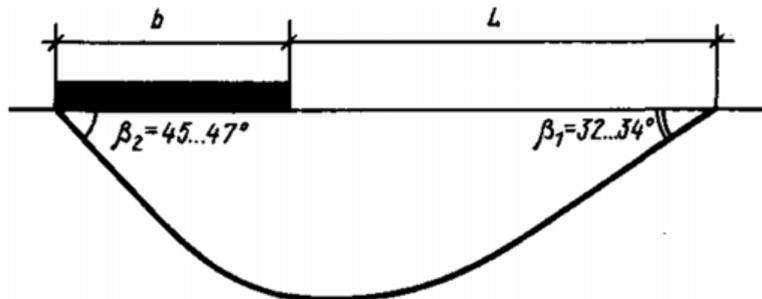


Рис. 9. Поверхность разрушения в основании квадратного штампа

На рис. 10 представлены очертания ОПД в основания жесткого штампа при действии равномерно распределенной нагрузки 10, 20, 30 кПа.

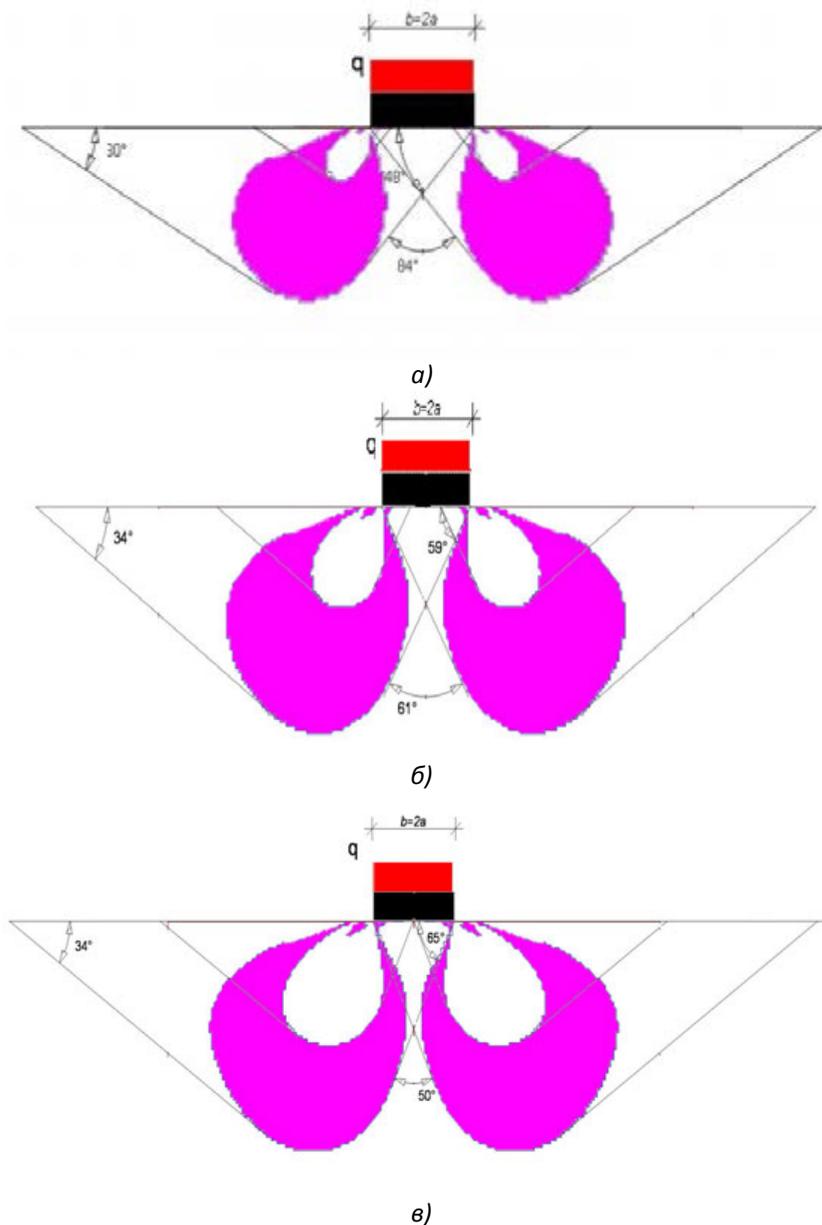


Рис. 10. ОПД в основании жесткого незаглубленного фундамента при величине интенсивности равномерно распределенной нагрузки $q = 10$ кПа; 20 кПа, 30 кПа, построенные на основе решения смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта [2] при значениях коэффициента бокового давления $\xi_0 = 0,3$, удельного сцепления $C = 1$ кПа, угла внутреннего трения $\varphi = 35^\circ$ (а–в)

При значении $q = 10$ кПа значения углов, образуемых касательными к границе ОПД, с дневной поверхностью грунта, оказываются практически равными значениями, приведенными в статье. При значениях $q = 20$ и 30 кПа угол выхода поверхности разрушения с горизонтом β_1 , определяемый из геометрических построений, также совпадает с опытными данными, а значение угла β_2 превышает указанное в статье на 12° и 20° соответственно.

Форма пластических областей во всех рассмотренных случаях — серповидная. С увеличением нагрузки ОПД распространяются под фундамент, стремясь к смыканию на оси симметрии расчетной схемы. Между смыкающимися областями пластических деформаций постепенно образуется треугольное упругое грунтовое ядро, наблюдаемое в опытах по вдавливанию штампов в сыпучие материалы.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Бугров А. К., Зархи А. А. Некоторые результаты решения смешанных задач теорий упругости и пластичности грунтов основания // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1978. №3. — С. 35–39.
2. Богомолов А. Н. Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упругопластической постановке. — Пермь: ПГТУ, 1996. — 150 с.
3. Цветков В. К. Расчет устойчивости однородных откосов при упругопластическом распределении напряжений в массиве горных пород // Известия вузов. Горный журнал. 1981. №5. — С. 45–52.
4. Болдырев Г. Г., Никитин Е. В. Деформации песка в основании полосового штампа // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1987. №1. — С. 26–28.
5. Саенков А. С., Елизаров С. А., Малышев М. В. Развитие областей предельного состояния грунта в основании квадратного штампа // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1991. №2. — С. 15–17.
6. Устойчивость (Напряженно-деформированное состояние): свидетельство о гос. регистрации программ для ЭВМ №2009613499 / А. Н. Богомолов [и др.]. №2009612297; заявл. 19.05.2009; зарег. в Реестре программ для ЭВМ 30.06.2009. — 1 с.

© Богомолов А. Н., Богомолова О. А., Анисимов Л. А., Донсков Р. Е., Пристансков А., 2015

А. Н. Богомолов^(1,2), О. А. Богомолова⁽¹⁾,
Л. А. Анисимов⁽¹⁾, Р. Е. Донсков⁽¹⁾, А. Пристансков⁽¹⁾

ЭТАПЫ РАЗВИТИЯ ПРЕДЕЛЬНЫХ ОБЛАСТЕЙ В АКТИВНОЙ ЗОНЕ ЛЕНТОЧНОГО ФУНДАМЕНТА В РАМКАХ РЕШЕНИЯ СМЕШАННОЙ ЗАДАЧИ ТЕОРИИ УПРУГОСТИ И ТЕОРИИ ПЛАСТИЧНОСТИ ГРУНТА

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет⁽¹⁾
Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽²⁾

В работе приведены примеры процесса образования и развития областей пластических деформаций в однородном основании заглубленного гибкого ленточного фундамента при его нагружении в рамках модели смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта. Приведено сопоставление полученных результатов с результатами, получаемыми тривиальным способом — при выполнении условия пластичности Кулона, и с результатами экспериментально-теоретических исследований, выполненных независимо от нас другими авторами.

К л ю ч е в ы е с л о в а : заглубленный фундамент, однородное основание, равномерно распределенная нагрузка, условие пластичности Кулона, модель смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта, области пластических деформаций.

Известно, что приложение к грунтовому основанию даже не большой по интенсивности нагрузки приводит к образованию под ее краями областей локальных сдвигов или областей пластических деформаций.

Обычно форма и размеры этих областей отыскиваются путем подстановки численных значений напряжений в точках грунтового массива, найденных из классических решений задач теории упругости, в условие пластичности Кулона [1], которое записывается в виде

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 - \sigma_2 = (\sigma_1 + \sigma_2 + 2\sigma_{св}) \sin \varphi, \\ \text{или} \\ (\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2 = (\sigma_x + \sigma_z + 2\sigma_{св})^2 \sin^2 \varphi, \\ \text{или} \\ \operatorname{tg} \theta_{\max} = \operatorname{tg} \varphi, \end{array} \right\} \quad (1)$$

где σ_1 и σ_2 — главные нормальные напряжения в рассматриваемой точке; σ_x ; σ_z и τ_{xz} — компоненты полного напряжения в той же точке; $\sigma_{св} = C \operatorname{ctg} \varphi$ — давление связности; C , φ и θ_{\max} — соответственно удельное сцепление, угол внутреннего трения грунта и угол максимального отклонения.

Области, охватываемые кривыми, проходящими через точки, в которых выполняются условия (1), считаются областями пластических деформаций (ОПД).

Однако, построенные таким образом ОПД, не являются истинными. Причина заключается в том, что в точках, расположенных внутри ОПД, напряжения не могут

отыскиваться методами теории упругости, т.к. здесь они являются не только функциями главного вектора нагрузок, но зависят и от физико-механических свойств грунтового массива. Поэтому истинные области пластических деформаций имеют другую форму и другой размер.

Уточнить геометрические параметры областей пластических деформаций можно, если решать задачу об определении ОПД в смешанной постановке.

Физическая модель смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта подразумевает, что:

1. Между упругими и пластическими областями имеется четкая граница. В процессе нагружения основания, грунт, находящийся в упругих областях, подчиняется законам линейной теории упругости, а в пластических — законам теории пластичности; и в упругих, и в пластических областях выполняются уравнения равновесия.

2. В каждой точке границы выполняется условие непрерывности поля напряжений: нормальные и касательные к границе напряжения должны быть одинаковыми по обеим ее сторонам.

3. В областях линейной деформируемости выполняется условие совместности деформаций, а внутри пластических областей — условие пластичности.

Ее аналитическое решение связано с разрешением системы дифференциальных уравнений равновесия, уравнения неразрывности деформаций и условия пластичности, которые для плоской задачи записываются следующим образом:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + X = 0; \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + Z = 0; \end{aligned} \right\}; \quad (2)$$

$$\nabla^2 (\sigma_x + \sigma_z) = -\frac{1}{1-\mu} \left(\frac{\partial X}{\partial x} + \frac{\partial Z}{\partial z} \right); \quad (3)$$

$$(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2 = (\sigma_x + \sigma_z + 2\sigma_{св})^2 \sin^2 \varphi, \quad (4)$$

где X, Z — проекции суммарного (включая собственный вес грунта) вектора нагрузок на соответствующие оси координат; ∇^2 — оператор Лапласа; μ — коэффициент Пуассона грунта.

В работе [2] приведено приближенное аналитическое решение смешанной задачи, согласно которому границы между упругими и пластическими областями определяются на основе соотношений (5–6)

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{2 \cdot (\tau_{zx} + \tau_{zx}')}{2 \cdot \sigma_x - \sigma_x - \sigma_z}, \quad (5)$$

$$\sin \varphi_\theta = \frac{l \cdot (\sigma_z \cdot (3 + \cos 2\theta) + \sigma_x \cdot (1 - \cos 2\theta) + 2 \cdot \tau_{zx} \cdot \sin 2\theta)}{-(\sigma_z + \sigma_x) + 2 \cdot \sigma_{св} + \cos 2\theta \cdot (\sigma_x - 3 \cdot \sigma_z - 2 \cdot \sigma_{св}) - 2 \cdot \sin 2\theta \cdot (\tau_{zx} + b \cdot (\sigma_z + \sigma_{св}))}, \quad (6)$$

а напряжения в точках пластической области (помечены штрихом) вычисляются по формулам (7) [2, 3]

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_z &= \sigma_z, \\ \sigma'_x &= \frac{\sigma_z(l - \sin\varphi) - 2\sigma_{св} \sin\varphi}{l + \sin\varphi}, \\ \tau'_{xz} &= \frac{(\sigma_z + \sigma_{св})b \sin\varphi}{l + \sin\varphi}. \end{aligned} \right\} (7)$$

где $b = \operatorname{tg} 2\alpha^* = \operatorname{tg} 2[\alpha - (45^\circ + \varphi/2)]$; $l = (1 + b^2)^{\frac{1}{2}}$; σ_x ; σ_z и τ_{xz} — компоненты напряжения в рассматриваемой точке, вычисленные при решении соответствующей задачи теории упругости; α — угол наклона наиболее вероятной площадки сдвига, определяемый из условия минимальности коэффициента остаточного сопротивления сдвигу f [2].

На рис. 1 (показана половина расчетной схемы) изображены области пластических деформаций в грунтовом массиве из суглинка, вмещающем выемку прямоугольного сечения при величине отношения ее ширины к глубине $2b/H = 2$ ($H = 2$ м), построенные на основании смешенного решения [2] (а) и тривиальным способом при помощи формул (1) (б). При этом грунт имеет следующие характеристики: удельное сцепление $C = 16$ кПа, угол внутреннего трения $\varphi = 16^\circ$, удельный вес $1,96$ т/м³. Величина коэффициента бокового давления грунта принята равной $\xi_0 = 0,75$.

Из этого рисунка видно, что ОПД, которые везде закрашены красным цветом, построенные на основе смешанного решения, гораздо больше, чем области, построенные тривиальным способом.

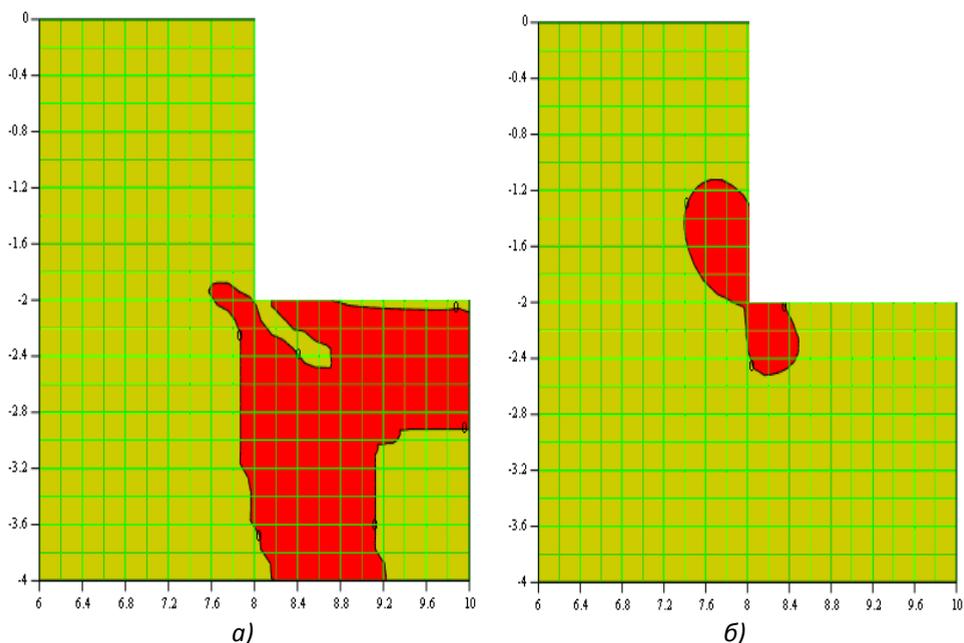


Рис. 1. Области пластических деформаций в грунтовом массиве из суглинка, вмещающем выемку прямоугольного сечения при $2b/H = 2$, построенные на основании смешенного решения [2] (а) и тривиальным способом при помощи формул (1) [б]

После постепенного увеличения нагрузки на основание начинается процесс эволюции ОПД: области, построенные на основе смешанного решения, быстро уменьшаются в размерах, почти исчезают (при $2,1\gamma H < q < 2,4\gamma H$), а затем вновь начинают свое развитие, но уже в сторону противоположную (влево) от фундамента.

Области пластических деформаций, построенные на основе выполнения на их границах условия пластичности, сначала исчезают (при $q \approx 1\gamma H$), а затем вновь получают развитие вверх в борт выемки и вниз под фундамент. При $q > 7\gamma H$ происходит катастрофическое увеличение их размеров, сопровождающееся выходом на дневную поверхность и смыканием под фундаментом (см. рис. 2 и 3). Последнее обстоятельство отмечалось нами ранее в работах [4–5].

Абсолютно аналогичная картина наблюдается на рис. 4, 5 и 6, где приведены этапы эволюции областей пластических деформаций в основании фундамента, сложенного тем же грунтом, но при $2b/H = 0,5$.

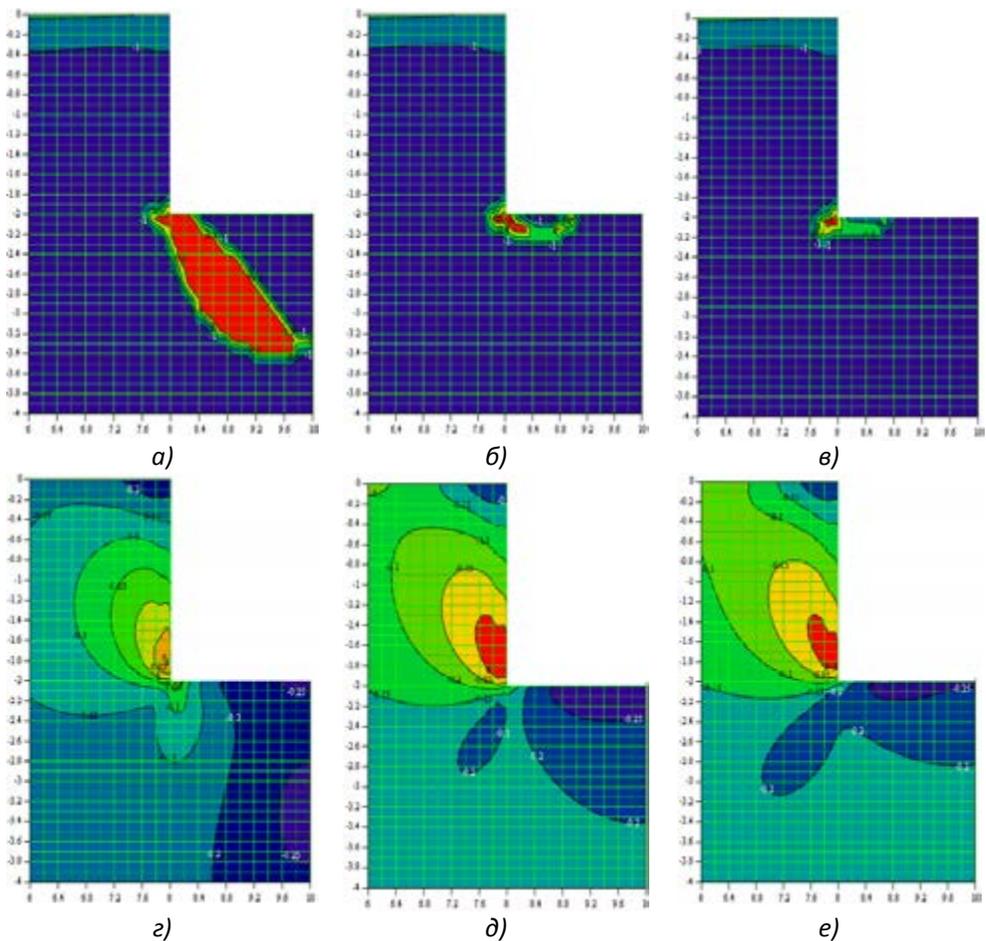


Рис. 2. Этапы эволюции областей пластических деформаций в основании заглубленного фундамента при $2b/H = 2$ и величине интенсивности равномерно распределенной нагрузки $q/\gamma H = 1,0; 2,0; 2,1$, построенные на основе решения смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта [2] (а–в) и условия пластичности (г–е)

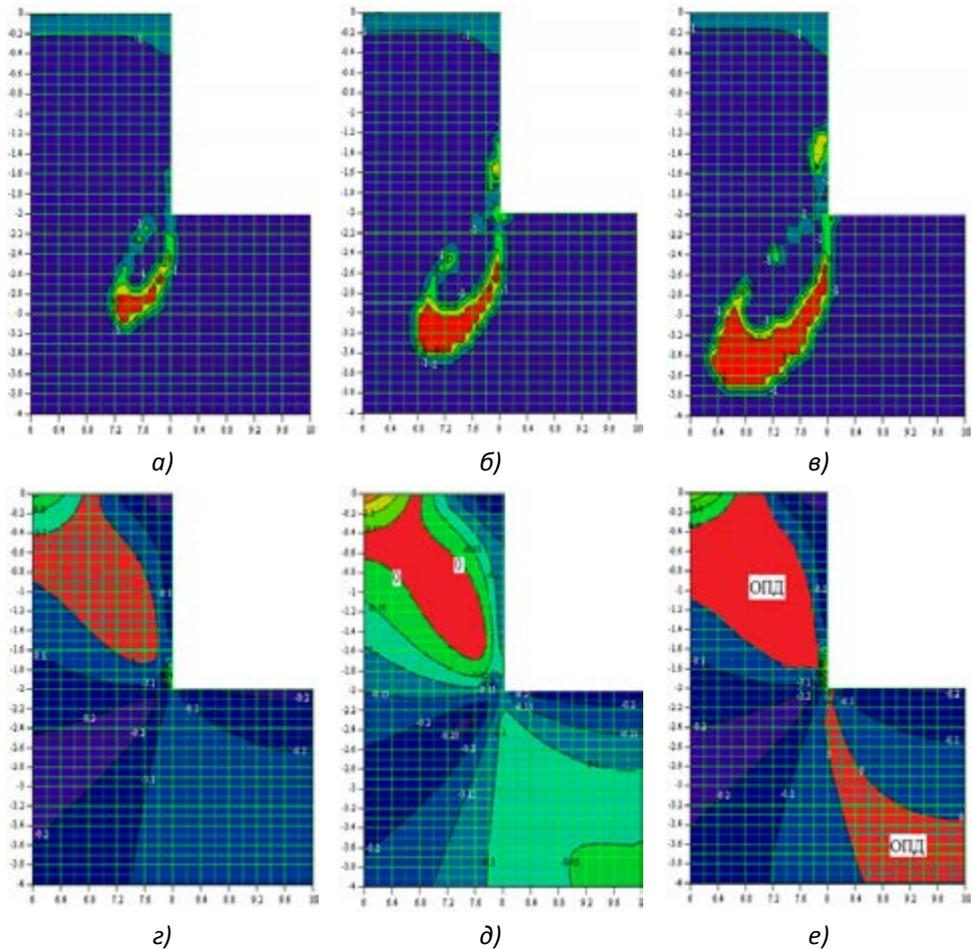


Рис. 3. Этапы эволюции областей пластических деформаций в основании заглубленного фундамента при $2b/H = 2$ и величине интенсивности равномерно распределенной нагрузки $q/\gamma H = 6,0; 7,0; 8,0$, построенные на основе решения смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта [2] (а–в) и условия пластичности (г–е)

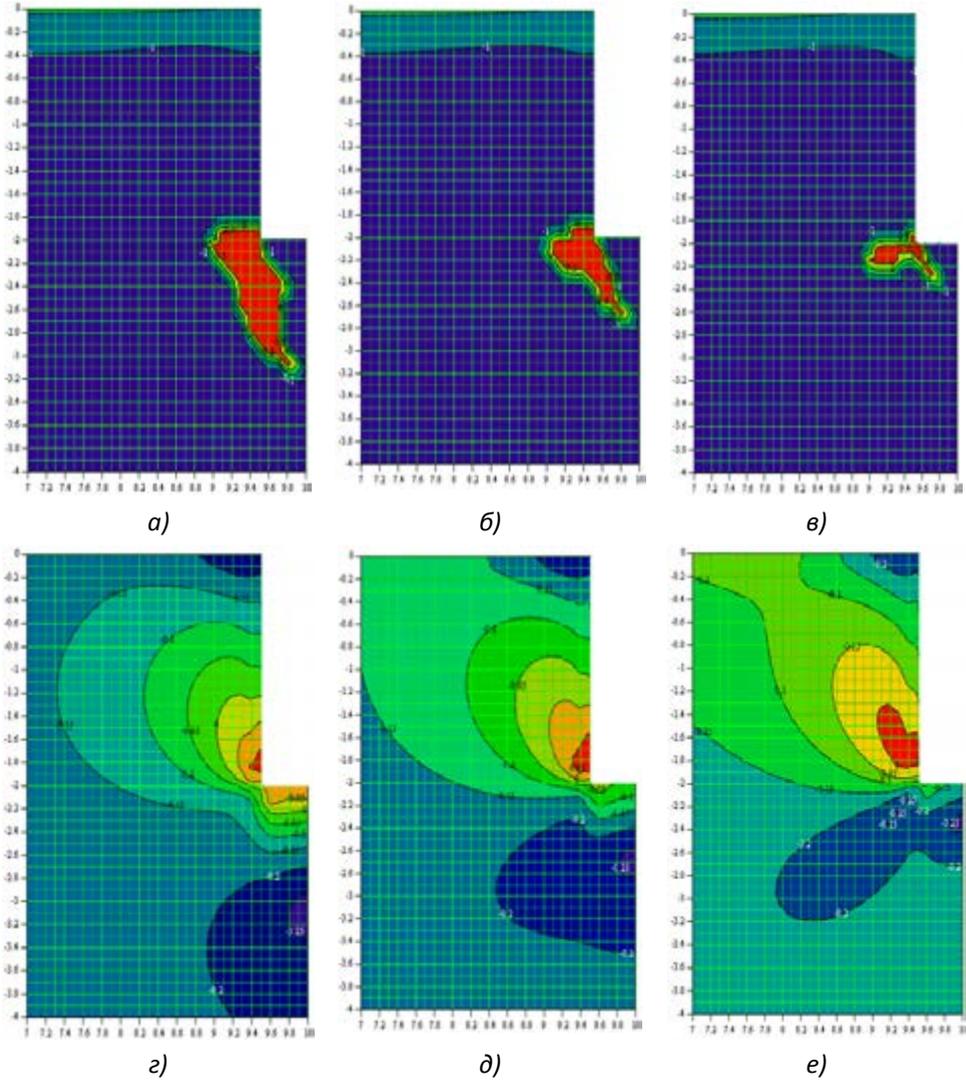


Рис. 4. Этапы эволюции областей пластических деформаций в основании заглубленного фундамента при $2b/H = 0,5$ и величине интенсивности равномерно распределенной нагрузки $q/\gamma H = 0; 1,0; 2,0$, построенные на основе решения смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта [2] (а–в) и условия пластичности (г–е)

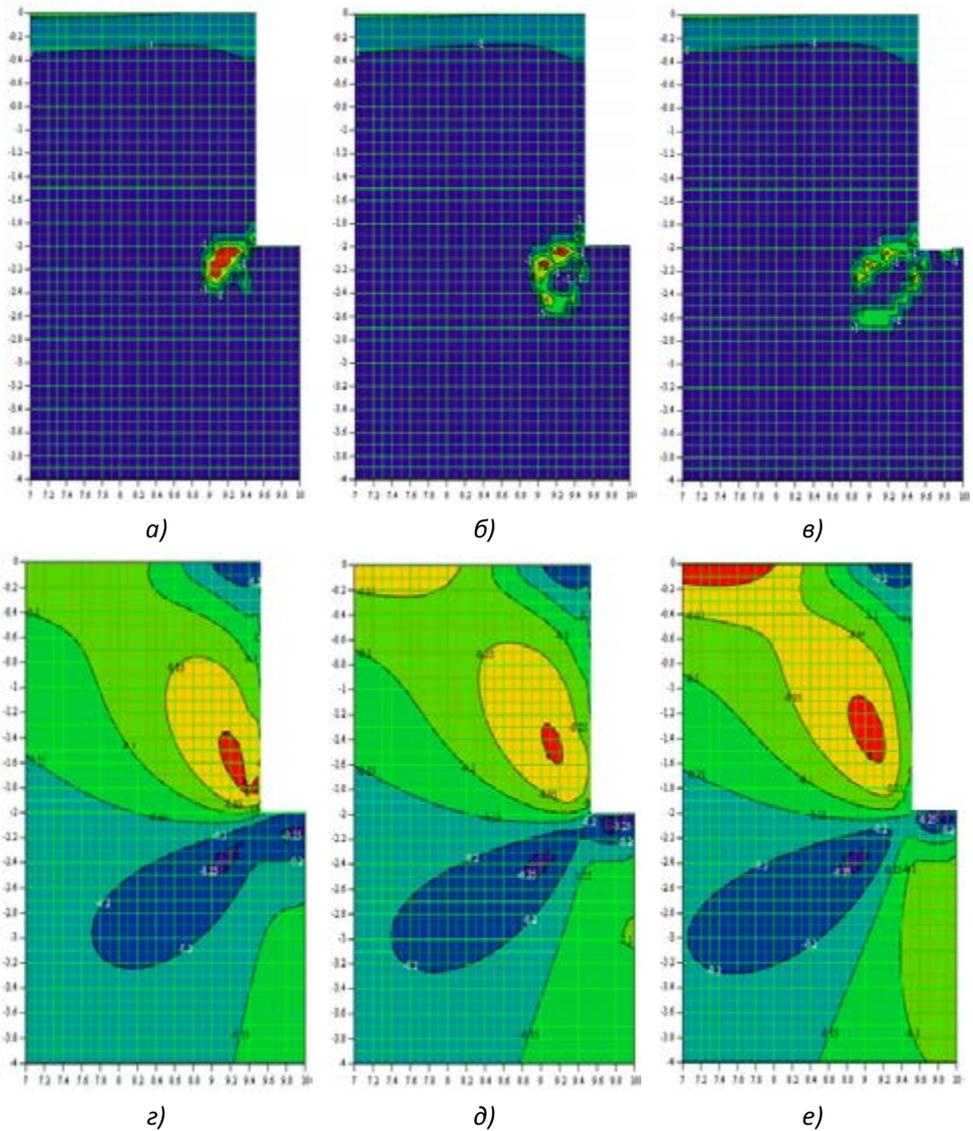


Рис. 5. Этапы эволюции областей пластических деформаций в основании заглубленного фундамента при $2b/H = 0,5$ и величине интенсивности равномерно распределенной нагрузки $q/\gamma H = 3,0; 4,0; 5,0$, построенные на основе решения смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта [2] (а–в) и условия пластичности (г–е)

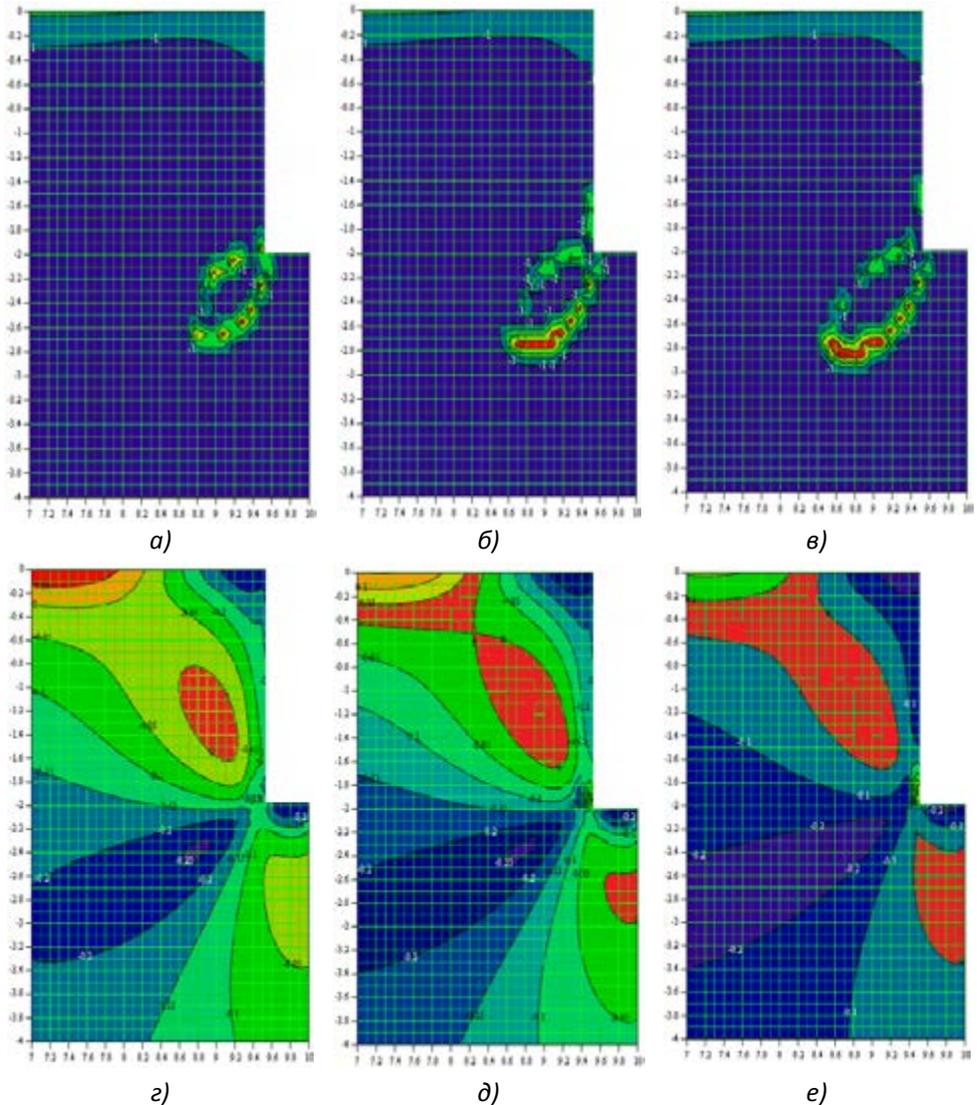


Рис. 6. Этапы эволюции областей пластических деформаций в основании заглубленного фундамента при $2b/H = 0,5$ и величине интенсивности равномерно распределенной нагрузки $q/\gamma H = 7,0; 7,0; 8,0$, построенные на основе решения смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта [2] (а–в) и условия пластичности (г–е)

На наш взгляд, требует объяснения обстоятельство, заключающееся в возникновении достаточно больших ОПД в основании при отсутствии нагрузки, при условии построения этих областей на основе смешанного решения.

Одним из возможных объяснений этого может служить следующее: после устройства котлована происходит поднятие его дна, величина которого зависит от

геометрических размеров выемки, прочностных и деформационных свойств грунта. Очевидно, что при всех прочих равных условиях, величина подъема дна котлована тем больше, чем больше его ширина и глубина. Сравнивая изображения ОПД, приведенные на рис. 2, а и рис. 4, а, видим, что в последнем случае размеры пластических областей значительно меньше при меньшей ширине котлована.

Возникающие при откопке котлована в верхних слоях его дна вертикальные растягивающие напряжения и трансформация полей горизонтальных и касательных компонент напряжения могут привести к разуплотнению грунта в областях, примыкающих к дну котлована, что и может объяснить наблюдаемую картину.

Отметим, что все вычисления и графические построения выполнены при помощи компьютерной программы [6], разработанной в ВолГАСУ.

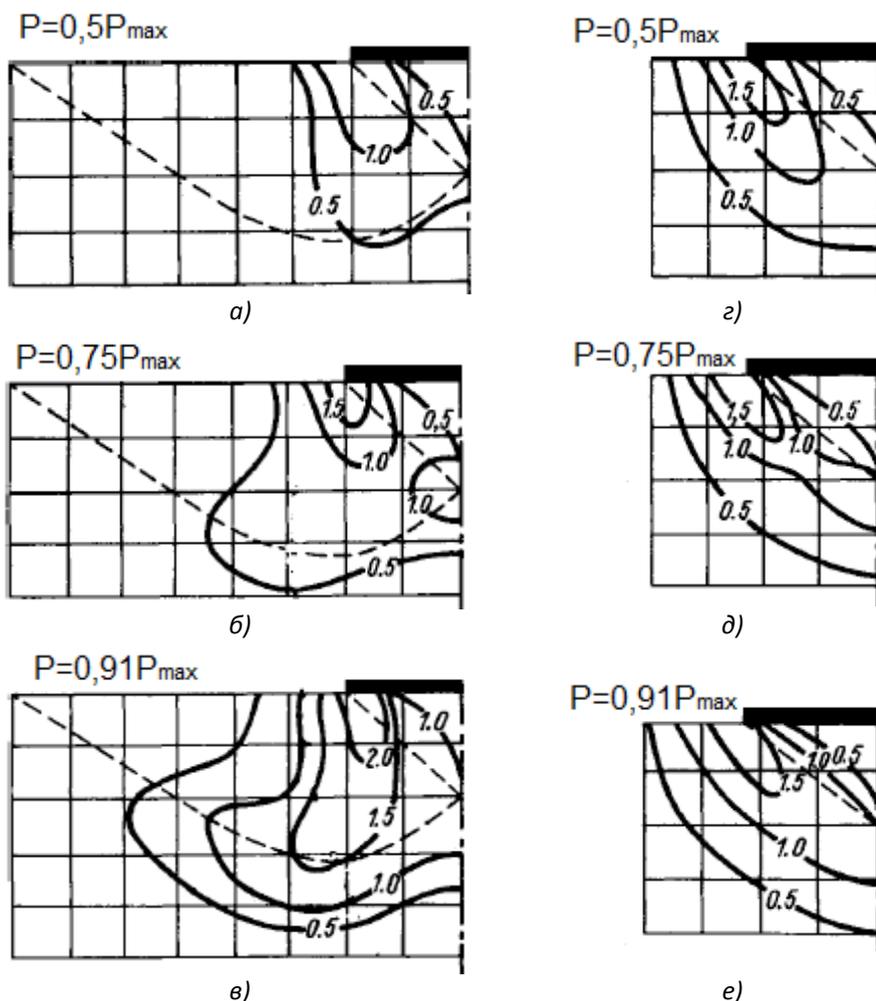


Рис. 7. Изолинии параметра η в основании квадратного штампа: для плоскости симметрии, проходящей через середины противоположных сторон (а–в); для диагональной плоскости симметрии (з–е)

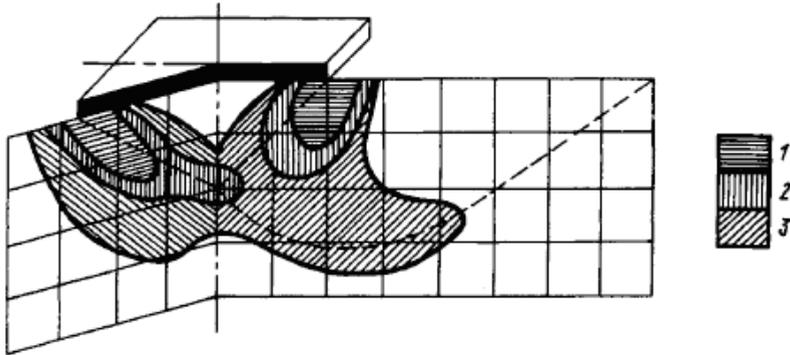


Рис. 8. Изолинии параметра $\eta = 1$ в основании квадратного штампа при $P = 0,5P_{\max}$ (1); $P = 0,75P_{\max}$ (2); $P = 0,91P_{\max}$ (3)

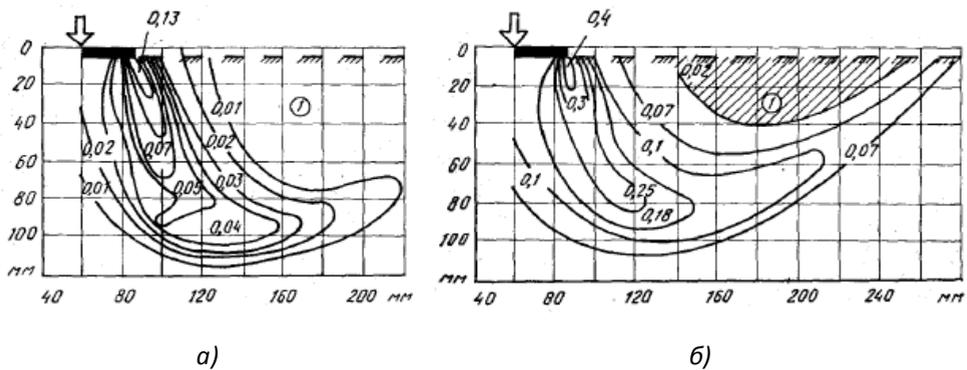


Рис. 9. Изолинии деформаций сдвига при осадке штампа, соответствующей моменту до наступления предельной нагрузки (а); соответствующей запредельной по устойчивости нагрузке (б)

На рис. 8 приведены результаты измерения полей деформаций в песчаном основании в условиях плоской деформации, опубликованные в работе [4]. Из рисунка видно, что деформации сдвига зарождаются в углах штампа и распространяются вниз и в сторону. Пошаговое нагружение приводит к прогрессирующему развитию полосы сдвига, край которой смещается вправо из под штампа в направлении к свободной

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Coulomb C.* Application des règles de maximus et minimis a quelques problemes de statique relatifs a L'architecture. – Memoires de savants etrangers de L'Academie des sciences de Paris, 1773.

2. *Богомолов А. Н.* Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упругопластической постановке. – Пермь: ПГТУ, 1996. — 150 с.

3. *Цветков В. К.* Расчет устойчивости однородных откосов при упругопластическом распределении напряжений в массиве горных пород // Известия вузов. Горный журнал. 1981, №5. — С. 45–52.

4. *Богомолов А. Н., Никитин И. И.* Исследование динамики развития областей пластических деформаций в основании заглубленного фундамента // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Сер.: Технические науки. – Волгоград : Изд-во ВолгГАСУ, 2003. Вып. 2/3(8). — С. 32–35.

5. *Богомолов А. Н., Богомолов А. А., Нестратов М. Ю., Шиян С. И., Соловьев А. В.* Некоторые новые характеристики процесса развития областей пластических деформаций в однородном связном основании заглубленного фундамента // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Сер.: Строительство и архитектура. – Волгоград : Изд-во ВолгГАСУ, 2008. Вып. 9(28). — С. 12–16.

6. *Саенков А. С., Елизаров С. А., Малышев М. В.* Развитие областей предельного состояния грунта в основании квадратного штампа.

7. *Болдырев Г. Г., Муйземек А. Ю., Малышев И. М.* Численное моделирование оснований при больших деформациях.

© *Богомолов А. Н., Богомолова О. А., Анисимов Л. А., Донсков Р. Е., Пристансков А., 2015*

УДК 624.131.543:51

*А. Н. Богомолов^(1,2), О. А. Богомолова⁽¹⁾,
О. В. Ермаков⁽¹⁾, В. В. Подтелков^(1,3), Е. В. Цветкова⁽¹⁾*

ОЦЕНКА РИСКОВ ВОЗНИКНОВЕНИЯ ОПОЛЗНЕВОГО ПРОЦЕССА

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет⁽¹⁾,
Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽²⁾,
Кубанский государственный аграрный университет⁽³⁾

Результаты мониторинга за протеканием оползневых процессов говорят о том, что последние активно проявляются примерно на 40% овражных и 70% речных склонов Юга России. Зачастую негативные склоновые процессы являются следствием антропогенных и техногенных воздействий и возникают там, где в природных условиях без каких-либо стимулирующих воздействий это просто невозможно. Особую тревогу и озабоченность активизация склоновых процессов вызывает в том случае, когда это происходит вблизи различного рода трубопроводов, крупных объектов химической промышленности, атомных и гидроэлектростанций, других гидротехнических сооружений и открытых карьеров добывающих отраслей промышленности. В этом случае активные склоновые процессы представляют серьезную угрозу экологической и экономической безопасности государства. В этом контексте очевидной является актуальность задачи о надежной оценке склонов для управления склоновыми процессами с целью минимизации вероятности возникновения аварийной ситуации и снижения соответствующих рисков.

Под надежностью оценки склонов следует понимать их способность воспринимать всю совокупность внешних воздействий — нагрузок, природно-климатических, техногенных и антропогенных факторов — в течение заданного срока с обеспечением нормальной эксплуатации размещенных на склонах сооружений и сельскохозяйственных угодий. Базой для обеспечения надежной оценки склонов должны являться результаты инженерно-геологических изысканий, содержащие сведения, большинство из которых в явном виде не регламентируется современными нормативными документами. К таким относятся:

1. Сведения о геоморфологических особенностях территории, включающие инженерно-геологические разрезы, данные о высоте, заложении склонов, бортов откосов и отвалов. Необходимо проводить группировку участков земной поверхности по подобию геоморфологических особенностей элементов рельефа и их относительно возраста, потому, что такие участки будут иметь примерно одинаковый набор и мощность пород геолого-генетических комплексов, степень выветривания, релаксации природных напряжений, приблизительно равные вероятности возникновения склоновых, суффозионных процессов и явлений просадки.

2. Информация о стратиграфических особенностях пород в пределах рассматриваемой территории. При этом необходимо обращать внимание на однотипность в разрезе литолого-генетических или петрографических типов пород в одинаковой степени измененных процессами выветривания, суффозии, нагружения и разгрузки, другими техногенными факторами.

3. Сведения о гидрогеологических особенностях осваиваемых территорий: степени обводненности пород, условиях питания и дренирования грунтовых и подзем-

ных вод, их техногенном загрязнении и химическом составе. Необходимо собирать достоверные данные о количестве горизонтов грунтовых и подземных вод; их глубине залегания; условиях отведения дренируемых вод; напорах, уклонах поверхностей пьезометрических уровней; выщелачивающей агрессивности к породам, их примесям, цементу и металлам; содержании карбонатных, сульфатных и железистых соединений; свободной углекислоты.

4. Данные о климатических условиях осваиваемых территорий, в том числе, о количестве одновременно выпадающих осадков; глубинах замачивания грунтов в периоды затяжных дождей; глубинах сезонного промерзания грунтов.

5. Информация о наличии на рассматриваемой территории опасных природных и техногенных процессов, входящих в один парагенетический ряд вместе с оползнями; условиях их активизации; соответствующем наборе мероприятий инженерной защиты и т.д.

Учитывая объем означенной выше информации, а также тот факт, что грунты сами по себе являются сложными многофазными дисперсными системами, можно сделать вывод о том, что создание единой универсальной расчетной модели, адекватно описывающей напряженно-деформированное состояние грунтового массива сложной геометрии, и пригодных для инженерной практики, практически невозможно.

При анализе и определении надежности природных склонов и противооползневых сооружений, как и для грунтовых оснований, могут быть использованы: основные положения математической теории надежности многоэлементных технических систем применительно к решению задач строительной механики; методы расчета устойчивости склонов и противооползневых удерживающих конструкций по предельным состояниям; методы расчета деформаций и устойчивости склонов (I и II предельные состояния) с учетом строительных свойств грунтов, как природной многофазной среды; статистические и вероятностные методы оценки физико-механических свойств грунтов откосов, склонов и земляных сооружений как природно-геологических образований.

Математическая теория риска базируется на применении методов математической статистики и теории вероятности. В основу теории положено утверждение, что на любом склоне существует возможность проявления оползней или обвалов, т.е. имеется риск частичной или полной потери устойчивости [1].

Риск вычисляется для неизвестных событий, наступление которых весьма вероятно, степень вероятности может быть оценена.

Количественная оценка риска зачастую совпадает с величиной вероятности для простых задач, что позволяет с большей степенью точности решить сложную в техническом отношении задачу. Например, с помощью теории риска с большой степенью достоверности определяются численные значения динамических параметров, положенных в основу расчета величины коэффициента запаса устойчивости склона с учетом интенсивности сейсмического воздействия. На этой основе в теории риска дается приближенное решение задачи об оценке влияния случайных внешних сил и случайного характера изменения физико-механических свойств грунта в откосах и склонах при проектировании противооползневых сооружений.

Для определения вероятности возникновения оползня необходимо установить начальные и граничные условия, которые соответствуют этому явлению.

Главным фактором, определяющим решение задачи об устойчивости грунтов в естественном состоянии, является анализ влияния разуплотнения и изменения

влажности. В зоне сдвига нарушается и переориентируется структура глин, при этом происходит снижение сопротивления сдвигу [2].

Расчет напряженно-деформированного состояния грунтового массива должен проводиться численными методами с учетом сделанного выше замечания.

В основу метода положена статистически обоснованная величина неизбежного риска, которому подвергается склон в конкретных условиях. Для оценки риска устанавливается отрезок времени, в течение которого должна быть обеспечена устойчивость склона. Вторым фактором является значимость (категория) склона, которая определяется в зависимости от величины расхода на восстановление тех разрушений, которые могут произойти в результате оползня. Как правило, повышение риска снижает расходы на мероприятия по укреплению склона, но при этом оползень может произойти раньше расчетного времени [3].

Для различных участков склона ожидаемый риск будет разным. Для получения оптимального решения стабилизирующие мероприятия распределяют по склону. Составляется целевая функция, и обычными приемами оптимизации определяют расходы на работы по укреплению грунтового массива.

Наиболее рациональным методом для определения коэффициента надежности склона является статистический способ расчета с использованием теории риска.

Рассмотрим пример анализа устойчивости склона, для которого возможная поверхность скольжения примерно параллельна дневной поверхности [3].

За основной параметр, характеризующий устойчивость, примем интенсивность переувлажнения и повышение порового давления.

В процессе движения оползня изменяется поровое давление, а также коэффициент трения между оползающей и устойчивой частью склона.

Для определения расчетной интенсивности оползня существенное значение имеет период повторяемости (цикличность процесса). Для крупных оползней период повторяемости больший, чем для малых, поэтому вероятность возникновения крупного оползня и разрушения объекта с малым сроком эксплуатации будет невелика, соответственно, уменьшается степень риска.

При одинаковой степени риска для объекта, расположенного в пределах ожидаемого оползня, вычислим расчетную интенсивность по величине ожидаемой выгоды.

Целевую функцию $E|U|$ определим из выражения:

$$E|U| = E|B| - E|C| - E|D|,$$

где $E|D|$ — обобщенная ожидаемая стоимость повреждений; $E|C|$ — обобщенная ожидаемая первоначальная стоимость сооружений, находящихся в зоне оползня; $E|B|$ — обобщенный ожидаемый доход от эксплуатации сооружений.

Первоначальная стоимость сооружения определится как детерминистическая величина по формуле:

$$C_i = A_{0i} + A_i Y_{si}^{ni},$$

где A_0 — стоимость сооружения без расходов на укрепление склона; A_i — коэффициент, определяющий расходы на противооползневые мероприятия; Y_s — расчетная интенсивность оползня.

После преобразований

$$Y_s = \left(\frac{r K D_0}{n y A_1} \right)^{\frac{1}{n+r}}$$

где K и r — численные коэффициенты, r — риск, $K = \text{const}$; D_0 — стоимость повреждений.

Шкала риска включает показатели вероятности разрушения: неощутимый — 10^8 , незначительный — 10^{-7} , низкий — 10^{-4} , высокий — 10^{-3} .

С увеличением «интенсивности» оползня или стоимости повреждений, т.е. с увеличением K или D_0 , возрастает расчетная интенсивность риска; при увеличении же расходов на стабилизирующие мероприятия, т.е. увеличении n и A_1 , расчетная интенсивность риска снижается.

У многих сооружений могут быть повреждены не только несущие конструкции, но и отдельные элементы (например, облицовка), которые могут быть легко восстановлены. Для таких элементов интенсивность оползня может быть разделена на две части Y_1 и Y_2 (для основной и второстепенной систем)

$$Y_1 = \left(\frac{r (D_1 - D_2)}{n_1 y A_{11}} \right)^{\frac{1}{n_1+r}} ; Y_2 = \left(\frac{r D_2 K}{n_2 y A_{12}} \right)^{\frac{1}{n_2+r}} ,$$

где r — степень риска; D_1 — стоимость повреждений; y — относительный процент погашения расходов; n — среднеквадратичное число разрушений за единицу времени.

В обеих формулах степень риска (r) принимается одинаковой по величине.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Сеницын А. П. Расчет конструкций на основе теории риска. — М.: Стройиздат, 1985.
2. Маслов Н. Н. Механика грунтов в практике строительства. — М.: Стройиздат, 1977.
3. Шадунц К. Ш. Анализ оползневого процесса на основе теории риска // Вестник ВолгГАСУ. Серия: Строительство и архитектура. 2008. Вып. 10(29). — С. 7–9.

© Богомолов А. Н., Богомолова О. А., Ермаков О. В., Подтелков В. В., Цветкова Е. В., 2015

УДК 624.131

А. Н. Богомолов^(1,2), И.Л. Бартоломей⁽²⁾,
О. А. Богомолова⁽¹⁾, Л. А. Анисимов⁽¹⁾, Е. В. Цветкова⁽¹⁾

РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОСНОВАНИЯ НЕЗАГЛУБЛЕННОГО СОСТАВНОГО ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет⁽¹⁾,
Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽²⁾

В работе представлены результаты теоретических исследований несущей способности связного основания составного плитного фундамента, полученные на основе анализа напряженного состояния грунтового массива. Установлено, что величина несущей способности основания является функцией физико-механических свойств грунта, включая коэффициент бокового давления, и геометрических параметров фундамента. Процесс развития областей пластических деформаций под «внешними и наружными» краями фундамента происходит неодинаково, его интенсивность зависит от расстояния между частями фундамента. Получены графические зависимости и соответствующие аналитические аппроксимации, позволяющие определять величину расчетного сопротивления основания как функцию ФМСГ и геометрических параметров фундамента. Установлено удовлетворительное соответствие полученных авторами результатов с результатами других авторов, которые вытекают из первых как частные случаи при соответствующих значениях коэффициента бокового давления грунта.

К л ю ч е в ы е с л о в а : составной плитный фундамент, напряженное состояние, физико-механические свойства грунта, коэффициент бокового давления, несущая способность, сопоставление результатов

Как показано в работах [1, 2], использование составных (прерывистых) плитных фундаментов позволяет, при всех прочих равных условиях, существенно повысить величину несущей способности связного основания. Это позволяет, например, повысить величину полезной нагрузки на основание либо получить некоторый экономический эффект, обусловленный сокращением расхода строительных материалов.

В нашей работе [2] приведены графические зависимости и формула, позволяющие определить глубину развития областей пластических деформаций в основании составного плитного фундамента, которая, как показано, является функцией интенсивности внешнего воздействия, физико-механических свойств грунтов и геометрических параметров фундамента.

Для проведения вычислений, которые выполнены при помощи компьютерной программы [3], в которой для определения напряжений формализован метод конечных элементов (МКЭ), разработана механико-математическая модель и конечно-элементная расчетная схема. Фрагмент этой схемы, приведенный на рис. 1, состоит из 37500 треугольных конечных элементов, сопряженных в 19026 узлах, при этом ширина матрицы жесткости системы равна 256.

Рассмотрено связное однородное основание. Принято, что объемный вес грунта постоянен и равен $\gamma = 2 \text{ т/м}^3$, угол внутреннего трения принимал значения в интервале $\varphi \in [10^\circ - 30^\circ]$, а приведенное давление связности $\sigma_{св} = C(\gamma d \text{tg} \varphi)^{-1} \in [0,5 - 24]$, где d — ширина неразрезанного фундамента, а ширина зазора между фундаментами

принимала значения $\Delta d = [0; 0,2; 0,4; 0,6]d$. Все расчеты выполнены для равномерно распределенной нагрузки, интенсивность которой принимала следующие значения $q/\gamma d = [5,0; 9,0; 15,0; 20,0; 30]$, что соответствует $q = [1,0; 1,8; 3,0; 4,0; 6,0]$ (кг/см²).

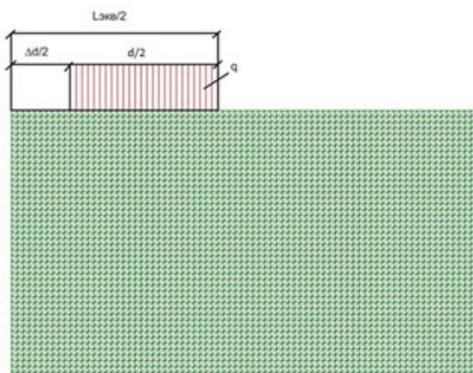


Рис. 1. Правая половина расчетной схемы

Используя компьютерную программу [3] проведены расчеты (всего 400 вариантов), по результатам которых построены графические зависимости вида $\Delta Z = f(q)$, часть которых в качестве примера приведена на рис. 2, б-г.

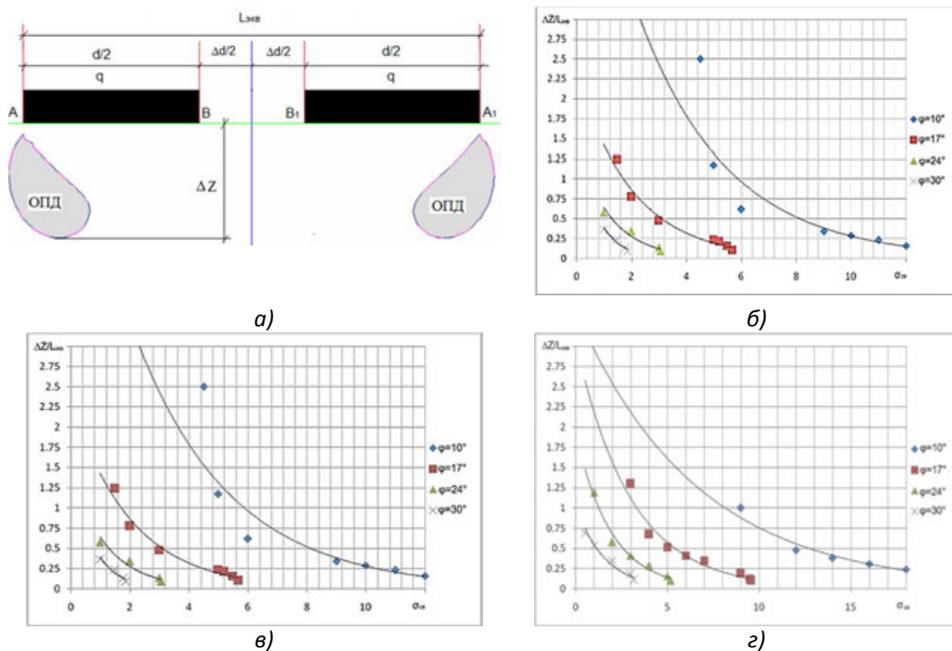


Рис. 2. Области пластических деформаций в основании составного плитного фундамента (а); графические зависимости вида

$\Delta Z^* = \Delta Z / L_{\text{экв}} = f(q)$ при $q = 1 \text{ кг/см}^2$ и $\Delta d = 0,4d$ (б);
при $q = 1,8 \text{ кг/см}^2$, и $\Delta d = 0,6d$ (в); при $q = 3 \text{ кг/см}^2$ и $\Delta d = 0,6d$ (г)

Оказалось, что все полученные кривые, в том числе и приведенные на рис. 2, б, в, г, с погрешностью, составляющей от 0,1% до 16%, могут быть аппроксимированы функциональной зависимостью вида:

$$\Delta Z^* = Ae^{B\sigma_{св}}, \quad (1)$$

где A и B — безразмерные коэффициенты, причем, коэффициент B не зависит от величины Δd .

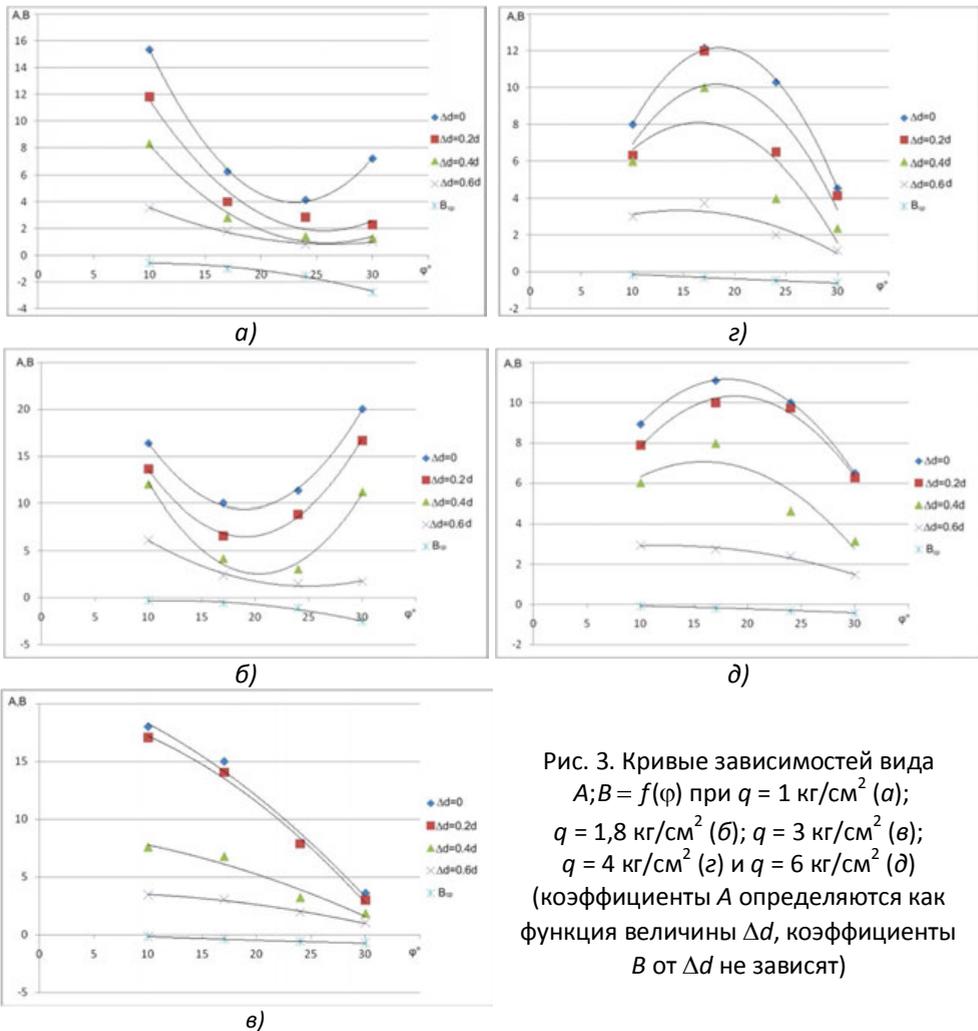


Рис. 3. Кривые зависимостей вида $A; B = f(\varphi)$ при $q = 1 \text{ кг/см}^2$ (а); $q = 1,8 \text{ кг/см}^2$ (б); $q = 3 \text{ кг/см}^2$ (в); $q = 4 \text{ кг/см}^2$ (г) и $q = 6 \text{ кг/см}^2$ (д) (коэффициенты A определяются как функция величины Δd , коэффициенты B от Δd не зависят)

Численные значения коэффициентов A и B сведены в таблицу, по данным которой построены графические зависимости вида $A; B = f(\varphi)$ для всех рассмотренных значений переменных расчетных параметров, что позволяет очень быстро использовать формулу (1).

Следует отметить, что погрешность графической аппроксимации не превышает 0,4—15%.

Для оценки адекватности приведенных выше результатов, проведем их сопоставление с результатами, которые приведены в работах В. Г. Федоровского [4] и И. Я. Лучковского и А. В. Самородова [5].

Следует отметить, что автором работы [4] при определении величины предельно допустимой нагрузки на связное основание «периодического» фундамента рассматривается невесомая грунтовая среда, подчиняющаяся закону Кулона, и не наделенная каким-либо значением коэффициента бокового давления ξ_0 .

В наших исследованиях мы рассматриваем весомую Кулоновскую среду, которая имеет численные значения коэффициента бокового давления $\xi_0 = 0,75$, что соответствует его средневзвешенному значению для глинистых грунтов [6].

В качестве примера рассмотрим два параллельных незаглубленных фундамента. Пусть $d_1 = 0,5$ м, угол внутреннего трения $\varphi = 30^\circ$, $\sigma_{св} = 4$, боковая пригрузка отсутствует ($q = 0$).

Тогда вторая из формул (3), приведенных в работе [4], примет вид

$$a_{pr} = d_1 e^{\pi/2 \operatorname{tg} \varphi} \operatorname{tg}(\pi/4 + \varphi/2). \quad (2)$$

Подставляя в это выражение соответствующие численные значения, и приводя вычисления, получим, $a_{pr} = 2,145$ м.

Воспользуемся приведенной в работе [4] формулой (7) общей аппроксимирующей функцией $\rho_0 = 3,75 \operatorname{tg} \varphi$ и вычислим величину критического расстояния по формуле (8), приведенной в этой публикации

$$a_{cr} = a_{pr} \left(1 - 3 \sqrt[3]{1 - \left(\frac{\rho_0}{1 + \rho_0} \right)^2} \right). \quad (3)$$

Получим $a_{pr} = 0,4068$ м.

Обратимся к расчетной схеме, при условии, что приведенное давление связности $\sigma_{св} = 4$ и угол внутреннего трения $\varphi = 30^\circ$ (рис. 4). Выпор грунта из под фундамента может произойти при значении $n = \Delta d / d_1 = 0,8$, так как величина коэффициента устойчивости, вычисленная нами для данной расчетной схемы по наиболее вероятной поверхности выпора, равна $K = 1,02$. Для рассматриваемого случая в обозначениях работы [4] расчетное значение $n_p = a_{cr} / b = 0,4068(\text{м}) / 0,5(\text{м}) = 0,8137$.

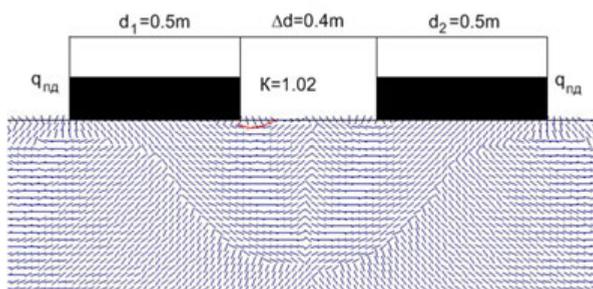
Полученное значение n , отличается от вычисленного по формулам работы [4] значения, всего на 1,7%.

Воспользуемся теперь первой формулой из формул (3) работы [4] для вычисления величины $N_c C$

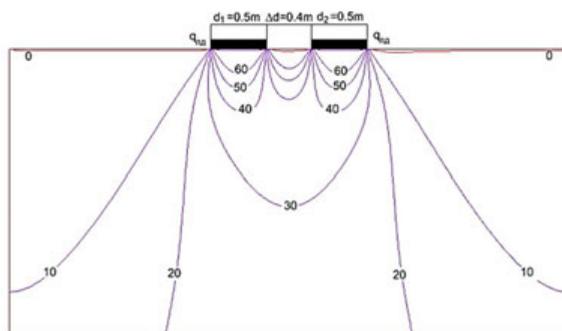
$$P_{pr} = \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} - 1 \right) C \operatorname{ctg} \varphi \equiv N_c C \quad (4)$$

Проведя вычисления, получим значения величины $N_c C = 6,962$ МПа. Учитывая рекомендации работы [4] при $q = 0$ и $\alpha > \alpha_{pr}$, имеем величину предельно допустимой нагрузки $P_u = N_c C = 6,962$ МПа.

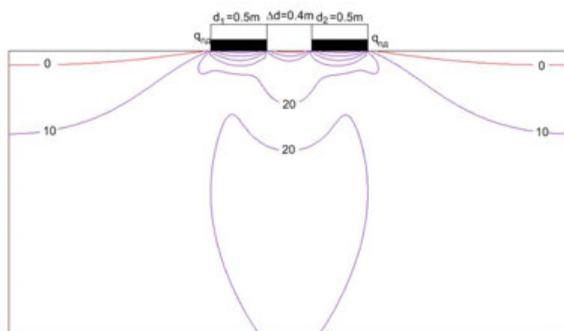
При расчете в программе численное значение предельно допустимой нагрузки принималось $q_{пд} = 6,9$ МПа. Сравнивая полученные значения предельно допустимых нагрузок, видим, что они отличаются всего лишь на 0,8%.



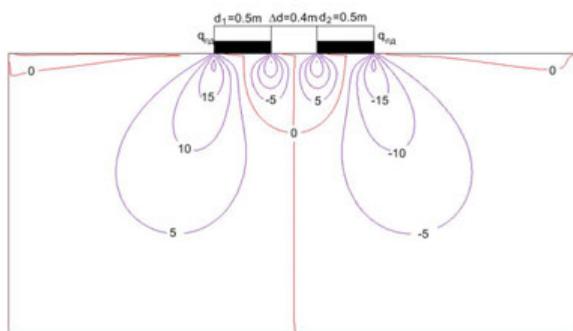
а)



б)



в)



г)

Рис. 4. Расчетная схема, углы ориентации наиболее вероятных площадок сдвига (а), изолинии вертикальных σ_z (б), горизонтальных σ_x (в) и касательных τ_{xz} (г) напряжений

В работе И. Я. Лучковского и А. В. Самородова [5] приведены графики, по которым можно определить величину расчетного сопротивления основания составного плитного фундамента R , сложенного идеально сыпучим грунтом ($c = 0$) удельного веса $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$ при условии, что величина коэффициента бокового давления грунта $\xi_0 = 1$ (гидростатический закон распределения горизонтальных напряжений, т.е. $\sigma_z = \sigma_x$). Причем, эти графики представляют собой кривые, определяющие зависимость вида $R/R_0 = f(a/b)$ при различных значениях угла внутреннего трения $\varphi \in [20^\circ - 45^\circ]$, при этом $R_0 = R_{a \rightarrow \infty}$, т.е. R_0 — расчетное сопротивление основания отдельно стоящего фундамента шириной b при всех прочих равных условиях. Также отметим, что, по нашему мнению, сочетание значений $C = 0$ и $\xi_0 = 1$ скорее всего невозможно в реальных условиях.

Расчетная схема для решения задачи приведена на рис. 5, а результат решения задачи в виде упомянутых уже графиков, приведен на рис. 6.

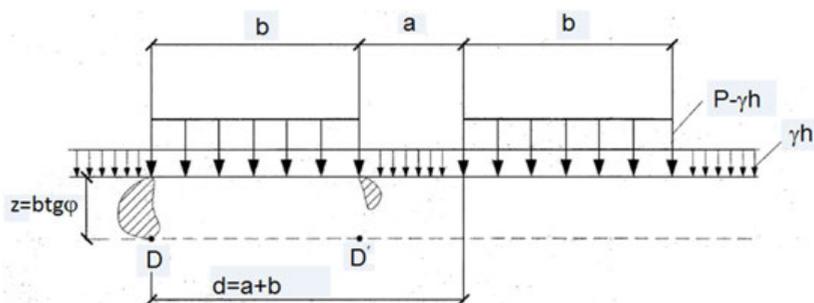


Рис. 5. Расчетная схема для решения задачи об определении расчетного сопротивления основания составного плитного фундамента.
(Цитируется по работе [6])

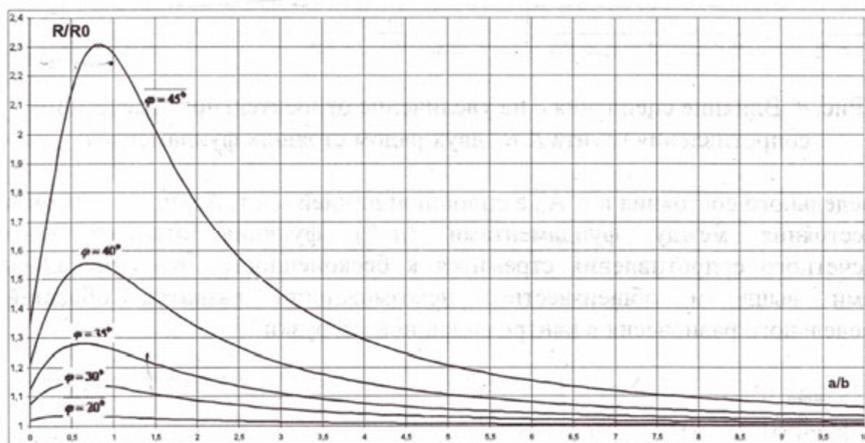


Рис. 6. Графические зависимости вида $R/R_0 = f(a/b)$ при $\xi_0 = 1$.
(Цитируется по работе [6])

Нами выполнены аналогичные расчеты при помощи компьютерной программы [3], которая использована и при проведении теоретических исследований, результаты которых приведены выше. Разница состоит в том, что мы учли тот факт, что с ростом нагрузки и изменением величины расстояния между частями фундамента a , области пластических деформаций будут развиваться как под внешними, так и под внутренними краями фундаментов, а интенсивность развития этих ОПД будет разной. Кроме того, наши расчеты выполнены для весомого основания при двух значениях величины коэффициента бокового давления $\xi_0 = 0,75$ и $\xi_0 = 0,99$, но при тех же прочих условиях, что и в работе [5].

В соответствии с определением величины расчетного сопротивления основания будем считать, что максимально допустимая глубина развития ОПД для внешних краев состоящего из двух частей плитного фундамента равна $Z_{\max} = (2b + a)/4$, а для внутренних — $Z_{\max} = b/4$ (см. рис. 7).

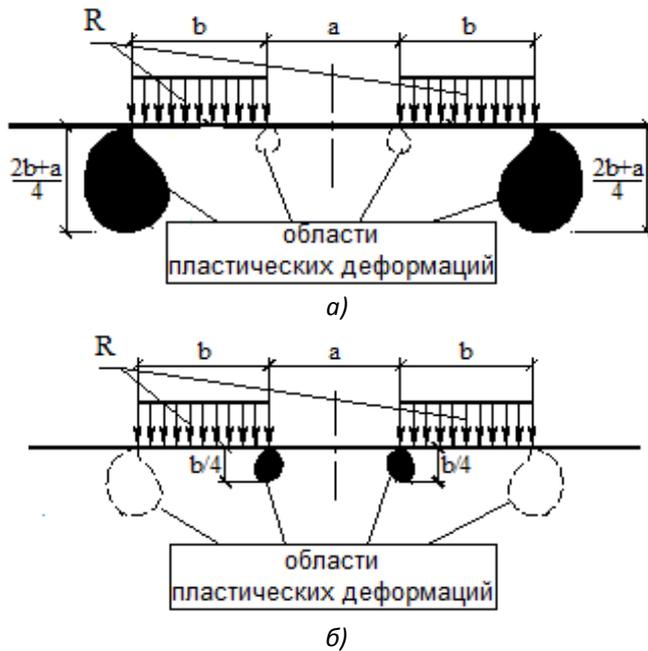


Рис. 7. Расчетная схема и максимально допустимая глубина развития областей пластических деформаций под внешними (а) и внутренними (б) краями составного плитного фундамента

Сравнивая численные значения величины отношения R/R_0 , определяемые для одинаковых условий по графикам, приведенным на рис. 6 и 9, можно сказать, что максимальная разница этих значений не превышает 26%. Это обстоятельство легко объяснимо тем, что в работе [5] рассматривается невесомое основание.

На рис. 8 и 9 изображены графические зависимости вида $R/R_0 = f(a/b)$, которые построены с учетом оговоренных выше условий.

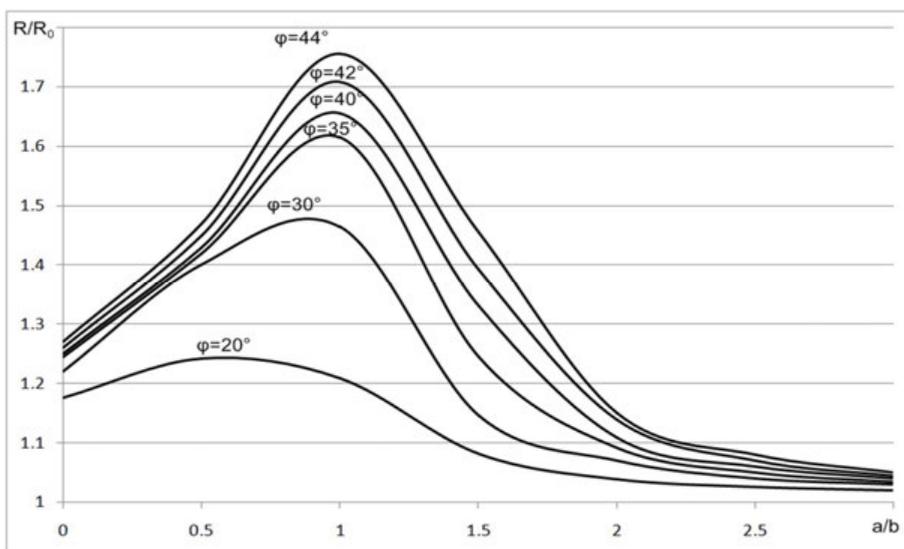


Рис. 8. Графические зависимости вида $R/R_0 = f(a/b)$, при учете развития зон разрушения под «внутренними» краями фундамента, при $\xi_0 = 0,75$

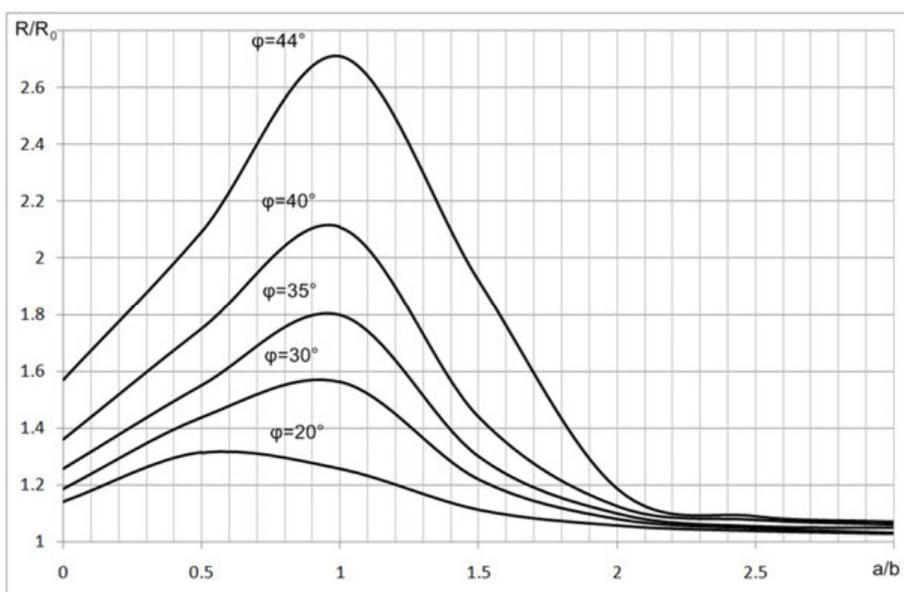


Рис. 9. Графические зависимости вида $R/R_0 = f(a/b)$ при учете развития зон разрушения под «внутренними» краями фундамента, при $\xi_0 = 0,99$

Кроме того, нами построены аналогичные графические зависимости для случая, когда определяющим является процесс развития ОПД под внешними краями фундамента. Они приведены на рис. 10 и 11.

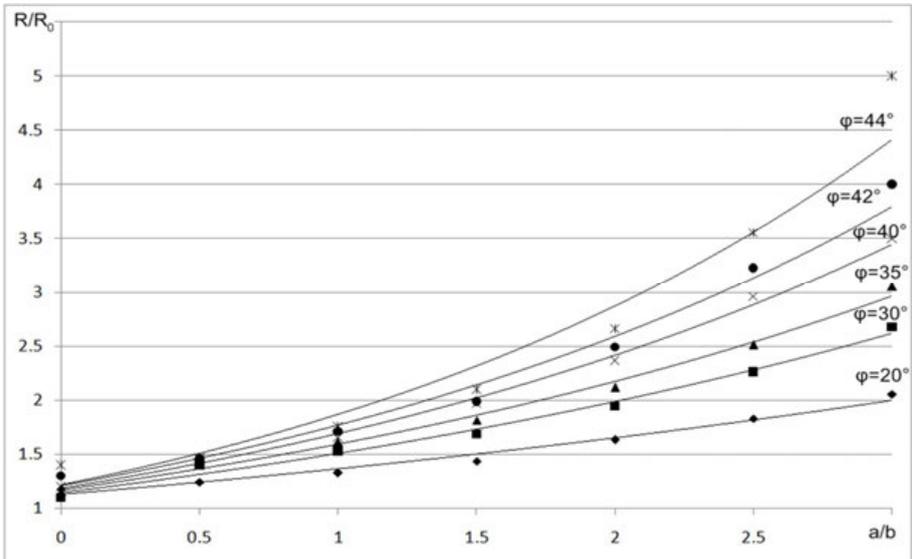


Рис. 10. Графические зависимости вида $R/R_0 = f(a/b)$, при учете развития зон разрушения под «внешними» краями фундамента, при $\xi_0 = 0,75$

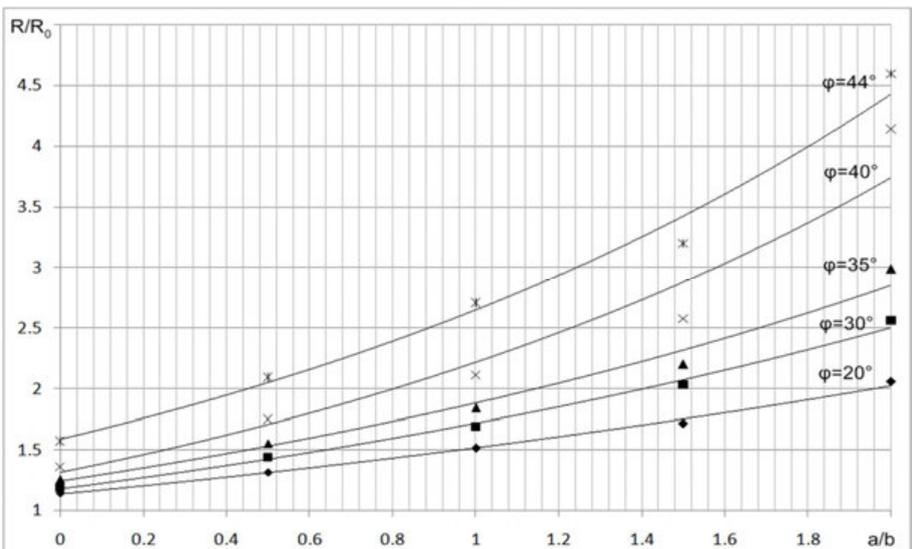


Рис. 11. Графические зависимости вида $R/R_0 = f(a/b)$, при учете развития зон разрушения под «внешними» краями фундамента, при $\xi_0 = 0,99$

Анализ кривых, приведенных на рис. 10 и 11 и построенных при соблюдении условия, что максимальная глубина развития областей пластических деформаций под «внешними» краями составного плитного фундамента не может превышать значения $Z_{\max} = (2b + a)/4$, показывает, что расчетное сопротивление основания такого фундамента также увеличивается при увеличении расстояния между частями фундамента по сравнению с расчетным сопротивлением соответствующего одиночного фундамента.

Все эти кривые могут быть аппроксимированы экспоненциальной зависимостью с погрешностью, которая не превышает 10%.

$$R/R_0 = K_1 e^{K_2 \frac{a}{b}}. \quad (5)$$

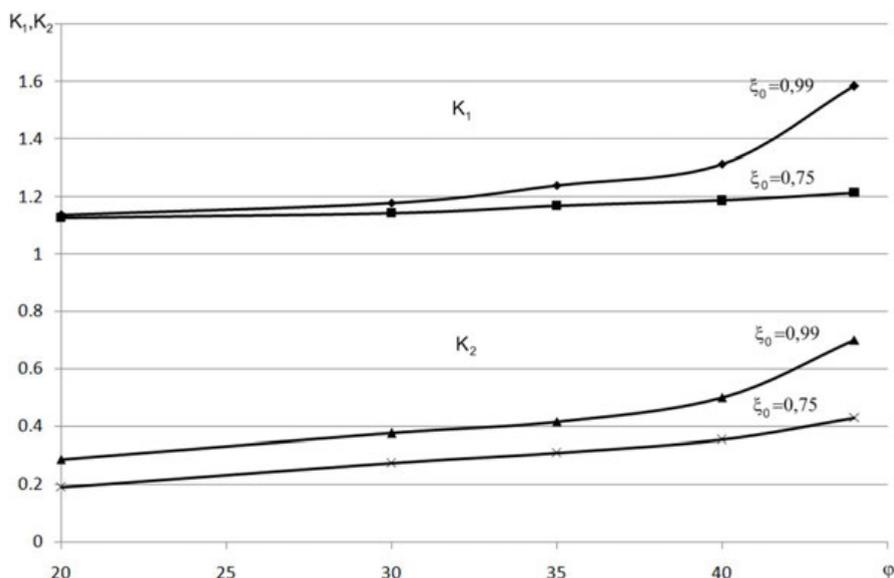


Рис. 12. Графические зависимости для определения численных значений коэффициентов аппроксимирующего выражения (5)

Анализируя все сказанное выше, можно сделать вывод о том, что полученные нами результаты с достаточной для инженерной практики степенью точности совпадают с результатами, полученными независимо от нас другими авторами, причем, последние вытекают из наших решений как частные случаи при определенных величинах коэффициента бокового давления грунта ξ_0 .

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Бартоломей И. Л. и др. Обеспечение равномерной осадки основания составного плитного фундамента // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении : материалы всероссийской научно-технической конференции. г. Новочеркасск, 7—8 июня 2012 г. Новочеркасск: ЮРГТУ (НПИ), 2012. — С. 128–133.

2. Богомолова О. А. и др. Области пластических деформаций в основании составного плитного фундамента // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении : материалы всероссийской научно-технической конференции. г. Новочеркасск 7—8 июня 2012 г. Новочеркасск: ЮРГТУ (НПИ), 2012. — С. 165–168.

3. Устойчивость (Напряженно-деформированное состояние) / *А.Н.Богомолов и др.* // Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ №2009613499 от 30 июня 2009 г.

4. *Федоровский В. Г.* Предельное давление на ряд ленточных штампов и эффект «непродавливания» // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2006. №3. — С. 9–13.

5. *Лучковский И. Я., Самородов А. В.* Расчетное сопротивление грунта рядом стоящих ленточных фундаментов // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво) / В 2-х кн.: Книга 1. — Киев, НДІБК, 2008. — С. 384–393.

6. *Вялов С. С.* Реологические основы механики грунтов. — М.: Стройиздат, 1978. — 300 с.

©*Богомолов А. Н., Богомолова О. А., Анисимов Л. А., Цветкова Е. В., 2015*

**А. Н. Богомолов^(1,2), Ю. И. Олянский⁽¹⁾, О. Н. Вольская⁽¹⁾,
Е. П. Коношинская⁽³⁾, Е. А. Степанова⁽¹⁾**

ИЗМЕНЕНИЕ СОСТАВА И СВОЙСТВ ЛЕССОВЫХ ПОРОД ПРИ ДЛИТЕЛЬНОЙ ФИЛЬТРАЦИИ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет⁽¹⁾,
Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽²⁾,
Южно-Российский государственный политехнический
университет (НПИ) имени М. И. Платова⁽³⁾

Анализируются результаты экспериментальных исследований по изучению длительного воздействия воды на лессовые породы вследствие их техногенного обводнения. Предложена методика типологического районирования лессовых территорий по величине послепросадочного уплотнения.

К л ю ч е в ы е с л о в а : лессовые породы, компрессионные испытания просадочность, послепросадочные уплотнения.

Длительному взаимодействию лессовых пород с водой посвящены исследования Ананьева В. П., Воляника Н. В., Трусовой С. В., Хуртина А. И., Запороженко Э. В. — для отложений Северного Кавказа; Рубинштейна В. А. — для отложений Нижнего Поволжья; Сквалецкого Е. Н. — для отложений Средней Азии; Окниной Н. А., Реутовой Н. С. и Иножарской Н. Г., Молодых И. И. — для отложений Южной Украины и др. Аналогичные работы выполнялись для лессовых пород Северо-Западного Причерноморья в пределах республики Молдова [3]. Полевые исследования проводились в Институте геофизики и геологии АН Молдовы под руководством Ю. И. Олянского.

Лабораторные исследования состава и свойств образцов лессовых пород выполнялись в Лаборатории физико-механических свойств горных пород Института геофизики и геологии АН Молдовы и СКФ ПНИИИС. Изучение просадочности осуществлялось в компрессионных приборах системы Ленинградского горного института. Эти приборы после небольшого усовершенствования позволяют выполнять компрессионные испытания в соответствии с ГОСТ 23161-78 при капиллярном водонасыщении исследуемого образца и в условиях непрерывной фильтрации воды через образец. Фильтрация осуществлялась из бака при градиенте напора равном 50. Направление фильтрации — снизу вверх, использовалась водопродная вода гидрокарбонатно-кальциевого состава с минерализацией 0,4 г/л.

Компрессионные испытания осуществлялись методом «одной кривой» с замачиванием образцов при нагрузке 0,15 МПа.

При больших сжимающих давлениях, значительная степень уплотнения образца препятствует интенсивной фильтрации воды. Испытания выполнялись по следующей схеме. Образец обжимался до нагрузки 0,15 МПа, после чего его влажность увеличивалась методом капиллярного водонасыщения. При такой влажности образец выдерживался от 2 до 4 недель до величины условной стабилизации равной 0,001 мм за 1 сутки. После этого подключалась вода из бака и начиналась ее фильтрация через образец грунта. Фильтрация осуществлялась от 30 до 90 сут. с ежесуточной регистрацией деформации. После завершения опыта определялись показатели физических

свойств, состав воднорастворимых солей и микроагрегатный состав грунта. Всего изучено 100 образцов лессовых пород. Такая методика исследований, несмотря на известные недостатки, позволяет не только оценить полную деформацию образца при замачивании, но и дифференцировать ее на собственно просадку и послепросадочное уплотнение и широко используется в практике исследований на Северном Кавказе, в Ростовской области, Средней Азии и др. районах [1, 2, 6].

Гранулометрический состав лессовых пород определялся до производства компрессионных испытаний при наибольшей пептизации после растирания навески грунта с пирофосфатом натрия, микроагрегатный – по методу Н.А. Качинского, включающему какое-либо химическое и тепловое воздействие на грунт. Микроагрегатный анализ выполнялся до компрессионных испытаний и после длительной фильтрации воды.

В табл. 1 приведены данные по изменению состава и свойств образцов лессовых пород при длительном взаимодействии с водой для основных регионально-генетических типов лессовых толщ, распространенных на указанной территории. Изменение микроагрегатного состава за время выщелачивания и фильтрации для лессовых толщ различного возраста и генезиса различное. У лессовых толщ Южно-Молдавской лессовой равны (Б-I-11) дисперсность пород изменилась довольно значительно. Коэффициент агрегированности дисперсной фракции увеличился примерно в 1,5 раза. У толщ Северной и Центральной Молдовы (области А-II и А-III) дисперсность изменилась незначительно. Коэффициент агрегированности дисперсной фракции практически не изменился.

Таблица 1

Изменение состава и свойств лессовых пород при замачивании и фильтрации воды

| Показатели состава и свойств | | Инженерно-геологический район лессовая толща | | | | | | | | | |
|---|------------------------|---|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| | | А-II-4 dpQ ₃₋₄ | А-III-8 eoldQ ₃ | А-III-8 eoldQ ₂ | А-III-9 eoldQ ₃ | А-III-9 eoldQ ₂ | А-III-10 eoldQ ₃ | А-III-10 eoldQ ₂ | Б-I-11 eoldQ ₃ | Б-I-11 eoldQ ₂ | Б-I-11 eoldQ ₁ |
| 1 | | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| Микроагрегатный состав, % | песок >0,05 мм | <u>50,28</u> 43,27 | <u>33,92</u> 22,43 | <u>33,92</u> 22,43 | <u>33,92</u> 22,43 | <u>33,92</u> 22,43 | <u>33,92</u> 22,43 | <u>33,92</u> 22,43 | <u>24,76</u> 37,86 | <u>24,76</u> 37,86 | <u>24,76</u> 37,86 |
| | пыль 0,05- 0,005 мм | <u>37,25</u> 45,23 | <u>58,16</u> 66,80 | <u>58,16</u> 66,80 | <u>58,16</u> 66,80 | <u>58,16</u> 66,80 | <u>58,16</u> 66,80 | <u>58,16</u> 66,80 | <u>70,48</u> 59,64 | <u>70,48</u> 59,64 | <u>70,48</u> 59,64 |
| | глина <0,005 | <u>12,47</u> 11,50 | <u>8,43</u> 10,77 | <u>8,43</u> 10,77 | <u>8,43</u> 10,77 | <u>8,43</u> 10,77 | <u>8,43</u> 10,77 | <u>8,43</u> 10,77 | <u>4,01</u> 2,50 | <u>4,01</u> 2,50 | <u>4,01</u> 2,50 |
| Коэффициент агрегированности глинистой <0,005 фракции K _{агр} | | <u>2,8</u> 3,0 | <u>4,1</u> 4,4 | <u>4,1</u> 4,4 | <u>4,1</u> 4,4 | <u>4,1</u> 4,4 | <u>4,1</u> 4,4 | <u>4,1</u> 4,4 | <u>10,5</u> 16,9 | <u>10,5</u> 16,9 | <u>10,5</u> 16,9 |
| Минерализация, г/100 г пор. | | <u>0,1616</u> 0,0740 | <u>0,1793</u> - | <u>0,1793</u> - | <u>0,2751</u> 0,0600 | <u>0,2751</u> 0,0600 | <u>0,1283</u> 0,0680 | <u>0,1283</u> 0,0680 | <u>0,2496</u> 0,1580 | <u>0,2496</u> 0,1580 | <u>0,2496</u> 0,1580 |
| Карбонатность, % | | <u>6,30</u> 7,46 | <u>8,81</u> - | <u>8,81</u> - | <u>6,75</u> 7,22 | <u>6,75</u> 7,22 | <u>6,65</u> 2,97 | <u>6,65</u> 2,97 | <u>11,30</u> - | <u>11,30</u> - | <u>11,30</u> - |
| Содержание гипса, % | | <u>0,150</u> 0,270 | <u>0,019</u> - | <u>0,019</u> - | <u>0,073</u> 0,420 | <u>0,073</u> 0,420 | <u>0,092</u> 0,090 | <u>0,092</u> 0,090 | <u>0,045</u> - | <u>0,045</u> - | <u>0,045</u> - |

Отклонение табл. 1

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
|--|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| Содержание аморфного кремнезема, % | <u>0,52</u> 0,59 | | | <u>0,47</u> 0,44 | <u>0,47</u> 0,44 | <u>0,87</u> 0,76 | <u>0,87</u> 0,76 | | | |
| Емкость поглощения, мг-экв/100 г пор. | <u>13,552</u> 14,922 | <u>12,713</u> 14,420 | <u>12,713</u> 14,420 | <u>11,824</u> 14,420 | <u>11,824</u> 14,420 | <u>15,822</u> 14,420 | <u>15,822</u> 14,420 | | | |
| Влажность, W | <u>0,13</u> 0,23 | <u>0,16</u> 0,25 | <u>0,15</u> - | <u>0,15</u> 0,29 | <u>0,14</u> 0,24 | <u>0,17</u> 0,24 | <u>0,16</u> 0,25 | <u>0,14</u> 0,31 | <u>0,17</u> 0,27 | <u>0,18</u> 0,26 |
| Предел текучести W_L | <u>0,28</u> 0,27 | <u>0,32</u> 0,35 | <u>0,31</u> - | <u>0,31</u> 0,33 | <u>0,29</u> 0,31 | <u>0,34</u> 0,34 | — 0,34 | <u>0,29</u> 0,30 | <u>0,31</u> 0,34 | <u>0,33</u> 0,36 |
| Предел раскатывания W_p | <u>0,16</u> 0,16 | <u>0,19</u> 0,20 | <u>0,18</u> - | <u>0,18</u> 0,19 | <u>0,18</u> 0,19 | <u>0,18</u> 0,17 | — 0,17 | <u>0,19</u> 0,20 | <u>0,21</u> 0,20 | <u>0,21</u> 0,21 |
| Плотность «сухого» грунта ρ_d , г/см ³ | <u>1,60</u> 1,69 | <u>1,55</u> 1,67 | <u>1,73</u> - | <u>1,45</u> 1,54 | <u>1,58</u> 1,64 | <u>1,58</u> 1,66 | <u>1,63</u> 1,63 | <u>1,40</u> 1,50 | <u>1,47</u> 1,62 | <u>1,52</u> 1,63 |
| Пористость n , % | <u>41,2</u> 37,7 | <u>42,3</u> 38,3 | <u>36,2</u> - | <u>45,8</u> 43,0 | <u>41,6</u> 35,0 | <u>41,8</u> 38,0 | <u>40,3</u> 40,2 | <u>47,7</u> 44,0 | <u>45,6</u> 39,8 | <u>43,6</u> 39,8 |
| Удельное сопротивление пене-трации $P_m \cdot 10^5$ Па | <u>5,72</u> 0,18 | <u>6,51</u> - | | <u>3,33</u> 0,30 | <u>5,86</u> - | <u>3,96</u> 0,10 | <u>2,37</u> 0,23 | <u>2,56</u> 0,30 | <u>2,22</u> 0,44 | <u>2,83</u> 0,43 |
| Коэффициент послепросадочного уплотнения $K_{пу}$ | 2,47 | 1,74 | | 1,97 | | | 1,62 | 1,58 | 2,95 | 3,93 |

Примечание: в числителе — для образца природной влажности, в знаменателе — для образца после завершения фильтрации воды; прочерк — данные отсутствуют.

Вследствие того, что опыт осуществлялся с использованием водопроводной воды определенной минерализации и химического состава, практически невозможно установить общие закономерности химических преобразований в исследуемых образцах. Тем не менее, полученные выводы могут иметь важное значение и могут использоваться при оценке устойчивости лессовых пород к длительному воздействию воды на конкретных площадках строительства.

Основные результаты заключаются в следующем. Вследствие длительной фильтрации и выщелачивания легкорастворимых солей в образцах произошло значительное уменьшение (в 1,5–3,0 раза) содержания ионов Na^+ . Существенно повысилось содержание ионов Ca^{+2} и Mg^{+2} , что связано, очевидно, с растворением в агрессивной среде карбонатов кальция и магния и образованием сульфатов кальция и магния. Увеличилось в несколько раз содержание ионов Cl^- и SO_4^{-2} , что может найти свое объяснение в образовании среднерастворимых солей кальция и магния. Практически не изменилось содержание ионов HCO_3^- . На смену выносимого количества данного иона образуются новые гидрокарбонатные соединения.

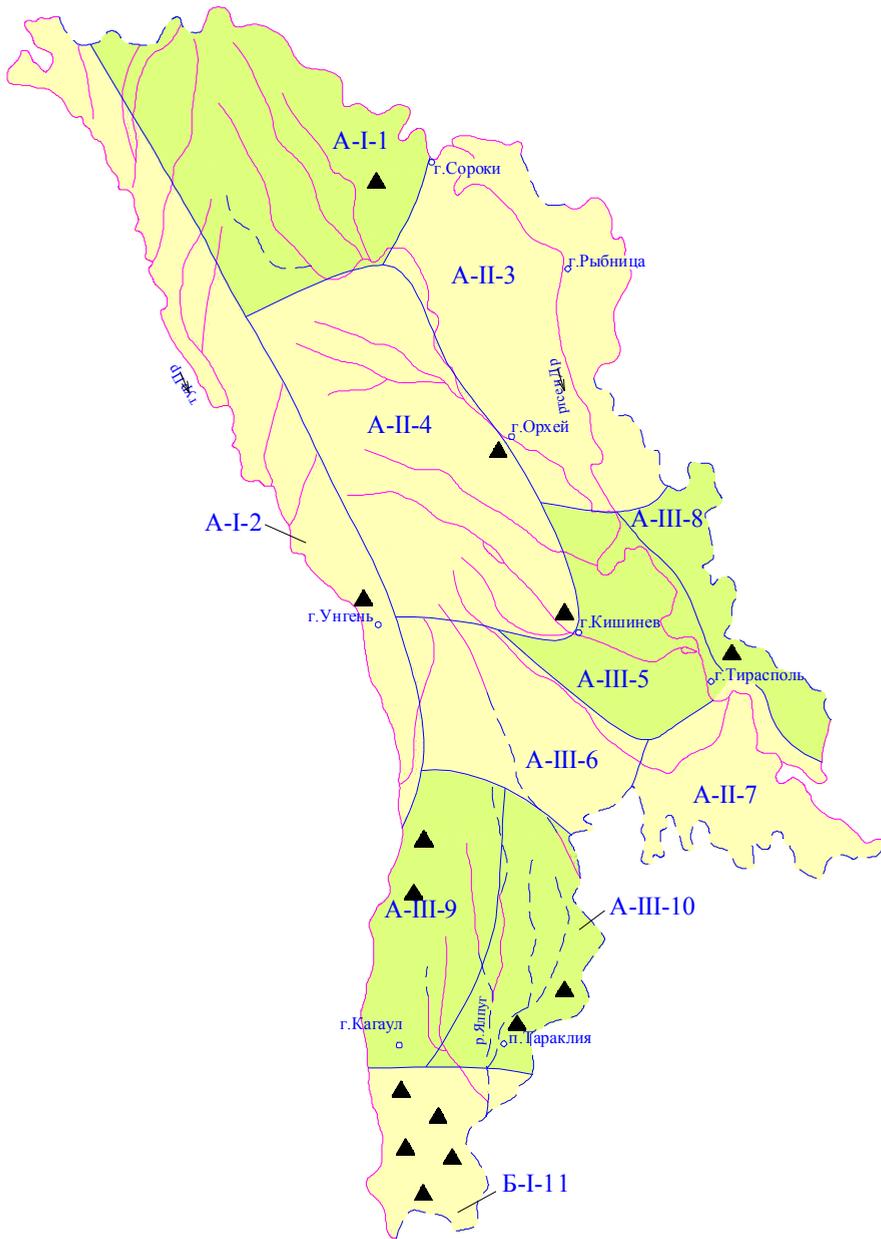


Рис. 1. Карта инженерно-геологического районирования лессовых территорий Молдовы, совмещенная с картой фактического материала.
 А-I-2 — индекс инженерно-геологического района;
 ▲ — точка отбора образцов лессовых пород;
 Районирование лессовых территорий по величине послепросадочного уплотнения, значение коэффициента послепросадочного уплотнения лессовых пород толщи Q_3 и Q_{3-4} :
 □ — 1,7–2,2; ■ — 2,2–3,0.

В результате вышеуказанных химических преобразований наблюдаются различные изменения в общей минерализации. Она уменьшается на 20–30%, или не изменяется вообще, а в отдельных случаях может повышаться в 1,7–1,8 раза. Если до взаимодействия с водой засоление (по Е. В. Аринушкиной) было преимущественно сульфатное и содовое (по анионам) и натриевое, кальциевое и магниевое (по катионам), после фильтрации воды оно изменилось соответственно на исключительно содовое и магниевое-кальциевое. Изменение концентрации водородных ионов pH практически не отмечено - незначительные колебания наблюдаются в обе стороны.

Таким образом, длительная фильтрация воды через лессовую породу показала, что процесс химических преобразований в ней чрезвычайно сложный. Наряду с вымыванием легкорастворимых соединений, происходит разрушение гипса и карбонатов кальция и магния с образованием новых легко и среднерастворимых солей. Содержание карбонатов кальция постепенно накапливается, при этом образуется аморфное карбонатное вещество с примесью глинистого материала, заполняющего крупные поры (0,1–1,0 мм). В результате выпадения углекислого кальция лессовые породы приобретают большую плотность и повышенную прочность. Как отмечал Е. Н. Сквалецкий, вследствие многолетних промачиваний лессовых пород в основаниях гидротехнических сооружений в Таджикистане они преобразуются в озерный мергель [6].

Как следует из результатов экспериментов, при длительной фильтрации воды существенным образом изменились все показатели свойств лессовой породы. Увеличение влажности произошло в среднем на 0,05–0,12. Предел раскатывания либо не изменился, либо уменьшился на 0,01. Повсеместно наблюдается повышение предела текучести в среднем на 0,01–0,04. Такие изменения пределов пластичности обусловлены изменениями общего содержания карбонатов в образце породы, изменениями содержания дисперсной фракции, повышением емкости поглощения и изменениями состава обменных катионов в грунте. В результате произошло оглеение породы с изменением всех влажностных показателей. Число пластичности при этом увеличилось на 0,01–0,03. Вследствие просадочного уплотнения грунт стал более плотным, менее пористым, пластическая прочность его уменьшилась в 5–10 раз.

Величина послепросадочного уплотнения, связанного с длительной фильтрацией воды через лессовую породу, охарактеризована по величине коэффициента послепросадочного уплотнения, впервые использованного при изучении лессовых пород Северного Кавказа [1]. Для изученных образцов его величина изменяется от 1,13 до 4,0 и более. Средние значения для выделенных лессовых толщ на территории Молдовы составляют 1,58–3,93. В результате анализа зависимости коэффициента послепросадочного уплотнения от показателей состава и свойств грунта предложена методика прогноза этой величины на основе вероятностных аналогий [4, 5]. Данная методика использована при районировании территории Молдовы по послепросадочному уплотнению. На карте (рис. 1) представлена информация о послепросадочном уплотнении лессовых пород толщи $Q_{3.4}$ и Q_3 , распространенной на всей территории Молдовы, залегающей в верхней части геологического разреза. Анализ этой карты позволяет сделать вывод о том, что лессовые породы представлены супесями и легкими суглинками, распространенные на террасах рек Прут и Днестр, а так же в центральной водораздельной части междуречья, характеризуются наименьшей способностью к послепросадочному уплотнению, а более глинистые лессовые породы северной и южной частей междуречья характеризуются повышенной способностью к послепросадочному уплотнению.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Ананьев В. П., Хуртин А. И.* Методика прогноза деформаций с учетом фактора длительной фильтрации : материалы 3-го Межведомственного совещания по мелиоративной гидрогеологии и инженерной геологии. М.: ВНИИГИМ. 1978. Вып V. — С. 41–46.
2. *Богомолов А. Н., Олянский Ю. И., Шиян С. И., Тихонова Т. М., Киселева О. В.* Опыт предупреждения деформаций оснований на замедление просадочных грунтах // Сергеевские чтения. Вып. 14. Роль инженерной геологии изысканий на предпроектных этапах строительного освоения территорий : материалы годичной сессии научного совета РАН по проблемам геоэкологии, инженерной геологии и гидрогеологии. – М.: Изд. РУДН, 2012. — С. 153–256.
3. *Олянский Ю. И.* Лессовые грунты юго-западного Причерноморья (в пределах республики Молдова). – Кишинев: Изд. Штиинца, 1992. — 130 с.
4. *Олянский Ю. И.* Опыт оценки послепросадочного уплотнения лессовых пород по лабораторным испытаниям // Вестник ВолгГАСУ. Сер. Ест. науки, 2005. Вып. 4 (14). — С. 81–85.
5. *Олянский Ю. И., Богдевич О. П., Вовк В. М.* О дополнительном уплотнении некоторых типов лессовых пород Молдавии при фильтрации воды // Известия АН МССР. Физика и техника, 1991. №3(6). — С. 118–121.
6. *Олянский Ю. И., Богомолов А. Н., Осипова О. Н., Тихонова Т. М., Киселева О. В.* Опыт прогноза послепросадочного уплотнения по лабораторным испытаниям // Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе. 2012. Т.4. — С. 80–86.

© Богомолов А. Н., Олянский Ю. И., Вольская О. Н.,
Конашинская Е. П., Степанова Е. А., 2015

УДК 624.131.1, 624.131.22

*А. Н. Богомолов^(1,2), Ю. И. Олянский⁽¹⁾, Е. В. Щекочихина⁽¹⁾,
Е. П. Конашинская⁽³⁾, А. Ф. Алексеев⁽⁴⁾*

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКОЕ РАЙОНИРОВАНИЕ ТЕРРИТОРИИ ВОЛГОГРАДСКОЙ ОБЛАСТИ, СЛОЖЕННОЙ ЛЕССОВЫМИ ПРОСАДОЧНЫМИ И НАБУХАЮЩИМИ ГРУНТАМИ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет⁽¹⁾,
Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽²⁾,
Южно-Российский государственный политехнический
университет (НПИ) имени М. И. Платова⁽³⁾,
Уральский государственный горный университет⁽⁴⁾

На основе обобщения природных факторов, определяющих устойчивость геологической среды Волгоградской обл., основным компонентом которой являются просадочные и набухающие породы, выполнено инженерно-геологическое районирование территории. Результаты исследований дают возможность прогнозировать экологические последствия техногенеза посредством отнесения территорий к трем различным типам по уровню относительной биологической дискомфортности и могут служить основой для разработки пространственно-временной структуры мониторинга.

К л ю ч е в ы е с л о в а : просадочные породы, набухающие породы, инженерно-геологическое районирование

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ПРОСАДОЧНЫХ И НАБУХАЮЩИХ ПОРОД

Лёссовые просадочные породы широко распространены на территории Волгоградской обл. и встречаются в различных геоморфологических условиях. Мощность лёссового покрова варьирует от 2–10 м в центральной и северо-западной частях области (Окско-Донская равнина и Среднерусская возвышенность) до 15–20 м и более в южной и юго-восточной (Прикаспийская низменность, Ергенинская возвышенность). Инженерно-геологическим изучением лёссового покрова в различные годы занимались: А. И. Москвитин, С. К. Арбузова, С. Н. Егоров; Т. С. Кавеев, А. В. Минервин, В. Н. Синяков, Н. Н. Комиссарова, Н. В. Воляник, М. В. Трохимчук, Н. В. Коломийцев [13], Ю. И. Олянский, С. В. Кузнецова и др.

В настоящее время в пределах Волгоградской обл. выделяются лёссовые породы верхнехвалынско-современные, верхнечетвертичные валдайского горизонта и верхнечетвертичные ательского горизонта [6, 7, 8].

Наиболее молодые верхнехвалынско-современные лёссовые породы распространены на хвалынской террасе Прикаспийской низменности и занимают в основном Заволжье. Они представлены макропористыми лёссовидными суглинками и супесями буровато-желтого, палевого, желто-серого и других цветов мощностью до 3–4 м, подстилающимися морскими нижнехвалынскими отложениями. Генезис пород преимущественно эоловый и элювиальный, а нижних горизонтов — аллювиальный. Гранулометрический состав следующий: песчаная фракция 13–35%, пылеватая 35–59%, глинистая 10–30%. В минеральном составе глинистой фракции преобладают гидрослюда и монтмориллонит. Содержание воднорастворимых солей 0,03–0,05%.

Верхнечетвертичные лёссовые породы валдайского горизонта являются результатом сложных континентальных процессов осадкообразования в верхнечетвертичную эпоху и распространены к западу от р. Волги в бассейнах рек Иловля, Медведица, Хопер и Дон. Они перекрывают дочетвертичные породы различного возраста и состава и представлены толщей макропористых палево-желтых и серо-желтых суглинков иногда с прослойками и линзами супесей и песков. Мощность их весьма различная: от 1–5 м на склонах, до 10–12 м в водораздельных равнинах. В генетическом отношении это в основном делювиальные, эолово-делювиальные и пролювиальные образования, чем объясняется высокое содержание в них песчаной фракции (40–60%). На долю других фракций пылеватой — 26–45%, глинистой — 5–18%. В минеральном составе дисперсной фракции преобладает гидрослюда, реже встречаются монтмориллонит и смешаннослойные образования. Содержание нерастворимых солей 0,03–0,05%.

Верхнечетвертичные лёссовые породы ательского горизонта представлены желто-бурым, серовато-желтыми супесями и суглинками. Они чаще всего перекрыты морскими хвалынскими отложениями. На отдельных участках, где последние отсутствуют, ательские лёссовые породы перекрываются верхнехвалынско-современными лёссовыми отложениями. Время образования ательских лёссовых пород соответствует континентальному периоду в Прикаспии между позднехазарской и раннехвалынской трансгрессиями. В генетическом отношении эти породы в основном водно-ледникового, аллювиального, эолового и пролювиального генезиса. Мощность их редко превышает 12 м и чаще колеблется от 4 до 8 м. Кровля слоя залегает на глубине от 1 до 10 м. Гранулометрический состав пород следующий: песчаная фракция — 35–60%, пылеватая — 20–45%, глинистая — 6–18%. В минеральном составе дисперсной фракции преобладает монтмориллонит, несколько меньше — гидрослюды.

Анализ показателей физических свойств лёссовых пород свидетельствует о том, что в целом они достаточно близки между собой. Средние значения показателей свойств для указанных типов лёссовых пород изменяются в следующих интервалах: предел текучести 0,26–0,27; предел раскатывания — 0,16; число пластичности — 0,10–0,11; пористость — 0,39–0,41; плотность — 1,83–1,86 г/см³; влажность — 0,15–0,17. Наиболее просадочными являются лёссовые породы валдайского и верхнехвалынско-современного горизонтов: $\varepsilon_{sl}^{0,3}$ — 0,036–0,039, P_{sl} — 0,10–0,11 МПа. Значительно менее просадочны лёссовые породы ательского горизонта: $\varepsilon_{sl}^{0,3}$ — 0,029, P_{sl} — 0,14 МПа. Лёссовые массивы, распространенные в северо-западной и центральной частях области, относятся преимущественно к I типу грунтовых условий по просадочности, мощность просадочного слоя редко превышает 10 м. Лёссовые массивы южной и юго-западной частей в пределах водоразделов Ергенинской и Приволжской возвышенностей относятся ко II типу грунтовых условий по просадочности. Мощность просадочного слоя здесь достигает 12–15 м и более, а возможная просадка толщи от собственного веса составляет 15–50 см, реже превышает 50 см.

Набухающие глинистые породы в пределах области представлены верхнечетвертичными хвалынскими шоколадными глинами, неогеновыми-скифскими, верхнепалеогеновыми майкопскими, среднепалеогеновыми мечеткинскими и юрскими глинами. [6, 9] Эти породы на описываемой территории выходят на поверхность либо залегают до глубины 20 м.

Верхнечетвертичные хвалынские глины распространены в Прикаспийской низменности и являются самыми молодыми из плейстоценовых глин Прикаспия, образовавшимися в период хвалынской трансгрессии. Им свойственны темно-коричневая

окраска, связанная с присутствием гидроокислов железа, и тонкая слоистость. Мощность хвалыньских глин зависит от условий их залегания. Если они заполняют депрессии между соляными куполами, она максимальная и достигает 10–15 м, если залегают на положительных солянокупольных структурах — она минимальная и составляет 1–5 м, либо полностью здесь отсутствуют. Гранулометрический состав глин по данным 280 анализов следующий: песчаная фракция — 8,0%; пылеватая — 36,4%; глинистая — 55,6%. Преобладает гидрослюда, в меньшем количестве содержится монтмориллонит и каолинит. Влажность глин различная и составляет 0,18–0,39; предел текучести — 0,41–0,63; предел раскатывания — 0,15–0,31; число пластичности — 0,18–0,31; пористость — 0,39–0,53; величина свободного набухания — 0,04–0,25 (среднее 0,13); давление набухания — 0,08–0,38 МПа (среднее 0,33 МПа).

Неогеновые скифские глины подстилают лёссовую толщу, а иногда обнажаются на склонах правобережья р. Волги. Мощность их редко превышает 2,5–3,5 м, но в отдельных случаях может достигать 22 м. Они представлены красно-бурными глинами с обилием известковистых конкреций и прослоек песка. Формирование их происходило в мелких эпиконтинентальных водоемах, отличающихся пониженной соленостью и нестабильностью гидродинамического режима, обусловленной частой сменной незначительных регрессий и трансгрессий. Из всех набухающих пород области это наименее дисперсные. Число пластичности колеблется от 0,17 до 0,24; предел текучести — 0,3–0,48; предел раскатывания — 0,18–0,24; пористость — 0,36–0,46; влажность — 0,10–0,28; плотность — 1,74–2,00 г/см³; величина свободного набухания — 0,03–0,1 (среднее 0,08); давление набухания — 0,04–0,12 МПа (среднее 0,09 МПа).

Майкопские глины широко распространены на юго-западе области в пределах Приволжской и Ергенинской денудационных равнин и представляют собой морские формации альпийского геотектонического цикла. В невыветрелом состоянии майкопские глины имеют серую, темно-серую, зеленовато-серую окраску. При подсыхании они становятся светло-коричневыми, оливковыми и др. Гранулометрический состав невыветрелых глин следующий: песчаная фракция — 13,7%; пылеватая — 55,0%; глинистая — 31,3%. Пределы колебания показателей свойств следующие: текучести — 0,44–0,83; раскатывания — 0,25–0,48; число пластичности — 0,21–0,45; плотность — 1,45–2,02 г/см³; пористость — 0,41–0,61; влажность — 0,21–0,47; величина свободного набухания — 0,01–0,14 (среднее 0,11); давление набухания — 0,01–0,27 МПа (среднее 0,16 МПа).

Мечеткинские глины залегают на некоторых участках Приволжской и Ергенинской возвышенностей и обнажаются преимущественно в долинах небольших рек, балках и оврагах. В генетическом отношении они представляют собой осадок эпиконтинентального моря глубиной до 500 м, образовавшийся за счет сноса материала с Украинского кристаллического щита и продуктов размыва карбонатных пород меловой системы. Цвет их преимущественно оливково-зеленый и зеленовато-серый. Характерно наличие тонких прослоек пыли и песка. Общая мощность слоя глин достигает 6 м. Пределы колебания показателей свойств следующие: текучести — 0,42–0,89; раскатывания — 0,18–0,58; число пластичности — 0,18–0,57; влажность — 0,18–0,5; плотность — 1,74–2,00 г/см³; пористость — 0,36–0,63; величина свободного набухания — 0,04–0,18 (среднее 0,10); давление набухания — 0,05–0,22 МПа (среднее 0,09 МПа).

Юрские глины распространены в западной части Окско-Донской равнины и на севере Приволжской возвышенности и, как правило, перекрыты толщей лёссовых пород. Мощность глин непостоянная и изменяется от 1 до 18 м. Пределы колебания показателей свойств следующие: текучести — 0,04–0,64; раскатывания — 0,20–0,36;

число пластичности — 0,12–0,35; влажность — 0,20–0,36; плотность — 1,76–2,08 г/см³; пористость — 0,4–0,5; величина свободного набухания — 0,07–0,20 (среднее 0,11); давление набухания — 0,08–0,25 МПа (среднее 0,12 МПа).

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКОЕ РАЙОНИРОВАНИЕ ВОЛГОГРАДСКОЙ ОБЛ. ПО ОСОБЕННОСТЯМ ПРОСАДОЧНЫХ И НАБУХАЮЩИХ ПОРОД

Целью исследований являются оценка устойчивости территории к возникновению неблагоприятных геологических процессов и рассмотрение экологических последствий ее освоения для проживающего населения. Анализируя понятие «устойчивость геологической среды», авторы [13] отмечают, что главной задачей при изучении устойчивости является: выделение набора характеристик изучаемой системы, оценка их постоянства, выделение комплекса существенных для устойчивости факторов и пределение элементов связи и отношений в изучаемой системе. Факторы, определяющие устойчивость геологической среды, делятся на природные и техногенные. Инженерно-хозяйственное освоение любой территории неизбежно сопровождается проявлением различных техногенных (активных) факторов, однако степень их воздействия на геологическую среду определяется набором существующих природных (пассивных) факторов. Комплексная геоэкологическая оценка территорий распространения просадочных и набухающих пород юга Русской платформы разрабатывалась авторами в следующих работах [1, 2, 3, 4, 5].

Для оценки степени устойчивости геологической среды Волгоградской обл., составным компонентом которой являются просадочные и набухающие породы, обобщались и анализировались следующие природные факторы: геологическое строение и тектоника; генетический тип и возраст лёссовых отложений и подстилающих пород; физические свойства, показатели просадочности и набухаемости образцов пород и их массивов; изменчивость свойств пород в плане и по глубине (мощности слоя); природные условия естественной дренированности территорий и глубина залегания подземных вод; особенности рельефа и геоморфологии. Их изученность и степень обобщения показателей приведены в табл. 1. Экологические последствия техногенных воздействий анализировались на территории г. Волгограда, характеризующейся широким распространением просадочных и набухающих пород и развитием связанных с ними инженерно-геологических процессов [10].

Основной целью исследований, связанных с оценкой влияния экзогеодинамики литосферы на существование биоты, включая человеческое сообщество, являются изучение функциональных природных литосистем с учетом развивающихся в них геологических процессов и разработка геологического обоснования управляющих решений [14]. Для обобщения всех пассивных факторов, определяющих устойчивость геологической среды области (табл. 1), использован метод инженерно-геологического районирования, являющийся одним из ведущих методов систематизации материала об инженерно-геологических условиях территории. Использована схема однорядного (генетико-морфологического) районирования, разработанная В. Н. Синяковым и С. В. Кузнецовой [11], базирующаяся на формационном принципе районирования. В качестве таксономических единиц использована система таксонов: регион — область I порядка — область II порядка — район. Регион выделен по структурно-тектоническим признакам, области — по геоморфологическим признакам, район — по распространению пород определенного структурно-генетического комплекса.

Таблица 1

Природные факторы, определяющие устойчивость геологической среды массивов просадочных и набухающих пород и степень обобщения их показателей для Волгоградской обл.

| Природные (пассивные) факторы | Степень обобщения показателей природных факторов |
|---|--|
| Генетический тип и возраст лёссовых и набухающих пород | Выделено три регионально-генетических типа лёссовых и пять регионально-генетических типов набухающих пород |
| Условия залегания и распространения лёссовых и набухающих пород | Составлена схематическая карта распространения лёссовых и набухающих пород в масштабе 1:500 000 |
| Минеральный состав и химические особенности лёссовых и набухающих пород | Охарактеризованы показатели в пределах регионально-генетических типов пород |
| Механический состав лёссовых и набухающих пород | Статистическая обработка содержания фракций в пределах регионально-генетических типов пород; составлены графики изменчивости трансостава по мощности толщи и в направлении основного сноса мелкозема |
| Физические свойства лёссовых и набухающих пород | Статистическая обработка показателей в пределах регионально-генетических типов пород; охарактеризован режим изменчивости в направлении основного сноса мелкозема и мощности слоя пород |
| Показатели просадочных лёссовых пород | Статистическая обработка показателей ε_{sl} и P_{sl} в пределах регионально-генетических типов пород; изучен режим изменчивости в направлении основного, сноса мелкозема и по мощности слоя; составлена карта типов и видов лёссовых толщ в масштабе 1:500 000 |
| Показатели набухаемости глинистых пород | Статистическая обработка в пределах регионально-генетических типов пород; выполнен корреляционно-региональный анализ зависимостей ε_{sw} и P_{sw} от показателей состава и свойств; составлена карта распространения набухающих пород в масштабе 1:500 000 |
| Природные условия естественной дренированности территорий и глубина залегания подземных вод | Выполнен качественный прогноз подтопления в соответствии со СНиП 2.02.01-83 и выделены типы территорий по потенциальной подтопляемости |
| Особенности рельефа и тектоники; генетический тип и возраст пород зоны аэрации | Учтены при типологическом инженерно-геологическом районировании территорий на основе формационного принципа |

В пределах районов выполнено оценочное (типологическое) инженерно-геологическое районирование, в результате которого на основе использования некоторых качественных и количественных показателей (типы и виды лёссовых толщ, наличие набухающих пород и величины их набухания) выделены участки и подучастки. Участки выделены в зависимости от классификации просадочных толщ, положенной в основу СНиП 2.02.01-83 с учетом их региональных особенностей: I тип грунтовых условий по просадочности: а) мощность просадочного слоя (H_{sl}) менее 5 м, возможная просадка от собственного веса (S_{sl}) отсутствует (П1); б) H_{sl} 5–10 м; S_{sl} 0–5 см (П2) II тип грунтовых условий по просадочности: в) H_{sl} 10–15 м; S_{sl} 5–15 см (П3); г) H_{sl} более 15 м, S_{sl} 15–50 см (П4); д) H_{sl} более 15; S_{sl} более 50 см (П5).

Подучастки выделены с учетом классификации глин по величине свободного набухания: а) слабонабухающие $\varepsilon_{sw} = 0,04—0,08$; (Н1); б) средненабухающие $\varepsilon_{sw} = 0,08—0,12$; (Н2); в) сильнонабухающие ε_{sw} — более 0,12; (Н3).

Для каждого участка и подучастка дан прогноз подтопления посредством отнесения его к определенному типу по потенциальной подтопляемости (в соответствии со СНиП 2.02.01.-83).

ЭКОЛОГО-ГИГИЕНИЧЕСКИЕ ПОСЛЕДСТВИЯ ПРОЯВЛЕНИЯ ПРОСАДОЧНЫХ И НАБУХАЮЩИХ СВОЙСТВ ПОРОД, РАСПРОСТРАНЕННЫХ В ВОЛГОГРАДСКОЙ ОБЛ.

Лёссовые просадочные и глинистые набухающие породы покрывают около 80% территории Волгоградской обл. и являются важнейшим компонентом геологической среды. Интенсивное промышленно-хозяйственное освоение таких территорий ведет к серьезному нарушению баланса компонентов природной среды, в результате чего нарушается режим подземных вод и изменяется влажность массивов глинистых пород. Характерным примером негативных последствий техногенеза на окружающую среду являются города Волгоград, Волжский, Камышин. Вследствие деформаций зданий и сооружений на просадочных и набухающих грунтах, затопления подвалов и цокольных этажей, образования оползней, оврагов и т.д. здесь возникает ряд медико-биологических и санитарно-гигиенических проблем, негативно отражающихся на здоровье проживающего населения. По данным коммунального отдела Центра государственного санитарно-эпидемиологического надзора г. Волгограда, более половины жалоб, поступающих от населения, связано с неблагоприятными условиями проживания.

Вследствие деформации жилых и производственных зданий образуются трещины в несущих конструкциях, что является причиной повышения влажности комнатного воздуха выше предельно допустимых величин: 30–60% относительной влажности в жилых помещениях и 50% — в дошкольных учреждениях. Сочетание высокой влажности воздуха с низкой температурой вызывает переохлаждение организма за счет увеличения отдачи тепла и вызывает ощущение зябкости. Продолжительное и частое пребывание людей в условиях повышенной влажности и низкой температуры отягощает течение таких заболеваний, как нефрит, пиелонефрит, ангина, ревматизм, пневмония, грипп, катар верхних дыхательных путей и др.

Поверхности стен, находящихся в сырых помещениях, могут покрываться плесенью в виде пушистых, бархатистых и паутинных налетов различной окраски, состоящих из спор и нитей мицелия. Споры плесени, попадая в воздух жилых помещений, оседают на коже и слизистых оболочках человека и способны вызывать расстройства в дыхательных путях, глазах, ушах, кишечнике и др. Кроме того, плесень приводит к разрушению строительных конструкций.

В последние десятилетия в ряде городов области наблюдается рост численности популяций кровососущих. Комары являются не только злостными кровососами, но и

переносчиками ряда заболеваний, главным образом филяридоза и вирусного энцефалита.

В результате обобщения инженерно-геологических условий отдельных опорных участков, определения вида и анализа интенсивности протекающих на них инженерно-геологических процессов и возникающих при этом неблагоприятных явлений, а также санитарно-гигиенических условий проживания населения выделено три типа территорий по уровню относительной биологической дискомфортности: относительно комфортные, средней дискомфортности, высокой степени дискомфортности [12]. Фрагмент схемы инженерно-геологического районирования территорий распространения просадочных и набухающих пород приведен в табл. 2.

Таблица 2

Схема инженерно-геологического районирования территорий распространения просадочных и набухающих пород Волгоградской обл. (фрагмент)

| Инженерно-геологические районы | Тип участка | Вид под-участка | Тип по потенциальной подтопляемости по группам предприятий | | | Уровень биологической дискомфортности | Рекомендации по обеспечению функционирования оптимальной геологической среды |
|--|-------------|-----------------|--|-----|-----|---------------------------------------|---|
| | | | Б | Г | Д | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| Распространение нижне-хвалыньских морских песчано-глинистых пород | | НЗ | I | II | III | Высокий | Ликвидация набухаемости хвалыньских глин различными методами, конструктивные и водо-защитные мероприятия. Постоянный контроль за состоянием водонесущих коммуникаций |
| | П1, П2 | | II | IV | IV | Относительно комфортный | Устранение просадочности в пределах сжимаемой толщи, водозащитные мероприятия |
| Распространение песчано-глинистых пород терригенной формации верхнего плиоцена | П1, П2 | Н1 | II | III | III | Средний | Устранение просадочности в пределах сжимаемости толщи, водозащитные и конструктивные мероприятия. Борьба с набухаемостью, систематический контроль за состоянием водонесущих коммуникаций |
| | П3, П4, П5 | | III | IV | IV | Высокий | Устранение просадочности на всю лессовую толщу, комплекс водозащитных и конструктивных мероприятий |

Окончание табл. 2

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|--|------------|----|-----|-----|-----|-------------------------|---|
| Распространение глин майкопской серии терригенной формации олигоцена | П1, П2 | Н2 | II | III | III | Средний | Устранение просадочных в пределах сжимаемости толщи, водозащитные и конструктивные мероприятия. Борьба с набухаемостью, систематический контроль за состоянием водонесущих коммуникаций |
| Распространение песчано-глинистых пород терригенно-кремнистой формации палеогена | П1, П2 | | II | IV | IV | Относительно комфортный | Устранение просадочности в пределах сжимаемости толщи, создание водонепроницаемых экранов под фундаментами, устройство дренажей |
| Распространение мергельно-меловой формации верхнего мела | П1, П2 | Н2 | II | III | III | Средний | Устранение просадочности в пределах сжимаемости толщи, водозащитные и конструктивные мероприятия. Борьба с набухаемостью; систематический контроль за состоянием водонесущих коммуникаций |
| | П3, П4, П5 | | III | IV | IV | Высокий | Устранение просадочности на всю лессовую толщу, комплекс водозащитных и конструктивных мероприятий |
| Распространение терригенной сероцветной формации юры и нижнего мела | П1, П2 | Н2 | II | III | III | Средний | Устранение просадочности в пределах сжимаемой толщи, водозащитные и конструктивные мероприятия. Борьба с набухаемостью, систематический контроль за состоянием водонесущих коммуникаций |
| Распространение нижне- и среднечетвертичных аллювиальных песчано-глинистых пород | П1, П2 | | II | IV | IV | Относительно комфортный | Устранение просадочности в пределах сжимаемой толщи, создание водонепроницаемых экранов под фундаментами, устройство дренажей |

Относительно комфортные территории. Сложены преимущественно лёссовыми толщами I типа по просадочности с мощностью просадочного слоя менее 10м, подстилающимися мощными толщами песков либо скальными породами. Территории преимущественно неподтопляемые либо IV типа (СНиП 2.02.01-83) по потенциальной подтопляемости, набухающие глины отсутствуют. Вследствие инженерного освоения таких территорий ожидаемые медико-биологические и санитарно-гигиенические последствия весьма минимальные. Просадка оснований сооружений из-за хорошей естественной дренированности территории и высоких значений начального просадочного давления может иметь единичный характер и обусловлена в основном некачественным выполнением работ по подготовке лёссовых оснований.

Территории средней дискомфортности. К данному типу относятся сильно- и среднеподтопляемые участки, сложенные лёссовыми просадочными толщами преимущественно I типа по просадочности с мощностью просадочного слоя не более 10м или средне- и слабонабухающими глинами, залегающими в пределах глубин активной инженерной деятельности. Медико-биологические и санитарно-гигиенические последствия освоения таких территорий довольно существенны и связаны с просадкой и набуханием грунтов в основании сооружений, а также с подтоплением и заболачиванием территории. На крутых склонах, сложенных набухающими глинами, возможно образование оползней. Поддержание баланса компонентов природной среды таких территорий требует выполнения комплекса специальных мероприятий по недопущению просадочности, набухаемости, подтопления, образования оползней и др.

Территории высокой степени дискомфортности. К ним относятся потенциально подтопляемые участки, сложенные лёссовыми толщами II типа по просадочности, залегающие в основном на водоразделах; Ергенинской и Приволжской возвышенностей, а также I типа по просадочности и сильнонабухающими хвалынскими глинами, подстилающими лёссовую толщу, залегающими на Прикаспийской низменности. Данная территория является наиболее уязвимой в экологическом отношении, медико-биологические и санитарно-гигиенические последствия ее освоения весьма серьезные. Даже незначительное повышение влажности лёссовых и глинистых пород может привести к весьма серьезным деформациям инженерных сооружений. В условиях недостаточной естественной дренированности хвалынской равнины любое освоение территории будет неизбежно сопровождаться интенсивным подтоплением, вплоть до заболачивания, что уже и наблюдается в г. Волжском и других участках. Это, в свою очередь, ведет к возникновению неблагоприятных инженерно-геологических явлений: просадке, набуханию, оползанию бортов карьеров и котлованов и существенно влияет на условия жизнеобитания. Так, по данным В. Н. Синякова, количество деформаций зданий в Волгограде и Волжском по причине замачивания просадочных грунтов составило 63, а хвалыньских глин — 92.

Выполненное инженерно-геологическое районирование и создание картографической модели массивов просадочных и набухающих пород Волгоградской обл. с учетом основных выводов, полученных при анализе экологических последствий изменения геологической среды на территории г. Волгограда, позволяют разработать рекомендации и мероприятия по обеспечению и функционированию оптимальной геологической среды и могут служить основой для разработки пространственно-временной структуры мониторинга.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Богомолов А. Н., Олянский Ю. И., Махова С. И., Чарыкова С. А., Тихонова Т. М. Геоэкологическая оценка территорий распространения просадочных и набухающих пород // Экология урбанизированных территорий. – М., 2012. — С. 89–91.
2. Богомолов А. Н., Олянский Ю. И., Шиян С. И., Тихонова Т. М., Киселева О. В. Опыт предупреждения деформаций оснований на замедленно-просадочных грунтах : материалы годичной сессии Научного совета РАН по проблемам геоэкологии, инженерной геологии и гидрогеологии (22 марта 2012 г.) // Сергеевские чтения. Вып. 14. – М.: изд-во РУДН, 2012. — С. 253–256.
3. Богомолов А. Н., Олянский Ю. И., Щекочихина Е. В., Чарыкова С. А. Инженерно-геологические особенности освоения территорий распространения структурно-неустойчивых грунтов // Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе. – Пермь, 2012. Т 4. — С.74–79.
4. Олянский Ю. И., Шиян С. И., Богомолова О. А. Экологические проблемы строительства на просадочных грунтах/Городские агломерации на оползневых территориях : материалы V Международной конференции по геотехнике 22–24 сентября 2010 г. – Волгоград: Изд-во ВолгГАСУ, 2010. — С. 240–244.
5. Олянский Ю. И., Богомолов А. Н., Тихонова Т. М. Сарматские глины. Состав, физико-механические свойства, типизация по устойчивости к обводнению. Изд. Palmarium academic publishing, Германия, 2013. — 239 с.
6. Синяков В. Н., Олянский Ю. И. Эколого-геологическая оценка территорий распространения просадочных и набухающих пород Волгоградской области // Научный ежегодник «Стрежени». Вып. 2. – Волгоград: гос. учр. «Издательство», 2002. — С.19–26.
7. Синяков В. Н. Инженерно-геологические особенности лёссовых пород Прикаспийской низменности // Региональные особенности подов и западного микрорельефа Украины. – Киев: Препринт Ин-та геол. наук АН УССР, 1980. — С. 35–37.
8. Синяков В. Н. Инженерно-геологические особенности верхнечетвертичных лессовых пород Нижнего Поволжья в связи с историей их формирования // Инж. геол. 1981. №5. — С. 65-71.
9. Синяков В. Н. О роли соляной тектонике в формировании инженерно-геологических крупных солянокупольных бассейнов // Инж. геол. 1984. №2. — С. 61–72.
10. Синяков В. Н., Кузнецова С. В. Геологические проблемы Волгоградский обл. // Экологическая наука – практике. – М., 1997. Т. 1. — С. 81–84.
11. Синяков В. Н., Кузнецова С. В. Инженерно-геологическое районирование Нижнего Поволжья и прилегающих территорий // Инж. геол. 1981. №4. — С. 26–37.
12. Слепян Э. И. Охрана геологической среды территорий городов и городских агломераций – необходимое условие обеспечения экологического комфорта для населения // Современные проблемы инженерной геологии территорий городов и городских агломераций. – М., 1987. — С. 284–286.
13. Трофимов В. Т., Герасимова А. С. и др. Устойчивость геологической среды и факторы ее определяющие // Геоэкология, 1995. №2. — С. 18–28.
14. Трофимов М. В., Зилинг Д. Г. Содержание, объект и предмет экологической геологии // Геоэкология, 1996. №6. — С. 43–54.

© Богомолов А. Н., Олянский Ю. И., Щекочихина Е. В.,
Конашинская Е. П., Алексеев А. Ф., 2015

УДК 624.131.1, 624.131.22

*А. Н. Богомолов^(1,2), Ю. И. Олянский⁽¹⁾, Е. В. Щекочихина⁽¹⁾,
С. А. Чарыкова⁽¹⁾, Г. М. Скибин⁽³⁾, А. Ф. Алексеев⁽⁴⁾*

ЗАКОНОМЕРНОСТИ ИЗМЕНЕНИЯ ВЕЩЕСТВЕННОГО СОСТАВА И ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГЛИНИСТЫХ ПОРОД ПРИ ДЛИТЕЛЬНОМ ВОЗДЕЙСТВИИ ВОДЫ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет⁽¹⁾,
Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽²⁾,
Южно-Российский государственный политехнический
университет (НПИ) имени М.И. Платова⁽³⁾,
Уральский государственный горный университет⁽⁴⁾

В лабораторных условиях выполнено моделирование длительного взаимодействия глин с водой. Установлены основные закономерности изменения показателей структуры, состава и свойств глин при диффузионном выщелачивании. Выделено 4 типа глин по устойчивости к обводнению. Проанализирована роль пирита в процессе химических преобразований грунта и изменения ее свойств.

К л ю ч е в ы е с л о в а : сарматские глины, диффузионное выщелачивание, устойчивость к обводнению, формула Байеса.

МЕТОДИКА ИССЛЕДОВАНИЙ И ОСНОВНЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ

Влияние длительного взаимодействия глинистых пород с водой на изменение их состава и свойств изучалось на примере образцов неогеновых глин междуречья Прут-Днестр природной структуры с различными показателями степени дисперсности, минерального состава, ионно-солевого комплекса и типа структурных связей между грунтовыми частицами. Отличительные особенности изучаемых глин: слабая засоленность легкорастворимыми солями (< 0,3%), высокая карбонатность (9–12%) и пиритизированность (до 3% и более), монтмориллонито-гидрофлюидный состав глинистой фракции [5]. Для них характерно преобладание переходных и смешанных типов контактов между структурными элементами (по классификации В. И. Осипова) [8], а так же значительная плотность (около 2,0 г/см³) и прочность. Глины в основном средне и сильно набухающие.

Исследования проводились методом лабораторного моделирования. При этом использовались приборы оригинальной конструкции. Выщелачивание глин осуществлялось в условиях непрерывного омывания дистиллированной водой образцов высотой 2,5 см и площадью 40 см². Длительность опыта составляла 70–120 сут с расходом воды 1 л за 5–6 сут, что по [3] является оптимальным режимом выщелачивания глин. Всего выполнено 103 опыта. Испытания заканчивались после стабилизации объема образца и равенства рН фильтрата и исходного раствора. В процессе опыта без пригрузки на всех образцах проводились регулярные замеры деформации свободного набухания, а у отдельных образцов с периодичностью 1 раз в 12–15 сут, измерялось удельное сопротивление пенетрации. У образцов, выщелачивающихся под арретиром, проводились периодические (1 раз в 15–20 сут) замеры давления набухания.

Анализ изменения состава глинистых пород в процессе выщелачивания в диффузионном приборе проведен по следующим показателям, оказывающим наибольшее влияние на структурные, деформационные и прочностные свойства грунтов: количественный и качественный состав водно-растворимых солей, содержание гипса, карбонатов, аморфного кремнезема, емкость поглощения, состав обменных катионов и дисперсность [6].

Количественный и качественный состав воднорастворенных солей. Минерализация порового раствора до выщелачивания составила 0,047–0,423 г/л. После выщелачивания неизменной оказалась только минерализация «слабо» минерализованных образцов (менее 0,1 г/л). Для образцов с более высокой исходной минерализацией наблюдалось почти повсеместное ее уменьшение в среднем в 1,5–1,6 раза. Если до выщелачивания тип засоления глин оценивался как хлоридно-сульфатно-кальциево-натриевый (для образцов с минерализацией менее 0,1 г/л) и хлоридно-сульфатно-натриево-кальциевый (для образцов с минерализацией более 0,1 г/л), то после выщелачивания он соответственно изменился на хлоридно-сульфатно-магниево-кальциевый и хлоридно-сульфатно-кальциево-магниевый.

Содержание гипса в исходных образцах составило 0,02–0,42%, а после выщелачивания 0,03–0,66%. Среднее содержание увеличилось в 1,5 раз. Такое увеличение свидетельствует о протекающей в процесс выщелачивания реакции по окислению пирита с образованием вторичного гипса.

Изменение общего содержания карбонатов при выщелачивании сарматских глин можно охарактеризовать двояко. В случае, когда общее их содержание в образце до выщелачивания невелико (менее 5%), их количество увеличивается в среднем в 1,56 раз. В других случаях их содержание уменьшается в среднем в 1,11–1,17 раз. Содержание *аморфного кремнезема*, по мнению ряда авторов, тесно связано с процессами окисления пирита. Однако содержание его в выщелоченных образцах сарматских глин никак не связано с этим. В одних образцах аморфный кремнезем при выщелачивании увеличивается в 1,5–2,0 раза, в других — наоборот.

Емкость поглощения до выщелачивания не превышала 24,0 мг-экв/100 г породы. После выщелачивания на протяжении 90 сут этот показатель практически не изменился. Изменение состава *обменных катионов* в процессе выщелачивания заключается в следующем. До выщелачивания они располагались в основном в следующий ряд $Ca^{+2} > Mg^{+2} > Na^{+} > K^{+}$ и $Mg^{+2} > Ca^{+2} > Na^{+} > K^{+}$, после выщелачивания зависимость изменилась: $Ca^{+2} > Mg^{+2} > K^{+} > Na^{+}$ и $Ca^{+2} > Mg^{+2} > K^{+} > Na^{+}$ соответственно. Общий характер изменения емкости поглощения и состава обменных катионов при выщелачивании сарматских глин в целом соответствует выявленному Н. П. Затенацкой у глин Северного Кавказа и др. регионов [2].

Дисперсность. Выщелачиванию подвергались невыветрелые образцы глин с различной степенью агрегированности от коагуляционных до смешанных коагуляционно-цементационных. Во всех выщелоченных образцах произошло изменение степени дисперсности. У одних это обусловлено уменьшением содержания глинистой и пылевой фракции (вследствие агрегации), у других — их повышением. Но во всех случаях наблюдалось значительное снижение содержания песчаной фракции.

Изучение величины *свободного набухания* проводилось по следующей методике. После зарядки образца в диффузионный прибор и его замачивания проводились наблюдения за развитием деформации набухания (без водообмена) до ее условной стабилизации, принимаемой не более 0,01 мм за 1 сут, наблюдаемой в течение 5–6 сут. После этого в приборе создавались условия выщелачивания путем постоянного водообмена и измерялась дополнительная деформация образца.

При диффузионном выщелачивании наблюдается различная величина дополнительного разуплотнения и характер его развития во времени. В высокодисперсных слабоагрегированных образцах верхнего сармата при выщелачивании на протяжении 100 сут наблюдается наибольшее приращение деформации набухания — до 10–15%, а в отдельных случаях до 20%. Около 85–90% от всей величины разуплотнения проявляется в первые 20–40 сут. При обобщении всех лабораторных данных установлено, что отношение величины полного разуплотнения образцов в условиях замачивания и диффузионного выщелачивания к их разуплотнению в условиях свободного набухания при замачивании составляет 1,19–1,33 в зависимости от степени агрегированности дисперсной фракции.

Изменение *давления набухания* изучалось в фильтрационном приборе без возможности набухания (под арретиром компрессионной установки). Влияние выщелачивания на изменение давления набухания различно. Для одних образцов такого изменения не установлено, для других отмечается его рост в течение 80–180 сут до стабилизации. Абсолютное приращение давления так же различно от $0,7 \times 10^5$ Па до $3,8 \times 10^5$ Па. Попытка установить взаимосвязь характера изменения давления набухания и степени агрегированности глин результатов не дала. Очевидно, природа таких изменений обуславливается не только вещественным составом пород, но и характером ионно-обменных реакций.

Изучение *пластической прочности* показало, что общее падение удельного сопротивления пенетрации для глин с пластифицированно-коагуляционным и смешанным типом структурных связей составляет 97,16 и 85,20% (от природного). На первой стадии опыта (замачивание без водообмена) падение прочности составляет 96,12 и 80,91% соответственно. Для образцов глинистых пород с пластифицированно-коагуляционным типом структурных связей наблюдается более интенсивное падение пластической прочности как на первом этапе опыта (замачивание), так и на втором (выщелачивание), в результате чего их прочность после завершения выщелачивания примерно в 3 раза меньше, чем у образцов со смешанным типом структурных связей.

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКАЯ ТИПИЗАЦИЯ ГЛИН ПО УСТОЙЧИВОСТИ К ОБВОДНЕНИЮ

Оценить степень устойчивости можно по изменению различных признаков. Так при оценке степени устойчивости сарматских глин Северного Кавказа к техногенным воздействиям А.М. Монюшко [11] было использовано понятие «коэффициента устойчивости» как отношение показателя свойства грунта после взаимодействия с водой к этому же показателю до воздействия воды. Определение коэффициента устойчивости в стандартных условиях позволяет получить сравнимые количественные оценки влияния изучаемого фактора на геосистему («порода-вода», в частности). Эти данные использованы как классификационные признаки при типизации глин по устойчивости к обводнению.

В зависимости от использованных показателей характеризующих изменение свойств глин при выщелачивании, выделено 6 коэффициентов устойчивости:

$$K_1 = \rho_0' / \rho_0; K_2 = P_{m3} / P_{m1}; K_3 = \tau_{01}' / \tau_{01}; K_4 = P_{m4} / P_{m1}; K_5 = c' / c; K_6 = \varphi' / \varphi,$$

где значение показателя после диффузионного выщелачивания — в числителе, в знаменателе — до выщелачивания; ρ_0 — плотность; τ_{01} — срезающее усилие при вертикальной нагрузке 0,1 МПа; c — удельное сцепление; φ — угол внутреннего трения; удельное сопротивление пенетрации грунтов: P_{m1} — до выщелачивания; P_{m3} —

набухшего образца; $P_{ма}$ — после обжатия выщелоченного образца под нагрузкой 0,1 МПа.

Для изучения возможности прогнозирования степени устойчивости глин к длительному воздействию воды по косвенным признакам выполнен корреляционно-регрессионный анализ зависимости коэффициентов устойчивости от независимых переменных, характеризующих состав, состояние и свойства глин.

Анализ начинался с расчета трехмерных зависимостей, затем количество переменных увеличивалось до оптимальной величины. Оценка влияния независимых переменных на коэффициент множественной корреляции проводилась с использованием стандартизованных уравнений. Прогнозные регрессионные уравнения для коэффициентов устойчивости с максимальными значениями коэффициентов множественной корреляции следующие:

$$K_1 = 0,941 - 0,073\rho_d - 0,28\varepsilon_{sw} + 0,401J_p ; r = 0,713, N = 38;$$

$$K_2 = 0,722 - 0,356\rho_d + 0,415K_{паз} - 0,009lg\varepsilon_{sw} - 0,193W_L + 0,09lg\tau_{0,1} ; r = 0,664, N = 54;$$

$$K_3 = 2,08 - 0,718\rho_d + 0,611lg\tau_{0,1} - 0,154lg\varepsilon_{sw} - 0,007A - 0,001K ; r = 0,925, N = 56;$$

$$K_4 = 0,305 + 0,043\rho_d + 1,035K_{паз} - 0,02M - 0,002A + 0,005K - 0,084lg\varepsilon_{sw} ; r = 0,602, N = 47;$$

$$K_5 = 0,753 - 0,1\rho_d - 0,403\varepsilon_{sw} - 0,548lg\tau_{0,1} - 0,122W_L - 0,016lgNa^+ ; r = 0,769, N = 53;$$

$$K_6 = 1,082 + 0,343\rho_d - 0,368C - 0,019\varphi - 0,001K - 1,425G ; r = 0,777, N = 60,$$

где физические свойства — плотность «сухого» грунта ρ_d , число пластичности J_p ; показатели состава — содержания: глинистой фракции A , обменного натрия Na^+ , гипса G , монтмориллонита M , общая карбонатность K , показатель текучести W_L ; показатели механических свойств — сдвигающее усилие $\tau_{0,1}$, удельное сцепление c , угол внутреннего трения φ , величина свободного набухания ε_{sw} , коэффициент разуплотнения $K_{паз}$.

Установленные общие закономерности влияния обводнения на глинистые породы позволили обосновать и разработать схему их типизации по степени устойчивости к данному фактору.

Коэффициент устойчивости K_3 , определенный по сдвигающему усилию $\tau_{0,1}$, наиболее тесно коррелирует с показателями свойств грунта, его значение $K_3 = \tau_{0,1} / \tau_{0,1}$ изменяется в интервале 0,10–0,95. Принимая во внимание, что значение коэффициента корреляции в пределах грунтов одного инженерно геологического элемента по требованиям ГОСТ 20522-75 для показателей прочности не должно превышать 0,30, было рассчитано минимальное число типов глин, отвечающих этому требованию, которое составило 4. Интервалы коэффициента устойчивости по сдвигающему усилию составили <0,3; 0,3–0,5; 0,5–0,7; >0,7; соответственно для I, II, III и IV типов глин. В пределах каждого типа рассчитаны среднестатистические значения всех характеристик глин до и после выщелачивания. Разработанная типизация использована при геоэкологической оценке территории междуречья Прут – Днестр и разработке мероприятий по оптимизации геологической среды. Ее можно применять для прогноза прочности глин в основаниях сооружений.

I тип. Невыветрелые глины преимущественно хлоридно-натриевого и хлоридно-кальциевого типа засоления с содержанием дисперсной фракции 60–93%, (сред-

нее 71,68%); невысокой степени агрегированности с пластифицированно-коагуляционным типом структурных связей $K_{арп} = 1,2-1,6$, (среднее 1,47) и коэффициентом структурной прочности равным 1,04; содержащие в обменном комплексе большое количество ионов Na^+ — 2,5–6,5 мг-экв/100 г породы (среднее 3,34 мг-экв/100 г). Сюда относятся в основном сильно набухающие верхнесарматские морские глины с $\varepsilon_{sw} = 0,15-0,35$ (среднее 0,25); $P_{sw} = (3,0-7,0) \times 10^5$ Па (среднее $5,1 \times 10^5$ Па).

При длительном взаимодействии с водой общее содержание воднорастворимых солей уменьшается в среднем в 2 раза. Грунты сильно набухают. Дополнительное разуплотнение глин при диффузионном выщелачивании достигает 10–15% (рис. 1, обр. 290). Удельное сопротивление пенетрации уменьшается в 20–24 раза. Давление набухания таких глин при выщелачивании без возможности изменения объема образца повышается в 1,5–3,0 раза (рис. 2, обр. 104, 171, 223). На склонах существует большая вероятность образования оползней. В южной Молдове в долине р. Ялпуг, оползнями поражены значительные участки склонов, сложенных верхнесарматскими глинами указанного типа.

II тип. Невыветрелые и слабыветрелые глины преимущественно хлоридно-сульфатно-кальциевого типа засоления с содержанием дисперсной фракции 40–80% (среднее 64,7%); преобладанием пластифицированно-коагуляционного типа структурных связей $K_{арп} = 1,4-1,9$ (среднее 1,67), коэффициентом структурной прочности равным 1,10 и повышенным содержанием в обменном комплексе ионов Na^+ — до 3,5 мг-экв/100 г породы (среднее 1,77 мг-экв/100 г).

К данному типу относятся преимущественно морские верхнесарматские глины, а так же глины кагульской свиты озерно-лагунного генезиса с $\varepsilon_{sw} = 0,10-0,25$ (среднее 0,15); $P_{sw} = (2,0-4,0) \times 10^5$ Па (среднее $3,3 \times 10^5$ Па). При длительном взаимодействии с водой глины существенно разбухают, общее содержание воднорастворимых солей уменьшается в среднем в 1,3 раза. Дополнительное разуплотнение глин при диффузионном выщелачивании составляет 5–10% (рис. 1, обр. 283). Удельное сопротивление пенетрации уменьшается в 14–18 раз. Давление набухания повышается в 1,3–1,5 раза (рис. 2, обр. 248). Глины не устойчивы на склонах при их крутизне более 6–7°.

III тип. Слабо выветрелые и неветрелые глины преимущественно сульфатно-натриевого и сульфатно-кальциевого типа засоления с содержанием дисперсной фракции 35–75% (среднее 62,7%); с пластифицированно-коагуляционным и смешанным коагуляционно-цементационным типом структурных связей $K_{арп} = 1,5-4,3$, (среднее 3,13) и коэффициентом структурной прочности 1,69 (среднее). В обменном комплексе преобладают ионы Ca^{+2} и Mg^{+2} — 8,89 и 8,09 мг-экв/100 г породы, соответственно. Среднее содержание обменного Na^+ — 1,68 мг-экв/100 г породы.

К данному типу относятся в основном средненабухающие морские глины среднего сармата и сармат-меотические балтские глины озерно-лагунного генезиса с $\varepsilon_{sw} = 0,10-0,13$ (среднее 0,11); $P_{sw} = (1,5-2,5) \times 10^5$ Па (среднее $2,1 \times 10^5$ Па). Дополнительное разуплотнение таких глин при диффузионном выщелачивании не велико и не превышает 3–5% (рис. 1, обр. 223), содержание воднорастворимых солей уменьшается в среднем в 1,3 раза. Удельное сопротивление пенетрации уменьшается в 10–14 раз. Давление набухания увеличивается в 1,1–1,3 раза (рис. 2, обр. 141). Оползни на склонах образуются при достаточной их крутизне и широко распространены на Центрально-Молдавской возвышенности.

IV тип. Слабовыветрелые глины преимущественно сульфатно-кальциевого и сульфатно-магниевого типа засоления с содержанием дисперсной фракции 30–70% (среднее 58,59%); сильно агрегированные со смешанным коагуляционно-цементационным типом структурных связей $K_{\text{агр}} = 2,0\text{--}25,0$ (среднее 4,57), коэффициентом структурной прочности более 2,0 и невысоким содержанием в обменном комплексе ионов $\text{Na}^+ = 0,76$ мг-экв/100 г. Содержание обменного Ca^{+2} и $\text{Mg}^{+2} = 9,25$ и 10,97 мг-экв/100 г пор. (среднее).

К данному типу относятся в основном ненабухающие и слабонабухающие морские среднесарматские глины мелководий и сармат-меотические балтские глины с $\varepsilon_{\text{sw}} = 0,03\text{--}0,05$ (среднее 0,04); $P_{\text{sw}} = (0\text{--}0,4) \times 10^5$ Па (среднее $0,2 \times 10^5$ Па). При длительном взаимодействии с водой глины практически не набухают или слабо набухают, содержание воднорастворимых солей уменьшается в среднем в 1,2 раза. Дополнительное разуплотнение при диффузионном выщелачивании составляет 1–3 % за 90 сут (рис. 1, обр. 133) и не заканчивается на протяжении всего времени выщелачивания (до 1 года). Удельное сопротивление пенетрации уменьшается в 4–8 раз, давление набухания не изменяется (рис. 2, обр. 156, 180). Склоны, сложенные такими глинами, могут оползать только при достаточно больших значениях углов естественного откоса.

ПРОГНОЗ ПРОЧНОСТИ САРМАТСКИХ ГЛИН В ОСНОВАНИЯХ СООРУЖЕНИЙ ПРИ ДЛИТЕЛЬНОМ ОБВОДНЕНИИ

Одной из главных задач инженерно-геологического обоснования хозяйственно-го освоения территории и размещения строительных объектов является оценка физико-механических свойств грунтов оснований на время проектирования объектов и после начала их эксплуатации в условиях активного обводнения и подтопления. В настоящее время отсутствует единая общепринятая методика прогноза изменения показателей прочности глинистых грунтов после их водонасыщения. Широко используемый в изыскательских организациях метод прогноза на основе лабораторных испытаний грунтов в условиях неконсолидированного среза после его кратковременно-го водонасыщения имеет существенный недостаток — не учитываются изменения вещественного состава и состояния глинистого грунта протекающие в условиях длительного воздействия воды. Как показали наши исследования и других авторов, эти изменения весьма существенны. У набухающих глин длительное диффузионное выщелачивание ведет к изменению степени и вида засоления, дисперсности, состава обменных катионов. При этом глины претерпевают дополнительное разуплотнение, повышается давление набухания, снижается их прочность.

В продолжении указанных исследований сарматских глин выполнена работа по адаптации указанной методики прогноза изменения свойств глин в производственных условиях изыскательских организаций. В связи с тем, что действующие нормативные документы (СНиП 2.02.01-83) предусматривают определение в процессе изысканий ограниченного числа показателей свойств грунта, это не позволяет использовать в полной мере методику прогноза описанную выше, для пользования которой необходимо выполнение ряда специальных дорогостоящих оригинальных лабораторных исследований.

Предлагаемый метод прогноза изменения показателей прочности глин в условиях длительного воздействия воды основывается на использовании ограниченного числа показателей свойств (факторов прогнозирования) таких как: природная влажность W , предел текучести W_L , плотность «сухого» грунта ρ_d , величина свободного набухания ε_{sw} . Методика прогноза заключается в решении 2-х задач: определения

типа глин по устойчивости к обводнению (по вышеприведенной классификации) и расчете прогнозных значений показателей прочности глин после их взаимодействия с водой.

Для определения типа глин по устойчивости к обводнению составлены по району – аналогу таблицы эмпирических оценок вероятностей основных показателей свойств, имеющихся в распоряжении любой проектно-изыскательной организации: W , W_L , ρ_d , ε_{sw} (табл. 1–4). Определение типа по устойчивости может проводиться с использованием метода вероятностных аналогий [4] в основе которого лежит теорема Байеса [1], формулирующаяся следующим образом. Пусть A_1, A_2, \dots, A_j – попарно несовместимые события, хотя бы одно из которых обязательно наступит, B_i – некоторые события. Тогда вероятность реализации событий A_j , при условии, что наступит событие B_i , выражается формулой:

$$P_{(A_j/B_i)} = \frac{P_{(A_j)} \prod_{i=1}^n P_{(B_i/A_j)}}{\sum_{j=1}^m P_{(A_j)} \cdot \prod_{i=1}^n P_{(B_i/A_j)}},$$

где $P_{(A_j/B_i)}$ – условная вероятность события A_j при фактическом наступлении события B_i ; $P_{(B_i/A_j)}$ – вероятность реализации события B_i при данном A_j ; $P_{(A_j)}$ – априорная вероятность наступления события A_j , равная: 0,21, 0,38, 0,29, 0,12 – для I...IV типа глин по устойчивости соответственно.

Расчет прогнозных значений показателей прочности глин после их длительного взаимодействия с водой выполняется с использованием корректировочных коэффициентов, рекомендуемых авторами.

| | | |
|---------|-----------------------|-----------------------------|
| I тип | $K_{уст, c} = 0,22$; | $K_{уст, \varphi} = 0,55$; |
| II тип | $K_{уст, c} = 0,31$; | $K_{уст, \varphi} = 0,67$; |
| III тип | $K_{уст, c} = 0,44$; | $K_{уст, \varphi} = 0,88$; |
| IV тип | $K_{уст, c} = 0,74$. | $K_{уст, \varphi} = 0,90$. |

Таблица 1

Эмпирические оценки вероятностей показателей влажности на пределе текучести, используемые для прогнозирования устойчивости глин к обводнению

| Интервалы значений | Типы по устойчивости к обводнению | | | |
|--------------------|-----------------------------------|------|------|------|
| | I | II | IV | IV |
| Более 0,7 | 0,02 | 0,01 | 0,02 | 0,01 |
| 0,7–0,6 | 0,04 | 0,03 | 0,05 | 0,01 |
| 0,6–0,5 | 0,11 | 0,17 | 0,05 | 0,01 |
| 0,5–0,4 | 0,04 | 0,13 | 0,08 | 0,05 |
| Менее 0,4 | 0,01 | 0,03 | 0,08 | 0,05 |

Таблица 2

Эмпирические оценки вероятностей природной влажности, используемые для прогнозирования устойчивости глин к обводнению

| Интервалы значений | Типы по устойчивости к обводнению | | | |
|--------------------|-----------------------------------|------|------|------|
| | I | II | IV | IV |
| Менее 0,20 | 0,05 | 0,09 | 0,09 | 0,03 |
| 0,20–0,24 | 0,10 | 0,18 | 0,06 | 0,04 |
| 0,24–0,28 | 0,05 | 0,12 | 0,07 | 0,02 |
| 0,28–0,32 | 0,01 | 0,11 | 0,01 | 0 |
| Более 0,32 | 0,01 | 0 | 0,05 | 0,01 |

Таблица 3

Эмпирические оценки вероятностей показателей плотности «сухого» грунта, используемые для прогнозирования устойчивости глин к обводнению

| Интервалы значений, г/см ³ | Типы по устойчивости к обводнению | | | |
|---------------------------------------|-----------------------------------|------|------|------|
| | I | II | IV | IV |
| Менее 1,2 | 0 | 0 | 0,01 | 0,01 |
| 1,2–1,4 | 0,01 | 0 | 0,03 | 0,02 |
| 1,4–1,6 | 0,04 | 0,06 | 0,04 | 0,05 |
| 1,6–1,8 | 0,16 | 0,28 | 0,15 | 0,03 |
| Более 1,8 | 0,01 | 0,04 | 0,04 | 0,02 |

Таблица 4

Эмпирические оценки вероятностей показателя свободного набухания, используемые для прогнозирования устойчивости глин к обводнению

| Интервалы значений | Типы по устойчивости к обводнению | | | |
|--------------------|-----------------------------------|------|------|------|
| | I | II | IV | IV |
| Менее 0,04 | 0 | 0 | 0,08 | 0,09 |
| 0,04–0,12 | 0,02 | 0,13 | 0,14 | 0,03 |
| 0,12–0,20 | 0,05 | 0,15 | 0,06 | 0 |
| 0,20–0,28 | 0,07 | 0,09 | 0 | 0 |
| Более 0,28 | 0,08 | 0,01 | 0 | 0 |

ПРИМЕР ПРОГНОЗА ПОКАЗАТЕЛЕЙ ПРОЧНОСТИ ГЛИН, ПОДВЕРГШИХСЯ ДЛИТЕЛЬНОМУ ВОЗДЕЙСТВИЮ ВОДЫ

В результате инженерно-геологических изысканий на площадке вскрыт слой набухающих сарматских глин. Нормативные значения показателей свойств следующие:

$$\begin{aligned} W &= 0,19; & J_p &= 0,29; & \varepsilon_{sw} &= 0,11; \\ W_L &= 0,52; & \rho_0 &= 2,00 \text{ г/см}^3; & c_n &= 0,08 \text{ МПа}; \\ W_p &= 0,23 & \rho_d &= 1,68 \text{ г/см}^3 & \varphi_n &= 16^\circ. \end{aligned}$$

Площадка является подтопляемой территорией. В связи с этим следует дать прогноз изменения показателей c_n и φ_n на длительный период эксплуатации сооружения (до 25 лет).

Определение типа глин по устойчивости осуществляется с использованием табл. 1–4. Составляется расчетная табл. 5.

Таблица 5

Пример расчета вероятности гипотез о принадлежности глин к различным типам по устойчивости к обводнению

| Типы глин | $P_{(A_j)}$ | Вероятность признаков | | | | $P_{(A_j)} \prod_{i=1}^n P_{(B_i/A_j)}$ | $P_{(A_j/B_i)}$ |
|-----------|-------------|-----------------------|------|----------|--------------------|---|-----------------|
| | | W_L | W | ρ_0 | ε_{sw} | | |
| I | 0,21 | 0,11 | 0,05 | 0,16 | 0,02 | 0,000004 | 0,016 |
| II | 0,38 | 0,17 | 0,09 | 0,28 | 0,13 | 0,000212 | 0,873 |
| III | 0,29 | 0,05 | 0,09 | 0,15 | 0,14 | 0,000027 | 0,111 |
| IV | 0,12 | 0,01 | 0,03 | 0,03 | 0,03 | 0 | 0 |
| Итого | | | | | | 0,0000243 | 1,000 |

Тип изучаемых глин определяется по максимальной вероятности (0,873) как II. Прогноз показателей прочности выполняется по корректировочным коэффициентам:

$$K_{уст, c} = 0,31; K_{уст, \varphi} = 0,67;$$

Нормативные значения показателей прочности глин после длительного обводнения равны:

$$c_n^B = 0,08 \cdot 0,31 = 0,025 \text{ (МПа)};$$

$$\varphi_n^B = 16^\circ \cdot 0,67 = 11^\circ.$$

Предлагаемая методика прогнозирования показателей прочности глин в условиях длительного взаимодействия с водой, разработанная на примере сарматских глин междуречья Прут-Днестр, может использоваться и в других регионах Северного Причерноморья, где указанные грунты служат основанием инженерных сооружений. А так же может иметь научно-методическое значение при оценке глин иного генетического типа в других регионах.

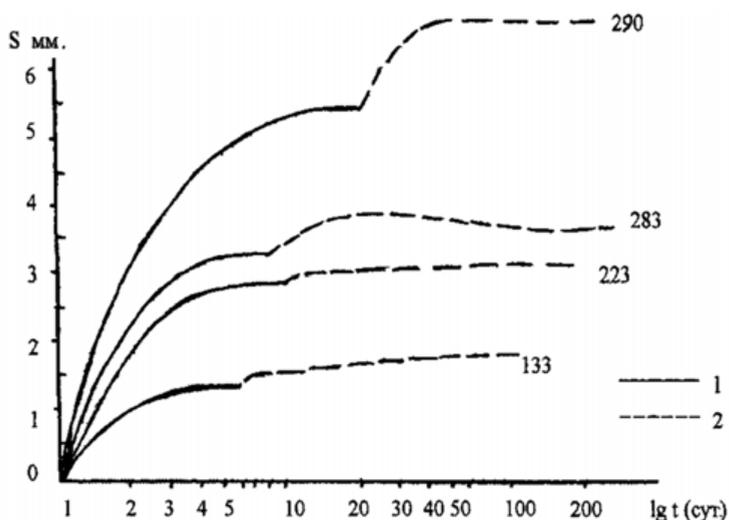


Рис. 1. Графики зависимости набухания (S) образцов сарматских глин от времени (lg t):
1 — замачивание, 2 — диффузионное выщелачивание.
Цифрами показаны лабораторные номера образцов грунта

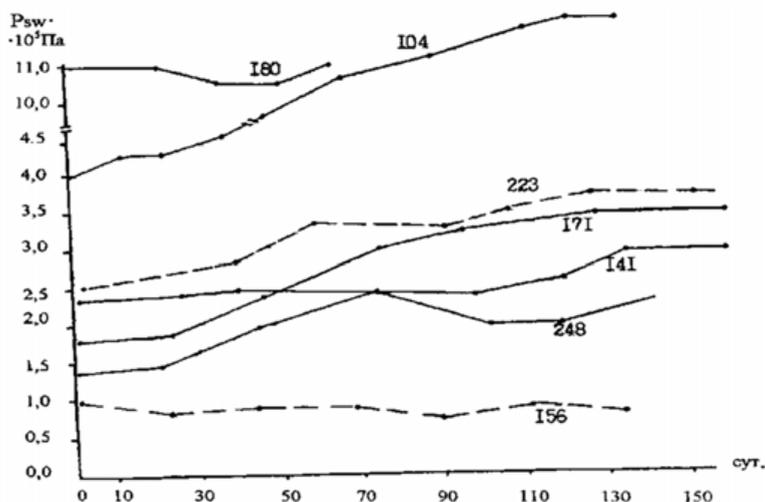


Рис. 2. Изменение давления набухания сарматских глин (P_{sw}) при выщелачивании в условиях неизменяющегося объема образца. Начальное давление набухания определено по ГОСТовской методике.
Цифрами показаны лабораторные номера образцов грунта

ОСОБЕННОСТИ ВЫЩЕЛАЧИВАНИЯ НЕЗАСОЛЕННЫХ САРМАТСКИХ ГЛИН СОДЕРЖАЩИХ И НЕ СОДЕРЖАЩИХ ИЕЛКОДИСПЕРСНЫЙ ПИРИТ

Изучались сарматские глины, распространенные в междуречье Прут-Днестр, содержащие менее 0,3% водорастворимых солей, 0,12–0,15% гипса, до 20% карбонатов, средне и сильно набухающие с коэффициентом естественной уплотненности

около 1 [5]. Методика лабораторных исследований подробно изложена ранее и заключалась в моделировании процессов диффузионного выщелачивания в специальной диффузионной установке. Анализ результатов осуществлялся отдельно для образцов сарматских глин, не содержащих пирит и образцов, имеющих в своем составе включения мелкодисперсного пирита.

На рис. 3 приведены графики выщелачивания образцов сарматских не имеющих в своем составе пирита обр.1, 221, 306 и образцов с пиритом обр. 104, 115, 236, 247 построенные по результатам изменения химического состава фильтрата при диффузионном выщелачивании. Анализ кривых показывает, что химические процессы, сопровождаемые диффузионное выщелачивание глин у образцов, не имеющих в своем составе пирита и у образцов у которых он есть, протекают по-разному.

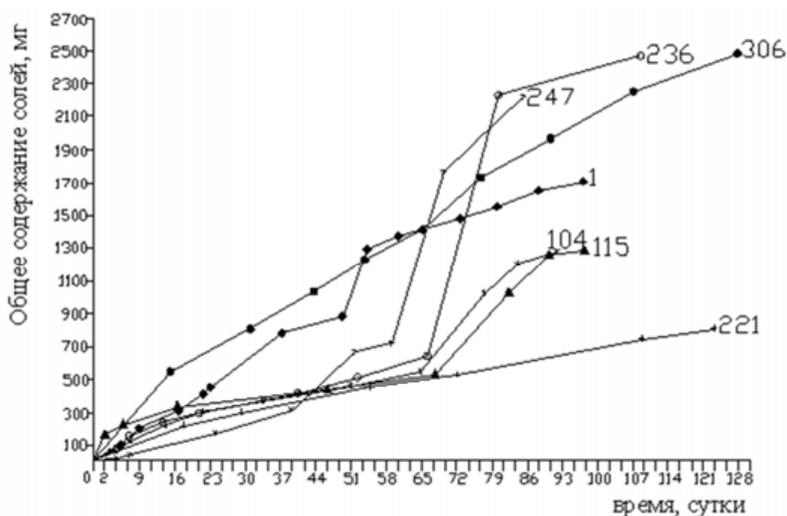


Рис. 3. Кривые выщелачивания незасоленных сарматских глин, вынос водорастворимых солей. Цифры – лабораторные номера образцов глин.

У первых количество выносимых солей увеличивается прямо пропорционально времени выщелачивания по линейному закону с очень высокими значениями коэффициента корреляции $r = 0,98-0,99$; у вторых количество выносимых водорастворимых солей так же прямо пропорционально времени выщелачивания, однако кривые регрессии имеют более сложный характер с коэффициентом корреляции $r = 0,77-0,79$. Например, для образца 236 уравнение регрессии имеет вид:

$$c = (27,01 \lg t + 16,57)^2, r = 0,77;$$

где c — количество вынесенных солей, мг; t — время, сут.

Выполненные исследования по характеру химических процессов, сопровождаемых диффузионное выщелачивание незасоленных сарматских глин, обуславливающих изменение их состава и свойств, позволили сделать следующие основные выводы:

1. Направленность химических процессов, сопровождающих выщелачивание незасоленных сарматских глин, в значительной степени зависит от наличия или отсутствия в их составе пирита, окисление которого обуславливает глубокие химические преобразования в ионно-солевом комплексе глин, следствием чего является

увеличение содержания в породе гипса, карбонатов, аморфного кремнезема других химических соединений, способствующих вторичной агрегации грунтовых частиц.

2. У глин, не имеющих в своем составе пирита, при выщелачивании происходит понижение содержания водорастворимых солей в среднем на 20%: уменьшение содержания карбонатов на 10–20%, гипса — в 1,5–2,0 раза. Это способствует разрушению структурных связей между грунтовыми частицами, увеличению дисперсности (содержание глинистой фракции повышается в среднем в 1,5 раза), порода разуплотняется до $\rho_d = 1,20\text{--}1,30 \text{ г/см}^3$, ее влажность увеличивается в 1,5–2,0 раза; прочность существенно уменьшается: по углу внутреннего трения на 1–2 градуса, по удельному сцеплению — в 4–5 раз.

3. У глин, имеющих в своем составе пирит при выщелачивании содержание водорастворимых солей уменьшается в среднем на 40%; содержание карбонатов увеличивается на 10–30%, гипса — в несколько раз; дисперсность глин практически не изменяется, т.к. наряду с разрушением уже существующих структурных связей между грунтовыми частицами, происходит образование других за счет появления новых химических соединений: карбонатов, гипса, аморфного кремнезема, окислов железа и др. Глина значительно разуплотняется до $\rho_d = 1,05\text{--}1,25 \text{ г/см}^3$, увлажняется в 1,2–1,5 раза, прочность ее изменяется в меньшей степени, чем у глин, не содержащих пирит: по углу внутреннего трения — незначительно, по удельному сцеплению — в 2–3 раза.

Важнейшим показателем, позволяющим прогнозировать изменение показателей прочности грунтов после их взаимодействия с водой, является коэффициент устойчивости к обводнению, как отношение показателя прочности грунта после обводнения к этому же показателю до обводнения [2, 7]. Для каждого образца, подвергнувшегося диффузионному выщелачиванию, рассчитаны показатели прочности двух видов: по удельному сцеплению K_c и по углу внутреннего трения K_ϕ .

Таблица 6

Коэффициент устойчивости сарматских глин к обводнению

| Показатели | Коэффициенты устойчивости | | | |
|------------------------|-------------------------------|-----------|----------------------------|-----------|
| | глины, не содержащие пирит | | глины, содержащие пирит | |
| | K_c | K_ϕ | K_c | K_ϕ |
| Среднее значение | 0,32 | 0,61 | 0,51 | 0,74 |
| Пределы колебания | 0,16–0,60 | 0,33–0,80 | 0,24–0,92 | 0,41–1,00 |
| Стандартное отклонение | 0,14 | 0,18 | 0,24 | 0,22 |
| Коэффициент вариации | 0,44 | 0,30 | 0,47 | 0,30 |
| Количество определений | 20 | 20 | 10 | 10 |

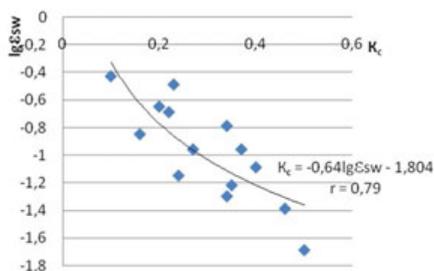
Анализ данных (табл. 6) показывает, что в целом прочность всех изученных образцов сарматских глин при выщелачивании уменьшается: по углу внутреннего трения — от незначительного до 2 раз; по удельному сцеплению — в 1,5–5,0 раз. Сарматские незасоленные глины, содержащие пирит, более устойчивые к обводнению, т.к. значения коэффициентов устойчивости к обводнению K_c и K_ϕ у них больше, чем у глин, не содержащих пирит.

Данный факт вполне объясним, т.к. прочность глинистых пород при прочих равных условиях (влажности и плотности) в значительной степени зависит от характера структурных связей между грунтовыми частицами и степени агрегированности грунта. У глин, не содержащих пирит, при выщелачивании происходит диспергация грунта и уменьшение его коэффициента агрегированности. А у образцов глин, содержащих в своем составе пирит, при выщелачивании образуются новые химические соединения: гипс, аморфный кремнезем, окислы железа и др., способствующие агрегации грунтовых частиц.

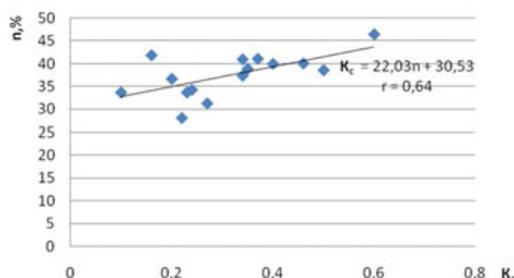
Так, как непосредственное определение коэффициентов устойчивости сопряжено с выполнением дорогостоящих и продолжительных лабораторных экспериментов, была проанализирована корреляционная зависимость указанных коэффициентов от показателей физических свойств глин, ионно-солевого комплекса и набухаемости отдельно для образцов содержащих и не содержащих пирит. Наибольшие значения коэффициентов корреляции K_c и K_{φ} зафиксированы с пористостью n , величиной свободного набухания ε_{sw} и содержания в грунте обменного Na^+ . Точечные графики и регрессионные зависимости приведены на рис. 4. Следует отметить, что наибольшие значения коэффициентов корреляции у графика функции $K_c = f(\lg \varepsilon_{sw})$, что хорошо коррелирует с данными других авторов для сарматских глин [11].

Тем не менее, абсолютные значения коэффициентов корреляции небольшие и составляют $r = 0,53-0,79$. Это свидетельствует о том, что прогноз коэффициентов устойчивости к обводнению незасоленных сарматских глин по косвенным показателям состава и свойств с высокой долей вероятности не возможен для инженерно-геологического прогнозирования прочности указанных глин в основаниях инженерных сооружений, подвергающихся длительному обводнению при подтоплении урбанизированных территорий, следует использовать другие методы.

образцы не содержащие пирит



образцы не содержащие пирит



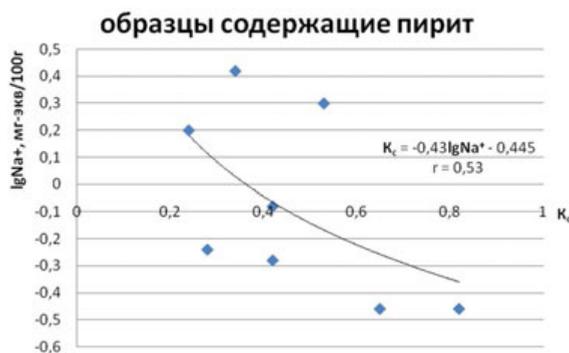


Рис. 4. Графики зависимости коэффициентов устойчивости незасоленных сарматских глин к обводнению K_c , и K_ϕ от показателей состава и свойств n , ε_{sw} , Na^+

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Вентцель Е. С.* Теория вероятностей. – М. Наука, 1964.
2. *Богомолов А. Н., Олянский Ю. И., Шиян С. И., Щекочихина Е. В., Чарыкова С. А.* Инженерно-геологические особенности выщелачивания сарматских глин в основаниях инженерных сооружений // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: строительство и архитектура. 2011. №22. — С. 13–21.
3. *Затенацкая Н. П.* Закономерности формирования свойств засоленных глин. – М.: Наука, 1985. — 145 с.
4. *Каган А. А.* Инженерно-геологическое прогнозирование. – М: Недра, 1984. — 196 с.
5. *Монюшко А. М., Олянский Ю.И.* Инженерно-геологические особенности сарматско-меотических глин Молдовы. – Штиинца, Кишинев, 1991. — 172 с.
6. *Олянский Ю.И.* Особенности изменения состава глин при длительном взаимодействии с водой // Южно-Российский вестник геологии, географии и глобальной энергии. №4(17). – Астрахань, 2006. — С. 213–217.
7. *Олянский Ю. И., Богомолов А. Н., Тихонова Т. М.* Сарматские глины. Состав, физико-механические свойства, типизация по устойчивости к обводнению. Изд. Palmarium academic publishing, Германия, 2013. — 239 с.
8. *Осипов В. И.* Природа прочности и деформационных свойств глинистых пород. – М.: Изд-во МГУ, 1980. — 224 с.
9. *Богомолов А. Н., Олянский Ю. И., Богомолова О. А., Кузьменко И. Ю., Чарыкова С. А.* Основные закономерности изменения состава и свойств сарматских глин при диффузионном выщелачивании. – Волгоград: ВолгГАСУ, 2013. — 127 с.
10. *Олянский Ю. И. и др.* Оценка устойчивости сарматско-меотических глин к длительному обводнению // Геоэкология, 2009. №1. — С. 62–68.
11. *Пахомов С. И., Монюшко А. Н.* Инженерно-геологические аспекты изменения свойств глин. – М.: Наука, 1988. — 119 с.
12. *Щекочихина Е. В., Чарыкова С. А., Кузьменко И. Ю.* Изменение состава и свойств незасоленных сарматских глин при диффузионном выщелачивании // Сергеевские чтения. Вып. 15. – М.: РУДН, 2013. — С. 90–95.

© Богомолов А. Н., Олянский Ю. И., Щекочихина Е. В.,
Чарыкова С. А., Скибин Г. М., Алексеев А. Ф.

А. Н. Богомолов^(1,2), С. А. Калиновский⁽¹⁾

РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ С УЧЕТОМ ВЕЛИЧИНЫ КОЭФФИЦИЕНТА БОКОВОГО ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет⁽¹⁾,
Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽²⁾

Изложены результаты исследования влияния величины коэффициента бокового давления грунта на устойчивость однородных откосов. Приведены формула и графики, позволяющие вычислять величину коэффициента запаса устойчивости в зависимости от геометрии откоса, физико-механических свойств и коэффициента бокового давления грунта. Сделан вывод о необходимости рассмотрения величины коэффициента бокового давления в качестве переменного расчетного параметра.

К л ю ч е в ы е с л о в а : напряженное состояние, коэффициент запаса устойчивости, метод конечных элементов, расчетная формула и графики, однородный нагруженный откос, физико-механические свойства грунта, коэффициент бокового давления, интенсивность внешнего воздействия.

Различные виды грунтов обладают существенным образом отличающимися по величине численными значениями коэффициента бокового давления грунта ξ_0 [1, 2].

Учесть эту важнейшую характеристику при расчете устойчивости откосов позволяют только методы, основанные на анализе напряженного состояния грунтового массива.

В качестве основного инструмента исследования используется разработанная в Волгоградском государственном архитектурно-строительном университете под руководством проф. А. Н. Богомолова компьютерная программа «Устойчивость. Напряженно-деформированное состояние» [3], в которой формализовано аналитическое решение первой основной граничной задачи теории упругости для весомой однородной полуплоскости с криволинейной границей и метод конечных элементов.

Эта программа позволяет проводить моделирование процесса распределения напряжений в приоткосной области при различных значениях переменных расчетных параметров и вычислять численные значения коэффициентов запаса устойчивости откосов.

На рис. 1 приведены геометрические размеры расчетной модели однородного откоса.

Принято считать [4], что граничные условия, накладываемые на расчетную конечно-элементную схему, практически не влияют на распределение напряжений, если границы расчетной области удалены от ее исследуемой части не менее чем на 6 максимальных размеров последней. Поэтому горизонтальный размер модели принят равным $L = H(12 + \text{ctg}\beta)$, а вертикальный размер – $7H$ (H – высота откоса). Кроме того, как отмечалось выше, проверка адекватности выбора размеров расчетной модели проводилась при помощи сопоставления численных значений напряжений в различных ее точках, вычисленных при помощи МКЭ [4], с численными значениями

соответствующих напряжений, вычисленных на основе использования методов теории функций комплексного переменного [5].

Расчётные схемы метода конечных элементов в зависимости от величины угла заложения откосов, которые при расчетах принимали значения $\beta = 25; 35; 45$ и 60° , состоят из 16900–18240 треугольных элементов, сопряженных в 8646–9012 узлах, при этом ширина матрицы жёсткости системы остается постоянной и равной 146.

Значения физико-механических свойств грунта, слагающего грунтовый массив, изменяются при проведении вычислений в таких пределах, что позволяют моделировать огромное количество их возможных сочетаний, встречающихся в реальных условиях.

Для простоты проведения вычислений принято, что среднее значение объемного веса грунта остается постоянным и равным $\gamma = 2\text{т/м}^3$.

Угол внутреннего трения принимает значения $\varphi = 20; 25; 30$ и 35° ; величина коэффициента бокового давления — $\xi_0 = 0,3; 0,4; 0,5; 0,6; 0,7; 0,8; 0,95$, высота откоса H и удельное сцепление C изменяются так, что величина приведенного давления связности $\sigma_{св} = C(\gamma H \text{tg} \varphi)^{-1} = 0,05; 0,1; 0,2; 0,5; 1,0; 2,0$.

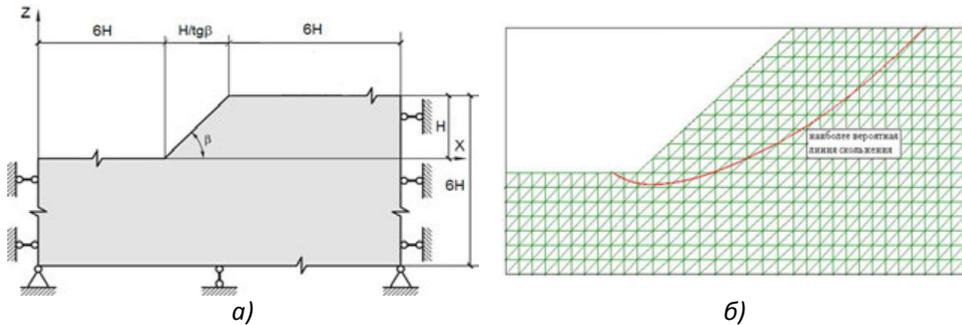


Рис. 1. Геометрические размеры механико-математической модели (а) и фрагмент расчетной конечно-элементной схемы при $\beta = 45^\circ$ (б)

Количество возможных сочетаний численных значений переменных расчетных параметров при таких диапазонах их изменения равно 672. Таким образом, в процессе компьютерного моделирования было проведено 672 вычислительные процедуры и получено столько же численных результатов величины коэффициента запаса для ненагруженных откосов [6, 7].

Как отмечено в работах В. К. Цветкова [8], А. Н. Богомолова [4] и опубликованных нами [6, 7, 9], величина коэффициента бокового давления грунта при всех прочих равных условиях оказывает существенное влияние на распределение горизонтальной составляющей напряжения в приоткосной области, положение и форму наиболее вероятной поверхности скольжения и, как следствие, на величину коэффициента запаса устойчивости однородного откоса.

Ниже на рис. 2–4 в качестве примеров приведены картины изолиний горизонтальных σ_x напряжений, наиболее вероятных поверхностей скольжения и углов наклона площадок наиболее вероятного сдвига в приоткосной области при различных значениях угла заложения откосов, физико-механических свойств грунтов, слагающих исследуемый массив, и коэффициента бокового давления грунта ξ_0 .

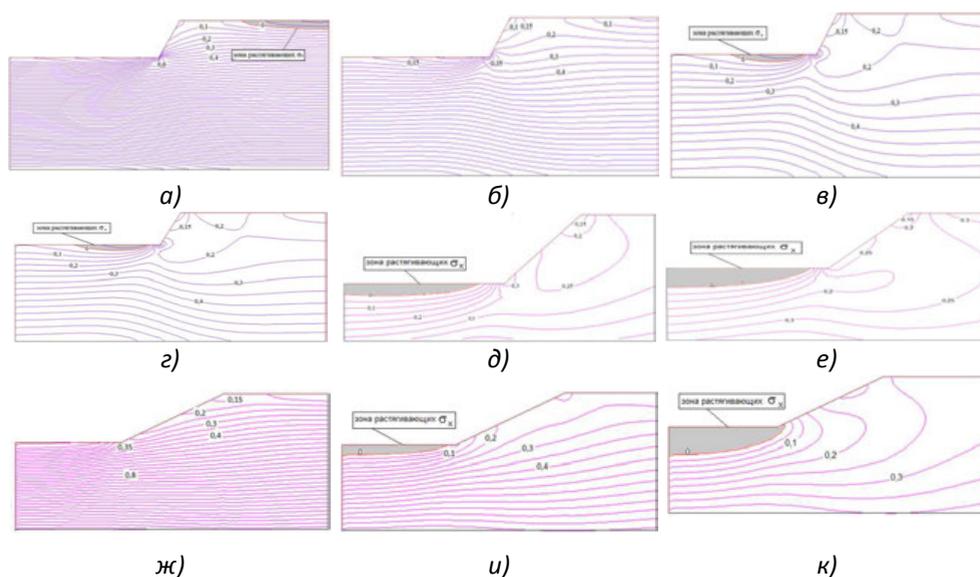


Рис. 2. Изолинии безразмерных (в долях γH) горизонтальных напряжений σ_x в однородных откосах с углами $\beta = 60^\circ$ (а-в); $\beta = 45^\circ$ (г-е) и $\beta = 25^\circ$ (ж-к) при $\xi_0 = 0,75; 0,4; 0,2$.
(Цитируется по нашей работе [6])

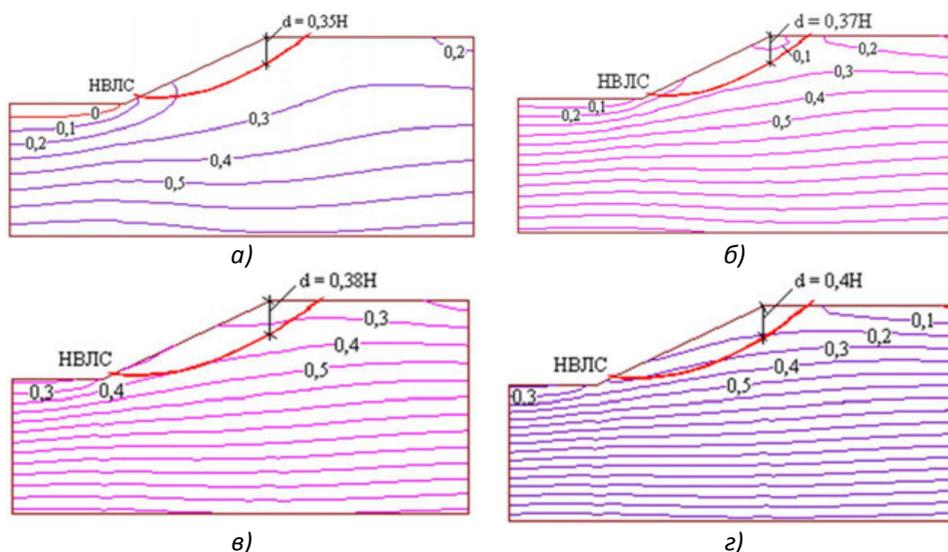


Рис. 3. Изолинии безразмерных (в долях γH) горизонтальных напряжений σ_x в однородных откосах с углом заложения $\beta = 25^\circ$ и углом внутреннего трения грунта $\varphi = 20^\circ$ при $\xi_0 = 0,30$ (а); $\xi_0 = 0,50$ (б); $\xi_0 = 0,60$ (в); $\xi_0 = 0,80$ (г)

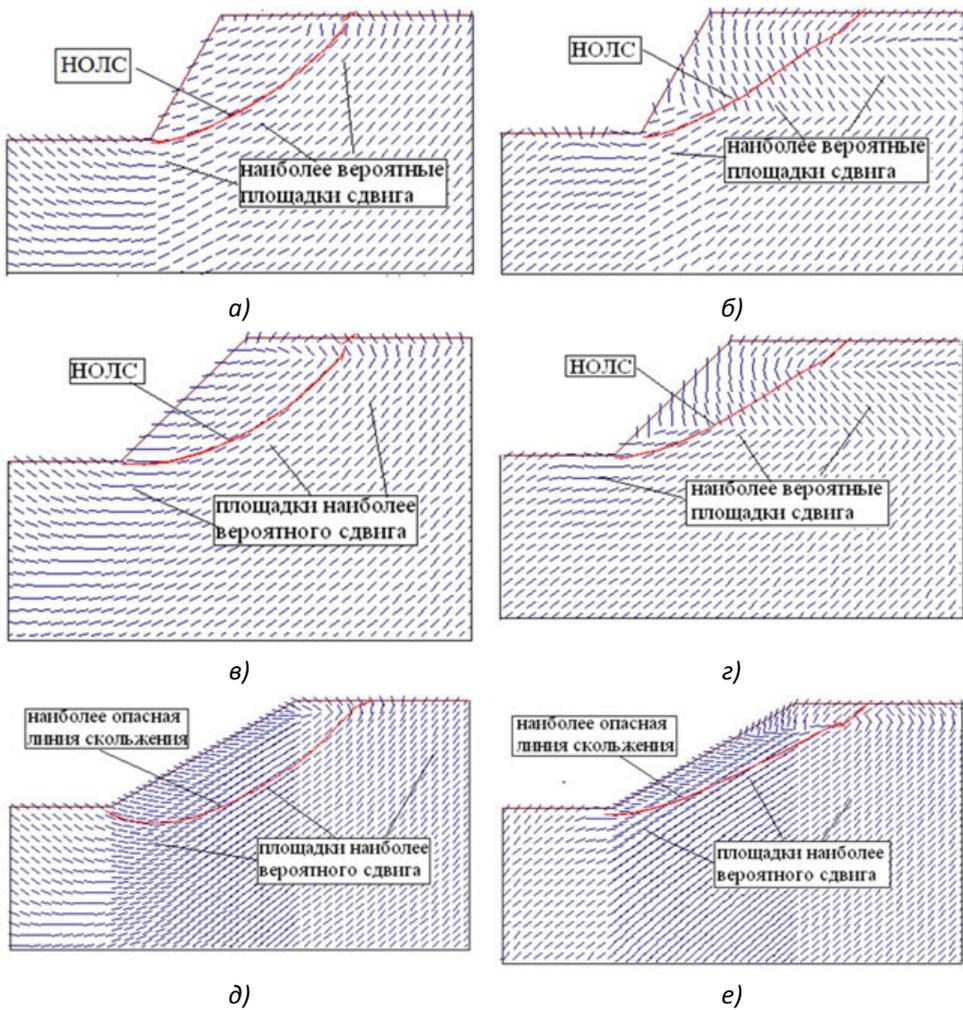


Рис. 4. Наиболее вероятные линии скольжения и площадки наиболее вероятного сдвига в точках однородных откосов с углами $\beta = 60^\circ$ (а–б); $\beta = 45^\circ$ (в–г) и $\beta = 25^\circ$ (д–е) при $\xi_0 = 0,75; 0,4$.
 (Цитируется по нашей работе [6])

В нашей работе [6] мы провели анализ изображений, приведенных на рис. 2–4, который показывает, что при всех рассмотренных значениях угла заложения откоса, уменьшение величины коэффициента бокового давления ξ_0 от 0,75 до 0,3, при всех прочих равных условиях, делает поле напряжений более неоднородным, а в подошве откосов возникают области растягивающих горизонтальных напряжений. При этом происходит изменение положения и формы наиболее вероятной линии скольжения: она приближается к контуру откоса, кривизна ее уменьшается и, например, при $\beta = 20^\circ$ и $\xi_0 = 0,3$ НВЛС практически вырождается в прямую линию.

Приведенные факты говорят о том, что при изменении численного значения коэффициента бокового давления грунта ξ_0 , изменяются и численные значения удер-

живающих и сдвигающих сил, действующих по наиболее вероятным площадкам сдвига в точках приоткосной области, которые соответственно равны числителю и знаменателю формулы (1), по которой вычисляют соответствующие значения коэффициента запаса устойчивости K_T [8, 10]

$$K_T = \frac{[0,5(\sigma_z - \sigma_x)\cos 2\alpha + 0,5(\sigma_x + \sigma_z) + \tau_{xz}\sin 2\alpha + \sigma_{св}] \operatorname{tg} \varphi}{0,5(\sigma_x - \sigma_z)\sin 2\alpha + \tau_{xz}\cos 2\alpha}. \quad (1)$$

Из формулы (1) следует, что при изменении ξ_0 , будет изменяться и величина коэффициента запаса устойчивости откоса в целом — величина глобального коэффициента запаса устойчивости K , определяемая выражением

$$K = \frac{\int_0^l F_{уд}(S) ds}{\int_0^l F_{сд}(S) ds}, \quad (2)$$

где σ_z ; σ_x ; τ_{xz} и α — соответственно, безразмерные (деленные на γH) напряжения и угол наклона наиболее вероятной площадки сдвига в рассматриваемой точке грунтового массива; $\sigma_{св} = C(\gamma H \operatorname{tg} \varphi)^{-1}$ — приведенное давление связности (C , φ ; γ и H — соответственно, удельное сцепление, угол внутреннего трения, удельный вес грунта и высота откоса); $F_{уд}$ и $F_{сд}$ — удерживающие и сдвигающие силы в точках НВЛС, определяемые, соответственно, числителем и знаменателем формулы (1); S — дуговая координата точки НВЛС. Причем, эти изменения величины K могут составлять 5–30%.

Основываясь на полученных данных, построены графические зависимости вида $\lg K = f(\xi_0)$ для однородных откосов. Пример этих зависимостей, построенных по данным, приведенным в табл. 1 показан в качестве на рис. 5, а).

При обработке результатов расчётов установлено, что все упомянутые выше графические зависимости, с большой степенью точности аппроксимируются прямыми линиями, уравнения которых имеют вид

$$\lg K = a\xi_0 + b, \quad (3)$$

где a и b — безразмерные коэффициенты, K — коэффициент запаса устойчивости откоса, ξ_0 — коэффициент бокового давления грунта.

При этом величина достоверности аппроксимации R^2 изменяется в пределах 0,973–0,999.

Для удобства использования формулы (3) построены графики для определения численных значений коэффициентов a и b , представленных в этой формуле (см. рис. 6, 7).

Таблица 1

Значения коэффициентов запаса устойчивости
для угла заложения откоса $\beta = 25^\circ$ и угла внутреннего трения $\varphi = 20^\circ$,
при давлении связности $\sigma_{св} = 0,05; 0,1; 0,25; 0,5; 1,0; 2,0$.

| $\sigma_{св} = 0,05$ | | | $\sigma_{св} = 0,1$ | | | $\sigma_{св} = 0,25$ | | |
|----------------------|-------|---------|---------------------|-------|---------|----------------------|-------|---------|
| ξ_0 | K | $\lg K$ | ξ_0 | K | $\lg K$ | ξ_0 | K | $\lg K$ |
| 0,3 | 1,031 | 0,013 | 0,3 | 1,192 | 0,076 | 0,3 | 1,654 | 0,219 |
| 0,4 | 1,076 | 0,032 | 0,4 | 1,243 | 0,094 | 0,4 | 1,669 | 0,222 |
| 0,5 | 1,116 | 0,048 | 0,5 | 1,284 | 0,109 | 0,5 | 1,714 | 0,234 |
| 0,6 | 1,151 | 0,061 | 0,6 | 1,323 | 0,122 | 0,6 | 1,793 | 0,254 |
| 0,7 | 1,189 | 0,075 | 0,7 | 1,364 | 0,135 | 0,7 | 1,851 | 0,267 |
| 0,8 | 1,224 | 0,088 | 0,8 | 1,395 | 0,145 | 0,8 | 1,891 | 0,277 |
| 0,95 | 1,262 | 0,101 | 0,95 | 1,459 | 0,164 | 0,95 | 1,965 | 0,293 |
| $\sigma_{св} = 0,5$ | | | $\sigma_{св} = 1$ | | | $\sigma_{св} = 2$ | | |
| ξ_0 | K | $\lg K$ | ξ_0 | K | $\lg K$ | ξ_0 | K | $\lg K$ |
| 0,3 | 2,275 | 0,357 | 0,3 | 3,432 | 0,536 | 0,3 | 5,676 | 0,754 |
| 0,4 | 2,354 | 0,372 | 0,4 | 3,552 | 0,550 | 0,4 | 5,832 | 0,766 |
| 0,5 | 2,437 | 0,387 | 0,5 | 3,634 | 0,560 | 0,5 | 5,992 | 0,778 |
| 0,6 | 2,487 | 0,396 | 0,6 | 3,705 | 0,569 | 0,6 | 6,104 | 0,786 |
| 0,7 | 2,543 | 0,405 | 0,7 | 3,776 | 0,577 | 0,7 | 6,21 | 0,793 |
| 0,8 | 2,622 | 0,419 | 0,8 | 3,921 | 0,593 | 0,8 | 6,314 | 0,800 |
| 0,95 | 2,688 | 0,429 | 0,95 | 3,993 | 0,601 | 0,95 | 6,552 | 0,816 |

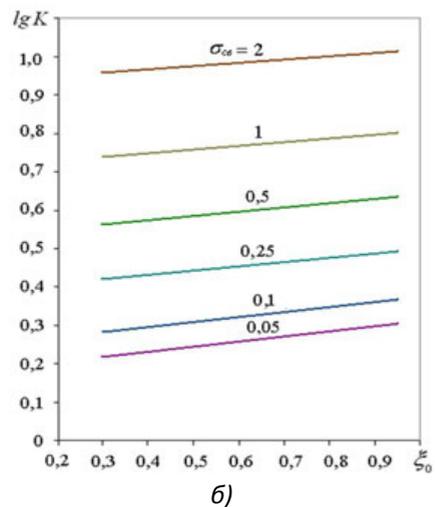
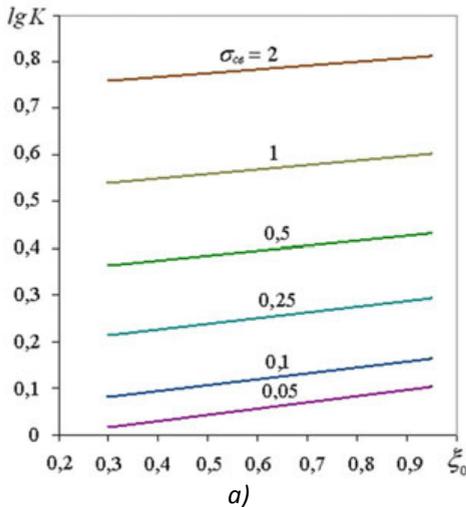


Рис. 5. Графические зависимости вида $\lg K = f(\xi_0)$
при $\beta = 25^\circ$ и $\varphi = 20^\circ$ (а), $\varphi = 30^\circ$ (б)

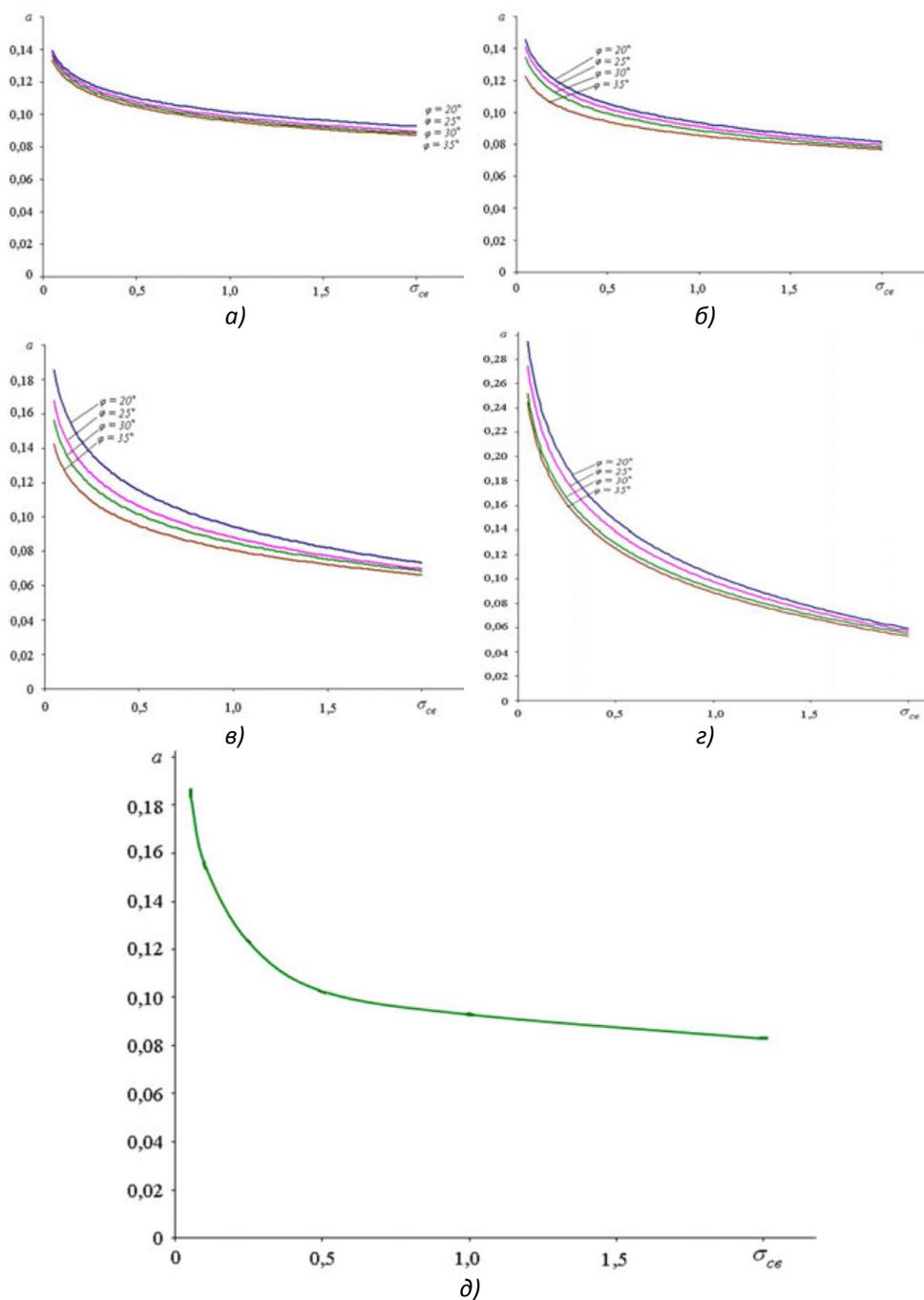


Рис. 6. Графики для определения коэффициентов a формулы (3) при $\beta = 25^\circ$ (а); $\beta = 35^\circ$ (б); $\beta = 45^\circ$ (в) и $\beta = 60^\circ$ (г) и график по усреднённым значениям коэффициентов a для перечисленных углов заложения откоса β (д)

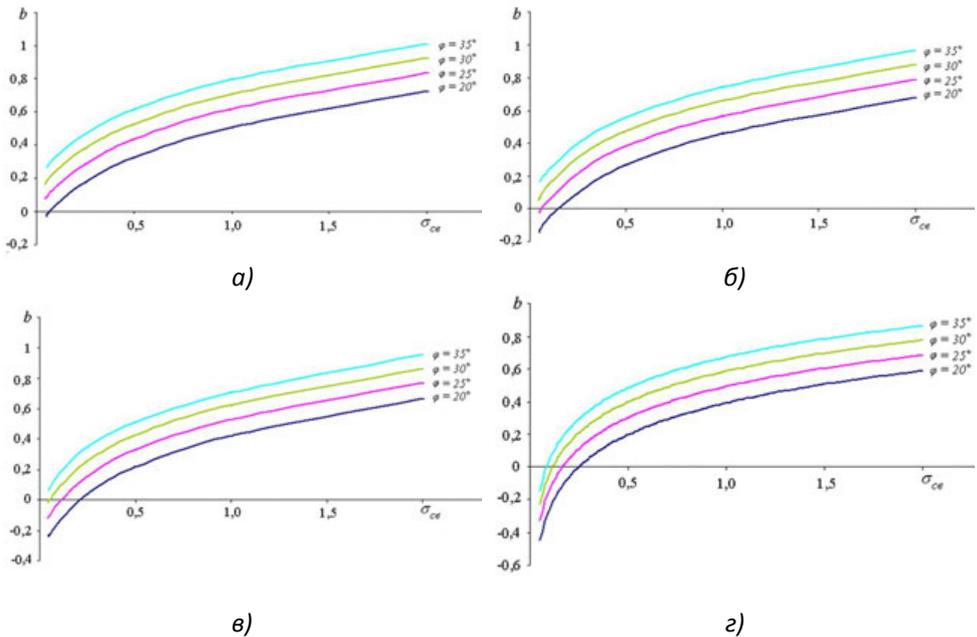


Рис. 7. Графики для определения коэффициентов b формулы (3), при $\beta = 25^\circ$ (а); $\beta = 35^\circ$ (б); $\beta = 45^\circ$ (в) и $\beta = 60^\circ$ (з).

Анализ кривых, приведенных на рис. 6, а–г, показал, что численные значения коэффициенты a весьма несущественно зависят от величины угла внутреннего трения грунта φ . Это позволило заменить четыре семейства кривых, изображенных на рис. 6, а–г, одной кривой, приведенной на рис. 6, д, причем, погрешность, возникающая при такой замене, не превышает 4,7%, которая идет в запас устойчивости.

Графические зависимости, их аналитические аппроксимации и содержание сделанных нами таблиц, аналогичных табл. 1, составили базу данных разработанной нами компьютерной программы-калькулятора [11], которая позволяет быстро и с высокой степенью точности вычислять численные значения коэффициента запаса устойчивости однородных откосов.

Проведем вычисление значений коэффициентов запаса устойчивости при помощи предложенных выше графиков и формулы, компьютерной программы «Устойчивость. Напряженно-деформированное состояние» [3], которая принята в диссертационной работе в качестве инструмента исследования, и компьютерной программы [11], разработанной нами на основе результатов компьютерного моделирования.

Пример №1

Пусть откос с углом заложения $\beta = 31^\circ$; высотой $H = 50$ м сложен однородным суглинком со следующими физико-механическими характеристиками: угол внутреннего трения $\varphi = 23^\circ$; удельное сцепление $C = 34$ кПА, а величина коэффициента бокового давления $\xi_0 = 0,64$. Расчетное значение величины приведенного давления связности при этом равно $\sigma_{cb} = 0,08$.

Сначала определим величину коэффициента запаса устойчивости K по формуле (3). Так как численные значения коэффициентов b и a не могут быть непосредственно определены по соответствующим графикам ввиду того, что величины расчетных пара-

метров (в рассматриваемом примере это угол заложения откоса β и угол внутреннего трения грунта φ) отличаются от тех, по которым построены данные кривые, то воспользуемся методом линейной интерполяции. Для этого составлена таблица, в которой приведены значения коэффициентов b и a , взятые непосредственно из графиков, и их численные значения, соответствующие величинам расчетных параметров для рассматриваемого примера (выделены жирным шрифтом). При проведении процедуры интерполяции использованы данные, приведенные в составленных нами таблицах [7].

После подстановки найденных численных значений этих коэффициентов и $\xi_0 = 0,64$, получим искомую величину коэффициента запаса устойчивости $K = 1,328$.

Если численные значения расчетных параметров, соответствующих условию данного примера, использовать в качестве исходных данных при вычислении коэффициента запаса устойчивости K при помощи программы «Устойчивость. Напряженно-деформированное состояние» [3], то его значение будет равно $K_{[6]} = 1,33$.

Таблица 2

Результаты линейной интерполяции коэффициентов a и b для примера № 1

| $\sigma_{св}$ | a | b | | | | | |
|---------------|------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | | $\beta = 25^\circ$ | | | $\beta = 35^\circ$ | | |
| | | $\varphi = 25^\circ$ | $\varphi = 30^\circ$ | $\varphi = 23^\circ$ | $\varphi = 25^\circ$ | $\varphi = 30^\circ$ | $\varphi = 23^\circ$ |
| 0,05 | 0,092731 | -0,0227 | 0,0828 | 0,0406 | -0,1342 | -0,0141 | -0,0621 |
| 0,08 | 0,09026563 | 0,01528 | 0,12408 | 0,08056 | -0,0832 | 0,02934 | -0,0157 |
| 0,1 | 0,082869 | 0,0406 | 0,1516 | 0,1072 | -0,0492 | 0,0583 | 0,0153 |
| $\sigma_{св}$ | a | b | | | | | |
| 0,08 | 0,09026563 | 0,0228184 | | | | | |

Не трудно подсчитать, что разница полученных значений величины коэффициента запаса устойчивости K будет составлять всего лишь 1,37%.

Если воспользоваться разработанной нами компьютерной программой-калькулятором [11], то величина коэффициента запаса устойчивости рассматриваемого откоса получится равной $K_{[10]} = 1,27$. Таким образом первые два значения K отличаются от последнего значения соответственно на 4,4% и 4,5%.

Пример №2

Рассмотрим еще один однородный грунтовый откос с углом заложения $\beta = 52^\circ$ и высотой $H = 9,5$ м. При этом $\varphi = 27^\circ$; удельное сцепление $C = 15$ кПА, а расчетное значение коэффициента бокового давления грунта $\xi_0 = 0,43$. Вычисляя величину приведенного давления связности, получим $\sigma_{св} = 0,155$.

Повторяя вычислительную процедуру, описанную выше, и подставляя полученные значения коэффициентов b и a в формулу (3), получим при величине коэффициента бокового давления $\xi_0 = 0,43$ значение коэффициента запаса устойчивости $K = 1,348$.

Вычисляя коэффициент устойчивости K непосредственно в программе [3] получаем его значение $K_{[6]} = 1,344$. Сравнивая полученные значения K , видим, что их разница, как и в первом примере, очень мала и составляет 1,33%.

Если воспользоваться разработанной нами программой-калькулятором, то получим $K_{[10]} = 1,24$.

Легко видеть, что для данного примера первые два значения K отличаются от последнего значения на 8,1% и 7,8% соответственно.

Как и в первом примере, эта незначительная погрешность идет в запас устойчивости.

Анализ полученных результатов позволяет сделать вывод о том, что погрешности вычислений величины коэффициента запаса устойчивости, при помощи предложенного инженерного метода и программы-калькулятора по сравнению с результатами, получаемыми при непосредственном использовании компьютерной программы [3], весьма незначительны и находятся в пределах, допустимых при инженерных расчетах.

Пример №3

Как было отмечено выше, при всех прочих равных условиях, откосы, сложенные грунтами, обладающими большими по величине коэффициентами бокового давления ξ_0 , будут иметь большие углы заложения, при условии равенства численных значений коэффициентов запаса устойчивости K , что предполагает возможность получения экономического эффекта.

Пусть необходимо устроить строительный котлован глубиной H и углом заложения $\beta = 34^\circ$ в однородном грунте с удельным сцеплением C и объемным весом γ такими, что при $\varphi = 26^\circ$ величина приведенного давления связности $\sigma_{св} = 0,122$. При этом расчетная величина коэффициента бокового давления принята равной $\xi_0 = 0,4$. Величина проектного значения коэффициента запаса устойчивости $K_{пр} = 1,473$.

Используя приведенные выше формулы и графики и метод линейной интерполяции, определим, что величина коэффициента запаса устойчивости этого откоса оказалась равной $K = 1,47$, что практически соответствует его проектному значению.

При проверке исходных данных оказалось, что расчетное значение коэффициента бокового давления грунта принято заниженным. На самом деле, это установлено при проведении штамповых испытаний, расчетное значение этой величины равно $\xi_0 = 0,75$. Повторное проведение расчетов на устойчивость показало, что при $\beta = 41^\circ$ и $\xi_0 = 0,75$ величина коэффициента запаса устойчивости будет равна $K = 1,480$, т.е. отличается от проектного значения всего лишь на 0,005%.

Таким образом, установлено, что устойчивость откоса заданной высоты будет обеспечена, если угол его заложения будет равен $\beta = 41^\circ$.

Сравнивая численные значений полученных при расчетах значения углов заложения видно, что они отличаются на 7° .

Экономический эффект, обусловленный уменьшением вскрышных работ по каждому из бортов котлована за счет увеличения угла заложения его откосов, может быть оценен объемом прямоугольной призмы с основанием ABC и высотой, равной длине периметра котлована (см. рис. 8).

Проведя элементарные вычисления, находим, что площадь $\Delta ABC = 0,166H^2$. Если предположить, что высота откоса $H = 38$ м и периметр котлована $L = 100$ м, то разница объемов вскрыши составит $V_{ABC} = 23970 \text{ м}^3$.

Основываясь на результатах исследований [12], базирующихся на анализе напряженного состояния нагруженных грунтовых откосов, установлено, что для откосов с различными геометрическими параметрами, сложенными связными грунтами с широким диапазоном изменения физико-механических свойств, существует такое (для каждого откоса свое) минимальное значение величины интенсивности равномерно распределенной нагрузки, после превышения которой, величина коэффици-

ента бокового давления грунта перестает оказывать сколько-нибудь существенное влияние на величину коэффициента запаса устойчивости. Если величина интенсивности внешнего воздействия не превышает указанного значения, то параметр ξ_0 непременно должен учитываться при проведении соответствующих вычислений.

В некоторых случаях разница численных значений величины интенсивности внешней нагрузки, соответствующих наперед заданному значению величины коэффициента запаса устойчивости, может возрасти при увеличении значения коэффициента бокового давления от 0,4 до 0,95 на 30–40% и более. Данный интервал изменения величины ξ_0 , вмещает реальные природные значения коэффициента бокового давления для связных грунтов [1, 2, 4].

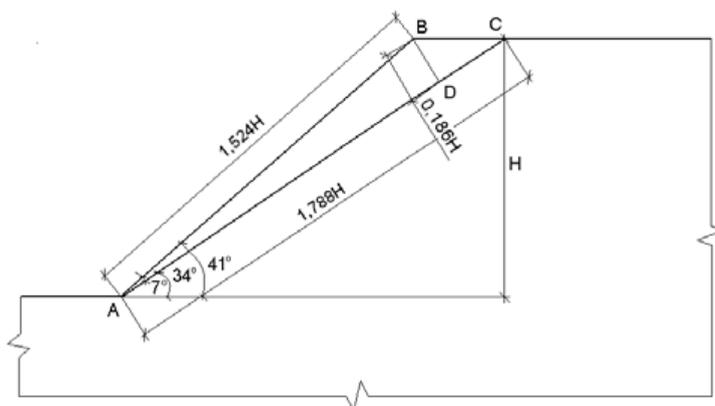


Рис. 8. Схема для определения разницы объемов вскрышных работ

Следовательно, логично сделать вывод о необходимости рассматривать величину коэффициента бокового давления грунта ξ_0 в качестве переменного расчетного параметра при определенных значениях геометрических характеристик откоса, интенсивности внешней нагрузки и физико-механических свойств грунта.

В отличие от ненагруженного откоса в том случае, когда к его поверхности приложена некоторая нагрузка, невозможно получить простые формулы и графики, при помощи которых можно было бы оценить величину коэффициента запаса устойчивости для всего многообразия параметров такой нагрузки. Поэтому остановимся на некотором частном случае, накладывающем определенные ограничения на эти параметры.

В работе [12] показано, что при любых значениях угла заложения откоса β , его высоты H , интенсивности внешней нагрузки q и физико-механических свойств грунта, минимальное значение коэффициента запаса устойчивости нагруженного откоса K^* соответствует условиям $b = 0,5H$, $d = 0,8H$ (см. рис. 9, а, б) и при дальнейшем увеличении d и b практически не меняется. То есть такие геометрические параметры нагрузки являются наиболее неблагоприятными.

На рис. 9, а, б приведены геометрические размеры механико-математической модели (МММ) нагруженного откоса и расчетная схема МКЭ при условии, что угол заложения откоса $\beta = 45^\circ$.

Отметим, что размеры МММ и расчетной схемы МКЭ, граничные условия на них накладываемые, а также степень дискретизации расчетной схемы (размеры и форма конечных элементов) приняты такими же, как и для ненагруженного откоса.

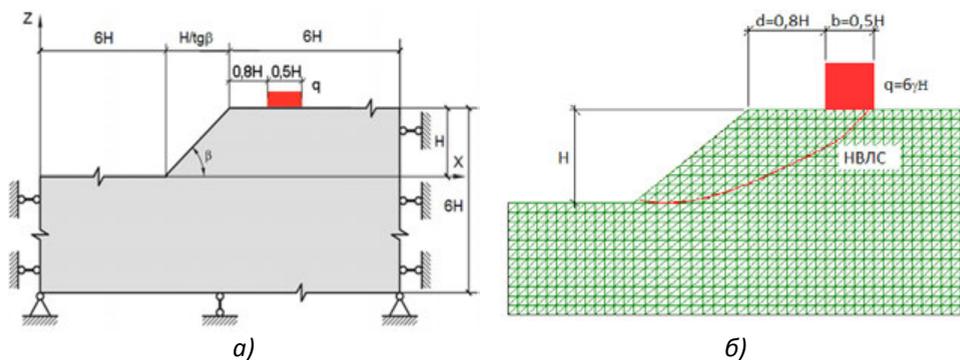


Рис. 9. Геометрические размеры механико-математической модели (а) и фрагмент расчетной конечно-элементной схемы при $\beta = 45^\circ$ (б) при исследовании устойчивости однородных нагруженных откосов

На рис. 10, а–в в качестве примера приведены настроенные по результатам проведенных вычислений графические зависимости вида $K^* = f(\lg(q))$ для однородных откосов при $\beta = 60^\circ$; $\varphi = 20^\circ$; $\sigma_{св} = 0,5$ (б); при $\beta = 45^\circ$; $\varphi = 35^\circ$; $\sigma_{св} = 0,05$ (в) и при $\beta = 25^\circ$; $\varphi = 35^\circ$ и $\sigma_{св} = 0,05$ (з).

Согласно нормативным документам, чаще всего проектные значения коэффициентов запаса устойчивости нагруженных откосов находятся в полуинтервале $K_{пр} \in (1,0-1,2]$, поэтому при анализе кривых вида $K = f(\lg(q))$ приведенных на рис. 10, а–в, особое внимание уделим соответствующим отрезкам этих кривых.

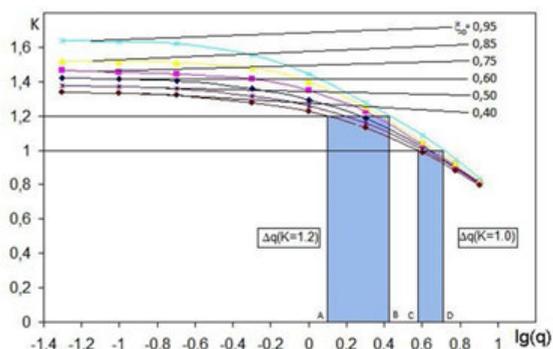
На рис. 10, а приведены кривые вида $K^* = f(\lg(q))$ для однородного нагруженного откоса (геометрические параметры нагрузки оговорены в предыдущих параграфах) с углом заложения $\beta = 60^\circ$, имеющим такую высоту и сложенного таким грунтом, что при $\varphi = 20^\circ$ величина приведенного давления связности $\sigma_{св} = 0,5$. Из этого рисунка видно, если численное значение коэффициента запаса устойчивости $K_{пр} = 1$ при $\xi_0 = 0,4$ и при $\xi_0 = 0,95$, то величина интенсивности внешней нагрузки в первом случае равна $q_{(0,4)} = 3,63\gamma H$, а во втором — $q_{(0,95)} = 5,84\gamma H$.

Если величина проектного коэффициента запаса устойчивости при тех же значениях ξ_0 равна $K_{пр} = 1,2$, то значения тех же интенсивностей внешней нагрузки соответственно равны $q_{(0,4)} = 1,29\gamma H$ и $q_{(0,95)} = 2,66\gamma H$. То есть при $K = 1$ они отличаются по величине на 32%, а при $K_{пр} = 1,2$ — уже на 51%.

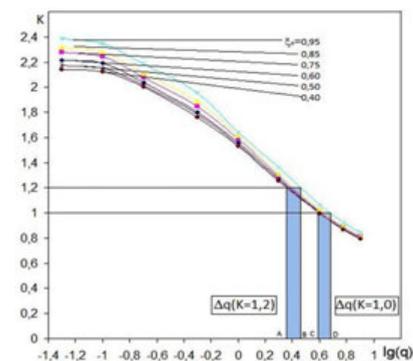
Рассмотрим кривые, приведенные на рис. 10, б, которые построены при условии, что угол заложения откоса $\beta = 45^\circ$, а высота откоса и удельное сцепление грунта его слагающего таковы, что при $\varphi = 35^\circ$ величина приведенного давления связности $\sigma_{св} = 0,05$.

Для этого откоса имеем: при $K_{пр} = 1 - q_{(0,4)} = 3,8\gamma H$ и $q_{(0,95)} = 4,78\gamma H$, а при $K_{пр} = 1,2$ $q_{(0,4)} = 2,19\gamma H$ и $q_{(0,95)} = 3,02\gamma H$. Разница величин соответствующих интенсивностей внешних нагрузок составляет 21% и 28%.

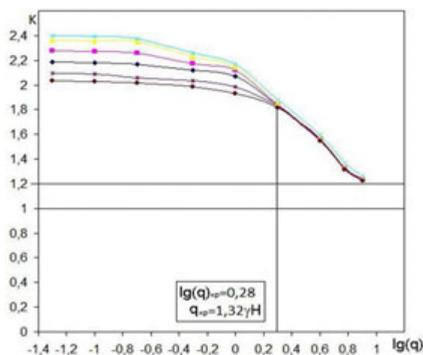
Если угол заложения откоса равен $\beta = 25^\circ$, а высота откоса и удельное сцепление грунта его слагающего таковы, что при $\varphi = 35^\circ$ величина приведенного давления связности так же равна $\sigma_{св} = 0,05$ (см. рис. 10, в), то учитывать величину коэффициента бокового давления грунта нет смысла. Из рис. 10, в видно, что численные значения коэффициента запаса устойчивости K зависят от величины коэффициента бокового давления ξ_0 только в том случае, когда величина интенсивности внешней нагрузки ограничена условием $\lg(q) \leq 0,28$.



а)



б)



в)

Рис. 10. Фрагмент расчетной схемы МКЭ при наиболее неблагоприятных значениях геометрических параметров внешней равномерно распределенной нагрузки (а); графические зависимости вида $K^* = f(\lg(q))$ для однородных откосов при $\beta = 60^\circ$; $\varphi = 20^\circ$; $\sigma_{св} = 0,5$ (а); при $\beta = 45^\circ$; $\varphi = 35^\circ$; $\sigma_{св} = 0,05$ (б) и при $\beta = 25^\circ$; $\varphi = 35^\circ$ и $\sigma_{св} = 0,05$ (в)

На рис. 11 в качестве примера приведены зависимости вида $K^* = f(\lg(q))$, полученные после обработки исходных кривых, для некоторых углов заложения откосов и численных значений физико-механических свойств грунта.

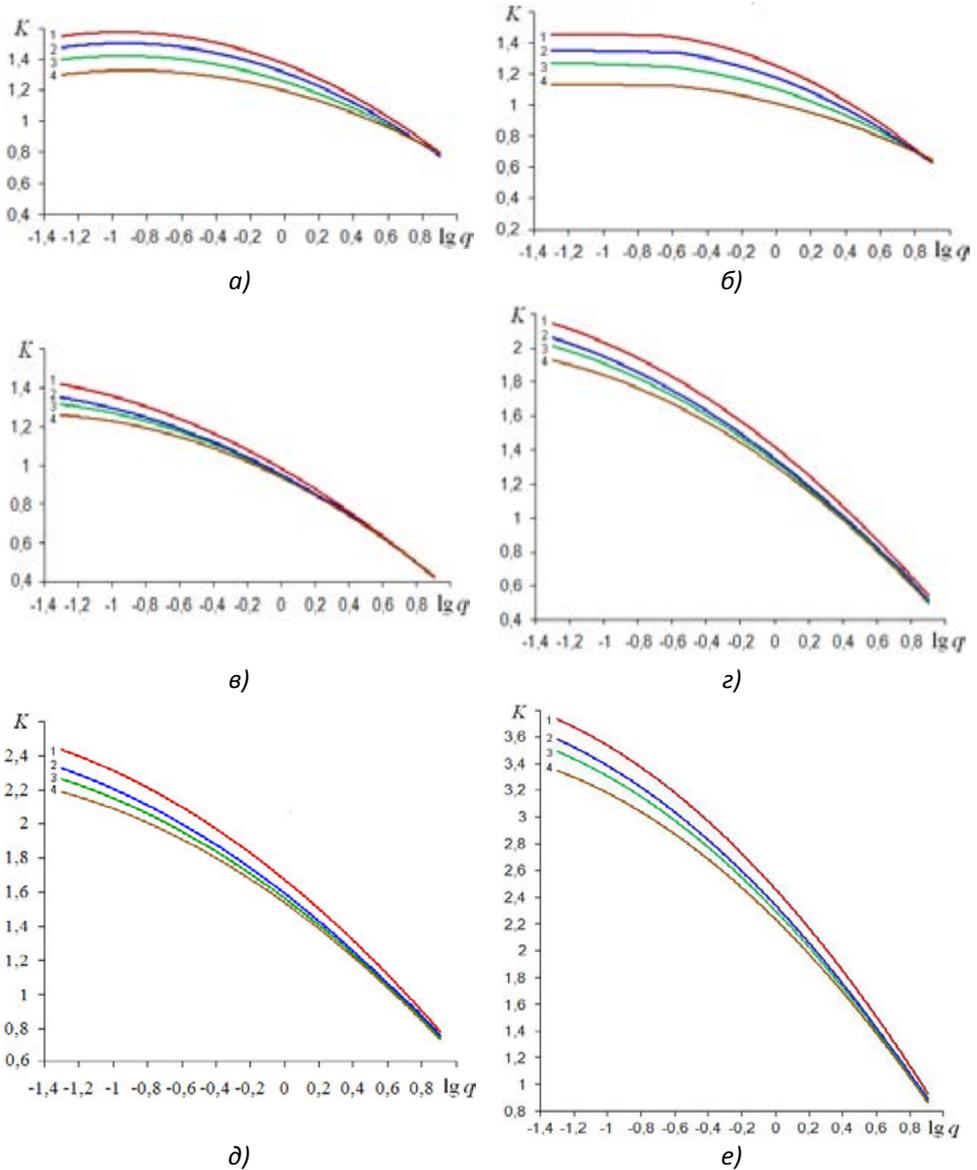


Рис. 11. Графические зависимости вида $K^* = f(\lg(q))$ при $\beta = 45^\circ$;
 $\varphi = 30^\circ$; $\sigma_{св} = 0,1$ для $\xi_0 = 0,95; 0,75; 0,6; 0,4$ (1–4 соответственно) (а);
 для $\sigma_{св} = 0,05$ (б); при $\beta = 60^\circ$; $\varphi = 15^\circ$; $\sigma_{св} = 0,5$ (в); для $\sigma_{св} = 1,0$ (г);
 при $\beta = 60^\circ$; $\varphi = 25^\circ$; $\sigma_{св} = 0,5$ (д); для $\sigma_{св} = 1,0$ (е)

Массив численных значений коэффициентов запаса устойчивости, построенные на его основе кривые вида $K^* = f(\lg(q))$ и коэффициенты их аналитических аппроксимаций составили базу данных компьютерной программы [13], разработанной для оценки влияния величины коэффициента бокового давления грунта на степень устойчивости нагруженных откосов.

Как было отмечено выше, величина коэффициента запаса устойчивости нагруженного однородного откоса K возрастает при всех остальных равных условиях при увеличении численного значения коэффициента бокового давления грунта ξ_0 от 0,4 до 0,95, причем, разница может составлять 0–51% и более.

Это означает, что всех прочих равных условиях, откосы сложенные грунтами, обладающими большими по величине коэффициентами бокового давления, будут иметь большие углы заложения, при условии равенства численных значений коэффициентов запаса устойчивости K , что предполагает возможность получения экономического эффекта.

Рассмотрим пример. Пусть необходимо устроить строительный котлован глубиной H в однородном грунте с удельным сцеплением C и объемным весом γ такими, что при $\varphi = 20^\circ$ величина приведенного давления связности $\sigma_{св} = 0,05$. В непосредственной близости от бровки откоса котлована расположена равномерно распределенная нагрузка интенсивности $q = 0,05 \gamma H$, имеющая геометрические параметры такие, как описано ранее.

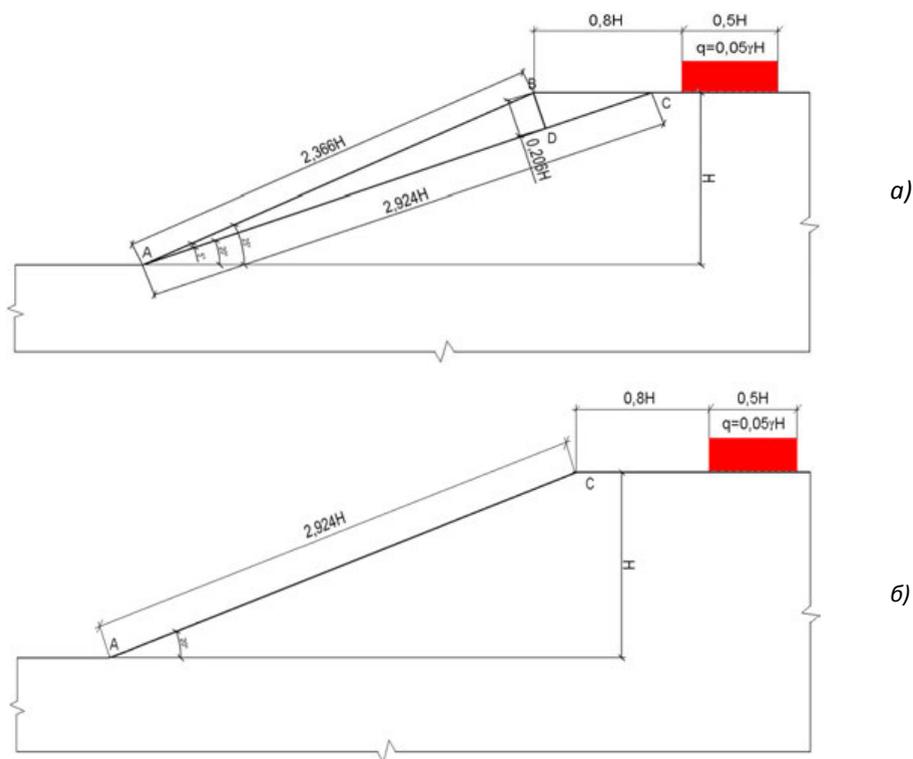


Рис. 12. Схема для определения разницы объемов вскрышных работ: положение внешней нагрузки q при $\beta = 25^\circ$ (а) и при $\beta = 20^\circ$ (б)

Используя приведенные выше формулы и графики, вычислены величины коэффициентов запаса устойчивости этого откоса при двух значениях коэффициента бокового давления грунта $\xi_0 = 0,4$ и $\xi_0 = 0,95$. Оказалось, если угол заложения откоса $\beta = 25^\circ$ и $\xi_0 = 0,95$, то величина коэффициента запаса устойчивости $K = 1,244$. Если $\beta = 20^\circ$, то при $\xi_0 = 0,4$ величина $K = 1,253$, т.е. отличается от первого значения на 0,007%.

Экономический эффект может быть оценен разницей объемов вскрышных работ, которая определяется на каждый погонный метр протяженности борта откоса объемом призмы ABC , имеющей толщину 1 м (см. рис. 12.).

Можно определить, что этот объем равен $V_{ABC} = 0,301H^2$.

Если предположить, что высота откоса $H = 30$ м и протяжённостью его борта $L = 100$ м, то разница объёмов вскрыши составит $V_{ABC} = 27090$ м³.

Если предположить, что расчетное значение коэффициента бокового давления грунта $\xi_0 = 0,75$, что равно его среднему значению для глинистых грунтов, то разница объема вскрыши уменьшится и составит 17640 м³, то есть, уменьшится на 35%.

Выводы

1. Величина коэффициента запаса устойчивости ненагруженного однородного откоса K возрастает при увеличении численного значения величины коэффициента бокового давления грунта ξ_0 от 0,3 до 0,95, при неизменности всех остальных условий. Причем, этот рост может составлять 15–35% и более, а зависимость вида $\lg K = f(\xi_0)$ остается линейной при любых рассмотренных значениях ξ_0 .

2. Предложены формула и графики, позволяющие при помощи метода линейной интерполяции с достаточной для инженерной практики степенью точности определять численные значения коэффициентов запаса устойчивости однородных ненагруженных откосов в зависимости от величины коэффициента бокового давления грунта. Эти формулы и графики, а также результаты компьютерных расчетов, приведенных в приложениях к диссертационной работе, составили базу данных инженерного метода расчета ненагруженных однородных откосов, формализованного в компьютерную программу.

3. Для любого нагруженного однородного откоса существует такое значение интенсивности равномерно распределенной нагрузки, после превышения которого, численные значения величины коэффициента запаса устойчивости перестают зависеть от расчетного значения коэффициента бокового давления грунта ξ_0 . Численные значения величины интенсивности внешней равномерно распределенной нагрузки, соответствующие граничным значениям K_{np} рассматриваемого полуинтервала, могут существенно отличаться друг от друга в зависимости от принятого расчетного значения коэффициента бокового давления грунта. Так, для однородного откоса при $\beta = 60^\circ$; $\varphi = 20^\circ$ и $\sigma_{cb} = 0,5$ эти значения равны: при $K_{np} = 1 - q_{(0,4)} = 3,63\gamma H$ и $q_{(0,95)} = 5,84\gamma H$, а при $K_{np} = 1,2 - q_{(0,4)} = 1,29\gamma H$ и $q_{(0,95)} = 2,66\gamma H$. Для однородного откоса при $\beta = 45^\circ$; $\varphi = 35^\circ$ и $\sigma_{cb} = 0,05$ имеем: при $K_{np} = 1 - q_{(0,4)} = 3,8\gamma H$ и $q_{(0,95)} = 4,78\gamma H$, а при $K_{np} = 1,2 - q_{(0,4)} = 2,19\gamma H$ и $q_{(0,95)} = 3,02\gamma H$. Как видно, для первого откоса отличия составляют 32% и 51%, а для второго – соответственно 21% и 28%.

4. Возможны ситуации, когда величина коэффициента бокового давления грунта ξ_0 не оказывает влияние на получаемую при расчете, величину коэффициента запаса устойчивости K . Это происходит тогда, когда слияние кривых вида $K = f(\lg(q))$, по-

строенных для различных коэффициентов бокового давления грунта, наблюдается при $K > K_{пр}$.

5. Все, построенные по результатам вычислений кривые для нагруженных откосов, аппроксимированы полиномиальной зависимостью, причем, погрешность аппроксимации в подавляющем большинстве случаев не превышает 4–7%. Коэффициенты аппроксимирующих выражений составили базу данных компьютерной программы, предназначенной для определения численных значений расчетных параметров нагруженных откосов, при которых необходимо учитывать величину коэффициента бокового давления грунта.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Богомолов А. Н., Калиновский С. А., Богомолова О. А., Ушаков А. Н. Анализ методов определения коэффициента бокового давления грунта (аналитические методы) // Инженерные проблемы строительного материаловедения, геотехнического и дорожного строительства : материалы III Международной научно-технической конференции. – Волгоград: ВолгГАСУ, 2012. — С. 58–85.

2. Богомолов А. Н., Калиновский С. А., Богомолова О. А., Ушаков А. Н. Анализ методов определения коэффициента бокового давления грунта (экспериментальные методы) // Инженерные проблемы строительного материаловедения, геотехнического и дорожного строительства : материалы III Международной научно-технической конференции. – Волгоград: ВолгГАСУ, 2012. — С. 33–57.

3. Устойчивость (Напряженно-деформированное состояние) : свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2009613499 от 30 июня 2009 г. / А. Н. Богомолов, О. А. Богомолова, М. Ю. Нестратов, Н. Н. Потапова, М. М. Степанов, А. Н. Ушаков, С. И. Шиян.

4. Богомолов А. Н., Шиян С. И., Вихарева О. А. К вопросу о минимальных значениях коэффициента бокового давления грунтов // Вестник Волггр. гос. архит.-строит. ун-та. Сер.: Естественные науки. — Волгоград : Изд-во ВолгГАСУ, 2007. Вып. 6(23). — С. 110–114.

5. Богомолов А. Н., Ерещенко Т. В., Никитин И. И. Определение коэффициентов отображающей функции при решении задач теории упругости методами ТФКП // Основания и фундаменты в геологических условиях Урала : сб. на уч. тр. – Пермь: ПГТУ, 2002. — С. 80–83.

6. Богомолова О. А., Бабаханов Б. С., Калашников С. Ю., Калиновский С. А., Прокопенко А. В., Иванов А. А. Влияние коэффициента бокового давления грунта на степень устойчивости однородного откоса // Вестник Волггр. гос. архит.-строит. ун-та. Сер.: Стр-во и архит. 2013. Вып. 30(49). — С. 39–49.

7. Калиновский С. А. Оценка влияния величины коэффициента бокового давления грунта на результаты расчётов грунтовых массивов по первому предельному состоянию.: автореф. дис. ... канд. техн. наук : (05.23.02) / С. А. Калиновский. – Волгоград, 2013. — 28 с.

8. Цветков В. К. Расчет рациональных параметров горных выработок. – М.: Недра, 1993. — 251 с.

9. Богомолов А. Н. и др. Сопоставление результатов расчета устойчивости откосов, выполненных различными методами для реальных объектов // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Сер.: Стр-во и архит. – Волгоград: Изд-во ВолгГАСУ, 2012. Вып. 29(48). — С. 43–54.

10. Tsvetkov V. K., Bogomolov A. N. Open pit mining: stability of multilevel terrace of inhomogeneous rock // Journal of Mining Science. 1996. Т. 32. № 3. — P. P. 192–196.

11. Компьютерная программа «UST2013» для расчёта устойчивости однородных грунтовых откосов : информ. л. 34-021-13 / О. А. Богомолова, С. А. Калиновский, И. Л. Бартоломей, С. И. Шиян, А. С. Статун, С. А. Богомолов; М-во пром-сти и энергетики Рос. Федерации рос. об-ние 147 информ. ресурсов науч.-техн. развития (РОСИНФОРМРЕСУРС). – Волгоград: ЦНТИ, 2013. — 3 с.

12. Богомолов А. Н., Калиновский С. А., Богомолова О. А., Прокопенко А. В., Иванов А. А. Оценка величины коэффициента запаса устойчивости однородного нагруженного откоса на

основе анализа напряженного состояния грунтового массива при различных значениях коэффициента бокового давления грунта // Вестник Волгогр. гос. архит.-строит. ун-та. Сер.: Стр-во и архит. 2013. Вып. 30(49). — С. 7–12.

13. Компьютерная программа «USTNAG2013» для расчёта устойчивости однородных нагруженных грунтовых откосов : информ. л. 34-022-13 / О. А. Богомолова, С. А. Калиновский, И. Л. Бартоломей, С. И. Шиян, А. С. Статун, С. А. Богомолов.; М-во пром-сти и энергетики Рос. Федерации рос. об-ние информ. ресурсов науч.-техн. развития (РОСИНФОРМРЕСУРС). – Волгоград: ЦНТИ, 2012. — 3 с.

© Богомолов А. Н., Калиновский С. А., 2015

О. Н. Вольская⁽¹⁾

ВЛИЯНИЕ АКТИВИРОВАННОЙ ВОДЫ ЗАТВОРЕНИЯ НА ПРОЧНОСТЬ БЕТОНОВ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет⁽¹⁾

Дано описание модели нового метода активации воды затворения для цементных растворов и бетонов. Установлено влияние активированной воды затворения, на прочность бетонов.

К л ю ч е в ы е с л о в а : активированная вода, прочность бетонов.

За последние 30 лет во всем мире проводятся глубокие исследования по практическому применению водных систем, активизированных различными физическими воздействиями, способствующими решению задач интенсификации многих технологических процессов: это магнитная обработка воды, озонирование, электролиз, а также мембранная технология, униполярное воздействие, озвучивание, вакуумирование, нагревание или охлаждение и др. Отличаясь по характеру обработки, эти методы достигают одного результата — повышение эффективности воды по отношению к ее компонентам и среде, особенно биологической, за счет определенного по устойчивости во времени нарушения молекулярных потенциалов и их направленности.

В современных условиях уже создаются нанотехнологии с использованием активированной воды в медицине, промышленности, земледелии, сельском хозяйстве, коммунальном хозяйстве, а также в строительстве.

Строительство всегда занимало лидирующее место в подъеме экономики любой страны и от эффективных методов, внедренных в процесс, зависит благосостояние людей.

В настоящее время в нашей стране остро стоит вопрос переселения граждан из ветхого и аварийного жилья. Для успешной реализации данной проблемы Министерство строительства и ЖКХ РФ разработало Федеральную Программу « Жилье для российской семьи». Основное условие реализации Программы: до конца 2017 года планируется построить 25 млн кв. м жилья экономического класса по цене до 30 тыс. рублей за 1 кв. м, но не более 80% от рыночной цены. Это условие можно выполнить, только внедряя новые технологии, которые в разы удешевят стоимость квадратного метра.

К таким технологиям нужно отнести и процесс приготовления бетона.

Автором предлагается использовать активированную воду для затворения бетона, которая сравнительно сократит как срок схватывания и отвердения бетона, так и расход цемента.

Получение активированной воды затворения можно условно разделить на несколько групп: физическое модифицирование (безреагентное), химическое модифицирование (реагентное) и их сочетание (комбинированное воздействие). Необходимо отметить, что в данном случае под физическим и химическим модифицированием понимается направленное регулирование параметров цементных систем, происходящее на стадии взаимодействия цемента с водой.

К физической активации воды относят следующие виды обработок: магнитная, электромагнитная, механическая, термическая, акустическая, плазменная, разрядно-импульсная, электрохимическая и др. Общими недостатками всех физических методов активации воды являются: трудность определения количественных параметров, характеризующих степень активации водной среды в производственных условиях; необходимость дооснащения технологических линий специальным оборудованием для активации воды; потребность в переработке технологических регламентов и пр.

Предложенный автором, вакуумный метод, получения активированной воды с помощью вакуумного дегазатора (рис. 1) имеет низкие весовые показатели. Весь процесс выделения газов из воды начинается и заканчивается в главном элементе – вакуумной головке, которая работает как в ручном, так и в автоматическом режиме. В вакуумной головке происходит выделение газов, объясняемое непрерывным и одновременным протеканием процессов объемного вскипания газов и интенсивного дробления капель воды при движении в ограниченном объеме дегазатора. Процесс начинается при истечении струи из сопла, когда давление в струе уменьшается, а скорость существенно возрастает. Вокруг струи образуется кольцевая вакуумная зона, которая создает условия для получения в ней мгновенного объемного вскипания газов. Это способствует разрушению целостности струи и выделению агрессивных газов, фактически поток приобретает состояние газовой эмульсии. При этом образуется чрезвычайно большая поверхность мелко раздробленных капель воды (до 100 тыс. $\text{м}^3 / \text{м}^3$), что является оптимальным условием для интенсивного перехода растворенных газов из воды в газовую среду. Десорбция газов из воды при указанных условиях становится весьма эффективной. Это способствует интенсификации процесса дегазации воды. Срок хранения активированной воды не ограничен при герметично закрытой емкости.

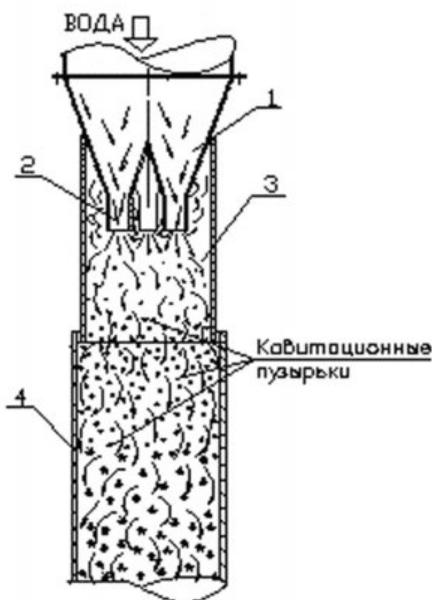


Рис. 1. Вакуумная головка:

- 1 — конфузор; 2 — насадок Вентури;
- 3 — первая ступень головки; 4 — вторая ступень головки

Преимущества данного метода состоят в следующем:

- получение за доли секунд активированной воды со свойствами, увеличивающими продолжительность хранения до неограниченного срока;
- экологически безопасное звено в технологии приготовления бетонов;
- применение конструкций вакуумного дегазатора любой производительности;
- малая металлоемкость и простота устройства вакуумного дегазатора, позволяющая получить ощутимый экономический эффект;
- надежность при длительной эксплуатации с минимальными затратами;
- работа в автоматическом режиме.

Использование активированной воды в производстве бетона по предварительным данным дает экономию цемента до 15%, возрастает прочность образцов при повышении удобоукладываемости смеси. Кроме того, замешанный на активированной воде раствор замерзает при более низкой температуре, что позволяет продолжать строительство и в сильные морозы.

© Вольская О. Н., 2015

В. А. Каныгин⁽¹⁾

ГИДРАВЛИЧЕСКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ТРУБОПРОВОДА С НЕЛИНЕЙНОВЯЗКОПЛАСТИЧНОЙ ЖИДКОСТЬЮ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет⁽¹⁾

В современных технологических процессах широко используется перекачивание сплошных сред с широким спектром реологических свойств. К таким средам относятся буровые и строительные растворы, нефть и нефтепродукты, растворы соды, мела и т.д. Значительное количество перечисленных сред подчиняется закону Гершеля-Балкли.

$$\tau = \tau_0 + K\gamma^m, \quad (1)$$

где τ — касательные напряжения, τ_0 — предел текучести, K — реологическая константа среды Гершеля-Балкли, m — показатель нелинейности, а транспортирование их происходит, как правило, в турбулентном режиме.

При проектировании магистральных и технологических трубопроводов необходимо построение гидравлической характеристики трубы. Гидравлической характеристикой называется зависимость разности пьезометрических напоров в начале и конце трубы от расхода. Эту зависимость можно найти с помощью уравнения Бернулли. Для трубы постоянного сечения имеем [1]

$$\Delta H_p = \frac{\Delta P}{\rho g} = iL + \Delta Z, \quad (2)$$

где ΔH_p — разность пьезометрических напоров, ΔP — потеря давления на участке трубы, ρ — плотность жидкости, g — ускорение свободного падения, i — гидравлический уклон, L — длина трубы, ΔZ — разность отметок концов трубы. Вычислив величину гидравлического уклона для различных расходов жидкости, получим искомую зависимость в виде графика или таблицы.

Для построения гидравлических характеристике необходима методика определения коэффициента гидравлического трения λ для транспортируемой нелинейновязкопластичной жидкости (НВПЖ).

Для определения λ воспользуемся методикой, разработанной ранее автором [2], в которой рассмотрено установившееся турбулентное течение в круглой шероховатой трубе несжимаемой нелинейновязкопластичной жидкости. Концепция турбулентной вязкости академика М. Д. Миллионщикова [3] предполагает, что суммарная вязкость в потоке складывается из эффективной молекулярной вязкости y_m и турбулентной вязкости y_T

$$y = y_m + y_T. \quad (3)$$

Реологические свойства среды учитываются в соответствии с принципом, предложенным советским ученым Е. М. Хабахпашевой [4]. При этом автор [4] опирался на хорошо известные факты:

– толщина вязкого подслоя мала по сравнению с диаметром трубы, следовательно, и напряжения сдвига в нём и текучесть (величина, обратная вязкости) жидкости практически равны их значениям на стенке;

– в турбулентном ядре потока реинольдсовы напряжения не зависят от молекулярной вязкости, т.е. турбулентные касательные напряжения автомодельны относительно зависимости $\mu(\tau)$.

Подробно схема интегрирования уравнения НВПЖ изложена в [2]. В результате автором получена следующая система уравнений для определения коэффициента гидравлического трения λ

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = \frac{1}{\beta} \left(\frac{-2}{\bar{\delta}} - \frac{-3}{\bar{\delta}} + \frac{\bar{\delta}^{-4}}{4} \right) + \frac{\beta_1^2}{a^3} \{ \alpha_1 (1n\alpha_1 - 1,5) + 2\alpha_1 - 0,5 \} + \delta - \frac{\psi}{2\alpha\kappa_1^3} \left\{ \kappa_1^2 (\bar{\delta} - 1) + 0,5 \left[\psi^2 - (1 - \kappa_1 \bar{\delta})^2 \right] \right\}$$

$$\beta = \frac{1}{Re_{эф}} \sqrt{\frac{32}{\lambda}},$$

$$\beta_1 = \beta + a(\bar{\kappa} - \bar{\delta}),$$

$$\alpha_1 = 1 - \frac{a}{\beta}(1 - \bar{\delta}), \quad (4)$$

$$Re_{эф} = Re_1^m \left[\left(\frac{\lambda}{8} \right)^{\frac{m-1}{m}} - \left(\frac{8}{\lambda} \right)^{\frac{1}{m}} \left(\frac{He_1}{Re_1^2} \right)^{\frac{m}{2m-1}} \right]^m,$$

$$Re_1 = \frac{V^{\frac{2m-1}{m}} d^{\frac{1}{m}} \rho}{K},$$

$$He_1 = \frac{\tau_0^{\frac{2m-1}{m}} d^{\frac{2}{m}} \rho^{\frac{1}{m}}}{K^2},$$

где λ — коэффициент гидравлического трения, $\beta = \frac{1}{\eta}$ — величина, обратная универ-

сальной координате, $\bar{\delta} = \frac{\delta_0}{R} = \beta\delta$ — безразмерная толщина ламинарного подслоя,

$a = 0,39$ — полуэмпирическая константа турбулентности [3], $\psi = 0,3$ — эмпирическая

константа [2], $K_1 = 0,97$ — эмпирическая константа [2], $\bar{\kappa} = \frac{\kappa}{R}$ — относительная шеро-

ховатость, κ — абсолютная шероховатость, R — радиус трубы, $Re_1 = \frac{V^{\frac{2m-1}{m}} d^{\frac{1}{m}} \rho}{K}$ —

модифицированное число Рейнольдса для среды Гершеля-Балкли,

$$He_1 = \frac{\tau_0^{2m-1} d^{\frac{2}{m}} \rho^{\frac{1}{m}}}{K^2} — \text{модифицированное число Хедстрема для среды Гершеля-}$$

Балкли.

Гидравлическая характеристика строится по уравнению [2]. Для всех гидравлических систем можно теоретически или на основе эксперимента построить зависимость $\Delta H_p = f(Q)$. Для центробежного насоса эта зависимость имеет вид [1]

$$\Delta H_p = a - vQ^{2-m},$$

где a , v , m — параметры формулы, Q — расход жидкости.

Точка пересечения гидравлических характеристик центробежного насоса и трубы определяет рабочую точку с общим Q и ΔH_p обеих систем.

Следует отметить, что предложенный алгоритм построения гидравлической характеристики трубы предполагает постоянную температуру рабочей жидкости [1]. В случаях, когда при перекачке жидкости имеет место изменение температуры, а вместе с ней и реологических свойств жидкости вид гидравлической характеристики будет зависеть от кинетики изменения этих величин.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Марон В. И.* Гидравлика двухфазных потоков в трубопроводах : учебное пособие. — СПб.: Лань, 2012. — 256 с.
2. *Каныгин В. А.* Транспортирование бетонных смесей в шероховатых трубах при турбулентном режиме течения // Сб. «Бетон и железобетон в третьем тысячелетии» : материалы второй международной научно-практической конференции. Рост. гос. Строит. ун-т. — Ростов-на-Дону, 2002. — 397 с.
3. *Миллионщиков М. Д.* Турбулентное течение в пограничном слое и в трубах. — М.: Наука, 1950. — 50 с.
4. *Хабахпашева Е. М.* О гидравлическом сопротивлении и теплообмене при турбулентном течении структурновязких жидкостей / ИФЖ. 1966. Т. 11. №2. — С. 143–147.

© Каныгин В. А., 2015

С. М. Мусаелян⁽¹⁾

АНТРОПОГЕННЫЕ ИЗМЕНЕНИЯ ГИДРОЛОГИЧЕСКОГО РЕЖИМА Р. ВОЛГИ У Г. ВОЛГОГРАДА

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет⁽¹⁾

Рассмотрено влияние главных факторов хозяйственной деятельности человека на уменьшение стока р. Волги вблизи г. Волгограда.

В результате сооружения и эксплуатации водохранилищ существенно изменяется гидрологический режим рек. Величина этих изменений определяется соотношением объемов полезной емкости водохранилищ и стока реки и в значительной степени зависит от водности года и режима работы гидроузлов. Эффект регулирования особенно сильно сказывается в маловодные и средние по водности годы, в исключительно многоводные годы максимально зарегулированные расходы снижаются незначительно, а в определенных условиях могут даже превысить величины максимумов в естественных условиях [11].

Создание крупных водохранилищ на реках приводит к существенным изменениям естественных природных условий не только речных русел и пойм в верхнем и нижнем бьефах, но и в некоторой степени устьевых областей, дельт и как отмечается в работе [11], даже режима внутренних морей, куда эти реки впадают. Под влиянием природных и хозяйственных факторов меняются качество воды, температурный и ледовый режимы, интенсивность переработки берегов и многое другое.

Волга — одна из крупнейших рек мира и крупнейшая река европы, длина — 3350 км, площадь водосбора — 1 млн. 360 тыс. км². Средний сток волги равен 243 км³/год, в маловодный год (95% обеспеченности) — 173 км³. У г. Волгограда площадь водосбора равна 1 млн. 352 тыс. км², длина 3100 км, средний сток — 249 км³.

До 1930 г. в бассейне волги никаких водохозяйственных мероприятий практически не проводилось, крупных водохранилищ на основной реке и на притоках не было, водопотребление было ничтожно малым. В этот период гидрологический режим волги практически не претерпевал никаких изменений. За последние 50-60 лет на волге и каме созданы каскады водохранилищ. Полный объем 12 наибольших водоемов волго-камского каскада составляет 168 км³, полезный — 80 км³, общая площадь водного зеркала — 23060 км². Соответствующие показатели для более чем 300 средних и небольших водохранилищ в волжском бассейне равны 12,5 км³, 5,0 км³ и 2600 км² [1]. Основными факторами воздействия на гидрологический режим р. Волги являются: сооружение и эксплуатация водохранилищ, орошение, агротехнические мероприятия, водопотребление на промышленно-коммунальные и бытовые нужды.

Водохранилища волго-камского каскада осуществляют сезонное регулирование стока и так называемый «однотактный» режим работы водохранилищ со сработкой в конце зимы, наполнением в период половодья и стоянием уровня по возможности вблизи отметки нпу в период летне-осенней межени. Важнейшие водопотребители в бассейне Волги — гидроэнергетика, водный транспорт, рыбное хозяйство, орошаемое земледелие, коммунальное и промышленное водоснабжение.

Все водохранилища волжско-камского каскада используются комплексно. Ведущими участниками водохозяйственного комплекса на верхней волге и каме являются водоснабжение, энергетика и водный транспорт, на средней Волге — плюс ирригация, а на каме — лесосплав, на нижней волге помимо энергетика и водного транспорта ведущими являются также рыбохозяйственные попуски и ирригация. Из всех водохранилищ производятся санитарные попуски.

В настоящее время волга и кама на протяжении 4000 км превратились в водные магистрали с едиными глубинами 4,0 м. Исключение составляет участок ниже волгоградского гидроузла, где судоходные глубины на лимитирующих участках обеспечиваются специальными судоходными попусками.

Ирригационный фонд волжского бассейна составляет около 8 млн. га, ирригационный водозабор достигает $6\div 7 \text{ км}^3$ [4]. Гидроэлектростанции волжско-камского каскада играют важнейшую роль в энергоснабжении в масштабе россии — это более 20% электроэнергии, производимой на гэс страны. В результате строительства гидроузлов волга и кама превратились в непрерывную цепь озеровидных водохранилищ, позволяющих перераспределить сток по времени года согласно требованиям различных водопотребителей.

Сток верхней Волги регулируется в основном рыбинским водохранилищем (полный объем $25,42 \text{ км}^3$, полезный — $16,67$, площадь зеркала 4550 км^2 , длина 110 км, максимальная глубина 30 м, средняя — 5,6 м). Основной регулятор в волжском и камском каскадах — самарское водохранилище (полный объем $57,30 \text{ км}^3$, полезный — $33,90 \text{ км}^3$, площадь зеркала — 6150 км^2 , длина — 510 км, максимальная глубина 41 м, средняя — 9,3 м), которое уменьшает потребность в самостоятельном регулировании стока на остальных нижеволжских гидроузлах — саратовском и волгоградском.

Волгоградское водохранилище было введено в эксплуатацию в 1960 г. Полный объем составляет $31,45 \text{ км}^3$, полезный — $8,25 \text{ км}^3$, площадь зеркала 3117 км^2 , длина 540 км, максимальная глубина 41 м, средняя — 10,0 м, коэффициент водообмена (продолжительность условного водообмена) — 8 лет. Водоохранилище используется для энергетика, судоходства, водоснабжения, борьбы с наводнениями, рыбного хозяйства, рекреации, попусков для р. Ахтубы.

Многочисленными исследованиями ряда авторов [1, 4, 3, 5, 7, 12 и др.] Установлено, что режим стока р. Волги в створе у г. Волгограда за период до 1935 г. Можно считать естественным, хозяйственная деятельность в бассейне была незначительной и не оказывала заметного влияния на показатели годового стока, объема весеннего половодья и максимальных расходов воды.

Начиная с 1936 г. Гидрологический режим р. Волги в замыкающем створе заметно стал меняться под влиянием хозяйственной деятельности человека. Так, в период с 1936 по 1955 г. Изменение стока было сравнительно небольшим: годовой сток уменьшился по сравнению с естественным периодом на $6\text{--}8 \text{ км}^3/\text{год}$ (2–3% нормы), половодный сток на $7\text{--}8 \text{ км}^3/\text{год}$ (4–5% нормы), максимальные расходы — на $700\text{--}800 \text{ м}^3/\text{с}$ (2–2,5% нормы).

Наиболее существенно сток изменился после 1956 г. За весь период наблюдений (до 1995 г.) Годовой сток р. Волги у г. Волгограда уменьшился на $24 \text{ км}^3/\text{год}$, или на 9% нормы годового стока в естественных условиях, объем весеннего половодья уменьшился в среднем на $55 \text{ км}^3/\text{год}$, а максимальный расход — на $6300 \text{ м}^3/\text{с}$, что составляет соответственно 30 и 19% нормы этих характеристик при естественном режиме. Максимальный уровень волги в створе волгоградского гидроузла был снижен на 1,3 м по сравнению с возможным естественным.

Наиболее существенно влияние антропогенной деятельности на гидрологический режим р. Волги ощущается в маловодные и очень маловодные годы. Так, в исключительно маловодный период 1971–1973 гг. Снижение годового стока составило $34 \text{ км}^3/\text{год}$ (13% нормы), а за маловодный период 1936–1940 гг. — на $12 \text{ км}^3/\text{год}$ (5% нормы).

Главными факторами хозяйственной деятельности в бассейне р. Волги, как уже отмечалось, являются русловое регулирование, орошение, промышленно-коммунальное и сельскохозяйственное водоснабжение и агротехнические мероприятия. Остановимся вкратце на этих факторах.

Водохранилища. Вопросами влияния водохранилищ на суммарный сток р. Волги занимались многие исследователи, начиная с 30-х гг. ХХ столетия, когда стали проектироваться водохранилища на реке. Наиболее обширные и детальные исследования проводились автором работы [11], результаты их следующие. В целом уменьшение суммарного стока р. Волги под влиянием водохранилищ и прудов составляло в довоенные годы около $0,7 \text{ км}^3/\text{год}$, и в среднем за 1956–1970 гг. — $15,7 \text{ км}^3/\text{год}$, а к концу XX в., по мнению автора работы [12], эта величина значительно уменьшится и составит в среднем $9 \text{ км}^3/\text{год}$.

Орошение. По приведенным в этой же работе [11] данным в 1974 г. Уменьшение стока р. Волги под влиянием орошения составило 2,8, а к 2000 г. — $22 \text{ км}^3/\text{год}$.

Агротехнические мероприятия. По данным работы [2] суммарное уменьшение стока р. Волги под влиянием агротехники на современный уровень составляет всего $2,7 \text{ км}^3/\text{год}$, или 1% нормы стока.

Промышленно-коммунальное и сельскохозяйственное водоснабжение. К 2000 г. Согласно данным работы [11] оценивается в порядке $7,3 \text{ км}^3/\text{год}$. Общее уменьшение стока р. Волги, таким образом, составило в 2000 г. $43 \text{ км}^3/\text{год}$.

Особо следует остановиться на внутригодовом распределении стока, так как если суммарный объем годового стока все же изменился не столь ощутимо, то внутригодовое распределение стока подверглось резкому изменению. Так, если до строительства крупных водохранилищ объем зимнего стока р. Волги составлял около 12–13% годового стока, то после гидротехнического строительства он увеличился вдвое, а в отдельные годы повысился до 30%. Происходит резкое сокращение объема и продолжительности весеннего половодья. Так, например, продолжительность весеннего половодья с 1970 по 1980 гг. Составила в среднем 43 сут против 78–92 сут в естественных условиях [7].

Следует отметить, что попуски из волгоградского водохранилища представляют собой особый интерес, т. К. Имитация весеннего половодья производится в интересах главным образом рыбного, но также сельского хозяйства и сохранения благоприятных экологических условий волго-ахтубинской поймы, дельты волги и северного каспия.

Весенний попуск из волгоградского водохранилища в волго-ахтубинскую пойму и дельту волги был первоначально запроектирован как временная мера до переустройства хозяйства данной территории. Фактически первоначальный попуск осуществляется до настоящего времени (более 35 лет). Анализу различных аспектов режима пусков посвящен ряд работ [3, 4, 5, 9, 10 и др.]. Наша цель — дать краткий анализ измененного гидрологического режима имитационного весеннего половодья за последние 10 лет.

Как известно, требования участников водохозяйственного комплекса часто не только не совпадают друг с другом, но и становятся противоположными. Так, для отраслей сельского хозяйства волго-ахтубинской поймы необходимо обеспечивать,

желательно в начале весны, в течение 13–13 сут расход не менее $25000 \text{ м}^3/\text{с}$, что с учетом ветвей подъема и спада составит около 70 км^3 . Требования же рыбного хозяйства значительно отличаются: постепенность и плавность попусков в период ветви спада, а объем попусков за апрель–июнь — не менее 140 км^3 . Такой объем неизбежно наносит значительный ущерб другим участникам водохозяйственного комплекса, особенно энергетике, во-первых, потому что турбины волжской гэс в состоянии пропустить расход воды в 13–14 тыс. $\text{м}^3/\text{с}$, во-вторых, это может вызвать недостаток выработки энергии в зимние месяцы. Это, естественно, вызывает необходимость ежегодного согласования рыбохозяйственного водопользования с другими отраслевыми потребителями воды, что представляет собой важнейший народнохозяйственный интерес. Однако, исходя из поставленной нами цели — исследование антропогенного воздействия на гидрологический режим р. Волги, — остановимся только на анализе изменений следующих основных характеристик стока р. Волги у г. Волгограда: объем стока за половодье (II квартал); максимальный расход и его дата; продолжительность подъема весеннего половодья.

Исследования этих вопросов показали: средний объем искусственного половодья равен 101 км^3 , почти в 1,5 раза меньше среднего объема стока за такой же период в естественных условиях — 148 км^3 , минимальные объемы в 56 и 66 км^3 примерно в 2 раза меньше естественных минимумов. Амплитуда колебаний максимальных расходов попусков стала меньше в 3–5 раз ($10 \text{ тыс. км}^3/\text{с}$ по сравнению с 33). Максимальные расходы наступают на 5 дней позже, чем в естественных условиях. Размах несоответствия резко увеличивается при рассмотрении маловодных лет. Так, максимальные расходы обеспеченностью 95% наступают на 15 дней позже, чем в естественных условиях.

Сравнение гидрографов искусственного половодья с естественным показывает, что продолжительность подъема его резко сокращена, продолжительность же спада — увеличена.

Выводы

1. Режим стока р. Волги у г. Волгограда за период до 1935 г. Можно считать естественным, антропогенное воздействие на гидрологический режим незначительным.

2. Начиная с 1936 г. На гидрологический режим реки существенное влияние начала оказывать хозяйственная деятельность человека, которая усилилась в последние 15–20 лет. Средний объем годового стока уменьшился на $24 \text{ км}^3/\text{с}$, или на 9% нормы в естественных условиях, объем весеннего половодья — почти в 1,5 раза, максимальные расходы — на 6 тыс. $\text{м}^3/\text{с}$, или 18% нормы. Амплитуда колебаний максимальных расходов стала меньше в 3–5 раз, средние даты наступления этих расходов — позже на 5–20 дней, продолжительность подъема половодья сокращена почти в 2 раза, спада — увеличена в 1,5 раза.

3. Наиболее существенно влияние антропогенных факторов на гидрологический режим р. Волги в маловодные и особенно в очень маловодные годы, годовой сток в такие годы может уменьшиться почти на 15%, максимальные и минимальные годовые расходы — большие.

4. Влияние основных антропогенных факторов на уменьшение стока р. Волги у г. Волгограда следующие: орошение — около 60% промышленно-коммунальное и сельскохозяйственное водоснабжение — 30, агротехнические мероприятия — 10.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Авакян А. Б., Широков В. М.* Рациональное использование и охраны водных ресурсов. – Екатеринбург: Виктор, 1984.
2. *Бочков А. П.* О влиянии агротехнических и лесомелиоративных мероприятий на сток рек лесостепных и степных районов // Труды ГГИ. 1965. Вып. 127. — С. 10–41.
3. *Вендров С. Л., Лебедева И. П.* Специальные попуски в нижний бьеф как элемент управления водными ресурсами крупных водохозяйственных систем (на примере весенних пусков из волгоградского водохранилища) // Теория и практика правления водными ресурсами суши. – М.: Наука, 1985. — С. 59–73.
4. *Воропаев Г. В., Иванова Т. Н.* Проблемы использования водных ресурсов Волго-Ахтубинской поймы и дельты Волги // Водные ресурсы. 1981. №2. — С. 12–21.
5. *Грин Г. Б.* Попуски в нижний бьеф. – М.: Энергия, 1971. — 94 с.
6. *Катунин Д. Н.* Заливание Волжской дельты в условиях Волжско-Камского каскада ГЭС // Труды КаспНИРХа. 1971. Т. 26. — С. 36–41.
7. *Лукияненко В. И.* Экология водоёмов. Охрана и рациональное использование рыбных запасов бассейна Волги. – Н.-Новгород: Изд-во Нижегородского университета, 1992.
8. *Мусатов А. П., Красножон Г. Ф., Федосеев Е. А.* Экологические основы создания оптимального водного режима в дельте Волги и Северном Каспии // Водные ресурсы. 1981. №4. — С. 21–37.
9. Проблемы хозяйственного освоения Волго-Ахтубинской поймы и дельты Волги. Изд-во АН СССР, 1961.
10. *Раткович Д. Я.* Проблемы Каспийского моря // Водные ресурсы. 1980. № 4. — С. 5–20.
11. *Шикломанов И. А.* Антропогенные изменения водности рек. – Л.: Гидрометеоиздат, 1979.
12. *Мусаелян С. М.* Волгоградское водохранилище. Водохозяйственные и экологические проблемы и пути их решения. – Волгогр. гос.archit.-строит. ун-т. Волгоград: ВолгГАСУ, 2008. — 88 с.

© Мусаелян С. М., 2015

УДК 624.131.23

Ю. И. Олянский⁽¹⁾, А. Н. Богомолов^(1,2),
Е. В. Щекочихина⁽¹⁾, С. М. Скибин⁽³⁾, А. Ф. Алексеев⁽⁴⁾

ОСОБЕННОСТИ ДЕФОРМАЦИОННОГО ПОВЕДЕНИЯ ЗАМЕДЛЕННО-ПРОСАДОЧНЫХ ЛЕССОВЫХ ПОРОД В ОСНОВАНИЯХ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ ПРИ ТЕХНОГЕННОМ ОБВОДНЕНИИ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет⁽¹⁾,
Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽²⁾,
Южно-Российский государственный политехнический
университет (НПИ) имени М. И. Платова⁽³⁾,
Уральский государственный горный университет⁽⁴⁾

На основе экспериментальных данных охарактеризованы особенности изменения состава и свойств лессовых пород при длительном взаимодействии с водой. Предложена методика прогноза послепросадочного уплотнения по результатам компрессионных испытаний, основанная на использовании метода вероятностных аналогий.

Ключевые слова: лессовые породы, просадочность, послепросадочные уплотнение, формула Байеса.

К замедленно-просадочным грунтам относятся лессовидные и лессоподобные средние и тяжёлые суглинки, дисперсная составляющая которых представлена в основном монтмориллонитом. Такие лессовые грунты достаточно широко распространены на территории Предкарпатья, Предкавказья, в Волгоградской и других областях России. Основная проблема борьбы с просадочностью на этих грунтах вытекает из того, что действующие в настоящее время нормативные документы (СНиП 2.02.01-83, ГОСТ 23161-78) предусматривают определение показателей просадочности: величины относительной просадочности ϵ_{sl} и начального просадочного давления P_{sl} в компрессионных приборах непродолжительным замачиванием образцов грунта в условиях капиллярного их водонасыщения. Такая схема испытаний не полностью соответствует реальным условиям работы оснований и фундаментов особенно при подтоплении территорий. Для замедленно-просадочных грунтов различие в значениях показателей просадочности, определённых в лабораторных условиях и по натурным данным, весьма существенно, что часто является основополагающей причиной их деформаций.

Эволюция представлений о просадочности и методах борьбы с ней на лессовых грунтах такого типа хорошо прослеживается на примере застройки территории г. Кисинёва расположенной в периферийной части Кодринской возвышенности. Лессовые грунты покрывают территорию города практически повсеместно. Это преимущественно средние суглинки с числом пластичности 0,12–0,14; влажностью 0,11–0,13; плотностью «сухого грунта» 1,45–1,55 г/см³.

Начальное просадочное давление составляет 0,11–0,12 МПа. Мощность лессовой толщи варьирует в интервале от 2–3 м до 25–30 м. Толща обладает просадочностью в основном до глубины 11,0–12,0 м. Тип грунтовых условий по просадочности 80% территории города — I, 20% территории — II. Максимальная просадка толщи от

собственного веса достигает 20–25 см (рассчитанная по данным компрессионных испытаний по схеме «двух кривых») [8].

До 1962 г. при строительстве на просадочных грунтах города Кишинёва выполнялись только мероприятия по предохранению оснований от замачивания: устройство лотков, смотровых колодцев, отмосток, планировка поверхности. Спустя несколько лет после сдачи в эксплуатацию домов стали замачиваться грунты основания из неисправных инженерных сетей. Водозащитные мероприятия оказались малоэффективными и многие из построенных зданий стали деформироваться, некоторые из них были демонтированы [2].

Начиная с 1962 г. при строительстве на просадочных грунтах стали применять уплотнение трамбованием [1]. Это позволило устраивать водонепроницаемый экран из лессовых уплотнённых грунтов мощностью до 2–3 м и снизить нагрузку на неуплотнённый лессовый грунт до величины меньше начального просадочного давления. Такой метод подготовки лессовых оснований широко распространился на всю территорию города и использовался в плоть до 1974 г.

В 1974 г. вышел новый СНиП II-15-74, который ввел в практику строительства на просадочных грунтах новую классификацию лессовых толщ по просадке толщи от собственного веса: I и II тип грунтовых условий по просадочности. К этому времени некоторые из уже построенных на уплотнённом лессовом экране зданий начали давать деформации, иногда значительные. Причина деформации – просадка в нижних частях лессовой неуплотнённой толщи вследствие поднятия уровня грунтовых вод [5]. Это вызвало необходимость пересмотреть мероприятия по подготовке лессовых оснований в свете рекомендации СНиП II-15-74 и следующего СНиП 2.02.01-83. Стал применяться комплекс из водозащитных мероприятий, мероприятий по устранению просадочности и конструктивных мероприятий. Наиболее трудоёмкими являются мероприятия по устранению просадочности лессового основания, особенно на глубинах более 8,0 м.

Анализ компрессионных испытаний показал, что большая часть просадочности лессовой толщи на территории города приходится на интервал глубин от 0 до 8,0 м. Расчёты просадки и осадки сооружений за счёт толщи залегающей на глубинах более 8,0 м были в пределах допустимых деформаций, поэтому высотные здания, возводимые с конца 70-х — начала 80-х годов, проектировались на уплотнённой лессовой толще мощностью 5,0–6,0 м, что соответствует глубине 8,0 м. Ниже оставался неуплотнённый лессовый грунт. В условиях развернувшегося массового строительства в данный период это позволило существенно сократить стоимость сооружений и время ввода их в эксплуатацию.

Однако уже в начале 80-х годов появились публикации [4, 9] свидетельствующие об охватившем город широкомасштабном подтоплении. К этому времени относятся наиболее серьёзные деформации высотных зданий. Сооружения, возведенные на лессовых толщах с сохранением просадки в нижних её горизонтах, повсеместно начали деформироваться. Причина заключалась в том, что фактические просадки сооружений превысили прогнозируемые в 1,5–2,0 раза [7].

Специальные исследования лессовых грунтов, выполненные в лаборатории Академии наук республики, позволили определить основную причину деформаций. Были выполнены специальные комплексные исследования лессовых грунтов [10, 13]. Компрессионные испытания проводились в компрессионных приборах системы Н.Н. Маслова при капиллярном водонасыщении (по ГОСТ 23161-78) в условиях непрерывной фильтрации воды через образец на протяжении 30–40 суток. Это позволило выделить провальную просадку, замедленную просадку и послепросадочное уплотнение образцов лессового грунта. Некоторые данные приведены в табл. 1.

Таблица 1

Показатели относительной деформации некоторых образцов лессовых пород в компрессионном приборе при замачивании и фильтрации воды для г. Кишинёва

| № образца | Провальная просадка | Замедленная просадка | Послепросадочная деформация | Общая относительная деформация |
|-----------|---------------------|----------------------|-----------------------------|--------------------------------|
| 178 | 0,014 | 0,016 | 0,015 | 0,045 |
| 314 | 0,042 | 0,005 | 0,037 | 0,084 |
| 315 | 0,020 | 0,002 | 0,016 | 0,038 |
| 316 | 0,017 | 0,008 | 0,021 | 0,046 |
| 274 | 0,010 | 0 | 0,002 | 0,012 |
| 226 | 0,022 | 0,004 | 0,034 | 0,060 |
| 227 | 0,015 | 0,018 | 0,011 | 0,044 |

Причина деформации сооружений заключалась в том что, лессовые замедленно просадочные грунты характеризуются большой величиной замедленной просадки и послепросадочного уплотнения, которые в сумме превышают провальную просадку (выявленную по ГОСТ 23161-78) в 1,5–2,0 раза. Это явилось причиной неверной оценки возможной просадки неуплотненной на глубинах более 8,0 м толщи, завышению величины начального просадочного давления грунта, а, следовательно, привело к занижению расчётной величины просадки и осадки сооружения, что и явилось причиной их деформаций [9].

Рекомендации сотрудников Академии наук позволили пересмотреть и дополнить мероприятия по борьбе с просадочностью лессовых оснований. В первую очередь это относится к необходимости устранения просадочности на всю просадочную толщу (для II типа грунтовых условий). Учитывая мощность просадочной толщи на территории города (в основном до 12,0 м) и активно развивающееся подтопление при возведении сооружений на просадочных толщах II типа с конца 80-х и начала 90-х годов стали широко применяться: уплотнение просадочных пород грунтовыми сваями на всю мощность и железобетонные буронабивные сваи до кровли непросадочных грунтов. Это позволило в комплексе с водозащитными и конструктивными мероприятиями обеспечить безаварийную эксплуатацию зданий. На лессовых толщах I типа по просадочности в качестве основного метода подготовки лессовых оснований является создание водонепроницаемого уплотнения экрана из лессовых грунтах мощностью 2,0–4,0 м, а так же водозащитные и конструктивные мероприятия.

Выполнение мероприятий по подготовке лессовых оснований в таком объёме исключает возможность их деформаций, особенно в условиях активного обводнения грунтов при подтоплении. Основные полученные результаты могут найти применение и в других регионах, где распространены аналогичные грунты (Волгоградская, Ростовская и др. области РФ).

Изучение деформационного поведения лессовых пород осуществлялось в компрессионных приборах системы Н.Н. Маслова, позволяющих замерять просадочные деформации при капиллярном водонасыщении и при фильтрации воды через образец грунта. Использовалась водопроводная вода. Компрессионные испытания выполнялись методом «одной кривой» с замачиванием при нагрузке 0,15 МПа. После условной стабилизации (0,001 мм за 1 сут.) начиналась фильтрация воды в течение

90 сут. с ежесуточной регистрацией деформации. Такая методика компрессионных испытаний, несмотря на общеизвестные недостатки, позволяет оценить не только полную деформацию образца при замачивании, но и дифференцировать ее на собственно просадку и послепросадочное уплотнение. Она широко использовалась в практике исследований на Северном Кавказе, Ростовской области, Украине, Молдавии, Средней Азии. [6, 8, 11, 14, 15, 16].

Изменение механического состава заключается в следующем. В целом содержание дисперсных и мелких фракций по результатам микроагрегатного анализа не изменилось. Наибольшие изменения отмечены для фракции крупнее 0,1 мм. При фильтрации воды эти агрегаты распадаются, увеличивая содержание более мелких фракций, что способствует уменьшению размера межагрегатных пор и снижает общую пористость. Агрегированность дисперсной фракции практически не меняется, $K_{арр} = 2,6-11,4$. В следствие длительной фильтрации и вымывания легкорастворимых солей в 1,5–3,0 раза уменьшилось содержание Na^+ , существенно увеличилось содержание Ca^{+2} , Mg^{+2} , Cl^- , SO_4^{-2} . Практически не изменилось содержание HCO_3^- . В следствие этого, общая минерализация либо уменьшается на 20–30%, либо не меняется вообще, а в отдельных случаях увеличивается в 1,7–1,8 раз. До фильтрации тип засоления пород определялся как: $Ca^{+2} - Mg^{+2} - SO_4^{-2} - HCO_3^-$, после — $HCO_3^- - Mg^{+2} - Ca^{+2}$.

Испытания лессовых пород в условиях замачивания и фильтрации в течение 90 сут показали, что длительное взаимодействие с водой ведет к полной их деградации. Уменьшается содержание крупных фракций (более 0,1 мм), за их счет повышается содержание более мелких фракций, при практически не изменяющемся содержании дисперсной фракции. Легко растворимые соли вымываются, одновременно слабо и среднерастворимые соединения преобразуются в сильно растворимые. Повышается содержание гидрокарбонатов и гипса, грунт приобретает содово-кальциевое или содово-магниевое засоление, становится более плотным и прочным (как отмечал Е. Н. Сквалецкий [16] для пород Таджикистана — преобразуется в «озерный мергель»). При этом изменяются почти все свойства лесса: W — увеличивается на 0,05–0,12, W_p — не изменяется или повышается на 0,01–0,02, W_L — повышается на 0,01–0,04, что обусловлено изменениями общего содержания карбонатов и др. В результате повышается J_p на 0,01–0,03, уменьшается пористость, пластическая прочность падает в 1,5–6,0 раз.

Послепросадочное уплотнение, связанное с длительной фильтрацией воды через лессовую породу, обусловлено разрушением водостойких структурно-коллоидных связей между ее частицами и проявляется в виде деформации ползучести скелета. Просадочный и послепросадочный процессы обычно сочетаются и деформация носит комплексный характер. Из-за трудности их разграничения на практике часто говорят об общей деформируемости лессовой толщи, условно выделяя наиболее активно протекающую стадию процесса (просадка) и плавную постоянно затухающую (послепросадочная стадия). Вопросы количественной оценки обеих составляющих имеют большое практическое значение. Деформационное поведение отдельных образцов лессовых пород в компрессионном приборе при замачивании и фильтрации воды показано на рисунке. В процессе опыта фиксировались следующие величины относительной деформации: ε_{sl}^2 — относительная просадка через 2 суток после замачивания (по ГОСТ 23161-78); ε_{sl}^4 — то же через 4 суток после замачивания (по А. К. Ларионову это время за вершения провальной просадки); ε_{sl}^k — то же после

завершения консолидации образца при замачивании; ε_{sl}^{ϕ} — полная деформация образца после завершения фильтрации воды.

Рассчитаны следующие составные части общей деформации: ε_{sl}^4 — провальная просадка (по А. К. Ларионову); $\varepsilon_{sl}^k - \varepsilon_{sl}^4$ — замедленная просадочность; $\varepsilon_{sl}^{\phi} - \varepsilon_{sl}^k$ — послепросадочное уплотнение. Для прогноза деформации лессовых пород при замачивании и длительной фильтрации использован «коэффициент послепросадочного уплотнения», ранее уже применявшийся Е. Н. Сквалецким и другими исследователями для лессовых пород Северного Кавказа, Ростовской области и Таджикистана [16].

Таблица 2

Регрессионные зависимости коэффициента послепросадочного уплотнения $K_{пн}$
от показателей состава и свойств лессовых пород

| Показатели состава и свойств | Уравнение регрессии | Коэффициент корреляции r |
|--|---|----------------------------|
| Содержание гипса G , % | $K_{пн} = 25,243G + 1,103$ | 0,85 |
| Плотность «сухого грунта» ρ_d , г/см ³ | $K_{пн} = 3,5495\rho_d - 3,3509$ | 0,81 |
| Коэффициент агрегированности дисперсной фракции $K_{арп}$ | $K_{пн} = 0,0009K_{арп}^2 - 0,0406K_{арп} + 1,6846$ | 0,73 |
| Содержание монтмориллонита в дисперсной фракции M , % | $K_{пн} = 0,0218M + 1,1909$ | 0,71 |
| Величина относительной просадочности eS] (по ГОСТ 23161-78) | $K_{пн} = 294,94\varepsilon_{sl}^2 - 30,047\varepsilon_{sl} + 1,8521$ | 0,55 |
| Железо трехвалентное $Ж$, г/100 г. породы | $K_{пн} = 1,1173Ж + 1,4762$ | 0,54 |
| Предел текучести W_L | $K_{пн} = 6,4276W_L - 0,1589$ | 0,50 |
| Содержание обменного кальция K , мг-экв/100 г породы | $K_{пн} = 0,1331K + 1,7814$ | 0,40 |
| Общее содержание дисперсной фракции D , % | $K_{пн} = 2,6407 - 0,0134D$ | 0,33 |

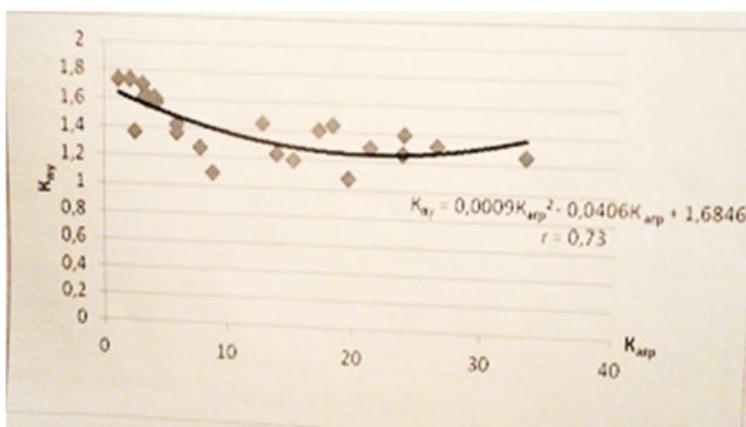
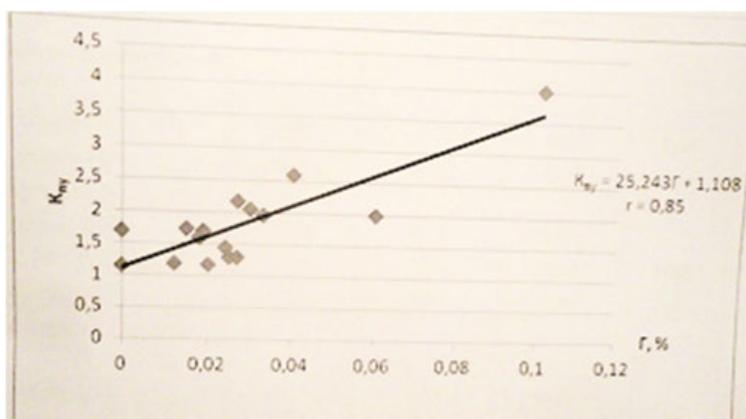
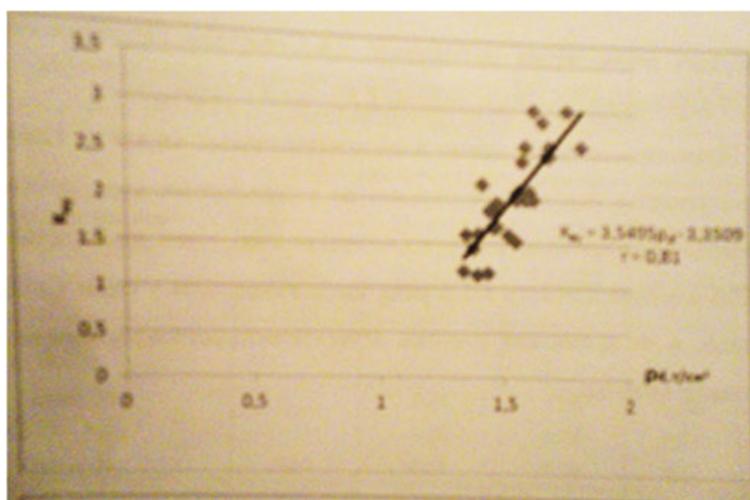


Рис. 1. Графики зависимости коэффициента послепросадочного уплотнения $K_{пл}$ от плотности «сухого грунта» ρ_d , содержания гипса Γ , коэффициента агрегированности дисперсной фракции $K_{агр}$

Таблица 3

Эмпирические оценки вероятностей прогнозных факторов $P_{(B_i/A_j)}$
при расчете коэффициента послепросадочного уплотнения

| Прогнозные факторы | Коэффициент послепросадочного уплотнения $K_{пу}$ | | | | |
|--|---|----------------------|----------------------|----------------------|--------------|
| | 1,0–1,3 | 1,3–1,7 | 1,7–2,2 | 2,2–3,0 | более 3,0 |
| Содержание дисперсной фракции $D, \%$ менее 30 30–50 более 50 | 0,04 | 0,04 0,20 0,04 | 0,04 0,26 0,08 | 0,08 0,14 0,04 | 0,04 |
| Коэффициент агрегированности дисперсной фракции $K_{арп}$ менее 20 более 20 | 0,08 0,04 | 0,16 0,04 | 0,24 0,12 | 0,28 | 0,04 |
| Предел текучести W_L менее 0,28 0,28–0,32 более 0,32 | 0,08 | 0,16 0,12 0,04 | 0,04 0,20 0,08 | 0,08 0,12 | |
| Плотность «сухого» грунта $\rho_d, \text{г/см}^3$ менее 1,40 1,40–1,60 более 1,60 | 0,07 0,03 | 0,10 0,13 | 0,03 0,28 0,03 | 0,10 0,17 | 0,03 0,03 |
| Величина относительной просадочности ε_{sl} (по ГОСТ 23161-78) менее 0,01 0,01–0,02 более 0,02 | 0,10 0,02 | 0,02 0,12 0,10 | 0,12 0,14 0,05 | 0,17 0,05 0,02 | 0,07 0,02 |
| Содержание гипса $G, \%$ менее 0,02 более 0,02 | 0,11 | 0,22 0,17 | 0,11 0,22 | 0,17 | |
| Квазиаприорная вероятность $P_{(A_j)}$ | 0,08 | 0,21 | 0,32 | 0,26 | 0,13 |

Изучалась зависимость коэффициента послепросадочного уплотнения $K_{пу}$ от состава и свойств грунта. Результаты приведенные в табл. 1 свидетельствуют о том, что величина послепросадочного уплотнения напрямую зависит от большинства показателей и в первую очередь от содержания в лессовом грунте гипса, агрегированности дисперсной фракции и плотности «сухого» грунта. Однако коэффициент корреляции этих показателей с коэффициентом послепросадочного уплотнения не достаточно высокий и не превышает значения 0,85. Это не позволяет осуществлять прогноз по выявленным корреляционным зависимостям. Для качественного прогноза можно

использовать метод многомерного корреляционного анализа, или какой-либо другой, позволяющие одновременно учитывать несколько прогнозных факторов. Принимая во внимание, что объем выполненных исследований достаточно большой и составляет 100 образцов, для прогноза величины послепросадочного уплотнения можно использовать метод вероятностных аналогий. Предварительно все образцы по величине коэффициента послепросадочного уплотнения $K_{пу}$ разделены на 5 групп: 1,0–1,3; 1,3–1,7; 1,7–2,2; 2,2–3,0; более 3,0. в качестве прогнозных факторов предлагаются шесть различных показателей, достаточно полно отражающих состав, состояние и свойства лессовых пород. Для определения коэффициента послепросадочного уплотнения $K_{пу}$ по району-аналогу, рассчитаны эмпирические оценки вероятностей прогнозных факторов и квазиаприорная вероятность (табл.2). Расчет коэффициента $K_{пу}$ может осуществляться с использованием теоремы Байеса, формулирующейся следующим образом. Пусть $A_1, A_2...A_j$ — попарно несовместимые события, хотя бы одно из которых обязательно наступит, B_i — некоторые события. Тогда вероятность реализации событий A_j , при условии, что наступит событие B_i , выражается формулой:

$$P_{(A_j/B_i)} = \frac{P_{(A_j)} \prod_{i=1}^n P_{(B_i/A_j)}}{\sum_{j=1}^m P_{(A_j)} \cdot \prod_{i=1}^n P_{(B_i/A_j)}}$$

где $P_{(A_j/B_i)}$ — условная вероятность события A_j при фактическом наступлении события B_i ; $P_{(B_i/A_j)}$ — вероятность реализации события при данном B_i при данном A_j ; $P_{(A_j)}$ — априорная вероятность наступления события A_j .

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Бернат Р. Ю. Совершенствование технологии устройства оснований зданий и сооружений, возводимых на просадочных грунтах. — С. 32–34.
2. Бозомолов А. Н., Олянский Ю. И., Махова С. И., Осипова О. Н., Киселева О. В. Изменение состава и свойств лессовых просадочных пород при замачивании и фильтрации воды // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. 2012. №26. — С. 16–25.
3. Гончаров В. С., Фишер Н. С., Костик Г. Е. Опыт строительства на просадочных грунтах в Молдавской ССР // Подготовка оснований зданий и сооружений, строящихся на просадочных грунтах. — Кишинёв, 1981. — С. 1–6.
4. Гончаров В. С., Олянский Ю. И. Прогноз подтопления лессовых территорий вероятностно статистическим методом на примере г. Кишинёва // Тез. докл. Всесоюзного совещания. — Новосибирск, 1984. — С. 163–164.
5. Гончаров В. С., Олянский Ю. И. Анализ причин деформации зданий и сооружений, связанных с обводнением просадочных грунтов на территории Молдавии // Ускорение научно-технического прогресса в фундаментостроении. Т. II. — М.: Стройиздат, 1987. — С. 164–165.
6. Запорожченко Э. В., Трусова С. В. О степени доуплотнения лессовых пород при длительной фильтрации через них воды // Тезисы докладов на Всесоюзной конференции. — Ростов-на-Дону, 1980. — С. 109–113.
7. Мандельблат Ю. А. Устранение кренов и ликвидация просадочности оснований крупнопанельных домов по ул. Алешина в г. Кишинёве методом регулируемого замачивания. — С. 21–23.

8. Окнина Н. А., Реутова К. С., Иножарская Н. Г. Изменение инженерно-геологических свойств лессовых пород Дунай-Днестровского массива орошения под влиянием длительной фильтрации // Комплексная инженерно-геологическая оценка глинистых лессовых пород. Труды ПНИИИСа. Т. XII. – М.: Стройиздат. – С. 150–164.

9. Олянский Ю. И., Гончаров В. С. Техногенные изменение влажности в лессовых грунтах г. Кишинёва. — С. 26–28.

10. Олянский Ю. И., Богдевич О. П., Вовк В. М. О дополнительном уплотнении некоторых типов лессовых пород Молдавии при фильтрации воды // Известия АН МССР. Физика и техника. 1991. №3(6). — С. 118–121.

11. Олянский Ю. И. Лессовые грунты юго-западного Причерноморья. – Штиница Кишинёв, 1992. — 129 с.

12. Олянский Ю.И. Современные проблемы инженерного освоения территорий, сложенных дисперсными структурно-неустойчивыми грунтами // Сергеевские чтения. Вып. 9. – М.: ГЕОС, 2007. — С. 151–155.

13. Олянский Ю. И. Опыт оценки послепросадочного уплотнения лессовых пород по лабораторным испытаниям // Вестник ВолгГАСУ. Серия: Естественные науки. Вып. 4(14). 2005. — С. 81–85.

14. Олянский Ю. И., Богдевич О. П., Вовк В. М. О дополнительном уплотнении некоторых типов лессовых пород Молдавии при фильтрации воды // Известия АН МССР. Физика и техника. 1991.

15. Олянский Ю. К., Богомолов А. Н., Осипова О. К., Тихонова Т. М., Киселева О. В. Опыт прогноза послепросадочного уплотнения по лабораторным испытаниям // Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе : материалы Международной научно-практической конференции, посвященной 200-й годовщине победы России в Отечественной войне 1812 г. Пермь, 26–28 апреля 2012 г. Т. 4. — С. 80–86.

16. Сквалецкий Е. Н. К количественному учету послепросадочного уплотнения лессовых грунтов // Инженерная геология. 1983. №2. — С. 48–58.

© Олянский Ю. И., Богомолов А. Н., Щекочихина Е. В., Скибин С. М., Алексеев А. Ф., 2015

Ю. И. Олянский⁽¹⁾, А. Н. Богомолов^(1,2),
Е. В. Щекочихина⁽¹⁾, Б. Ф. Галай⁽³⁾, Е. А. Степанова⁽¹⁾

ПРОСАДОЧНОСТЬ ЛЕССОВЫХ ПОРОД КАК ЗОНАЛЬНОЕ ГЕОГРАФИЧЕСКОЕ ЯВЛЕНИЕ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет⁽¹⁾,
Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽²⁾,
Северо-Кавказский федеральный университет⁽³⁾

Проанализированы инженерно-геологические особенности лессовых пород, распространенных на южной окраине Русской платформы по 9 опорным регионам. Получены данные, подтверждающие выводы некоторых исследований, о просадочности как зональном географическом явлении. Сделаны выводы о необходимости учета климатических факторов при прогнозе просадочности лессовых пород в инженерно-геологических целях.

К л ю ч е в ы е с л о в а : лессовые породы, метеоклиматические показатели, просадочность.

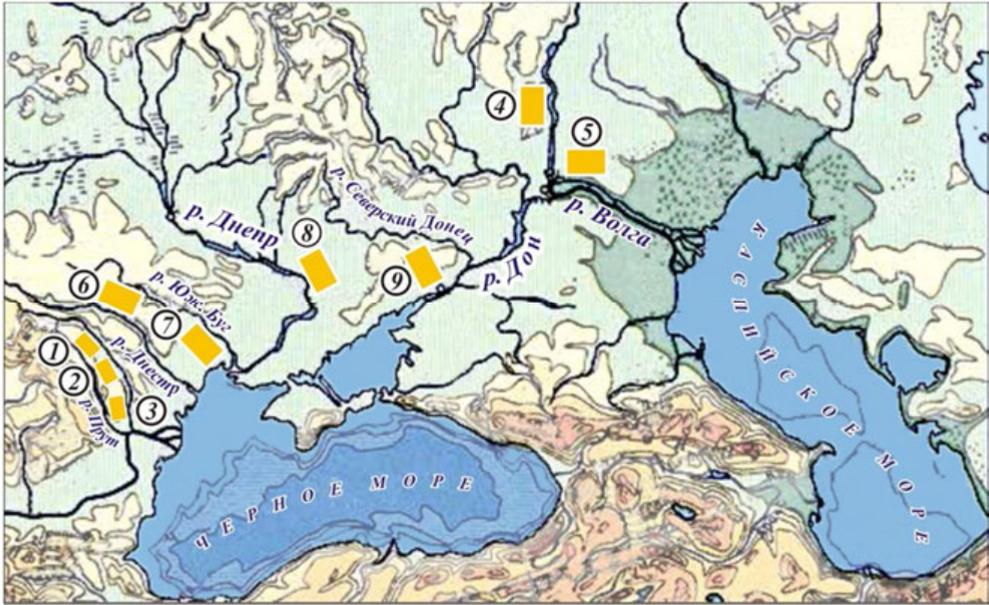
Анализировались условия залегания, состав, физические свойства и просадочность лессовых пород в 9 опорных регионах южной части Русской платформы на территории Молдовы, Украины и РФ. Расположение лессовых массивов показано на обзорной карте (рис. 1). Лессовые породы, распространенные на территории Молдавии в междуречье Прут-Днестр (массивы 1, 2, 3) и Волгоградской области (массив 4) охарактеризованы по собственным данным [2, 9, 10, 11], другие — по опубликованным данным других исследователей [3, 5, 8]. В табл. 1 даны метеоклиматические показатели в опорных пунктах лессовых массивов. В табл. 2 приведены данные по геоморфологии регионов, вещественному составу, генезису и условиям залегания в них лессового покрова. В табл. 3 приведены обобщенные значения показателей физических свойств и просадочности лессовых пород отложившихся в позднечетвертичное время.

Основными факторами формирования просадочности лессовых отложений являются геолого-географические, включающие в себя: возраст, генезис; метеоклиматические условия и геоморфология, а так же постгенетические процессы, обусловленные преимущественно антропогенной деятельностью. Установлено [6, 12], что просадочность лессовых толщ обуславливается такими климатическими параметрами как: температура воздуха и лессовых пород, радиационный баланс, радиационный индекс сухости, коэффициент увлажнения.

Практически линейный характер зависимости величины максимальной просадочности от *среднегодовой температуры* лессовых пород в пустынной, полупустынной и сухостепной зонах выявлен в работе (Минервин, Королев, 1984). Для лессовых пород Таджикистана Е. Н. Сквалецким [11] дана более сложная зависимость просадочности от *температуры пород*. Немаловажное значение имеет *количество осадков*, без знания которого нельзя достаточно обосновано объяснить различия в просадочности пород. Более эффективными показателями являются *радиационный баланс* деятельной поверхности R (ккал/см²) и *радиационный индекс сухости* R/LA , где A — годовая сумма осадков; L — скрытая теплота испарения воды. Индекс сухости дает представление о балансе тепла и влаги, позволяет оценить тип водного пи-

тания почво-грунтов и степень увлажнения территории [1]. Изучая свойства лессовых пород в связи с этими показателями Н. И. Кригер [6] установил, что просадочность может сохраняться в районах со значением R в пределах $0-50$ ккал/см² в год и радиационным индексом сухости более 1. Еще более тесная связь просадочности наблюдается с радиационным индексом сухости. Н. И. Кригер предложил следующее регрессионное уравнение:

$$\varepsilon_{sl} = 0,01 \left(5,2\sqrt{R/LA} - 3,73 \right).$$



Рису. 1. Обзорная карта расположения лессовых массивов:

- 1 — Полого-увалистые равнины севера Молдовы;
- 2 — Центрально-Молдавская возвышенность;
- 3 — Полого-увалистые равнины юга Молдовы;
- 4 — Приволжская возвышенность;
- 5 — Прикаспийская низменность;
- 6 — Волыно-Подольская возвышенность;
- 7 — Междуречье Днестр-Юж. Буг;
- 8 — Левобережье р. Днепр;
- 9 — Нижний Дон

Коэффициент увлажнения $K_{ув}$. Широко используется в климатологии, мелиорации и др. науках. Этот показатель представляет собой отношение суммарного количества осадков A к испаряемости E_0 за 1 год. Он используется при агроклиматическом районировании [12]. Многие исследователи применяют коэффициент увлажнения при изучении просадочности, сохранение которой в лессовых породах зависит от проникновения и миграции влаги в зоне аэрации. Е. Н. Сквалецкий для лессовых пород Таджикистана приводит следующие регрессионные уравнения (для $K_{ув}$ от 0,1 до 0,9) [11]:

$$n = 53,8 - (1,27 + K_{ув})^3; \quad r = 0,65;$$

$$\varepsilon_{sl} = \left(\frac{1}{K_{ув}} \right)^2 - 0,6; \quad r = 0,58.$$

Анализируя просадочность лессовых массивов в сопоставлении с метеоклиматическими факторами (табл. 1), можно однозначно утверждать, что вывод Н. И. Кригера подтверждается нашими исследованиями. Для всех описываемых массивов R не превышает 50–55 ккал/см², что позволяет рассматривать территории как зональное географическое явление

Анализ данных по просадочности описываемых массивов юга платформы и радиационного индекса сухости, определенного в опорных пунктах, позволил получить следующее регрессионное уравнение:

$$\varepsilon_{sl} = 0,01(3,957R/LA - 0,303); \quad r = 0,7.$$

В выявленную зависимость просадочности от радиационного индекса сухости плохо вписываются лессовые породы Прикаспийской низменности. Несмотря на высокое значение индекса сухости (1,03), величина относительной просадочности здесь небольшая (0,029). Пористость пород тоже невелика (0,39), что у большинства регионов характерно для непросадочных пород. Объяснение этому заключается в следующем. Лессовые породы всех характеризуемых массивов имеют близкий генезис. Накопление мелкозема здесь происходило вследствие различных процессов в аэральных или субаэральных условиях. В результате образовались высокопористые отложения обладающие просадочностью. Генезис лессовых пород ательского горизонта Прикаспийской низменности преимущественно аллювиальный. Просадочные свойства они могли приобрести только вследствие разуплотнения осадка [8]. Таким образом, степень просадочности данных пород в большей мере обуславливается степенью их разуплотнения, чем метеоклиматическими факторами.

Определение коэффициента увлажнения в опорных пунктах юга платформы выполнено по количеству осадков и величина испаряемости за 1 год. Последняя рассчитывалась по формуле Н. Н. Иванова [4] с поправкой Л. А. Молчанова (1955):

$$E_0 = 0,0144(25 + t_{cp}^0)^2 (100 - a),$$

где t_{cp}^0 — среднемесячная температура воздуха, a — среднегодовая относительная влажность воздуха.

При корреляционно-регрессионном анализе из выборки так же исключены данные по лессовым породам Прикаспийской низменности. Получено следующее регрессионное уравнение: для K_{yb} от 0,63 до 0,95.

$$\varepsilon_{sl} = 0,01(9,311 - 7,37K_{yb}); \quad r = 0,72.$$

Зависимость других показателей свойств лессовых пород от коэффициента увлажнения не установлена. Таким образом, распределение величины просадочности лессовых пород юга платформы в целом соответствует представлению Н. И. Кригера о зональном географическом явлении. Максимальная мощность лессовых отложений (до 35 м) наблюдается на территории Северного Причерноморья в междуречье Прут-Днестр (массив 3), территории, которая на всем протяжении четвертичного периода испытывала опускания. Сравнительно высокие мощности лессовых толщ (до 12 м) наблюдаются в Прикаспийской низменности (массив 5). Однако время опускания и формирования здесь лессовых пород ограничено только верхне-четвертичной и современной эпохами.

Максимальная мощность просадочной толщи (до 12–15 м) отмечается на юге Молдовы. Это обусловлено низким значением коэффициента увлажнения (0,72) и высоким показателем индекса сухости (1,12). Консервации просадочности в глубине слоя способствовала значительная расчлененность рельефа (1,0–2,0 км/км²), а, следовательно, и низкая влажность пород, характеризующихся невысокой глинистостью и преобладанием в дисперсной фракции минералов группы гидрослюд. Залегание в основании лессовой толщи хорошо проницаемых песков и суглинков так же благоприятствует естественной дренированности лессовой толщи.

Близкими по инженерно-геологическим свойствам являются лессовые породы Центрально-Молдавской возвышенности (массив 2) и Приволжской возвышенности (массив 4), характеризующихся одинаковым неотектоническим режимом и суммарным положительным эффектом неотектонических движений. Эти регионы, относящиеся к области недостаточного увлажнения (полувлажная зона $K_{ув} = 0,77–1,0$), характеризуются близкими значениями радиационного индекса сухости (0,94 и 0,93 соответственно) и коэффициента увлажнения (0,80 и 0,78), а так же одинаковым генезисом лессовых пород с преобладанием делювиального осадконакопления. Формированию одинаковой влажности способствовала так же высокая эрозионная расчлененность рельефа обеих территорий и близкий механический состав лессовых пород. Величина относительной просадочности пород составляет 0,037 и 0,036 (при нагрузке 0,3 МПа). Одинаковый неотектонический режим обеих территорий способствовал накоплению лессовых толщ одинаковой мощности, преимущественно делювиального генезиса.

«Наименее» лессовидным обликом обладают лессовые породы Северной Молдовы (массив 1). Эта территория, относящаяся так же к области недостаточного увлажнения (полувлажная зона), характеризуется высокой увлажненностью ($K_{ув} > 0,8$) и низким значением радиационного индекса сухости (0,88). На территории, испытавшей поднятие на протяжении всего четвертичного периода накопились в основном переотложенные делювиальные отложения невысокой мощности (5–6 м), залегающие на водоупорных сарматских глинах. Они характеризуются высокой дисперсностью и влажностью (до 0,24). Тем не менее, существенная расчлененность рельефа (1,0–2,0 км/км²) способствовала формированию просадочности у пород на склонах до глубины не более 4–5 м. Величина ее редко превышает значение 0,025. Начальное просадочное давление у них самое высокое — 0,140 МПа. В соответствии с гранулометрическими классификациями и числом пластичности они относятся к тяжелым суглинкам и глинами с невысокой активной (компрессионной) пористостью.

Таким образом, географо-геоморфологические условия играют важную роль в формировании и сохранении недоуплотненности лессовых пород. По масштабам и охвату территорий их можно разделить на несколько категорий.

Климатический фактор, определяемый коэффициентом увлажнения в современных и палеоусловиях, является наиболее общим, действующим регионально на всей площади распространения лессовых пород. От значения $K_{ув}$ зависит влажность лессовых пород в зоне аэрации, их глинистость, засоление, плотность, просадочность, мощность просадочного слоя. При $K_{ув}$ менее 0,75, влажность лессовых пород минимальная и просадочность сохраняется в наибольшей мере. По мере роста коэффициента увлажнения ($K_{ув} = 0,8–0,95$), вследствие повышения влажности пород, условия консервации просадочности ухудшаются. Для изученных регионов она снижается до 0,027–0,025. В связи с этим, теория и практика инженерно-геологических прогнозов просадочности без учета климатических факторов — бесперспективны.

Таблица 1

Метеоклиматические показатели в опорных пунктах лессовых массивов

| Лессовый массив | Опорный пункт | $t_{\text{ср}}^0$ | α , % | A, мм | E_0 , мм | $K_{\text{ув}}$ | R, ккал/с м ² | R/LA |
|---|-------------------|-------------------|--------------|-------|------------|-----------------|--------------------------|------|
| Полого-увалистые равнины севера Молдовы | г. Бельцы | 8,7 | 61 | 509 | 638 | 0,80 | 45 | 0,88 |
| Центрально-Молдавская возвышенность | г. Кишинев | 9,4 | 61 | 533 | 665 | 0,80 | 50 | 0,94 |
| Полого-увалистые равнины юга Молдовы | г. Комрат | 9,7 | 60 | 489 | 676 | 0,72 | 55 | 1,12 |
| Приволжская возвышенность | г. Камышин | 6,5 | 61 | 433 | 557 | 0,78 | 40 | 0,93 |
| Прикаспийская низменность | п. Эльтон | 7,2 | 57 | 389 | 642 | 0,61 | 40 | 1,03 |
| Волыно-Подольская возвышенность | г. Любашовка | 7,2 | 64 | 512 | 537 | 0,95 | 55 | 1,08 |
| Междуречье Днестр – Ю. Буг | г. Николаев | 9,8 | 62 | 499 | 663 | 0,75 | 50 | 1,01 |
| Левобережье Днепра | г. Днепропетровск | 8,3 | 63 | 450 | 598 | 0,75 | 50 | 1,11 |
| Нижний Дон | г. Ростов-на-Дону | 8,7 | 62 | 393 | 621 | 0,6 | 50 | 1,28 |

Примечание:

 $t_{\text{ср}}^0$ — среднегодовая температура; α , — относительная влажность воздуха, %;

A — среднегодовое количество осадков, мм;

 E_0 — испаряемость, мм; $K_{\text{ув}}$ — коэффициент увлажнения;R, — радиационный баланс, ккал/см²;

R/LA — радиационный индекс сухости.

Таблица 2

Характеристика лессовых пород

| Характеристики | Пологовалистые равнины севера Молдовы | Центрально-Молдавская возвышенность | Пологовалистые равнины юга Молдовы | Приволжская возвышенность | Прикаспийская низменность |
|---|---------------------------------------|-------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------|---------------------------|
| Суммарный эффект неотектонических движений региона | + | + | + | + | + |
| Мощность лессовых толщ, м | 5–6 | 0–8 | 10–35 | 5–10 | 5–10 |
| Возраст лессовых пород | Q ₃₋₄ | Q ₃₋₄ | Q ₁₋₄ | Q ₃₋₄ | Q ₃ |
| Способ осадконакопления | Элювиально-делювиальный | Делювиально-пролювиальный | Делювиально-эоловый | Делювиально-эоловый | Аллювиальный |
| Состав подстилающих пород | Глины сармата | Глины и пески сармата | Пески, супеси, суглинки аллювия | Разновозрастные глины и пески | Аллювиальные пески |
| Горизонтальная расчлененность рельефа, км/км ² | 1,0–2,0 | 2,5–4,0 | 1,0–2,0 | 2,0–2,5 | Менее 0,5 |
| Содержание фракций лессовых пород, % | | | | | |
| — песчаная, | 14,4 | 44,9 | 14,1 | 23,2 | 56,3 |
| — пылеватая, | 52,6 | 36,4 | 65,8 | 56,3 | 33,1 |
| — глинистая | 32,0 | 18,7 | 20,1 | 20,5 | 10,6 |
| Минеральный состав дисперсной фракции лессовых пород, % | | | | | |
| — монтморил-лонит, | 37 | 44 | 36 | 30–50 | 30–50 |
| — гидрослюда, | 44 | 42 | 51 | 30–50 | 30–50 |
| — прочие | 19 | 14 | 13 | 10–15 | 10–15 |

Таблица 3

Показатели свойств лессовых пород массивов южной окраины платформы

| № | Лессовые массивы | W | J_p | n | W_L | $\varepsilon_{sl}^{0,3}$ | P_{sl} , МПа | H_{sl} , м |
|---|---|------|-------|------|-------|--------------------------|----------------|--------------|
| 1 | Полого-увалистые равнины севера Молдовы | 0,20 | 0,14 | 0,45 | 0,34 | 0,025 | 0,140 | 5,6 |
| 2 | Центрально-Молдавская возвышенность | 0,14 | 0,10 | 0,42 | 0,27 | 0,037 | 0,104 | до 7 |
| 3 | Полого-увалистые равнины юга Молдовы | 0,11 | 0,12 | 0,46 | 0,30 | 0,042 | 0,104 | 15–20 |
| 4 | Приволжская возвышенность | 0,15 | 0,11 | 0,41 | 0,27 | 0,036 | 0,096 | 5–10 |
| 5 | Прикаспийская низменность | 0,15 | 0,10 | 0,39 | 0,26 | 0,029 | 0,136 | 5–8 |
| 6 | Волыно-Подольская возвышенность по [5] | 0,17 | 0,11 | 0,43 | 0,30 | 0,021 | — | — |
| 7 | Междуречье Днестр-Ю. Буг по [5] | 0,16 | 0,15 | 0,44 | 0,34 | 0,038 | — | — |
| 8 | Левобережье Днепра [5] | 0,09 | 0,11 | 0,47 | 0,28 | 0,050 | — | — |
| 9 | Нижний Дон по [3] | 0,16 | 0,16 | 0,44 | 0,34 | 0,040 | — | — |

Не меньшее значение в распределении и изменении просадочности имеют геоморфологические показатели, характеризующие общие закономерности увлажнения пород в различных климатических зонах, а так же генетический тип и возраст лессовых пород. Так ательские лессовые породы в силу особенностей своего генезиса обладают высокой плотностью и низкой пористостью. Эти породы в метеоклиматических условиях Нижнего Поволжья обладают просадочностью. В других же более увлажненных зонах лессовые породы такой плотности и пористости являются чаще всего непросадочными.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Будыко М. И. Глобальная экология. – М.: Мысль, 1977. – 328 с.
2. Богомолов А. Н., Олянский Ю. И., Шиян С. И., Тихонова Т. М., Киселева О. В., Воляник Н. В., Коптелова С. Н. Опыт предупреждения деформаций оснований на замедленно-просадочных грунтах // Строительные свойства лессовых грунтов на Северном Кавказе. – Ростов-на-Дону, 1960. – 15 с.
3. Иванов Н. Н. Об определении величины испорямости // Изв. ВГО. 1954. Т. 86, №2. – С. 189–196.
4. Краев В. Ф. Инженерно-геологическая характеристика лессовой формации Украины. – Киев: Наукова думка, 1971. – 227 с.
5. Кригер Н. И. Лесс. Формирование просадочных свойств. – М. Наука, 1968. – 133 с.
6. Мавлянов Г. А. Генетические типы лессов и лессовидных пород. – Ташкент: изд-во АН УзССР, 1958. – 610 с.
7. Минервин А. В., Сняжков В. Н., Комисарова Н. Н. Генезис просадочности лессовых пород ательского горизонта // Проблемы лессовых пород в сейсмических районах. – Ташкент: изд-во Фан. – С. 109–110.
8. Олянский Ю. И. Лессовые грунты юго-западного Причерноморья (в пределах республики Молдова). – Кишинев: изд-во Штиинца, 1992. – 130 с.

9. *Олянский Ю. И., Богдевич О. П., Вовк В. М.* Инженерно-геологические особенности лессовых пород Молдовы // Геозкология. Инженерная геология. Гидрогеология. Геокриология. – М., 1994. №1. — С. 65–75.

10. *Сквалецкий Е. Н.* Инженерно-геологическое прогнозирование и охрана природной среды на примере освоения лессовых территорий Таджикистана. – Душанбе, Дониш, 1988. — 259 с.

11. *Шашко Д. И.* Агроклиматическое районирование СССР. – М.: Колос, 1967.

© *Олянский Ю. И., Богомолов А. Н., Щекочихина Е. В.,
Галай Б. Ф., Степанова Е. А., 2015*

В. Н. Синяков⁽¹⁾, С. В. Кузнецова⁽¹⁾, С. И. Махова⁽¹⁾

РОЛЬ СОЛЯНОЙ ТЕКТониКИ И ЕЕ ВЛИЯНИЕ НА ТЕХНОГЕННЫЕ ОБЪЕКТЫ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет⁽¹⁾

На протяжении ряда лет на кафедре выполнялись работы по изучению соляной тектоники Прикаспийской впадины (ПКВ) и ее влиянию на природно-технические системы и среду обитания.

Прикаспийская впадина площадью около 600 тыс. км² занимает юго-восточный угол Восточно-Европейской платформы. Основная площадь впадины представляет типичную полупустыню с аридным и континентальным климатом.

Глубина залегания фундамента и мощность чехла достигает 25 км. Господствующим типом тектонических движений на протяжении всей геологической истории впадины было погружение, что привело к формированию необычно мощного осадочного чехла, разделенного на три комплекса: подсолевой, солевой и надсолевой. Прогибание продолжалось и в новейший этап геологического развития впадины и накопления мощных толщ дисперсных плиоцен-четвертичных отложений.

Первоначальная мощность солевого комплекса пермского возраста составляла в ПКВ 3–4 км; в последующем поверхность соли была резко расчленена, и мощность комплекса колеблется на локальных структурах от 0 до 10 км.

В ПКВ выделяют соляные структуры нескольких типов: соляные антиклинали, соляные структуры типа платформенных складок и соляные купола. На территории впадины известно 1758 соляных куполов. С увеличением глубины погружения они сливаются в соляные гряды, образующие вместе с межкупольными депрессиями сложную ячеисто-сотовую структуру.

В Прикаспийской впадине формирование соляных структур происходит начиная с пермского возраста. Соляные купола испытывали подъем вследствие ползучести соли, а из межкупольных депрессий происходил отток соли. В целом для Прикаспия на позднеплиоценово-четвертичном этапе скорость роста по расчетам составляет 0,02–0,2 мм/год; на позднечетвертичном-современном этапе рост характерен для более 80% соляных структур, выраженных положительными формами рельефа высотой 10–152 м [1, 2]. Современные тектонические движения соляных куполов в России и мире изучены недостаточно. Периодические геодезические наблюдения проводятся по ряду соляных куполов, расположенных вдоль железной дороги Сызрань-Астрахань (Эльтон, Сайхин, Кр. Кут, Джаныбек, Чапаевский и др.). Скорость роста составляет, как правило, 0,9–1,3 мм/год за период с 1928 по 1958 гг. [2]. Реальные скорости роста могут быть значительно выше и оцениваются в 2–3 мм/год. Близкие результаты опубликованы по поднятиям куполов в Иране — 2 мм/год и современным поднятиям ФРГ — 1–2 мм/год. Скорость роста Индерского купола, по расчетам, составила в четвертичное время около 1 мм/год [2].

Следует отметить, что имеющиеся данные замеров скорости подъема соляных куполов не могут не отражать максимальных величин. На неизученных структурах скорость роста может быть и выше, что отмечалось в других солянокупольных бас-

сейнах (например, 12,5 мм/год на куполе Хоскинс Маунт в США, или 4–9 мм вблизи Нурека в долине р. Вахш в Средней Азии).

Длительными (с 1954 по 1964 гг.) геодезическими наблюдениями на полигоне Баскунчакского соляного купола (между Волгоградом и Астраханью) А.К. Певневым установлены колебания скорости поднятия реперов от 1 до 4 мм/год над куполом, неустойчивые оседания мульды, возможность смены знака движений [2].

По данным повторного нивелирования установлена также инверсия в зоне Волжской ГЭС (Стороженко А. Ф., Синяков В. Н., 1997), где правый берег (Приволжская моноклиналь) погружается со скоростью около 1 мм/год, а левый (Прикаспийская впадина) поднимается с той же скоростью, хотя исходя из всей истории геологического развития этих регионов знаки движений должны быть противоположными. Тем не менее, эти инверсии существуют и подтверждаются другими инверсиями в Прикаспии (Кузнецов, 1997) и Кавказском регионе (Кафтан, 1998), что указывает на сложность тектонических процессов.

Аналогичные данные получены по результатам повторных геодезических наблюдений (1987–1990 гг.) на полигоне Светлоярского купола, расположенного в Прикаспийской впадине на юге Волгограда [2]. Здесь в 1987 г. отмечался подъем (6–12 мм/год), в 1988–1989 гг. — опускание (1,7–3,4 мм/год), 1990 — подъем (0,9–5,4 мм/год). В целом за период наблюдений скорость роста составила 2–4 мм/год (Синяков, Кузнецова, 1997). На примере этого купола также было впервые установлено, что современные движения поверхности земли над куполом не являются однородными, а имеют сложную природу, вызванную закономерностями внутренней складчатости - поднятий и погружений второго порядка внутри купола.

Скорость движения Паромненского купола в период 1998–2001 гг. (Синяков В. Н., Кузнецова С. В.) составила 8,85–14 мм/год (подъем) и 5,5–18 мм/год (оседание). Выявлена также нестационарность движений. Установлено, что современные движения являются неоднородными над вершиной купола и межкупольными впадинами.

Следует отметить, что имеющиеся данные замеров скорости подъема куполов ввиду их малочисленности не являются основанием для серьезных выводов и могут не отражать максимальных величин. Поэтому на неизученных структурах скорость роста может быть и выше, что отмечалось в других регионах — 12,5 мм/год в США (Barton, 1937), 4–9 мм/год в Средней Азии (Варга, 1986) и 1–3 мм/год по куполам Евразии.

В конце прошлого столетия на окраинах Прикаспийской впадины были созданы полигоны подземного захоронения на крупнейших месторождениях углеводородов (Оренбургском, Астраханском, Тенгизском, Карачаганакском, Жанажольском).

Главная особенность солянокупольных структур, оказывающая решающее влияние на условия подземного захоронения, состоит в их непрекращающемся движении очень сложного характера.

Полигоны закачки являются объектами повышенного экологического риска; в особенности риск возникает при их размещении в солянокупольных областях. Это связано с современными движениями соляных структур, способными, с одной стороны нарушить герметичность тектонических разломов, и с другой — привести к авариям скважин, что в конечном счете может вызвать загрязнение водоносных горизонтов над пластом-коллектором и привести к общему загрязнению окружающей среды.

Изучены также данные по 12 полигонам захоронения на Астраханском, Оренбургском, Карачаганакском и Тенгизском месторождениях в Прикаспии по материа-

лам А. Я. Гаева (1981), О. М. Севастьянова (1981, 1990), В. А. Грабовникова (1993), А. О. Серебрякова (2000) — из диссера Омельченко. Относительную надежность захоронения промышленных стоков обеспечивают коллекторы в межкупольных мульдах и подсолевом комплексе. Сводовая часть куполов является неблагоприятной, а склоны условно благоприятны, что подтверждается работами В. М. Гольдберга, В. А. Грабовникова и других исследователей (Синяков В. Н., Кузнецова С. В., Беляева Ю. Л., 2000).

Однако в условиях Прикаспийской впадины с плоским рельефом и неглубоким залеганием грунтовых вод подземное захоронение не имеет альтернатив. Об этом свидетельствует опыт создания поверхностных отстойников вблизи Волгограда и Волжского, где оказались загрязненными грунтовые и поверхностные воды и атмосфера на площадях соответственно 720 км² и 252 км².

Наряду с вертикальными движениями на Паромненском куполе в тот же период времени методом GPS наблюдений выполнялось изучение горизонтальных движений земной коры. За период наблюдений было установлено, что частичная инверсия горизонтальных движений аналогична вертикальным. Горизонтальные движения, как правило, происходят в направлении от вершины купола к мульде, захватывая часть склона, т.е. эта зона испытывает растяжение.

Установлено, что положительные и отрицательные локальные структуры, созданные соляной тектоникой, оказывают весьма активное воздействие на весь комплекс инженерно-геологических условий: соотношение мощностей и фаций четвертичных отложений, образование положительных и отрицательных форм рельефа, условия залегания и химизм подземных вод, состав и состояние физико-механических свойств пород, современные эндогенные и экзогенные геологические процессы и явления. Мощность четвертичных пород возрастает на отрицательных структурах и уменьшается на положительных. Например, морские хвалынские глины, широко распространенные на территории Прикаспия, имеют максимальную мощность над мульдами и минимальную над куполами, а над Паромненским практически выклиниваются. Глубина залегания грунтовых вод на возвышенных участках соляных структур увеличивается до 15–20 м, в понижениях она равна 2–4 м. Кроме того, минерализация подземных вод вблизи куполов заметно увеличивается. Резко меняются состав и свойства грунтов (Синяков, 1984).

Рост куполов оказывает огромное влияние не только на компоненты окружающей природной среды (рельеф, геологическое строение четвертичных отложений, гидрогеологические условия, состав и свойства грунтов, современные геологические процессы), но и во многом определяет условия строительства сооружений и изменение геологических процессов под влиянием деятельности человека. Современный подъем куполов, связанный с ползучестью соли, осложняет эксплуатацию соляных месторождений и подземных хранилищ внутри куполов. Все эти типы подземных емкостей, расположенных внутри купола, могут деформироваться вплоть до полного разрушения. Как правило, расчеты наземных и подземных сооружений в соляных куполах при их проектировании не учитывают рост куполов и возникающие при этом тектонические напряжения, а используются статические и математические модели, которые слабо отражают реальные природные условия. Следует также отметить, что на урбанизированных территориях участки куполов характеризуются повышенной набухаемостью и просадочностью, развитием подтопления, что также приводит к деформациям и авариям зданий и сооружений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Аристархова Л. Б.* Новейшая тектоника Прикаспийской впадины // Геология СССР. – М.: Недра, 1970. Т. XXI. — С. 245–256.
2. *Синяков В. Н., Старовойтов М. К., Полянинов Л. Я., Кузнецова С. В., Беляева Ю. Л.* Гео-экологические проблемы подземных и наземных накопителей жидких отходов в солянокупольных областях. – М.: изд-во НИИ-Природа, 2001. – 153 с.
3. *Синяков В. Н., Махова С. И., Картушина Ю. Н.* Мониторинг подземного захоронения жидких отходов в солянокупольных областях // Мониторинг геологических, литотехнических и эколого-геологических систем : материалы Междунар. науч. конф., г. Москва, 24–25 мая 2007 г. – Москва: МГУ, 2007. — С. 113–114.

© *Синяков В. Н., Кузнецова С. В., Махова С. И., 2015*

В. Н. Синяков⁽¹⁾, С. В. Кузнецова⁽¹⁾, С. И. Махова⁽¹⁾

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ НЕФТЕГАЗОВЫХ КОМПЛЕКСОВ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет⁽¹⁾

На основе анализа экогеологических последствий освоения нефтегазоносных территорий в Прикаспийской впадине было установлено, что экологические последствия неодинаковы на различных стадиях освоения и зависят как от характера техногенных воздействий, так и от особенностей геологической среды.

Техногенные источники воздействий представлены поисково-разведочными, эксплуатационными, нагнетательными и наблюдательными скважинами, газоконпрессорными и нефтеперекачивающими станциями, установками предварительной подготовки нефти и газа, очистными сооружениями, сетью газо- и нефтепроводов, автомобильных и железных дорог, водоводов, ЛЭП, других коммуникаций, а также газо- и нефтеперерабатывающими заводами, влияющими на огромные грунтовые массивы глубиной до 6–7 км и площадью в тысячи км². Выделено 6 основных стадий, соответствующих различным этапам поисков, разведки, эксплуатации и ликвидации месторождений, характеризующихся вполне определенным комплексом изменений геологической среды.

На 1-й стадии (геофизические работы) значимых изменений геосреды не происходит, кроме возможного разжижения слабых грунтов и активизации оползневых склонов вблизи участков взрывов или вибрации.

На 2-й стадии (бурение поисково-разведочных скважин) наблюдаются локальные изменения в зоне бурения ограниченного числа скважин. Наиболее частыми являются загрязнение почв, грунтов, поверхностных и грунтовых вод нефтепродуктами, промывочными жидкостями, буровым шламом, рассолами при проходке солевого комплекса, химическими реагентами и др.

На 3-й стадии (испытание скважин, бурение эксплуатационных скважин и скважин для поддержания пластового давления) наблюдаются аналогичные процессы загрязнения геологической среды, что и на 2-й стадии. Изменяется интенсивность загрязнения из-за увеличения объема бурения, концентрации скважин на территории и получения притоков нефти при испытаниях скважин.

Наиболее серьезные изменения геологической среды происходят на 4-й стадии – обустройства и эксплуатации месторождения. Продолжается интенсивное загрязнение геологической среды, кроме того, появляются новые процессы, связанные с изменением напряженного состояния в пластах (табл. 1).

На 5-й стадии (строительства и эксплуатации перерабатывающих заводов) возникают дополнительные изменения геологической среды, вызванные их функционированием. Практически неизбежно загрязнение окружающей среды новыми компонентами — например, на Астраханском заводе — сероводородсодержащими стоками, подтопление, возможны деформации и аварии, связанные с процессами, указанными в табл. 1.

На 6 стадии (ликвидации) выполняют демонтаж оборудования, включая фундаменты буровых вышек, очистку территории, утилизацию содержимого шламовых амбаров и рекультивацию, которую проводят в два этапа.

Экогеологическое обеспечение нефтегазоносных территорий в солянокупольных областях включает выявление фонового состояния геологической среды, прогнозы ее изменений под влиянием природных и техногенных факторов, разработку и реализацию системы экогеологической безопасности.

Задачи и содержание экогеологических исследований зависят от двух групп факторов: характера техногенного воздействия на геологическую среду и экогеологических особенностей территории. Сложность исследований будет возрастать по мере увеличения нагрузки на геологическую среду.

Таблица 1

Негативные процессы при эксплуатации месторождений углеводородов

| Тип процессов | Причина образования |
|--|---|
| Падение пластового давления и осушение вмещающих пород с образованием депрессий | Дефицит давления нефти, газа и т.д. в результате их извлечения. |
| Активизация ползучести соли на соляных структурах. | Падение пластового давления и изменение напряженного состояния в массиве. |
| Деформация (оседание) поверхности земли с амплитудой до 12 м в центре депрессии. | Изменение пластового давления, вынос из продуктивных горизонтов минеральных частиц, уплотнение пластов. |
| Падение уровня воды в колодцах, в зоне эксплуатационных скважин. | Изменение пластового давления. |
| Активизация тектонических разломов и техногенные землетрясения. | Изменение пластового давления и активизация ползучести соли. |
| Деформации и аварии трубопроводов, сооружений, скважин, пожары, взрывы. | Деформация поверхности, активизация разломов, техногенные землетрясения. |
| Подъем УГВ, подтопление и заболачивание, просадки, набухание, коррозия. | Оседание земной поверхности. |

Уязвимость геологической среды к техногенным воздействиям и ее защищенность неодинакова на различных участках перспективной нефтегазоносной территории. Так, в районах распространения песчаных грунтов грунтовые воды практически не защищены от загрязнения при возможной аварии скважины, а при залегании на поверхности водоупорных глин их защищенность намного выше. Существуют зоны повышенного экологического риска на участках разломов, соляных куполов и т. д. Поэтому важнейшей задачей является районирование геологической среды с выявлением зон различной уязвимости.

Поскольку экогеологические последствия каждой из 6 стадий освоения нефтегазоносных территорий неодинаковы, они требуют различных методов исследований, которые должны быть точно привязаны к этим стадиям. Они являются основой как для рационального размещения техногенных объектов, так и для экологической экспертизы реализации проекта.

Эколого-геологические исследования на различных стадиях поисково-разведочных работ и эксплуатации месторождений в соответствии с этим должны быть следующими.

На первой стадии (геофизические работы) целью исследований является изучение фонового состояния геологической среды, ее типизация и районирование, оценка активности и направленности природных и техногенных процессов, выявление зон экологического риска для планирования мест бурения поисково-разведочных скважин. В это время выполняется: а) сбор априорной информации о геологической среде; б) составление комплекса среднемасштабных (1:50000, 1:200000) карт экогеологического содержания; г) разработка рекомендаций о размещении поисково-разведочных скважин с учетом зон повышенного экологического риска и программы мониторинга на участках бурения.

Экогеологические карты представлены двумя типами: аналитическими, отражающими отдельные компоненты геологической среды, и синтетическими, отражающими геологическую среду в целом. К аналитическим картам относятся: карта распространения типов соляных структур как зон с различной степенью экологического риска; карта тектонических разломов как зон повышенного риска: аварий скважин и возможного загрязнения литосферы, деформаций сооружений, искусственных землетрясений и т.д.; карта распространения структурно-неустойчивых грунтов (просадочных, набухающих, слабых, засоленных, элювиальных, искусственных), для которых применяются специальные методы исследований и расчета оснований фундаментов; карта развития современных геологических процессов; карта природной защищенности подземных вод от загрязнения; карта природной защищенности почв от загрязнения; карта техногенной нагрузки на геологическую среду. Затем составляется синтетическая карта типологического инженерно-геологического районирования территории.

Перечисленные карты являются основой для оценки уязвимости геологической среды к техногенному воздействию нефтегазового комплекса. Уязвимость — свойство обратное устойчивости, т.е. неспособность противостоять внешним воздействиям (Реймерс, 1990). А. М. Лехатинов (1989) определяет уязвимость как свойство геологической среды изменяться под воздействием антропогенной нагрузки. По Е. С. Дзекцеру (1994), уязвимость зависит от неустойчивости элементов объекта (системы) или связей между ними к воздействиям. Идея о необходимости составления прогнозных карт уязвимости геологической среды была предложена В. Н. Синяковым (1993) и реализована на нефтегазоносных регионах Волгоградского Прикаспия. Карты уязвимости геологической среды к техногенным воздействиям отличаются от карт устойчивости геологической среды к техногенным воздействиям, разрабатываемых в МГУ под руководством В. Т. Трофимова (1994), значительно большим набором учитываемых факторов, в том числе: тектонических условий, природной защищенности грунтовых вод и почв, современных геологических процессов. Кроме того, мощность массива пород в разработках МГУ ограничивается глубиной 20 м, что недостаточно для объектов нефтегазового комплекса.

В 1994–1998 г. при разработке карт уязвимости геологической среды перспективных нефтегазоносных территорий для ряда районов Волгоградской области был предложен новый вариант оценки уязвимости. Этот вариант предусматривает составление двух карт уязвимости геологической среды: 1) по отношению к техногенному загрязнению; 2) по возможности развития опасных процессов. Необходимость в разработке таких карт обусловлена тем, что ряд природных факторов диаметрально противоположно влияет на условия загрязнения и на развитие опасных процес-

сов. Например, чем выше крутизна склонов, тем они больше подвержены оползням, эрозии и другим склоновым процессам, т.е. более уязвимы. В то же время загрязняющие вещества на этих склонах не задерживаются и сносятся вниз, т.е. они слабо уязвимы к загрязнению. Если оценивать общую уязвимость таких территорий, суммируя индивидуальные баллы по названным показателям, их влияние нивелируется. Кроме того, предлагается оценивать степень уязвимости территорий по 5-ти балльной шкале (очень сильная, сильная, средняя, слабая и очень слабая).

При составлении карты уязвимости геологической среды к техногенному загрязнению учитываются природная защищенность грунтовых вод (ГВ) и почв к загрязнению, уклон поверхности территории, который определяет вероятность сноса или инфильтрации загрязняющих веществ. Градации уклонов поверхности в соответствии с работами Т. И. Аверкиной (1994), В. Т. Трофимова и др., (1994) приведены авторами к 5-ти балльной шкале, как и категории защищенности ГВ по В. М. Гольдбергу. При оценке степени уязвимости почв к загрязнению использовалась методика, основанная на учете емкости поглощения (Егорова, 1991), и уточненная для Прикаспия.

При оценке геодинамической уязвимости массивов территорий (2-ой тип карты) для лессовых пород была использована классификация В. П. Ананьева, с дополнениями Ю. И. Олянского для Нижнего Поволжья, учитывающая мощность просадочной толщи H_{sl} и возможную просадку от собственного веса S_{sj} . Уязвимость массивов набухающих грунтов оценивается по классификации ГОСТ 25100-82. Для оценки потенциальной подтопляемости используется 5-ти балльная классификация Е. С. Дзекцера (1984) по срокам подтопления. Оценка уязвимости территорий к оползневым процессам определяется в зависимости от коэффициента оползневой пораженности $K_{оп}$ (Джавахишвили, 1980). Для большинства других процессов (плоскостной срыв, эрозия, карст и т.д.) применяется 5-ти балльная классификация по степени экстенсивности процессов (% пораженности) (Аверкина, Пиотровская, 1990). Уязвимость территорий к активизации тектонических разломов под воздействием добычи углеводородов может оцениваться по показателю тектонической напряженности, определяемого как отношение суммарной длины тектонических разломов к общей площади территории. 5-ти балльная градация для Нижнего Поволжья была разработана ранее (Синяков, 1989).

Общая оценка в баллах уязвимости для каждого ИГР определяется как сумма баллов по всем факторам, с учетом веса каждого из них (Кофф и Чеснокова, 1998), деленная на их число.

На второй стадии целью исследований является оценка изменений геосреды в сфере воздействия каждой поисково-разведочной скважины. Для этого вокруг скважины организуется мониторинг для контроля и оценки загрязнения почв, грунтов, поверхностных и подземных вод. В период строительства скважин отбираются пробы почвы и грунта из шурфов для определения фоновых значений химического состава, содержания нефтепродуктов и газового состава почвенного воздуха, а из поверхностных водотоков, водоемов и колодцев отбираются пробы воды на химический анализ, анализы водорастворенного газа, органического вещества, нефтепродуктов. В процессе бурения поисково-разведочных скважин выполняются: отбор проб почв и грунтов и проб воды из скважин, водотоков, водоемов и колодцев для оценки загрязнения с периодичностью 1 раз в месяц. На основе этих данных составляются прогнозы загрязнения и разрабатываются защитные мероприятия.

На третьей стадии составляется проект промысла на основе инженерно-геологических и экогеологических исследований, завершающихся картографической моделью. При бурении эксплуатационных скважин выполняются работы по монито-

рингу загрязнения геосреды, как на 2 стадии, по сети режимных наблюдательных скважин и шурфов в пределах промысла.

Создается сеть из глубинных реперов для мониторинга деформации поверхности земли при разработке месторождения. Очень важно проведение нескольких циклов измерений до начала эксплуатации для выявления скорости природных деформаций в мульдах и на соляных куполах, чтобы в дальнейшем выявить техногенные деформации при отборе нефти и газа. В это же время необходима установка сейсмостанции для контроля техногенной сейсмичности.

На четвертой стадии эколого-геологические исследования выполняются по нескольким направлениям: мониторинг загрязнения почв, грунтов, подземных и поверхностных вод и уровня режима подземных вод по режимной сети, мониторинг деформаций реперов на геодинамическом полигоне, сейсмический мониторинг; прогноз и разработка рекомендаций по применению защитных мер.

На пятой стадии состав исследований аналогичен 4-ой стадии. Дополняется мониторинг загрязнения геосреды, режима подземных вод, подтопления, деформаций поверхности земли и сооружений по сгущенной сети на заводе.

На шестой стадии продолжается мониторинг загрязнения геологической среды и деформаций поверхности земли для изучения динамики восстановления геологической среды.

Для юго-западной части Волгоградского Прикаспия (для территорий нефтегазовых месторождений) по этой методике составлены карты уязвимости геологической среды.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Синяков В. Н.* Принципы составления карт уязвимости геологической среды территорий краевых солянокупольных впадин платформ в связи с нефтегазоносностью // Человеческое измерение в региональном развитии : тез. докл. межд. симп. – Биробиджан, 1993. — С. 109–110.

2. *Синяков В. Н.* Проблемы геоэкологического обеспечения нефтегазоносных территорий Прикаспийской впадины // Поволж. экол. Вестник. – Волгоград: Комитет по печати, 1995. Вып. 2. — С. 39–50.

© *Синяков В. Н., Кузнецова С. В., Махова С. И., 2015*

В. Н. Синяков⁽¹⁾, С. В. Кузнецова⁽¹⁾, С. И. Махова⁽¹⁾

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКОЕ РАЙОНИРОВАНИЕ АКВАТОРИИ СЕВЕРНОГО КАСПИЯ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет⁽¹⁾

В прибрежной и шельфовой зоне Каспийского моря в последние годы сложился относительно новый вид хозяйственной деятельности — морская добыча нефти и газа.

Особого внимания заслуживает мелководный шельф Каспия, в первую очередь его северная часть, где прослежено подводное продолжение Прикаспийской нефтегазонасной провинции и где извлекаемые прогнозные ресурсы могут составлять до 2–3 млрд. т, около 70% которых приходится на нефть. Однако поисковые и буровые работы в этом районе сильно осложнены из-за большой глубины залегания продуктивных слоев (более 4 км), высокого пластового давления и присутствия больших количеств агрессивных сернистых газов.

Известно, что морское нефтегазовое производство относится к той отрасли промышленности, которая экономически выгодна, но экологически не безопасна. Это характерно для всех стадий производства, начиная с геологоразведочных буровых работ, эксплуатации морских нефтегазовых сооружений и кончая транспортировкой сырой нефти.

Основные принципы сочетания промышленной деятельности на шельфе и охраны среды и водных биоресурсов закреплены в Федеральном законе РФ «О континентальном шельфе Российской Федерации» от 25 октября 1995 г. Этот закон определяет порядок проведения экологической экспертизы на шельфе, что является обязательной мерой по защите водных биоресурсов.

И, тем не менее, достаточно часто имеют место проявления различных опасных инженерно-геологических процессов (ИГП), например оседания дна в результате отбора углеводородов и падения пластового давления.

Так, в апреле 2000 г. произошло оседание огромной по площади территории участка казахского побережья, в результате которого два старых месторождения Каламкас и Каражанбас были затоплены. Под водой оказались более ста скважин, в том числе самоизливающихся, из которых сырая высокосернистая нефть изливалась в море, а газы — в атмосферу, что привело к экологической катастрофе — массовой гибели тюленей и рыб (Касьянова и др., 2003).

Ранее в районе нефтяных промыслов Экофиск в Северном море оседание достигало 3 метров, а скорость оседания — 0,4 м/год, что угрожало катастрофическими разрушениями сооружений и разливами нефти в море и было устранено лишь дорогостоящим подъемом буровой платформы до 6 м. Также хорошо известна авария на буровой платформе «Килон» в Северном море с десятками человеческих жертв.

Существуют и другие опасные геологические процессы и явления, связанные с соляными куполами, скорость движений которых достигает 18 мм/год, а также обусловленные с ними разломы и грабены оседания.

Опасны техногенная сейсмичность, вызванная добычей углеводородов и достаточно хорошо изученная на суше, а также наличие слабых сильно сжимаемых грун-

тов и газовых аномалий, отрицательно влияющие на устойчивость свайных оснований буровых платформ и других инженерных сооружений.

В последние годы на Северном Каспии открыты месторождения Хвалынское и им. Ю. Корчагина, а в 2006 г. — на Южно-Ракушечной структуре, с запасами 1600 млн. баррелей и дебитом более 800 тонн в сутки. Скважины с такими показателями крайне редки; в среднем по стране дебит в 76 раз меньше.

Поскольку северная субаквальная часть Каспия заслуженно считается весьма перспективной с позиции нефтегазоносности, во избежание аварийных ситуаций необходимо изучение пространственных закономерностей инженерно-геологических условий (ИГУ), их типизация и районирование, оценка и прогноз активности и направленности геологических и инженерно-геологических процессов для выявления зон геологического риска при планировании мест бурения поисково-разведочных скважин.

Для компаний, работающих в Каспийском регионе, проблема аварийности имеет особо важное значение, так как нередко сопровождается крупнейшими техногенными катастрофами. Очень важно, что в случае поступления в воды Северного Каспия высокосернистой и сероводородсодержащей нефти в результате аварий на нефтегазовых объектах в казахском секторе Каспия, потоки нефтяного загрязнения региональными течениями будут переноситься в пределы российского сектора моря и скапливаться здесь (Касьянова и др., 2003, Алиев, 2005).

Дно обширного мелководья в Северном Каспии лежит в интервале глубин подводного берегового склона менее 10 м, на южной окраине до 30 м, где велика роль волнения при перераспределении осадочного материала по дну.

На интенсивность местных циркуляций оказывает влияние характер края шельфа. При пологом переходе шельфа в материковый склон значительных изменений в осадках и рельефе не происходит, а чем резче этот переход, тем больше эти зоны отличаются от внутренних частей шельфа.

В пределах прибрежной отмели эндогенные и экзогенные факторы редко действуют изолированно. Экзогенные процессы, протекающие здесь более энергично, чем в глубоководных областях, могут приводить к образованию чисто экзогенных форм рельефа (подводных валов), но чисто тектогенных форм рельефа нет. Примером связи тектоники и экзогенных форм рельефа могут служить острова и банки Северного Каспия (Леонтьев, 1957).

Наряду с банками и островами существенным элементом рельефа дна Северного Каспия являются так называемые бороздины — вытянутые ложбины с извилистыми очертаниями, углубленные относительно дна на несколько метров. Сеть бороздин известна в пределах взморья дельты р. Волги и р. Урала (Н. А. Скриптунов, 1959).

Интересна связь подводного рельефа с тектоникой. Северо-восточный угол моря расположен в пределах южной окраины Прикаспийской синеклизы (впадины) — крупнейшего структурного элемента Русской платформы. Здесь обнаружено более 70 соляных куполов, характерных для синеклизы.

С юга она обрамлена приподнятым краем платформы, образующим на суше Астраханское и Южноэмбаенское, а в море между ними - Северокаспийское поднятие. С юга эту гряду погребенных поднятий ограничивает крупный глубинный разлом, служащий рубежом между Русской и Скифской платформами.

Важнейшая структура Скифской платформы — погребенный вал Карпинского (ВК) герцинского возраста. Самый северный элемент ВК — это Полдневский вал, а восточнее Северокулалинский вал, который переходит в крупное Бузачинское поднятие, образующее отмель одноименного полуострова. Следующей структурной зо-

ной ВК является прогиб Зюдевского, который восточнее Ракушечной банки продолжается в виде Южнобузачинского прогиба. Основание платформы здесь погружено на 2500–3500 м. Южнобузачинский прогиб выражен в рельефе в виде Мангышлакского залива, к которому приурочена одноименная бороздина и цепочка бессточных впадин, протягивающихся от залива Кочак к Мертвому Култуку. Южнее прогиба протягивается центральная, наиболее широкая и расчлененная зона поднятий вала ВК - Промысловско - Ракушечный вал (Каспийско-Мангышлакская система поднятий).

Пространственные закономерности ИГУ отражены на разработанной схеме инженерно-геологического районирования Северного Каспия (рис. 1).

Традиционно в схемах районирования регионы выделяются по структурно-тектоническим, области по геоморфологическим, районы – по литолого – генетическим признакам. Выделение подрайонов и участков проводится по гидрогеологическим признакам, характеру и состоянию пород, элементам рельефа, развитию геологических процессов и другим природным особенностям (Трофимов, 1976).

В пределах Северного Каспия расположены южная и юго-западная часть Прикаспийской впадины и северные районы Скифско-Туранской плиты.

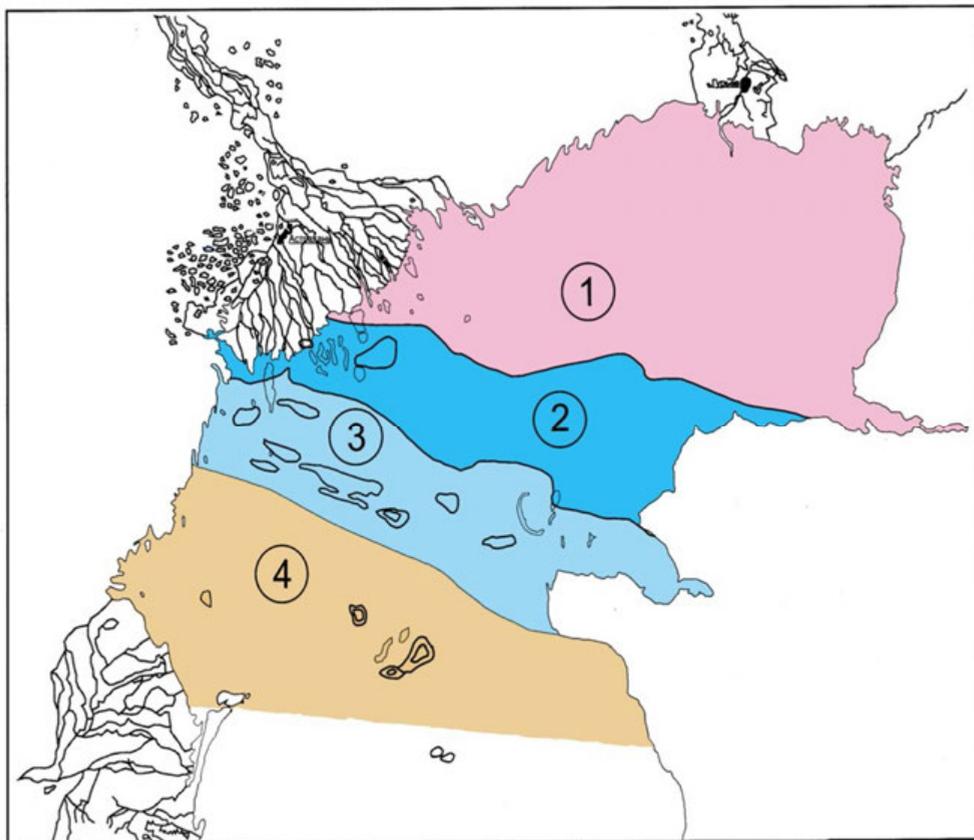


Рис. 1. Схема инженерно-геологического районирования акватории Северного Каспия:
1 — ИГРа-1; 2 — ИГРа-2; 3 — ИГРа-3; 4 — ИГРа-4; 5 — Бакинский архипелаг

Субаквальная часть Прикаспийской впадины – инженерно-геологического региона II порядка в этой схеме рассматривается как часть региона I порядка – Восточно-Европейской платформы и представлена (по В. Е. Хаину, 2003) Заволжско-Тугаракчанской системой прогибов и соответствует первому инженерно-геологическому району акватории – ИГРа-1.

Эпигерцинская Скифско-Туранская платформа представлена в Северном Каспии Полдневно-Бузачинской системой поднятий и Каспийско-Мангышлакской системой поднятий, составляющими кряж Карпинского, а также Западно-Каспийской моноклиналию на юге. Перечисленные тектонические структуры соответствуют на акватории Каспия субаквальным инженерно-геологическим районам ИГРа-2, ИГРа-3 и ИГРа-4.

Инженерно-геологические области представлены различными геоморфологическими элементами в пределах единой области – прибрежной отмели.

Таблица 1

Схема инженерно-геологического районирования акватории Северного Каспия

| Инженерно-геологические регионы I порядка | Инженерно-геологические регионы II порядка | Инженерно-геологические области | Инженерно-геологические районы |
|---|--|---|--|
| Восточно-Европейская платформа | Прикаспийская впадина. Заволжско-Тугаракчанская система поднятий | Прибрежная отмель с редкими придельтовыми островами | ИГРа-1 Район распространения древне- и новокаспийских отложений на глубине до 5 м от уровня моря, осложненный солянокупольной тектоникой |
| Эпигерцинская Скифско-Туранская платформа | Кряж Карпинского Полдневно-Кулалинский вал | Прибрежная отмель с единичными островами | ИГРа-2 Район распространения древне- и новокаспийских отложений на глубине до 5 м от уровня моря |
| | Кряж Карпинского Каспийско-Мангышлакская система поднятий | Прибрежная отмель с многочисленными островами | ИГРа-3 Район распространения древне- и новокаспийских отложений на глубине до 13–18 м |
| | Западно-Каспийская моноклинали | Внешний (южный) край прибрежной отмели | ИГРа-4 Район распространения древне- и новокаспийских отложений (за исключением мангышлакских) на глубине до 30 м от уровня моря |

Выделение инженерно-геологических районов в субаэральных условиях обычно сводится к выявлению территорий с однообразным геологическим строением, мощностью и петрографическим составом пород. В дополнение к этому в субаквальных условиях представляется целесообразным учитывать также глубину морского дна, поскольку сложность инженерно-геологических условий с увеличением глубины дна резко возрастает.

Исследованные пространственные закономерности инженерно-геологических условий Северного Каспия, отражающие особенности истории геологического развития в новейший этап явились основой разработанных схемы и карты инженерно-геологического районирования Северного Каспия; для каждого типа районов составлена подробная инженерно-геологическая характеристика.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Синяков В. Н., Кузнецова С. В.* Инженерно-геологическое районирование Нижнего Поволжья и прилегающих территорий // *Инженерная геология*, 1981. №4. — С. 26–37.
2. *Чешев М. В., Николаев Ю. П., Твердохлебова Л. Л., Синяков В. Н.* Инженерно-геологическое районирование юго-западной окраины Прикаспийской низменности // *Надежность и долговечность строительных материалов, конструкций и оснований фундаментов: материалы IV Международной научно-технической конференции, 12–14 мая 2005 г., в 4-х ч.* – ВолгГАСУ: Волгоград, 2005. Ч.III. — С. 116–121.

© *Синяков В. Н., Кузнецова С. В., Махова С. И., 2015*

С. Л. Туманов⁽¹⁾, С. С. Туманова⁽¹⁾

РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ГРУНТОВОГО МАССИВА ПРИ УПРУГО-ПЛАСТИЧЕСКОМ РАСПРЕДЕЛЕНИИ НАПРЯЖЕНИЙ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет⁽¹⁾

Установлено, что при наличии в грунтовом массиве однородного откоса пластических областей коэффициент устойчивости, определенный с использованием упругой и упруго-пластической задач, практически одинаков.

Известно, что в реальных условиях в наиболее важных для практики случаях (при коэффициенте устойчивости K , близкого к единице) в грунтовом массиве откоса дорожной насыпи имеются упругие и пластические области. Следовательно, если пластические области имеются, для определения напряжений необходимо использовать упруго-пластические решения.

В работе [1] для условия предельного равновесия в форме прямолинейной огибающей наибольших кругов напряжений приведено приближенное решение упруго-пластической задачи для случая однородных откосов с оценкой точности удовлетворения уравнений равновесия и граничных условий. При этом сделано два допущения: поверхность разрушения в пластической области изменяет свое положение незначительно; вертикальные напряжения, полученные из упругого решения, с появлением пластической области не изменяются. В частности, получены формулы для вычисления горизонтальных и касательных безразмерных напряжений (в долях γH) в пластической области:

$$\delta_y = \frac{\delta_x(1-m) - \lambda m}{1+m}; \quad \tau_{xy} = \frac{0,5m(2\delta_x + \lambda)\text{tg}2\alpha}{1+m}, \quad (1)$$

где σ_x , σ_y , τ_{xy} — вертикальная, горизонтальная и касательная составляющие напряжений; γ и ρ — объемный вес и угол внутреннего трения грунта; H — высота откоса; $m = \sin \rho \cos 2\alpha'$; $\alpha' = \alpha - (45^\circ + 0,5\rho)$.

На рис. 1 для угла откоса $\alpha = 60^\circ$ среднего значения коэффициента бокового распора $\mu = 0,75$ и параметра устойчивости $\lambda = 0,2$ построена наиболее вероятная поверхность разрушения AB , эпюры удерживающих и сдвигающих касательных сил, действующих вдоль этой поверхности, где $\lambda = \frac{2c}{\gamma H \text{tg} \rho}$, c — коэффициент сцепления грунта.

Кривые CD и BF соответствуют эпюрам удерживающих, деленных на $\text{tg} \rho$, и сдвигающих сил. Частное от деления площадей $ABCD$ и ABF определяет величину коэффициента устойчивости для всего откоса уступа $K = 2,02 \text{tg} \rho$. Это равенство позволяет найти значение угла внутреннего трения ρ при любом значении K . В частности, при $\rho = 26^\circ$, $K = 1$, при $\rho = 36^\circ$, $K = 1,52$. Кривые EF и NM — эпюры удерживающих сил при $K = 1,52$; 1. Эпюра сдвигающих сил, определенная из упругого решения, при любом значении K совпадает с кривой BF .

Таким образом, из рисунка видно, что при $K > 1,52$ ($\rho = 36^\circ$) в приоткосной зоне в рассматриваемом случае нет предельной области, т.е. упругое решение справедливо. При уменьшении от 1,52 до 1 имеется предельная область и упругое решение, строго говоря, становится неверным.

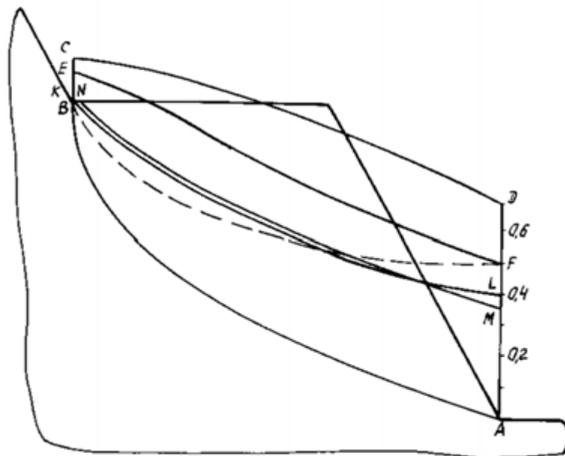


Рис. 1. Эпюры удерживающих и сдвигающих сил

Для исследований применим решение смешанной задачи [1]. Предполагаем, как указывалось выше, что поверхность AB , определенная из упругого решения, в пластической области изменит свое положение незначительно, и так как рассматривается предельное состояние откоса, естественно считать, что пластическая область распространяется до точки B , то есть участок линии разрушения AB находится в этой области.

Проанализируем изменение напряжений с переходом откоса в предельное состояние. На рис. 2 построены эпюры напряжений вдоль поверхности разрушения при $\rho = 26^\circ$, т.е. при $K = 1,0$. Пунктирными линиями обозначены эпюры, полученные из пластического решения с использованием формул (1), сплошными — из упругого.

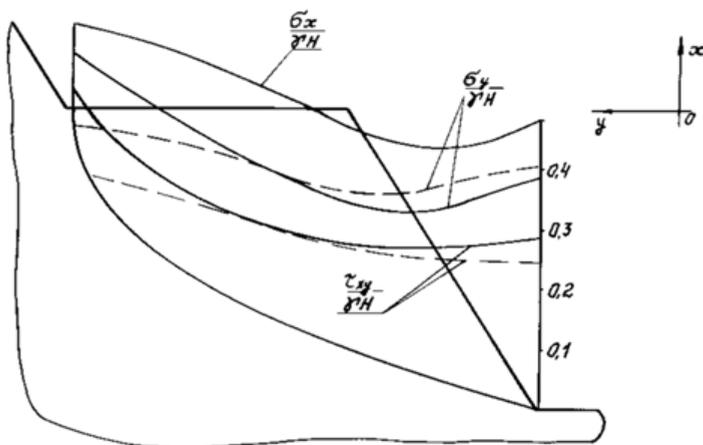


Рис. 2. Эпюры безразмерных напряжений

Из рисунка видно, что при переходе откоса в предельное состояние в приоткосной зоне горизонтальные напряжения возрастают, а касательные убывают. В средней части линии разрушения они близки к напряжениям, полученным из упругого решения. С приближением к дневной поверхности горизонтальные и касательные напряжения резко уменьшаются.

Используя найденные напряжения, вычислим удерживающие и сдвигающие силы при $K = 1,0$, действующие вдоль линии разрушения. Удовлетворение условию пластичности

$$\sqrt{(\delta_x - \delta_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} = (\delta_x + \delta_y + \lambda) \sin \rho \quad (2)$$

автоматически делает равными удерживающие и сдвигающие силы с использованием выражений (1). На рис. 1 кривая KL эпюра указанных сил, т.е. удерживающие и сдвигающие силы, определенные из пластического решения практически совпадают с удерживающими силами, определенными из упругого решения. Картина распределения сдвигающих сил при пластическом решении (кривая KL) значительно отличается от аналогичной картины соответствующей упругому решению (кривая BF), но сумма сдвигающих сил при том и другом решениях одинакова (площадь ABF равна площади AKL).

Значит упругое и пластическое решения при переходе откоса в предельное состояние дают одинаковые значения коэффициентов устойчивости $K = 1,0$.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Цветков В. К. Расчет устойчивости откосов и склонов. – Волгоград: Нижне-Волжское кн. изд., 1979. — 238 с.

© Туманов С. Л., Туманова С. С., 2015

УДК 378.096

А. Б. Пономарев⁽¹⁾

**КАФЕДРЕ «СТРОИТЕЛЬНОЕ ПРОИЗВОДСТВО И ГЕОТЕХНИКА»
ПЕРМСКОГО НАЦИОНАЛЬНОГО ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКОГО
ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО УНИВЕРСИТЕТА — 55 ЛЕТ**

Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽¹⁾

В статье ретроспективный анализ развития кафедры строительное производство и геотехника ПНИПУ за 55 лет. Приводятся исторические факты развития кафедры, отмечаются наиболее значимые события, особое внимание уделено становлению преподавательского коллектива кафедры. Также уделяется внимание сегодняшнему состоянию дел на кафедре СПГ, её связь с научными центрами других вузов и международное сотрудничество.

К л ю ч е в ы е с л о в а : кафедра строительного производства и геотехники, преподавательский состав, учебная и научная деятельность, подготовка строительных кадров.

Во второй половине двадцатого века развивающаяся промышленность Западного Урала требовала специалистов высокой квалификации, в том числе инженеров-строителей, но своих высших технических учебных заведений в Пермской области (тогда Молотовской) не было. 22 сентября 1959 г. приказом № 21-к директора Пермского горного института (во исполнение приказа Министра высшего образования СССР от 1 апреля 1959 г.) кафедра «Проведение и крепления горных выработок» была разделена на две кафедры:

- кафедру «Проведение и крепление горных выработок»;
- кафедру «Строительное производство».

Исполняющим обязанности заведующего кафедрой «Строительное производство» был назначен старший преподаватель Владимир Сергеевич Раскопин (приказ по ПГИ № 219к от 22 сентября 1959 г.). В то время кафедра вела все дисциплины строительного цикла для специальности ПГС и для горных специальностей (ГС и GI). Кафедра имела две комнаты: в одной из них (18 м²) располагались преподаватели, в другой — лаборантская для учебных пособий. Силами студентов и преподавателей была создана учебная лаборатория на 12 рабочих мест, в качестве наглядных пособий было изготовлено 64 учебных плаката [1].

20 октября 1959 г. в целях улучшения учебной, методической и научной работы в Пермском горном институте был организован строительный факультет со специальностью 1202 — «Промышленное и гражданское строительство». В его состав были включены кафедры строительного производства, начертательной геометрии, теплотехники и гидравлики. Затем в процессе дальнейшего развития и становления строительного факультета были организационно выделены в самостоятельные кафедры: в 1960 г. — кафедра строительных конструкций и кафедра архитектуры; в 1964 г. — кафедра санитарной техники; в 1974 г. — кафедра строительных материалов и специальных технологий.

С учетом этих организационных преобразований менялось с течением времени и название кафедры: с 1960 г. — кафедра технологии и организации строительного про-

изводства; с 1963 г. — кафедра организации и технологии строительного производства, строительных материалов и санитарной техники; с 1974 г. — кафедра строительного производства; с 2011 г. — кафедра строительного производства и геотехники.

Заведующими кафедрой СПГ за пятьдесят пять лет её существования были:

- канд. техн. наук, доцент Раскопин Владимир Сергеевич: 1959–1975 гг.;
- канд. техн. наук, доцент Строкинов Валентин Николаевич: 1975–1985 гг.;
- к.э.н., доцент Луненков Юрий Александрович: 1985–1996 гг.;
- канд. техн. наук, доцент Строкинов Валентин Николаевич: 1996–2001 гг.;
- д-р техн. наук, профессор Пономарёв Андрей Будимирович: с 2001 г. по настоящее время.

На протяжении всей своей истории деятельность кафедры всегда была подчинена решению важнейших задач по подготовке квалифицированных кадров для строительного комплекса. За полувековую историю на кафедре защищено свыше 2000 дипломных проектов, совместно с другими кафедрами строительного факультета подготовлено свыше 5000 инженеров-строителей.

Обучение студентов строительного факультета ПНИПУ осуществляется по специальным блокам дисциплин:

- технология строительных процессов; технология возведения зданий и сооружений;
- строительные машины и механизация строительного производства;
- организация, планирование и управление строительным производством;
- инженерная геология;
- механика грунтов; основания и фундаменты.

Ввиду большого дефицита специалистов в области управления городским хозяйством, по просьбе администраций Пермской области и г. Перми, с 2000 года кафедра начинает подготовку инженеров-строителей по специальности «Городское строительство и хозяйство».

Кафедра осуществляет выпуск инженеров по специальностям ПГС и ГСХ, бакалавров по профилям ПГС и ГСХ, а также магистров.

Кафедра обеспечивает проведение дисциплин подготовки инженеров по специальностям «Экспертиза и управление недвижимостью» (ЭУН), «Теплогазоснабжение и вентиляция» (ТВ), «Водоснабжение и водоотведение» (ВВ), «Производство строительных материалов, изделий и конструкций» (ПСК), а также обеспечивает подготовку бакалавров по профилям ЭУН, ТВ, ВВ, ПСК.

Общий контингент студентов - 997 человек

В общей сложности за кафедрой закреплено 29 дисциплин и 5 лабораторных практикумов.

На сегодняшний день на кафедре работает 28 преподавателей, при количестве ставок — 22.

Профессорско-преподавательский состав кафедры составляют: профессора — 3 (2 совм.), из них 3 — д.т.н. (100%); доценты — 12, из них 10 — к.т.н. (83%); старшие преподаватели — 4 (1 совм.); ассистенты — 8 (1 совм.). Учебно-вспомогательный персонал кафедры составляют: заведующий лабораторией, инженер, ведущий инженер, учебный мастер, лаборант. В составе кафедры работают над написанием кандидатских диссертаций 6 аспирантов. На рис. 1 приведена диаграмма изменения штатного состава кафедры.

На рис. 2 представлена диаграмма педагогического стажа кафедры СПГ на 2014–2015 учебные года. Которая показывает хорошую сбалансированность кадрового

состава кафедры на сегодняшний день между молодыми и опытными преподавателями. Средний возраст ППС кафедры на 2014 г. составляет 44 года.

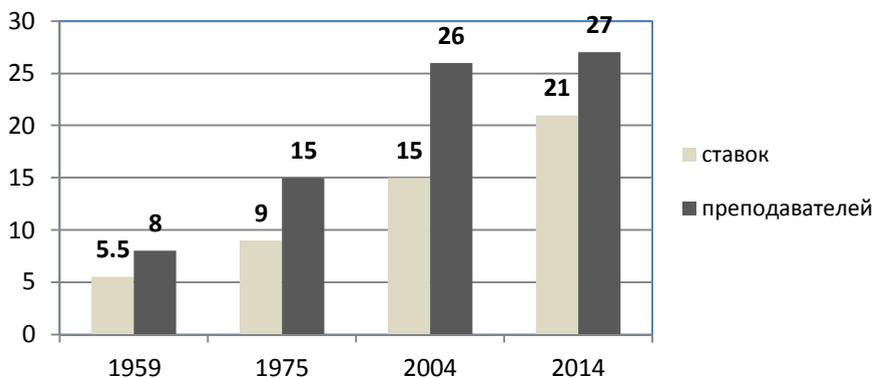


Рис. 1. Изменение штанного состава кафедры СПГ за 55 лет



Рис. 2. Диаграмма педагогического стажа кафедры СПГ

Программы бакалавриата «Промышленное и гражданское строительство», «Городское строительство и хозяйство», а также две магистерские программы «Подземное и городское строительство», «Техническая эксплуатация зданий», осуществляемые по кафедре по итогам 2014 года вошли справочник «Лучшие программы инновационной России».

В 2008 и в 2013 годах кафедра прошла инспекционный международный аудит по сертификации систем менеджмента по направлению «Строительство» на соответствие требованиям ISO 9001:2008 в отношении разработки и оказания образовательных услуг; выполнения научно-исследовательских, опытно-конструкторских, технологических, проектно-изыскательских работ.

Кафедра в 2006 и в 2011 году прошла успешно аккредитацию и лицензирование по линии Министерства образования и науки РФ по направлению «Строительство».

В 2014 кафедра СПГ успешно прошла профессионально-общественную международную аккредитацию по магистерской программе «Подземное и городское строительство» [2].

Кафедра выполняет большую методическую работу. Только за последние 5 лет преподавателями издано свыше 50 наименований учебной литературы, в том числе:

4 монографии, 5 учебных пособий с грифами УМО и Минобразования России, 35 учебных пособий и 6 учебно-методических пособия в издательстве ПГТУ.

В работе кафедры со времен её образования всегда большое внимание уделялось научно-исследовательской деятельности с активным привлечением студентов, аспирантов и молодых преподавателей.

Так, ещё в 1968 г. при кафедре открылась Территориальная научно-исследовательская лаборатория организации и экономики строительства (ТНИЛОЭС). Лаборатория работала по заказам строительных организаций и прежде всего Главзападуралстроя. НИР выполнялись кафедрой в творческом содружестве с Институтом экономики УНЦ АН СССР, ЦНИИОМТП, НИИУС, МИСИ им. Куйбышева, Главзападуралстроем, трестами «Оргтехстрой», «Уралоргтрансстрой», «Березникихимстрой».

На основании решения Ученого совета ПГТУ (ПНИПУ) от 26 января 2007 г на кафедре открылся инженерно-технический и образовательный Центр «Экспертиза и образование в строительстве». Основное направление деятельности Центра «ЭС» – переподготовка и повышение квалификации кадров в области строительства с учетом новых направлений развития экономики, техники и науки и методов управления. Кадровый потенциал Центра позволяет производить обследование и экспертизу зданий и сооружений, оказывать инжиниринговые услуги, составлять технико-экономические обоснования и расчеты.

В 2007 г. на базе кафедры в качестве самостоятельного структурного подразделения создана Экспертная лаборатория, успешно прошедшая государственную сертификацию, оснащенная современным диагностическим и контрольно-измерительным оборудованием. Кадровый состав лаборатории представлен высококвалифицированными специалистами, занимающимися практической и научно-исследовательской работой в области экспертной оценки состояния грунтового основания, фундаментов и строительных конструкций зданий и сооружений.

В 2011 г. решением ученого совета ПНИПУ (ПГТУ) создан Центр технических инноваций и модернизации в строительстве «МИКС».

Таким образом в настоящее время кафедра СПГ ПНИПУ является активным работоспособным научно-образовательным комплексом способным решать сложные научно-практические задачи, а с другой стороны осуществлять подготовку специалистов (инженеров, бакалавров, магистров) на высоком образовательном уровне, подтвержденным международными сертификатами качества (рис. 3).

Основными научными направлениями в деятельности кафедры являются:

- Освоение подземного пространства урбанизированных территории в стесненных и труднодоступных условиях строительства [12];
- Обеспечение устойчивости и безопасной эксплуатации зданий при проведении строительных работ в условиях плотной застройки [11];
- Оценка влияния возведения и реконструкции уникальных и высоконагруженных зданий в сложных инженерно-геологических и гидрологических условиях строительства (14 опасных природных процессов) [14, 15];
- Мониторинг технической эксплуатации и реконструкции имеющегося жилого и производственного фонда [13];
- Применение геосинтетических материалов и оценка их качества в условиях реформы системы сертификации и регламентации [9, 10];
- Научно-техническое сопровождение объектов строительства, контроль качества работ [8].



Рис. 3 Научно-исследовательский и образовательный комплекс кафедры СПГ

По перечисленным направлениям кафедра осуществляет комплекс научно-исследовательских и проектно-конструкторских работ по договорам с различными организациями.

Сотрудники кафедры за последние 5 лет приняли участие в 50 международных, в 30 всероссийских и более чем в 50 региональных и областных конференциях, семинарах и совещаниях. По результатам исследований кафедрой за этот же период издано более 30 крупных научных работ и более 280 научных статей, в т.ч. в ведущих российских научных журналах рекомендованных ВАК РФ, базах международного цитирования научных данных Scopus и Web of Science [3–7]. Рост публикационной активности кафедры можно проследить на диаграмме, представленной на рис. 4.



Рис. 4. Публикационная активность кафедры СПГ

Кафедра уделяет огромное внимание подготовке кадров высшей квалификации. За время своего существования сотрудниками кафедры защищено 36 кандидатских диссертаций. На кафедре действует аспирантура по специальностям: 05.23.02 «Основания и фундаменты и подземные сооружения»; 05.23.08 «Технология и организация строительства». Научными руководителями аспирантуры являются доктора технических наук, профессора Готман А. Л., Богомолов А. Н. и Пономарев А. Б. На рис. 5 представлена динамика защит кандидатских диссертаций за последние годы по кафедре СПГ.

Одним из важнейших направлений в деятельности кафедры по подготовке высококвалифицированных специалистов является научно-исследовательская работа студентов (НИРС), призванная решать задачу выявления, поощрения и поддержки, обучения и научной подготовки способной и талантливой студенческой молодежи, способствующая развитию у студентов познавательной активности и творческих способностей. За последние годы кафедра является одной из ведущих в ПГТУ по результатам рейтинга НИРС.

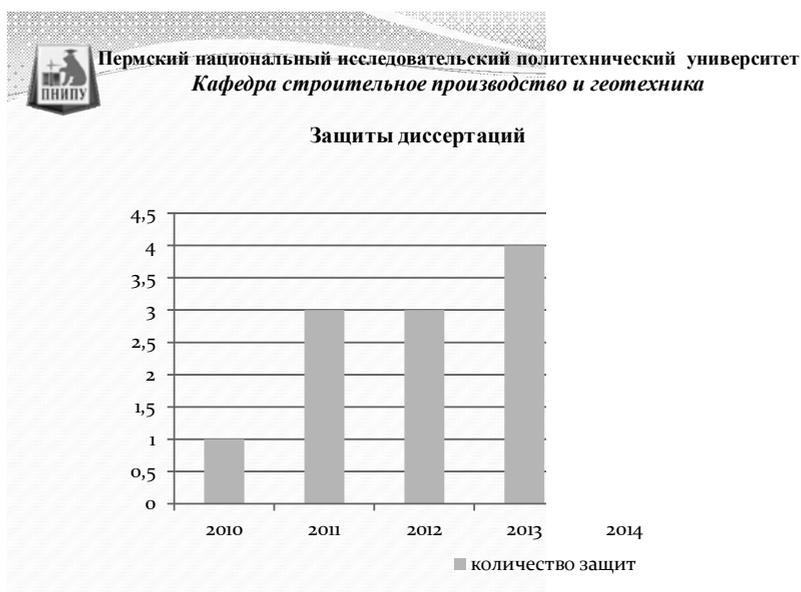


Рис. 5 Динамика защит кандидатских диссертаций по кафедре СПГ

Кафедра является базовой для Пермского отделения Российского общества по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению (РОМГГиФ). На базе кафедры регулярно проводятся Международные конференции и научные семинары под эгидой Российского общества по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению (РОМГГиФ).

В настоящее время кафедра СПГ ПНИПУ заслуженно получила российское и международное признание. Сотрудники кафедры:

- представляют Россию в Международном Обществе по механике грунтов и геотехнике (ISSMGE) — входят в состав Технических комитетов «Фундаменты глубокого заложения», «Улучшение свойств грунтов», «Геотехника окружающей среды»;
- входят в состав Пермского регионального отделения и Президиума Российского общества по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению (РОМГГиФ);

- возглавляют Российское отделение Международного Общества по геосинте- тике (IGS);
- являются членами Американского Института глубоких фундаментов (DFI) и Немецкого Геотехнического Общества (DGGT).

Кафедра имеет устойчивые международные связи с рядом европейских универ- ситетов. Она участвует в программе партнерства между Техническим университетом Вены (Австрия), в договоре о сотрудничестве с Высшей технической школой Магде- бурга (Германия), выполняет совместные научные проекты с лабораторией геотехни- ки Технического университета Дармштадта (Германия). На основании выполненных совместных научных исследований с профессором Х. Брандлем (Технический уни- верситет, г. Вена, Австрия) профессором А. Б. Пономаревым издана монография «Проектирование и строительство хранилищ отходов», опубликованы научные ста- тьи и представлены доклады на различных международных конференциях совмест- но с профессорами А. Паулем (Университет прикладных наук, г. Ангальт, Германия), У. Турчинским (Высшая техническая школа, г. Магдебург, Германия), Р. Катценбахом (Технический университет, г. Дармштадт, Германия). Кафедра также поддерживает партнерские отношения с Техническим университетом Праги (профессор Иван Вани- чек, Чехия) с Полтавским национальным техническим университетом (профессор Ю.Л. Винников, Украина), Аграрным университетом г. Пярну (профессор Майт Метс, Эстония).

Кафедра поддерживает тесные научные связи с российскими научными центра- ми, прежде всего с Российской академией архитектуры и строительства (вице- президент академик В. А. Ильичев) и рядом её научных академических центров – Южно-Уральским (академик В. И. Саломин, член-корреспондент РААСН С. Г. Головнев), Центральным (академик РААСН В. И. Колчунов). Преподаватели и сотрудники кафедры выполняют совместные исследования, проходят стажировки в ведущих российских научных центрах, с которыми кафедра координирует свою дея- тельность, это: Волгоградский государственный архитектурно-строительный универ- ситет (проф., д-р техн. наук А. Н. Богомолов); Воронежский архитектурно- строительный университет (проф., д-р техн. наук Д. М. Шапиро); ГУП «БашНИИстрой (проф., д-р техн. наук А. Л. Готман); Московский государственный архитектурно- строительный университет (проф. д-р техн. наук З. Г. Тер-Мартirosян); Новосибир- ский государственный архитектурно-строительный университет (проф. к. техн. наук Л. В. Нуждин); Пензенский государственный архитектурно-строительный университет (проф., д-р техн. наук Г. Г. Болдырев); Санкт-Петербургский государственный техни- ческий университет (проф., д-р техн. наук Р. А. Мангушев); Кубанский аграрный уни- верситет (проф., д-р техн. наук А. И. Полищук); Южно-уральский государственный университет (проф., д-р техн. наук С. Г. Головнев), Казанский государственный архи- тектурно-строительный университет (проф., д-р техн. наук И. Т. Мирсаяпов), Южно- Российский государственный технический университет (проф., д-р техн. наук Г. М. Скибин).

Стратегические партнеры кафедры СПГ представлены на рис. 6.



Рис. 6. Связь кафедры СПГ ПНИПУ с международными и российскими научными и образовательными центрами

Таким образом, можно констатировать, что кафедра «Строительное производство и геотехника» достойно встречает свой 55-летний юбилей и по праву считается одной из ведущих кафедр Пермского национального исследовательского политехнического университета.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Современные технологии в строительстве. Теория и практика // Материалы Всероссийского совещания заведующих кафедрами «Строительное производство» и Международной научно-практической конференции посвященной 50-летию строительного факультета ПГТУ (г. Пермь, 22—23 сентября 2009 г.) Федеральное агентство по образованию, Гос. образовательное учреждение высш. проф. образования «Пермский гос. технический ун-т»: [редкол.: А. Б. Пономарев – гл. ред. и др.]. – Пермь, 2009.
2. Пономарев А. Б., Вахрушев С. И. Опыт подготовки магистерской программы «Подземное и городское строительство» направления 270800.68 – «Строительство» к профессионально-общественной аккредитации аккредитационным центром ассоциации инженерного образования России // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Серия: Строительство и архитектура. 2014. №3. — С. 290–300.
3. Bartolomey A. A., Kleveko V. I., Ofrikhter V. G., Ponomaryov A. B., Bogomolov A. N. The use of synthetic materials in the highway engineering in the Urals // Сборник Geotechnical engineering for transportation infrastructure. Proceedings of the 12th European conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Amsterdam, June 1999. Vol 2 Proceedings of the 1999 12th European conference on soil mechanics and geotechnical engineering. Geotechnical engineering for transportation infrastructure. editors: F.B.J. Barends; editors: J. Lindenberg, H.J. Luger, L. Quelerij, A. Verruijt, Netherlands. Amsterdam, 1999. — С. 1197–1202.
4. Bartolomei A. A., Ponomarev A. B. Experimental investigations and prediction of settlements of conical-pile foundations // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2001. Т. 38. № 2. — С. 42–50.

5. *Ponomarev A. B., Kaloshina S. V.* Influence of slab foundations constructed in dense urban settings on settlement of existing buildings // *Soil mechanics and foundation engineering*. 2013, Vol. 50, № 5. — PP. 194–199.

6. *Ponomaryov A., Zolotozubov D.* Several approaches for the design of reinforced bases on karst areas // *Geotextiles and Geomembranes*. 2014. V. 42. — PP. 48–51.

7. *Ponomaryov A. B., Sychkina E. N.* Settlement Prediction of Foundations on Argillite-Like Soils (as Exemplified by the Perm' Region) // *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Issue 51, Vol. 3. — PP. 111–116.

8. *Пономарев А. Б., Захаров А. В., Сурсанов Д. Н.* К вопросу использования верхнепермских отложений в качестве грунтовых оснований // *Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Урбанистика*. 2011. № 1. — С. 74–80.

9. *Татьянников Д. А., Клевеко В. И., Пономарев А. Б.* Анализ работы армированного песчаного основания на основе штамповых модельных испытаний // *Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Урбанистика*. 2012. №4(8). — С. 92–102.

10. *Золотозубов Д. Г., Пономарев А. Б.* Экспериментальные исследования армированных оснований при провалах грунта // *Вестник гражданских инженеров*. 2009. №2. — С. 91–94.

11. *Пономарев А. Б., Соловьев А. В., Богомолова О. А.* К вопросу определения расчетной нагрузки на сваю. В сборнике: *Актуальные проблемы геотехники // Сборник статей, посвященный 60-летию профессора А.Н. Богомолова*. Редакторы: Богомолов А. Н., Пономарев А. Б. – Волгоград, 2014. — С. 201–209.

12. *Пономарев А. Б., Захаров А. В.* Использование геотермальной энергии для отопления и кондиционирования зданий // *Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура*. 2010. №17. — С. 119–122.

13. *Пономарев А. Б., Оффрихтер В. Г.* Необходимость системного мониторинга эксплуатируемых сооружений с целью обеспечения их конструктивной безопасности // *Вестник центрального регионального отделения Российской академии архитектуры и строительных наук*. 2006. — С. 134.

14. *Новодзинский А. Л., Пономарев А. Б., Статун А. С.* Оценка влияния проходки коммунального коллектора на окружающую застройку // *Актуальные проблемы геотехники : сборник статей, посвященный 60-летию профессора А. Н. Богомолова*. Редакторы: Богомолов А. Н., Пономарев А. Б. – Волгоград, 2014. — С. 187–193.

15. *Пономарев А. Б., Сычкина Е. Н.* Сопоставление механических свойств аргиллитов раннепермского возраста по результатам полевых и лабораторных испытаний // *Вестник МГСУ*. 2013. №2. — С. 55–63.

© Пономарев А. Б., 2015

А. Б. Пономарев⁽¹⁾, С. И. Вахрушев⁽¹⁾

**ОПЫТ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ МАГИСТЕРСКОЙ ПРОГРАММЫ
«ПОДЗЕМНОЕ И ГОРОДСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО»
НАПРАВЛЕНИЯ ПОДГОТОВКИ 270800.68 – СТРОИТЕЛЬСТВО
В ПЕРМСКОМ НАЦИОНАЛЬНОМ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКОМ
ПОЛИТЕХНИЧЕСКОМ УНИВЕРСИТЕТЕ**

Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽¹⁾

Процедура самообследования вуза и предлагаемой к профессионально-общественной аккредитации образовательной программы по критериям, разработанным Аккредитационным центром Ассоциации инженерного образования России и ориентированы на оценку достижения планируемых результатов обучения. В статье показан пример разработки целей и результатов обучения на основе требований, предъявляемых профессиональным сообществом к выпускникам.

К л ю ч е в ы е с л о в а : аккредитация, выпускники, критерии оценивания, образовательная программа, результаты обучения, совершенствование, работодатели.

В настоящее время Министерство образования и науки России периодически придает общественной гласности показатели мониторинга эффективности вузов. В свою очередь мониторинг эффективности выстраивается на основе проведения внешних аудитов и аккредитаций по следующим показателям: образовательная деятельность, научно-исследовательская деятельность, международная деятельность, финансово-экономическая деятельность, инфраструктура и трудоустройство выпускников. Главное внимание уделяется достаточности уровня квалификации преподавательского состава, а также академической мобильности студентов, предусматривающей сетевое взаимодействие выпускающей кафедры с российскими и зарубежными вузами.

В настоящее время к подготовке профессиональных кадров строительной отрасли России предъявляются высокие требования. Руководители строительного производства в регионах должны сами определять требования к выпускникам, на основе которых разрабатывается стратегия развития вуза с учетом возможных разнообразий подходов и методик, используемых в реализации образовательных программ [1].

Однако разработка целей и результатов обучения по магистерским программам строительного направления с привлечением широкого общественного мнения на территории России до сих пор не проводилась [2]. Эта проблема была успешно выполнена в 2014 году на строительном факультете Пермского национального исследовательского политехнического университета (ПНИПУ).

Независимая профессионально-общественная аккредитация учебной программы магистратуры включала три этапа:

– на первом этапе с апреля 2013 года по февраль 2014 года было проведено самообследование образовательной программы выпускающей кафедрой «Строительное производство и геотехника (СПГ)», в ходе которого в трех томах подготовлены следующие отчетные документы: описание магистерской программы, описание

учебных дисциплин и резюме преподавателей, описание вуза и подразделения. На этапе самообследования были разработаны опросные листы и проведено анкетирование широкой общественности, включая органы региональной власти, работодателей, магистрантов, преподавателей по аккредитуемой образовательной программе, родителей студентов и выпускников. Всего было заполнено 129 анкет, которые имели разную форму и количество рассматриваемых вопросов;

– на втором этапе с 19 по 23 февраля 2014 года проведен консалтинг директором АЦ АИОР профессором Герасимовым С.И. по выявлению сильных и слабых сторон магистерской программы на основе самообследования и принято решение о допуске к аккредитации;

– на третьем этапе с 22 по 25 апреля 2014 года проведен аудит комиссией в составе четверых независимых экспертов Аккредитационного центра АИОР и троих наблюдателей членов Европейской сети аккредитации инженерного образования (ENAAE¹), профессоров из Германии, Ирландии и Румынии.

Особое внимание обращалось на востребованность аккредитуемой образовательной программы на региональном уровне. Стратегическими партнерами и потребителями аккредитуемой магистерской программы являются ассоциация «Пермские строители», предприятия и организации строительного комплекса Прикамья [3].

Цели аккредитуемой образовательной программы представляют собой совокупность требований в виде знаний, умений и владений навыками, которыми должны обладать выпускники через некоторое время по окончании обучения, например, через три-пять лет. Они должны быть обсуждены со всеми заинтересованными лицами, а также согласованы с требованиями образовательного стандарта и миссией вуза. Миссия ПНИПУ изложена на сайте: <http://pstu.ru/basic/mission/>.

На основании вышеизложенного, при формулировке целей обучения особое внимание уделялось готовности выпускников к успешной карьере на основе профессиональной и этической ответственности, фундаментальных знаний, высокой интеллектуальной зрелости. Структурная схема формирования целей образовательной программы представлена на рис. 1.



Рис. 1. Схема формирования целей аккредитуемой образовательной программы

¹ ENAAE (European Network for Accreditation of Engineering Education) – организация, координирующая функционирование общеевропейской системы аккредитации инженерного образования, созданная при поддержке Еврокомиссии: <http://www.enaee.ru>.

Исходя из заявленных целей были сформулированы результаты обучения выпускников, которые корректировались через каждые шесть месяцев. В свою очередь, результаты корректировки и пересмотра целей осуществлялись только через опросы выпускников с учетом их продвижения и карьерного роста, а также отзывов от предприятий и организаций по выпускникам. Так, по результатам опроса выпускников 2012-2014 годов и анкетирования работодателей строительной отрасли Прикамья была произведена корректировка целей и результатов обучения по аккредитуемой магистерской программе.

В качестве документов, фиксирующих цели и результаты обучения по аккредитуемой магистерской программе были представлены:

– решение Ученого совета строительного факультета ПНИПУ, где цели и результаты обучения обсуждены и приняты;

– папки отчетов с документами по анкетированию работодателей, студентов, преподавателей, выпускников аккредитуемой образовательной программы и родителей студентов, рассмотренные и одобренные протоколами заседаний выпускающей кафедры СПГ.

Результаты обучения по аккредитуемой образовательной программе имеют краткие формулировки и отражают требования к выпускникам, не только со стороны работодателей, а также представителей региональной власти. Исследования, выполненные на основе показателей государственных итоговых аттестаций выпускников свидетельствуют, что высокий уровень влияния на результаты обучения имеют дисциплины общенаучного и профессионального циклов. Наиболее эффективно на результаты обучения влияет научно-исследовательская работа студентов в соответствии с темами магистерских диссертаций, подтверждающая инженерный характер деятельности выпускников [4, 5, 6].

В целом все сформулированные результаты обучения обеспечивают достижение целей образования по аккредитуемой образовательной программе и полностью согласуются с критериями АИОР. Информация по скорректированным целям и результатам обучения доступна для широкой общественности и опубликована на сайте: http://pstu.ru/title1/abiturient/mag_prog/info/.

Необходимо отметить, что в России на сегодняшний день по строительному направлению подготовки независимую профессионально-общественную международную аккредитацию с выдачей сертификата EUR-ACE® прошла только одна магистерская программа, реализованная на строительном факультете нашего университета.

В связи с этим хотелось бы поделиться опытом подготовки документов самообследования по всем девяти критериям АИОР. Наибольший интерес представляет *первый критерий*, связанный с широким общественным обсуждением и определением целей магистерской программы. По первому критерию в ходе аудита эксперты отдельно беседуют с работодателями, определяют востребованность выпускников магистратуры, прежде всего, на региональном уровне.

Второй критерий отражает содержание и наполняемость программы обучения, проверяется наличие 120 кредитов (Европейской системы образования — ECTS) для магистров. Контроль освоения результатов обучения осуществляется в ходе сдачи государственного междисциплинарного экзамена и защиты магистерских диссертаций (выпускных квалификационных работ). По второму критерию эксперты выборочно проверяют содержание выпускных квалификационных работ на наличие плагиата.

Третий критерий оценивает наличие индивидуального обучения студентов в соответствии с выбранной темой исследований, качество практик, сетевое взаимодействие выпускающей кафедры с российскими и зарубежными вузами и возможно-

сти академической мобильности преподавателей и студентов. По третьему критерию эксперты отдельно беседуют со студентами, проверяется знание иностранного языка и умение пользоваться иностранной литературой.

Четвертый критерий определяет достаточность уровня квалификации преподавательского состава, наличие научных публикаций и опыта работы в строительной отрасли, участие в российских и зарубежных профессиональных сообществах. Особое внимание уделяется текучести кадров. По четвертому критерию эксперты отдельно беседуют с преподавателями.

Пятый критерий имеет важную значимость, т. к. отражает подготовку к профессиональной деятельности выпускника, которая должна иметь инженерный характер и осуществляться в течение всего учебного процесса. Особое внимание уделяется качеству выполнения курсовых проектов, отражающих технико-экономическое сравнение вариантов проектируемых объектов, экологические аспекты и требования безопасности на строительном объекте. По окончании программы обучения выпускники должны планировать и проводить эксперименты, анализировать и интерпретировать данные, применять новейшие технологии строительного производства, работать в составе команды, владеть одним из иностранных языков для профессионального общения. По пятому критерию эксперты отдельно беседуют с выпускниками.

Шестой критерий отражает материально-техническую базу учебного заведения и выпускающей кафедры. Учебная и экспериментальная лаборатории должны обеспечивать возможности для самостоятельной научно-исследовательской работы всем студентам. Материально-техническая база должна постоянно совершенствоваться, обновляться и расширяться. По шестому критерию эксперты отдельно беседуют с деканом факультета и заведующим выпускающей кафедры СПГ.

Седьмой критерий оценивает информационное обеспечение аккредитуемой образовательной программы. Учебная и научная библиотеки должны обеспечивать свободный доступ к информационным ресурсам через локальную сеть или Интернет. Техническая и справочная литература, учебные и различные периодические отраслевые издания должны систематически обновляться, совершенствоваться и расширять информационную базу. Эксперты проверяют рабочие программы дисциплин и редакционно-издательскую деятельность преподавательского состава. Особое внимание уделяется активным и интерактивным формам проведения аудиторных занятий.

Восьмой критерий дает представление о финансовом обеспечении аккредитуемой образовательной программы, административно-хозяйственной деятельности вуза, наличии системы менеджмента качества и сертификатов о прохождении аудитов. Важным фактором является соответствие заработной платы преподавательского состава среднему уровню по региону.

Девятый критерий посвящен изучению трудоустройства и востребованности магистров на региональном уровне. Система изучения трудоустройства и сопровождения карьеры выпускников используется для дальнейшего совершенствования магистерской программы.

Подготовленный комплект документов по аккредитуемой образовательной программе полностью соответствовал всем требованиям критериев аккредитации. Процедура профессионально-общественной аккредитации была направлена на реализацию мер по совершенствованию образовательной программы путем выявления сильных и слабых ее сторон. Схема совершенствования образовательной программы по результатам профессионально-общественной аккредитации представлена на рис. 2.

В ходе самообследования аккредитуемой образовательной программы и аудита комиссией независимых экспертов были выделены следующие сильные стороны образовательной программы, которые представлены на рис. 3. Отдельным пунктом было отмечено наличие в вариативной части учебного плана следующих уникальных специальных дисциплин: «Строительство на территориях старых предприятий», «Строительство на подрабатываемых и карстоопасных территориях», «Строительство на урбанизированных территориях» и «Энергоэффективные конструкции в подземном строительстве». Все перечисленные учебные дисциплины прежде всего нацелены на решение целого ряда проблем строительного комплекса Пермского края.

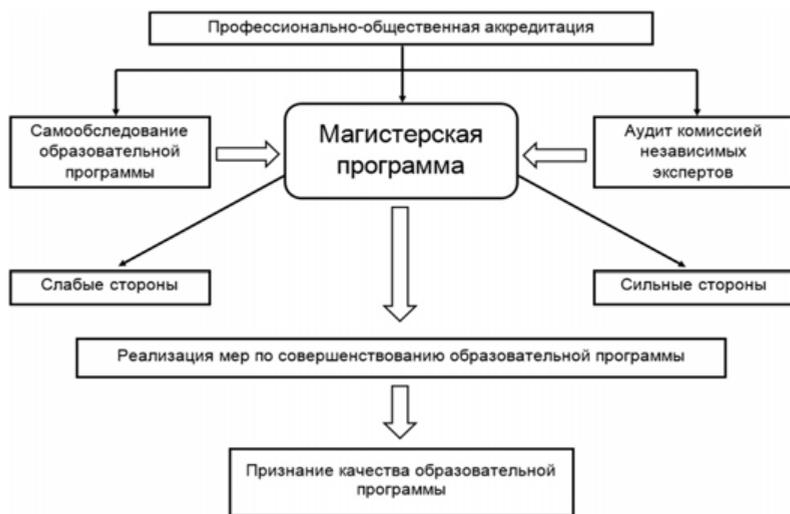


Рис. 2. Схема совершенствования образовательной программы по результатам профессионально-общественной аккредитации



Рис. 3. Сильные стороны аккредитуемой магистерской программы

Вместе с тем, в ходе независимой аккредитации были отмечены следующие слабые стороны образовательной программы:

1. Необходимо больше уделять внимание патентным исследованиям по тематике выпускных квалификационных работ с обязательным включением в раздел магистерской диссертации.

2. Следует глубже заниматься профессиональным иностранным языком в подготовке выпускников, их способности объяснять цели и задачи научных исследований.

Принципиальным достоинством кафедры, реализующей данную образовательную программу, является её поэтапное устойчивое поступательное развитие за последние 5 лет и тесное взаимодействие с российскими и зарубежными вузами. За эти годы было защищено 11 кандидатских диссертаций, изданы 2 монографии, 1 учебник с грифом Министерства образования РФ, 1 учебник с грифом АСВ, 28 учебных пособий и опубликовано более 380 научных статей в российских и зарубежных изданиях. Кроме того, в 2013 г. в издательстве АСВ издан справочник по геотехнике с участием коллектива авторов по общей редакцией профессора А. Б. Пономарёва. В рамках международного сотрудничества издано 5 учебных пособий в соавторстве с зарубежными учеными.

Основные направления научной деятельности кафедры включают:

– освоение подземного пространства урбанизированных территорий в стесненных и труднодоступных условиях строительства;

– обеспечение устойчивости и безопасной эксплуатации зданий при проведении строительных работ в условиях плотной застройки;

– оценка влияния возведения и реконструкции уникальных и высоконагруженных зданий в сложных инженерно-геологических и гидрологических условиях строительства;

– мониторинг технической эксплуатации и реконструкции имеющегося жилого и производственного фонда;

– применение геосинтетических материалов и оценка их качества в условиях реформы системы сертификации и регламентации;

– научно-техническое сопровождение объектов строительства, контроль качества работ и состояния подземных конструкций, фундаментов и оснований.

На базе кафедры СПГ созданы и функционируют «Экспертная лаборатория», Центр технических инноваций и модернизации в строительстве «МИКС», а также Инженерно-технический и образовательный центр «Экспертиза и образование в строительстве». Более подробную информацию по перечисленным структурным подразделениям кафедры можно найти на сайтах: e-mail: miks@pstu.ru; exlab@bk.ru.

Кроме того по аккредитуемой образовательной программе наша кафедра имеет устойчивые международные связи. Она участвует в программе партнерства между Техническим университетом Вены (Австрия), в договоре о сотрудничестве с Техническим университетом в Праге (Чехия), в соглашениях о сотрудничестве с Высшей технической школой Магдебург-Стендаль (Германия), с Полтавским национальным техническим университетом (Украина), а также кафедра выполняет совместные научные проекты с лабораторией геотехники Технического университета Дармштадта (Германия).

В настоящее время сотрудники кафедры представляют Россию в Международном Обществе, занимающейся исследованиями грунтов (ISSMGE), являются членами Ассоциации по изучению глубоких фундаментов (DFI), геотехнического сообщества Германии (DGGT), возглавляют Российское отделение по изучению геосинтетики на международном уровне (IGS). Международное признание кафедры СПГ представлено на рис. 4. Особое место имеет тесное сотрудничество с Российской академией архитектуры и строительных наук (РААСН).



Рис. 4. Участие сотрудников кафедры СПГ в международных и отечественных общественных организациях

Несколько слов о работе Аккредитационного центра Ассоциации инженерного образования России за последние 10 лет. Динамика работы АЦ АИОР по независимой аккредитации образовательных программ показывает заинтересованность вузов в прохождении независимых общественно-профессиональных экспертиз и в постоянном совершенствовании конкурентоспособных программ.

Так, если в 2003 году в России было аккредитовано 46 вузовских образовательных программ, то через 5 лет в 2007 году независимую аккредитацию прошла 91 образовательная программа, в том числе впервые международное Европейское признание получили 10 образовательных программ. Для сравнения в 2012 году в вузах России были независимо аккредитованы 222 российские образовательные программы, из них 141 программа получила международное признание. Из общего количества 222-х аккредитованных образовательных программ можно выделить 104 образовательные программы специалитета, 90 программ бакалавриата и 28 программ магистратуры. Все это свидетельствует о высоких требованиях к качеству инженерного образования и востребованности выпускников.

Лидерами по независимой аккредитации образовательных программ являются Национальный исследовательский Томский политехнический университет, в котором за период с 2003 г. по 2013 г. аккредитованы 44 образовательные программы и Московский исследовательский технологический университет (МИСиС) с 17-ю аккредитованными образовательными программами [7].

В конечном итоге возникает вопрос: Какова необходимость дополнительных аккредитаций образовательных программ на добровольной основе?

На примере нашей аккредитуемой образовательной программы можно сказать, что это дало признание высокого качества подготовки выпускников и их востребованности на международном Европейском уровне. Так, сразу после независимой международной аккредитации, на имя ректора Пермского национального исследовательского политехнического университета пришло письмо от Президента Европейской образовательной и учебной Ассоциации гражданского строительства (EUCSEET)

профессора Диего Ло Прести (Италия, г. Пиза 7 мая 2014) с предложением стать членом Ассоциации EUCSEET, начиная с 2014 года.

Ассоциация EUCSEET была основана в 2007 году в качестве выражения устойчивой стратегии, поддерживаемой грантами Европейской Комиссии, имеет в своем составе 60 членов, среди которых 56 университетов и 4 профессиональных ассоциаций из 29 стран.

Цели Ассоциации EUCSEET:

- способствовать объединению между вузами различных стран, предлагая программы в гражданском строительстве;
- способствовать установлению образовательных критериев в гражданском строительстве, основанных на учебных результатах и компетенциях;
- поощрять развитие образовательных и учебных программ в гражданском строительстве, особенно их относительные инновационные подходы;
- действовать в качестве консультанта или эксперта в программах относительно образования или обучения в гражданском строительстве;
- способствовать продолжению образования в качестве обязательного средства профессионального развития гражданского строительства;
- установить постоянные связи с промышленной индустрией в Европе, обеспечение того, чтобы точка зрения и нужды промышленности относительно образовательных программ были известны университетам;
- способствовать мобильности студентов и ППС вузов, предлагая программы в гражданском строительстве;
- участвовать в программах Европейской Комиссии в области образования;
- способствовать практической направленности обучения в гражданском строительстве;
- способствовать объединению своих членов в области образования;
- сотрудничать с другими международными организациями с родственными интересами в Европе и вне её.

Таким образом, опыт подготовки магистерской программы «Подземное и городское строительство» к международной независимой профессионально-общественной аккредитации был широко востребован на Международном совещании заведующих кафедрами механики грунтов, оснований и фундаментов, геотехники, подземного строительства и гидротехнических работ, инженерной геологии и геоэкологии строительных вузов и факультетов, которое состоялось 27—28 мая 2014 г. в городе Перми [8].

Нами были продемонстрированы пути и способы реализации в рамках одной образовательной программы требований пунктов 7.3. и 8.4. Федерального государственного образовательного стандарта высшего профессионального образования (ФГОС ВПО) по направлению 270800 – Строительство (квалификация (степень) «магистр»). В этих требованиях предусмотрено, что в рамках учебных курсов должны быть организованы встречи с представителями российских и зарубежных компаний, государственных и общественных организаций, мастер-классы экспертов и специалистов, кроме того обучающимся и представителям работодателей должна быть предоставлена возможность оценивания содержания, организации и качества учебного процесса в целом, а также работы отдельных преподавателей.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Герасимов С. И., Шапошников С. О. Принципы реализации профессионально-общественной аккредитации образовательных программ // Инженерное образование. 2013. №12. — С. 66–69.

2. Вахрушев С. И., Пономарев А. Б. Опытная работа и педагогические эксперименты по дисциплине «Строительные машины» // Известия КГАСУ. Теория и методика профессионального образования (в строительном вузе). 2013. №4(26). — С. 382–389.

3. Вахрушев С. И., Пономарев А. Б. Разработка учебно-методического комплекса дисциплины (модуля) по направлению подготовки 270800 – Строительство // Международное совещание заведующих кафедрами механики грунтов, оснований и фундаментов, подземного строительства и гидротехнических работ, инженерной геологии и геоэкологии строительных вузов «Достижения, проблемы и перспективные направления развития для теории и практики механики грунтов и фундаментостроения». 24–27 апреля 2012 г. – Казань: Изд-во КГАСУ, 2012. — С. 155–159.

4. Вахрушев С. И., Носков П. Н. Методика проведения патентных исследований в области разрядно-импульсных технологий изготовления свай // Вестник ПНИПУ. Серия: Строительство и архитектура. 2013. №2. — С. 52–61.

5. Вахрушев С. И., Фролова С. И. Анализ исследований по усилению фундаментов и оснований в России за последнее десятилетие // Вестник ПНИПУ. Серия: Строительство и архитектура. 2013. №2. — С. 139–146.

6. Вахрушев С. И., Носков П. Н. Исследование несущей способности свай, изготавливаемых по разрядно-импульсной технологии, в четырех характерных грунтовых условиях г. Перми // Вестник ПНИПУ. Серия: Урбанистика. 2013. №1. — С. 99–105.

7. Похолков Ю. П. Развитие системы независимой профессионально-общественной аккредитации инженерных образовательных программ в России в период с 2000 по 2013 год // Инженерное образование. 2013. №12. — С. 50–57.

8. Вахрушев С. И., Пономарев А. Б. Опыт подготовки магистерской программы «Подземное и городское строительство» направления подготовки 270800.68 – «Строительство» к профессионально-общественной аккредитации Аккредитационным центром Ассоциации инженерного образования России // Вестник ПНИПУ. Серия: Строительство и архитектура. 2014. №3. — С. 290–300.

© Пономарев А. Б., Вахрушев С. И., 2015

УДК 624.138

А. Б. Пономарев⁽¹⁾, А. С. Кузнецова⁽¹⁾

ОБЗОР МАТЕРИАЛОВ, ПРИМЕНЯЕМЫХ В КАЧЕСТВЕ ФИБРОВОГО АРМИРОВАНИЯ ГРУНТОВ

Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽¹⁾

В работе представлен анализ природных и синтетических материалов, применяемых в качестве фибрового армирования грунтов. Выполнен обзор существующих исследований по проблеме фиброармированного грунта и его влияния на механические характеристики грунтов.

К л ю ч е в ы е с л о в а : натуральные волокна, синтетические волокна, фибровое армирование грунтов.

Фиброармированный грунт представляет собой грунтовый массив, включающий в себя случайно распределенные дискретные волокна, которые обеспечивают оптимальный гранулометрический состав и улучшение механических свойств грунтового композита. Использование случайно ориентированных отдельных гибких волокон имитирует поведение корней растений и способствует повышению устойчивости массива грунта [1, 2]. Результаты существующих лабораторных и нескольких полевых исследований доказали возможность использования фибры для армирования грунтового массива, обеспечивая имитацию воздействия растительности [3].

Стабилизация грунтовых массивов проводилась на протяжении тысячелетий. Например, в Месопотамии и Риме независимо друг от друга обнаружили возможность улучшения характеристик дорог путем смешивания слабых грунтов со стабилизирующим агентом, таким как порошкообразный известняк. Концепции фибрового армирования насчитывается более 5000 лет. Еще в древности люди заметили, что волокна растений улучшают прочность грунта и устойчивость природных склонов. Древние цивилизации использовали солому и сено для изготовления армированных глиняных блоков. Примерами раннего использования армированного грунта являются Великая Китайская стена (армирование грунта ветвями деревьев в качестве элементов, работающих на растяжение), зиккураты Вавилона (были использованы тканые коврики для чтения) и т.д. [4].

В современной истории понятие стабилизации грунта и принципы армирования были впервые разработаны Видалем. Он показал, что введение армирующих элементов в грунтовый массив увеличивает его сопротивление сдвигу. Со времен открытия Видалем в 1966 году концепции армирования было построено около 4000 конструкций в более чем 37 странах мира [4]. С развитием геотекстильной продукции во Франции была запатентована технология армирования грунта нитями под маркой «Texsol». Смесь грунта с полимерными нитями применялась для устройства подпорных стен и для защиты склонов [5].

Несмотря на то, что концепция фибрового армирования зародилась в глубокой древности, на сегодняшний день наблюдается новая волна интереса к применению фиброгрунта у исследователей и инженеров. При этом поведение грунта, усиленного случайно распределенными волокнами, нуждается во всеобъемлющей оценке, что делает актуальным исследования, посвященные фиброармированию.

В настоящее время экологическая ситуация на планете вызывает беспокойство в частности в связи с переполнением свалок ТБО, истощением ресурсов и т. д. Поэтому одной из задач современного производства является необходимость применения экологически чистых материалов. Для этого по всему миру было проведено множество экспериментальных исследований возможности использования натуральных волокон для армирования грунтов и создания «экокомпозитов» [6].

Натуральные волокна благодаря их доступности и низкой стоимости в течение длительного времени использовались во многих развивающихся странах для армирования бетонных и грунтовых блоков [7–8]. На технические характеристики натуральных армирующих волокон оказывают влияние из какой части растения получены волокна, возраст растения и изоляция волокон в конструкции [9].

Рассмотрим особенности некоторых натуральных волокон и их геотехнические приложения.

Натуральные волокна

Кокосовое волокно. Внешняя оболочка из волокнистого материала зрелого кокосового ореха, называемая кокосовым волокном, является отходом кокосовых плодов. Волокна, как правило, 50–350 мм в длину, 0,1–0,6 мм в диаметре и состоят в основном из лигнина, танина, целлюлозы, пектина и других водорастворимых веществ. Однако, из-за высокого содержания лигнина разрушение кокосового волокна происходит гораздо медленнее других натуральных волокон. Благодаря этому кокосовые волокна имеют сравнительно длительный срок службы в конструкции — от 4 до 10 лет. Водопоглощение кокосового волокна составляет около 130–180% [9]. При намокании кокосовое волокно сохраняет большую часть своей прочности на растяжение. Оно имеет низкую прочность на разрыв, но значительно более высокое относительное удлинение [10]. Процесс разложения кокосового волокна зависит от типа грунта и климатических условий. Для примера, кокосовая фибра после 6 месяцев нахождения в глинистом грунте сохраняет 80% своей прочности на растяжение. В настоящее время доступно применение геотекстиля из кокосового волокна с широким диапазоном свойств, который может быть выгодно использован в качестве временного укрепления [11]. С точки зрения упругости кокосовое волокно лучше по сравнению с синтетическими волокнами благодаря более высокому коэффициенту трения. Например, исследования показывают, что кокосовое волокно дает большее увеличение (47,5%) модуля упругости и прочности грунта, чем синтетическое (40,0%) [12]. Доказано также положительное влияние добавки случайно распределенных кокосовых волокон на снижение способности грунта к набуханию [13,14]. Прочность на сжатие грунтовых композитов увеличивается при содержании до 1% кокосового волокна, дальнейшее увеличение количества кокосовой фибры приводит к уменьшению показателей [12]. С использованием кокосового волокна был разработан новый тип грунтоцементных блоков с низкой теплопроводностью [13].

Сизаль. Сизаль является лингоцеллюлозным волокном, которое традиционно используется в качестве армирования гипсокартонных листов в строительстве. Водопоглощение сизаля составляет около 60–70%, диаметр волокон — 0,06–0,4 мм. Волокна сизаля добываются из листьев растений, размер которых 6–10 см в ширину и 50–250 см в длину. Основными мировыми производителями волокон сизаля являются Бразилия, Индонезия и страны Восточной Африки [16]. Было установлено, что включение 4% сизаля или кокосового волокна придает грунту значительную пластичность и слегка увеличивает прочность на сжатие, при этом введение битумной эмульсии не улучшает связи между грунтом и волокнами, но значительно увеличивает прочность грунта [7].

В работе [17] приведены исследования зависимости свойств местного грунта от процента содержания волокон сизаля и их длины. Было выяснено, что с увеличением длины и содержания волокон плотность сухого грунта уменьшается. Также было установлено, что напряжение сдвига нелинейно растет с увеличением длины волокна до 20 мм, при дальнейшем увеличении длины волокна напряжение сдвига снижается. При увеличении процента содержания волокна до 0,75% улучшается и сдвиговая прочность грунта. Добавление волокон сизаля сверх 0,75% ведет к уменьшению напряжений при сдвиге [17].

Пальмовое волокно. Во время роста пальмовые волокна имеют нитеобразную текстуру с особыми свойствами, такими как прочность, легкость, возможность воспринимать растягивающие напряжения, относительная износостойкость, при этом являясь недорогими и доступными. Волокна, извлеченные из прогнившей пальмы, оказываются хрупкими, с низкой прочностью на растяжение, низким модулем упругости и с очень высоким водопоглощением [18].

В лабораторных исследованиях с неармированными образцами и образцами, усиленными пальмовым волокном было выяснено, что волокна способствуют соединению частиц слабого грунта в единую связную матрицу, увеличивая таким образом прочностные свойства грунта. С увеличением содержания волокна (от 0% до 1%) при постоянной длине увеличиваются пиковая и остаточная прочности, в то время как разница между их значениями уменьшается. Аналогичная тенденция наблюдалась при постоянном процентном содержании пальмовой фибры и увеличении длины волокна (с 20 мм до 40 мм) [19].

В работе [20] авторы смешивали пальмовое волокно с пылеватым песком, чтобы исследовать увеличение прочности на сдвиг в условиях трехосного сжатия. Образцы были армированы 0,25% и 0,5% пальмовых волокон, покрытых защитным составом, различной длины (15 мм, 30 мм и 45 мм). В образцах, усиленных 0,5% волокон длиной 30 мм, увеличение угла трения составило около 25%, увеличение удельного сцепления – 35% по сравнению с неармированным песчаными образцами [20].

Джут. Джутовые волокна добываются из волокнистой коры джутовых растений, которые достигают размера в длину 2,5 м с диаметром основания ствола около 25 мм. Существуют несколько сортов джутовых волокон, которые обладают разными свойствами. Джут в изобилии выращивается в Бангладеш, Китае, Индии и Таиланде [18].

Джут – экологически чистые волокна, которые используются для изготовления пористого текстиля, который широко используется для фильтрации, дренажа и стабилизации грунта. Так, GEOJUTET® – это коммерческое название тканого материала из джутового волокна, используемого для стабилизации грунта в дорожном строительстве [3].

В работе [21] приводится пример укрепления грунта джутовыми волокнами различной длины (5–20 мм) и разного процентного содержания (0,2–1,0%). Для защиты волокон от микробов и разрушения в качестве покрытия был использован битум. Было доказано, что джутовая фибра снижает максимальную плотность сухого грунта, в то время как значение оптимальной влажности увеличивается. Максимальное значение калифорнийского показателя несущей способности CBR наблюдалось при длине волокон 10 мм и содержании 0,8%, при этом значение CBR возросло более чем в 2,5 раза по сравнению с неармированным грунтом [21].

Лен. Лен, вероятно, старейшее из текстильных волокон, известных человечеству. Он использовался для производства льняных тканей с древних времен. Лен – растение с длинным тонким стеблем и синими цветами, выращиваемое за его волокна и семена во многих частях мира [18].

В исследовании [22] авторами была увеличена пластичность грунтоцементного композита при помощи добавки льняного волокна. Для увеличения поверхностной связи с грунтом волокно было покрыто эмалевой краской. Авторами было рекомендовано волокно длиной 85 мм при его содержании 0,6% [22].

«Уки» – армированная недорогим льняным волокном стена из трамбованного грунта для жилищных систем, которая была недавно разработана в качестве строительного материала. При этом для быстрой переработки листьев льна в волокна используется мобильное устройство [23].

Ячменная солома. Ячменная солома широко культивируется и собирается один или два раза в год почти во всех сельских районах по всему миру и может быть использована при производстве композитных грунтовых блоков с повышенными физико-механическими характеристиками. Тем не менее, опубликованные данные о возможности использования ее в качестве армирования грунта или грунтовых блоков практически отсутствуют. Во времена Древнего Египта солома и конский волос включались в состав кирпичей, а соломенные маты были использованы в качестве армирования в раннем китайском и японском жилищном строительстве. С конца 1800-х годов солома также использовалась в США в качестве элемента несущих стен [24, 25].

Результаты исследований [26] выявили положительное влияние соломы на уменьшение усадки, сокращение времени затвердевания и повышение прочности на сжатие грунтоцементного композита при оптимальном коэффициенте армирования. Также была увеличена прочность на изгиб и сдвиг, и разрушение армированных образцов носило пластический характер [27].

Из смеси ячменной соломы с цементом можно получить недорогой экологичный строительный материал, который снижает загрязнение атмосферы [28]. В дополнение к этим преимуществам, солома может выступать в качестве теплоизоляционного материала для создания комфортной температуры в помещении [29].

В работе [28] авторы показали, что волокна ячменной соломы являются более эффективными для увеличения прочности грунта на сдвиг, чем волокна кенафа. При этом оптимальное содержание волокна составило 1% [28].

Бамбук. Бамбуковое волокно - это один из видов регенированной целлюлозы, которая на 100% производится из бамбука. Бамбук не требует применения средств для борьбы с вредителями (гербицидов и пестицидов). Он практически никогда не бывает поврежденным сельскохозяйственными вредителями и не инфицируется патогенными, болезнетворными организмами. Так, ученые обнаружили, что бамбук содержит уникальный антибактерицидный, антисептический биоагент, названный «bamboo kun» [3]. Корни бамбука отлично связывают частицы грунта и могут предотвратить эрозию [29].

Бамбуковое волокно имеет высокую прочность на растяжение, но при этом обладает низким модулем упругости (около 33–40 кН/мм²) и высоким водопоглощением (около 40–45%) [18].

Проведенные испытания [15,30] показали, что бамбуковое волокно является подходящим для включения в цементную матрицу. Результаты исследований [15] доказывают, что волокна бамбука могут быть эффективно использованы в бетоне аналогично с другими волокнами. Можно предположить, что сочетание цемента и корней бамбука открывает новое окно для технологий армирования грунтов.

Тростник. Тростник (или сахарный тростник) относится к семейству злаковых, вырастает до 6 метров в высоту и имеет диаметр до 6 см. Жмых, который получается при производстве сахарного тростника после извлечения сока из стеблей, представляет собой волокнистый остаток. Волокна имеют диаметр 0,2–0,4 мм. Волокна из

отходов тростника в большинстве случаев имеют ограниченное применение из-за остатков сахара, которые могут привести к пагубным воздействием на готовую продукцию. Недавно на рынке был представлен «цементный щит», произведенный из отходов сахарного тростника [3]. Авторы рекомендуют дальнейшее исследование этих волокон для армирования грунта вследствие неизученности технологии.

Помимо натуральных волокон широкой популярностью пользуются синтетические волокна благодаря своей долговечности в конструкциях и техническим характеристикам. Рассмотрим различные типы синтетических волокон и их влияние на механические характеристики грунта.

Синтетические волокна

Полипропиленовое волокно. Полипропиленовые волокна являются наиболее широко применимыми для армирования грунтов в лабораторных исследованиях. В настоящее время волокна полипропилена используются для улучшения прочностных свойств грунтов, для сокращения усадочных деформаций и для предотвращения химического и биологического разрушения [1, 2].

Результаты приведенных в работе [31] исследований показывают, что армирование полипропиленовыми волокнами повышает предел прочности грунта при одноосном сжатии, сокращает объемные деформации и давление набухания глинистого грунта [31].

Из проведенных полевых испытаний [32] с песчаным грунтом, усиленным волокнами полипропилена, был сделан вывод о том, что технология может быть применима для строительства военных аэродромов и дорог, при этом слой фиброармированного песка толщиной 203 мм способен выдерживать нагрузки от движения значительного количества военного транспорта. Полевые эксперименты также показали необходимость закрепления поверхности при помощи связующего раствора для предотвращения выдергивания волокон при движении [32].

В работе [33] авторы исследовали зависимость осадки от нагрузки на толстом однородном слое уплотненного песчаного грунта, армированного волокнами полипропилена. Фиброармированные образцы показали заметное увеличение прочности до конца испытаний при продольных деформациях более 20%, в то время как неармированные образцы продемонстрировали практически идеальное пластичное поведение при больших деформациях. Такое свойство фиброармированного грунта предполагает его потенциальное применение при устройстве фундаментов мелкого заложения, насыпей на слабых грунтах и других земляных сооружений, которые могут испытывать чрезмерные деформации [33].

Результаты лабораторных испытаний, приведенных в работе [19], с армированными песчаными и глинистыми образцами выявили, что оба типа грунта показали значительное увеличение удельного сцепления и небольшое снижение угла внутреннего трения при увеличении содержания волокон до 3% по массе [19].

Влияние включения волокон полипропилена на поведение грунта может визуально наблюдаться во время трехосных испытаний. Осевая деформация неармированного образца приводит к развитию плоскости разрушения, в то время как фиброармированные образцы, как правило, выпуклы, что свидетельствует об увеличении пластичности смеси волокон и грунта [1, 2].

Армированный волокнами полипропилена песок был испытан в традиционных приборах трехосного сжатия и расширения. Было отмечено существенное влияние волокон на прочность грунта при сжатии и ограниченное влияние при расширении. Этот факт подтверждает мнение о том, что влияние волокон на свойства грунта зависит в основном от их ориентации по отношению к деформациям растяжения [34].

Методом трехосного сжатия было исследовано влияние армирования случайно ориентированными полипропиленовыми волокнами на поведение цементно-песчаных образцов. Эффект фибрового армирования на увеличение пиковой прочности был замечен только до определенного содержания цемента (примерно до 5%). Дискретное армирование увеличило предел прочности, снизило жесткость и изменило хрупкое поведение цементированного песка на более пластичное. Рост пиковой прочности вследствие включения волокон в условиях трехосного сжатия является более заметным при небольшом количестве цемента, в то время как увеличение предела прочности более очевидно при добавлении волокон в песок с более высоким содержанием цемента [35].

В работе [36] было показано, что прочность при одноосном сжатии образцов, подверженных циклическому замораживанию-оттаиванию, обычно возрастает с увеличением содержания волокон [36].

Авторы в исследовании [37] показали, что добавление 3% полипропиленовых волокон (12 мм) приводит к увеличению предела прочности при одноосном сжатии образцов грунта до и после циклического замораживания-оттаивания на 60–160% и сокращению морозного пучения на 70% [37].

В исследовании механизма микромеханического взаимодействия частиц грунта и армирующих полипропиленовых волокон авторы пришли к выводу, что поверхностное сопротивление сдвигу волокна/грунта зависит в первую очередь от сопротивления перекомпоновке частиц грунта, от площади контакта эффективного интерфейса, от шероховатости поверхности волокон и состава грунта. Кроме того, авторами был сконструирован прибор для испытаний фиброармированных образцов на выдергивание [38].

Полиэфирное волокно. Исследования, проведенные на образцах мелкого песка с включениями полиэфирных волокон, показали, что такое армирование увеличивает как пиковую прочность, так и предел прочности, значения которых зависят от содержания волокон [39].

Авторы в работе [40] испытывали сильносжимаемые глины с 0%, 0,5%, 1,0%, 1,5% и 2,0% прямых и закрученных полиэфирных волокон на одноосное сжатие. Длина прямых волокон составляла 3 мм, 6 мм и 12 мм, в то время как длина закрученных волокон была ограничена 3 мм. Результаты показали, что с увеличением длины и/или содержания волокон значение предела прочности при одноосном сжатии возрастает. К небольшому увеличению предела прочности при одноосном сжатии приводит и закручивание волокон [40].

Смесь полиэфирных волокон длиной 12 мм в количестве от 0% до 1% с сильносжимаемым глинистым грунтом исследовалась в работе [41]. Результаты показали, что армирование глины случайно распределенными волокнами привело к увеличению предельной несущей способности и уменьшению осадки при предельной нагрузке. При этом несущая способность грунта и допустимая нагрузка возрастают с увеличением содержания волокон до 0,5% и уменьшаются при последующем включении волокон [41].

Полиэтиленовые волокна. Возможность укрепления грунта полиэтиленовыми полосами и/или волокнами в ограниченной степени была исследована [42]. Сообщается, что наличие небольшой доли полиэтиленовых волокон высокой плотности (HDPE) способно увеличить работу разрушения грунта [43]. В настоящее время применяется термин GEOFIBERS® — дискретные полипропиленовые и/или полиэтиленовые волокна или полосы, как правило, 1–2 дюйма в длину, которые смешиваются с песчаными или глинистыми грунтами [44].

Исследования [42] показали, что при добавлении полос полиэтилена высокой плотности не было замечено увеличение прочности на разрыв, но наблюдалось значительное увеличение сопротивления хрупкому разрушению в результате увеличения деформативности. С увеличением сопротивления хрупкому разрушению большинство ожидаемых преимуществ в работе за счет включения волокон было обнаружено на постпиковой части нагрузки. Таким образом, была получена улучшенная зависимость деформаций от напряжений [42].

В работе [43] сообщается, что добавление полос полиэтилена высокой плотности в местный песок увеличивает значение калифорнийского показателя несущей способности и момента сопротивления сечения. Максимальное увеличение указанных характеристик (примерно в три раза по сравнению с неармированными системами) было достигнуто при содержании армирующих полос 4% с соотношением сторон равным трем. Кроме того, при использовании в качестве подстилающего слоя песка, усиленного полиэтиленом высокой плотности, может быть значительно уменьшена толщина слоя основания дорожной одежды [43].

Стекловолокно. Проведенные исследования поведения песчаного грунта, армированного стекловолокном, подтверждают эффективное влияние армирования на пиковую прочность грунта. При исследовании влияния полипропилена, полиэфира и стекловолокна на поведение фиброармированного грунтоцемента под нагрузкой было доказано, что включение волокон полипропилена значительно увеличило хрупкость сцементированного грунта, при этом девиаторные напряжения при разрушении снизились незначительно. В отличие от полипропиленового волокна, включение полиэфирного и стекловолокна слегка увеличило девиаторные напряжения при разрушении и несколько снизило хрупкость [46].

В работе [46] авторы изучали поведение композитов каолинита с полипропиленовой фиброй и стекловолокном и обнаружили, что увеличение предела прочности при одноосном сжатии было более выражено в образцах, армированных стекловолокном. В другой работе [47] доказано, что армирование волокнами полипропилена эффективнее армирования стекловолокном.

В исследовании [48] утверждается, что включение 1% стекловолокна в смесь песка и 4% цемента приводит к увеличению предела прочности при одноосном сжатии в 1,5 раза по сравнению с неармированным грунтоцементом.

Нити стекловолокна, называемые «ровинг», могут быть использованы для армирования несвязных грунтов. Рекомендуемый объем стекловолокна обычно варьируется между 0,1% и 0,2% от веса грунта. Экспериментальные исследования показали, что внедрение ровинга увеличивает сцепление грунта до 100–300 кН/м². Кроме того, ровинг из стекловолокна позволяет улучшить адгезию семян и проникание корней [3].

Нейлоновое волокно. В работе [49] авторы изучали прочностные характеристики пылеватой глины разной степени уплотнения, усиленной волокнами нейлона. Исследования показывают, что пиковая и остаточная прочность образцов с коэффициентом уплотнения 0,93 значительно выше, чем образцов с более высокой плотностью.

Сообщается, что армирование грунта смесью нейлонового волокна и джута увеличивает значение калифорнийского показателя несущей способности примерно на 50% по сравнению с неармированным грунтом, тогда как при добавлении кокосового волокна значение увеличивается на 96%. Оптимальное количество волокна, которое может быть добавлено в грунт, составляет 0,75%, и любое дальнейшее увеличение количества волокон не дает существенного повышения CBR [12].

По результатам лабораторных испытаний супеси, армированной отходами производства нейлоновых ковровых покрытий, авторами [50] были зарегистрированы увеличение прочности в условиях трехосного сжатия на 204% и увеличение пластичности грунта при 3%-м содержанием нейлоновых волокон. Кроме того, полевые испытания показали, что измельченные волокна отходов от производства ковровых покрытий (70 мм длиной) могут быть смешаны с грунтом при помощи обычного оборудования. Наличие недорогих отходов коврового производства может привести к более широкому применению армированного грунта и экономической эффективности строительства.

Стальные волокна. Армирование стальной фиброй, которая применяется в бетонных конструкциях, также используется для армирования грунтоцементных композитов [22]. Кроме того, стальные волокна могут повысить прочность грунта, но такое улучшение несравнимо со случаями применения других типов волокон [37]. Сообщается, что для холодных регионов, где грунты подвергаются циклическому замораживанию и оттаиванию, волокна полипропилена предпочтительнее, чем стальные. Полипропиленовые волокна обладают меньшим удельным весом по сравнению со стальными и больше сокращают увеличение объема образца, чем сталь [37].

Волокна поливинилалкоголя. Волокно поливинилалкоголя представляет собой синтетическое волокно, которое недавно использовалось при производстве фибробетона благодаря своей стойкости к погодным условиям, химической стойкости (особенно сопротивлению щелочам), и его прочность на разрыв выше, чем у полипропиленового волокна. Волокно поливинилалкоголя обладает значительно более низкой температурной усадкой, чем нейлон и/или полиэстер. Его удельный вес $1,3 \text{ г/см}^3$, он обладает хорошим сцеплением с цементом и высокими антищелочными характеристиками. По этой причине волокна поливинилалкоголя подходят для использования в качестве армирования грунта [51]. Таким образом, ожидается, что включение волокон поливинилалкоголя является более эффективным с точки зрения прочности и пластичности по сравнению с другими типами волокон при одинаковом процентном содержании цемента.

Авторы работы [51] установили, что добавление 1% волокон поливинилалкоголя к песку с 4% цемента привело к увеличению предела прочности при одноосном сжатии и осевой деформации при пиковой прочности по сравнению с неармированными образцами в два раза. Кроме того, при включении 1% волокна значение пластичности независимо от цементного соотношения больше четырех [52].

Таким образом, в данной статье дан обзор большинства типов материалов, которые могут быть использованы в качестве фибрового армирования грунтов. В зависимости от типа конструкции, необходимых характеристик грунта, стоимости и доступности волокон могут применяться как натуральные материалы (кокосовое волокно, сизаль, пальмовое волокно, джут, лен, солома, бамбука и т.д.), так и синтетические (полипропилен, полиэтилен, стекловолокно, нейлон, поливинилалкоголь, сталь и т.д.). Для снижения стоимости строительства и с точки зрения экологии перспективным представляется использование в качестве армирующих элементов различных типов отходов. На характеристики грунта, усиленного фибровым армированием, будут влиять материал волокна, его длина, процентное содержание, ориентация волокон, тип грунта, напряженное состояние конструкции, наличие дополнительных добавок (цемента, извести и др.). При внедрении в грунт случайно распределенных дискретных волокон повышаются прочностные характеристики грунта, увеличивается сопротивление грунта хрупкому разрушению, сокращаются объемные деформации и давление набухания глинистых грунтов и т.д. Следовательно, техноло-

гия смешивания грунта с армирующими волокнами является перспективным направлением для дальнейших исследований с целью разработки рекомендаций для применения фиброгрунтовых композитов в различных геотехнических проектах.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Пономарев А. Б., Кузнецова А. С., Богомолова О. А. Результаты исследований фиброармированного песка // Актуальные проблемы геотехники : сборник статей, посвященный 60-летию профессора А. Н. Богомолова. Редакторы: Богомолов А. Н., Пономарев А. Б. – Волгоград, 2014. — С. 140–147.
2. Пономарев А. Б., Кузнецова А. С., Офрихтер В. Г. Применение фиброармированного песка в качестве оснований зданий и сооружений // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. 2013. №30(49). — С. 101–107.
3. Hejazi S., Sheikhzadeh M. A simple review of soil reinforcement by using natural and synthetic fibers // Construction and Building Materials. 2012. №30. — С. 101–116.
4. Джоунс К. Д. Сооружения из армированного грунта // Пер. с англ. В. С. Забавина; под ред. В. Г. Мельника. – М.: Стройиздат, 1989. — 280 с.
5. Leflaive E. Soil reinforced with continuous yarns: Texol // Proceedings of the 11th International conference on soil mechanics and foundation engineering, San Francisco, USA. 1985.
6. Hanafi I., Few C. Partial replacement of silica by white rice husk ash in natural rubber compounds: the effects of bond // Iranian Polymer Journal. 1998. №7. — С. 255–261.
7. Ghavami K., Filho R., Barbosa P. Behaviour of composite soil reinforced with natural fibers // Cement and Concrete Composites. 1999. №21. — С. 39–48.
8. Savastano H., Warden G., Coutts P. Brazilian waste fibers as reinforcement for cement-based composites // Cement and Concrete Composites. 2000. №22. — С. 379–384.
9. Rowell M., Han S., Rowell S. Characterization and factors effecting fiber properties // Nat Polym Agr Compos. 2000. — С. 115–134.
10. Babu S., Vasudevan K. Strength and stiffness response of coir fiber-reinforced tropical soil // Journal Of Materials In Civil Engineering. 2008. №20. — С. 571–577.
11. Subaida A., Chandrakaran E., Sankar N. Laboratory performance of unpaved roads reinforced with woven coir // Geotextiles and Geomembranes. 2009. №27. — С. 204–210.
12. Chauhan S., Mittal S., Mohanty B. Performance evaluation of silty sand subgrade reinforced with fly ash and fiber // Geotextiles and Geomembranes. 2008. №26. — С. 429–435.
13. Ayyar R., Krishnaswamy R., Viswanadham S. Geosynthetics for foundations on a swelling clay // Proceedings of the International workshop on geotextiles. – Bangalore, India. 1989.
14. Viswanadham S. Bearing capacity of geosynthetic reinforced foundation on a swelling clay // Master of technology dissertation. Madras (India): Indian Institute of Technology. 1989.
15. Khedari J., Watsanasathaporn P., Hirunlabh J. Development of fiber-based soil-cement block with low thermal conductivity // Cement and Concrete Composites. 2005. №27. — С. 111–116.
16. Kishore J., Rao K. Moisture absorption characteristics of natural fiber composites // Journal Of Reinforced Plastics And Composites. 1986. №5. — С. 141–150.
17. Prabakara J., Sridhar R. Effect of random inclusion of sisal fiber on strength behavior of soil // Construction and Building Materials. 2002. №16. — С. 123–131.
18. Swamy N. New reinforced concretes // Surry University Press. 1984.
19. Marandi M., Bagheripour H., Rahgozar R., Zare H. Strength and ductility of randomly distributed palm fibers reinforced silty-sand soils // American Journal of Applied Sciences. 2008. №5. — С. 209–20.
20. Ahmad F., Bateni F., Azmi M. Performance evaluation of silty sand reinforced with fibers // Geotextiles and Geomembranes. 2010. №28. — С. 93–9.
21. Aggarwal P., Sharma B. Application of jute fiber in the improvement of subgrade characteristics // Proceedings of the 9th International Congress on Advances in Civil Engineering, Turkey, 27–30 September. 2010.

22. *Segetin M., Jayaraman K., Xu X.* Harakeke reinforcement of soil–cement building materials: manufacturability and properties // *Building and Environment*. 2007. №42. — С. 3066–3079.
23. *Cheah J., Morgan T.* UKU: concept to construction using flax-fibre reinforced stabilised rammed earth // *Proceedings of the 11th International Conference on Non-conventional Materials and Technologies*, 6–9 September, Bath, UK, 2009.
24. *Li C.* Large volume, high-performance applications of fibers in civil engineering // *Journal of Applied Polymer Science*. 2009. №83. — С. 660–686.
25. *Mansour A., Srebric J., Burley J.* Development of straw-cement composite sustainable building material for low-cost housing in Egypt // *Journal of applied science research*. 2007. №3. — С. 1571–1580.
26. *Bouhicha M., Aouissi F., Kenai S.* Performance of composite soil reinforced with barley straw // *Cement and Concrete Composites*. 2005. №27. — С. 617–621.
27. *Kazragis A.* Minimization of atmosphere pollution by utilizing cellulose waste // *Journal of Environmental Engineering and Landscape Management*. 2005. №13. — С. 81–90.
28. *Abtahi M., Okhovat N., Pourhosseini R., Hejazi M.* Improvement of soil strength by natural fibers // *From research to design in European practice*, Bratislava, Slovak Republic, June 2–4, 2010.
29. *Lin D., Huang B., Lin S.* 3-D numerical investigations into the shear strength of the soil–root system of Makino bamboo and its effect on slope stability // *Ecological Engineering*. 2010. №36. — С. 992–1006.
30. *Coutts P.* Autoclaved bamboo pulp fiber reinforced cement // *Cement and Concrete Composites*. 1995. №17. — С. 99–106.
31. *Puppala J., Musenda C.* Effects of fiber reinforcement on strength and volume change behavior of expansive soils // *Proceedings of the 79th Annual meeting*, Washington, USA. 2000.
32. *Santoni L., Webster L.* Airfields and road construction using fiber stabilization of sands // *Journal of Transportation Engineering*. 2001. №127. — С. 96–104.
33. *Consoli C., Casagrande T., Prietto M., Thome A.* Plate load test on fiber-reinforced soil // *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2003. №129. — С. 951–955.
34. *Diambra A., Ibraim E., Wood M., Russell A.* Fiber reinforced sands: experiments and modeling // *Geotextiles and Geomembranes*. 2010. №28. — С. 238–250.
35. *Consoli C., Vendruscolo A., Fonini A., Rosa D.* Fiber reinforcement effects on sand considering a wide cementation range // *Geotextiles and Geomembranes*. 2009. №27. — С. 196–203.
36. *Zaimoglu A.* Freezing–thawing behavior of fine-grained soils reinforced with polypropylene fibers // *Cold Regions Science and Technology*. 2010. №60. — С. 63–65.
37. *Ghazavi M., Roustaei M.* The influence of freeze–thaw cycles on the unconfined compressive strength of fiber-reinforced clay // *Cold Regions Science and Technology*. 2010. №61. — С. 125–131.
38. *Tang C., Shi B., Zhao L.* Interfacial shear strength of fiber reinforced soil // *Geotextiles and Geomembranes*. 2010. №28. — С. 54–62.
39. *Consoli C., Prietto M., Pasa S.* Engineering behavior of a sand reinforced with plastic waste // *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2002. №128. — С. 462–472.
40. *Kumar A., Walia B., Mohan J.* Compressive strength of fiber reinforced highly compressible // *Construction and Building Materials*. 2006. №20. — С. 1063–1068.
41. *Maheshwari V.* Performance of fiber reinforced clayey soil // *EJGE*. 2011. №16. — С. 1067–1087.
42. *Sobhan K., Mashnad M.* Tensile strength and toughness of soil–cement–fly ash composite reinforced with recycled high density polyethylene strips // *Journal Of Materials In Civil Engineering*. 2002. №14. — С. 177–184.
43. *Choudhary K., Jha J., Gill S.* A study on CBR behavior of waste plastic strip reinforced soil // *Emirates Journal for Engineering Research*. 2010. №15. — С. 51–57.
44. *Miller J., Rifai S.* Fiber reinforcement for waste containment soil liners // *Journal of Environmental Engineering*. 2004. №130. — С. 891–896.
45. *Consoli C., Montardo P., Donato M., Prietto M.* Effect of material properties on the behavior of sand–cement–fiber composites // *Ground Improvement*. 2004. №8. — С. 77–90.

46. *Maher H., Ho C.* Mechanical properties of kaolinite/fiber soil composite // *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 1994. №120. — С. 1381–1393.
47. *Al-Refeai T.* Behavior of granular soils reinforced with discrete randomly oriented inclusions // *Geotextiles and Geomembranes*. 1991. №10. — С. 319–333.
48. *Maher H., Ho C.* Behavior of fiber-reinforced cemented sand under static and cyclic loads // *Geotechnical Testing Journal*. 1993. №16. — С. 330–338.
49. *Kumar S., Tabor E.* Strength characteristics of silty clay reinforced with randomly oriented nylon fibers // *EJGE*. 2003. №127. — С. 774–782.
50. *Murray J., Frost D., Wang Y.* The behavior of sandy soil reinforced with discontinuous fiber inclusions // *Transportation Research Record*. 2000. №1714. — С. 9–17.
51. *Park S.* Effect of fiber reinforcement and distribution on unconfined compressive strength of fiber-reinforced cemented sand // *Geotextiles and Geomembranes*. 2009. №27. — С. 162–166.
52. *Park S.* Unconfined compressive strength and ductility of fiber-reinforced cemented sand // *Construction and Building Materials*. 2011. №25. — С. 1134–1138.

© Пономарев А. Б., Кузнецова А. С., 2015

А. Б. Пономарев⁽¹⁾, Д. Н. Сурсанов⁽¹⁾

АНАЛИЗ МЕТОДОВ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПРЕДЕЛЬНОГО ЛОБОВОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ СВАЙ

Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽¹⁾

В работе представлен анализ результатов испытаний пермских аргиллитоподобных глин. Определена несущая способность свай в соответствии с результатами полевых испытаний грунтов – статического зондирования, натурных испытаний статической нагрузкой и статических испытаний эталонных свай. Полученные значения сравниваются с расчетными величинами, полученными по методам К. Терцаги, Б. Хансена, А. Весича и В. Березанцева.

К л ю ч е в ы е с л о в а : статические испытания, малосжимаемые грунты, осадка, несущая способность, забивная свая.

Введение

Повышение этажности зданий, активное использование подземного пространства, а также сложные инженерно-геологические условия — все это современные проблемы, которые стоят перед проектировщиками и строителями г. Перми [1, 2]. Одной из таких проблем является вопрос передачи нагрузки на верхнепермские отложения, представленные в основном аргиллитами, песчаниками и алевролитами [3–5]. В центре города глубина залегания данных коренных пород колеблется от 10 до 30 м, а в удаленных районах, на возвышенных участках глубина залегания составляет менее 10 м. До недавнего времени, необходимости использовать коренные породы в качестве оснований фундаментов в г. Перми просто не существовало, поэтому детального изучения физико-механических свойств этих пород не проводилось. В процессе проведения лабораторных и полевых исследований физико-механических свойств данных грунтов с одной стороны была отмечена необходимость разработки отдельной методики определения физико-механических характеристик данного вида скальных грунтов [6–8], а с другой — необходимость корректировки существующего или разработки нового подхода к расчету несущей способности свайного фундамента, имеющего в основании подобные грунты.

Исходные данные

Рассмотрим обозначенные проблемы в на примере одной из площадок города Перми. Характеристики грунтов, залегающих на площадке приведены в табл. 1. Инженерно-геологический разрез площадки представлен на рис. 1.

На площадке предусмотрено устройство свайных фундаментов из забивных призматических свай сечением 0,3×0,3 м, длиной 12 м. Расчетная нагрузка на сваи составляет 826 кН.

Сваи в данном случае опираются на сильновыветрелые и сильнотрещиноватые аргиллиты и песчаники. Особенностью данных грунтов является их способность к размягчению при замачивании, таким образом, формируется слабая прослойка (кора выветривания) на границе четвертичных аллювиальных и нижнепермских отложений

Таблица 1

Характеристики грунтов

| № ИГЭ | Наименование грунта | γ_n , кН/м ³ | $E_{0,1-0,2}$, кН/м ² | c_n , кН/м ² | φ_n , град |
|-------|--|-----------------------------------|--------------------------------------|------------------------------|-----------------------|
| 1 | Суглинок от твердого до мягкопластичного | 18,82 | 11,8 | 31,0 | 21 |
| 2 | Супесь от твердой до пластичной | 17,15 | 30,0 | 0,0 | 32 |
| 3 | Песок мелкий | 17,52 | 28,0 | 0,0 | 32 |
| 4 | Глина полутвердая | 18,15 | 10,0 | 28,0 | 18 |
| 5 | Песчаник | 19,11 | 12,8 | 11,0 | 33 |
| 6 | Аргиллит | 19,31 | 11,6 | 30,0 | 26 |

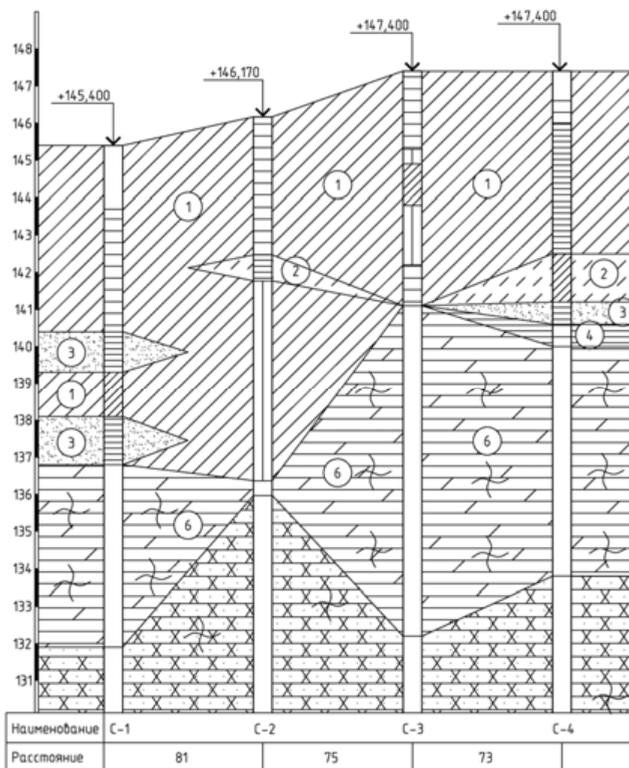


Рис. 1. Инженерно-геологический разрез рассматриваемой площадки

Аналитические методы расчета

Как было сказано выше, неопределенность в работе сваи при их опирании на сильновыветрелые и сильнотрещиноватые скальные грунты связана с определением сопротивления по острию сваи. В российских нормах это значение для данного случая зависят от показателя текучести и глубины залегания грунта. Однако, для данного типа грунта (аргиллит выветрелый) эти характеристики не определены. Попробуем дать оценку величины сопротивления по острию сваи R_s , используя известные анали-

тические подходы К. Терцаги, Б. Д. Хансена, А. С. Весича и В. Г. Березанцева и Янбу, приравнивая в данном случае величины R_s к q_u .

Несмотря на различные подходы в определении сопротивления по острию все вышеперечисленные методы используют исходную формулу, предложенную К. Терцаги [12]:

$$q_u = cN_c s_c + qN_q + 0,5\gamma BN_\gamma s_\gamma, \quad (1)$$

где N_c , N_q — факторы несущей способности; c — сцепление грунта в уровне острия сваи; q — давление пригрузки, бытовое вертикальное давление грунта в уровне острия сваи, кН/м²; s_c — фактор формы.

Хансен [10] в своем подходе добавил значительное количество коэффициентов, учитывающих форму, характер нагрузки и глубину погружения острия сваи. Все это сделало ее наиболее универсальной в применении:

$$q_u = cN_c s_c d_c + qN_q s_q d_q + 0,5\gamma BN_\gamma s_\gamma d_\gamma. \quad (2)$$

Метод Весича использует теорию расширяющихся цилиндрических полостей, согласно которой поведение грунта в основании сваи воспринимается как расширение цилиндрической полости. Вводится понятие редуцированного индекса жесткости I_{rr} , который в свою очередь зависит от объемных относительных горизонтальных деформаций грунта в уровне острия сваи. Данные для расчета I_{rr} , взяты из выполненных ранее исследований [4, 5]. Наконец, при расчете величины q_u по методу Янбу [11] использовался угол $\psi = 90^\circ$.

Подход Березанцева [9]:

$$q_u = A_k \gamma_0 d / 2 + B_k q_n + C_k c, \quad (3)$$

где коэффициенты A_k , B_k , C_k определяются в зависимости от угла внутреннего трения φ .

Результаты расчетов были выполнены для 4-х колонок и представлены в табл. 2. Выше было указано на сходство свойств аргиллита и глин твердой консистенции, поэтому в таблице указано значение расчетного сопротивления под нижним концом забивных свай, R , кПа, для глин полутвердой консистенции с показателем текучести $I_L = 0,1$.

Таблица 2

Результаты расчетов сопротивления сваи острию аналитическими методами

| Метод | q_u , кПа | | | |
|-----------------|-------------|------|------|------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 |
| Терцаги | 3824 | 6757 | 3460 | 2400 |
| Хансен | 3928 | 7926 | 3527 | 3338 |
| Весич | 5068 | 7905 | 4878 | 2405 |
| Янбу | 3301 | 6313 | 2962 | 2797 |
| Березанцев | 3683 | 8190 | 3323 | 2271 |
| СП24.13330.2011 | 7033 | 7700 | 7300 | 6200 |

Как видно из таблицы, методы дают достаточно близкие значения, при этом следует сделать ряд комментариев по каждому методу.

Методы Терцаги и Березанцева достаточно просты и их применение позволяет при наименьших исходных данных дать оценку сопротивления сваи по острию.

Метод Хансена наиболее удобен в использовании, так как дает результат при меньших требуемых исходных данных.

Для использования методов Весича и Янбу требуются специфические данные, которые не могут быть получены в результате стандартных инженерно-геологических изысканий (редуцированный индекс жесткости I_{rr} и угол ψ). Однако рекомендуется использовать метод Весича в случае ярко выраженной анизотропии грунтов.

Полевые испытания

На рассматриваемой площадке помимо бурения скважин и отбора образцов грунтов были выполнены работы по статическому зондированию, статические испытания грунтов натурными и эталонными сваями. При этом рассматриваемые ниже точки зондирования и точки испытания грунтов сваями находились в пределах 10–12 м друг от друга.

Статическое зондирование

На площадке было выполнено статическое зондирование грунтов установкой типа С-832 с механической системой вдавливания зонда. Использовался зонд II типа по ГОСТ 19912-2001, то есть зонд с наконечником из конуса и муфты трения. Вдавливание зонда производилось с максимальным усилием вдавливания зонда 30 кН и одновременным измерением сопротивления грунта под наконечником (конусом) зонда и сопротивления грунта на боковой поверхности (муфте трения) зонда. Зондирование выполнено в 33 точках, глубина зондирования составила 8,4–14,0 м.

Статическое испытание грунтов сваями

Статическое испытание грунтов эталонными и натурными сваями проводилось в соответствии с ГОСТ 5686-94. Пары точек проведения испытаний эталонной и натурной сваями находились в радиусе 15-20 м друг от друга.

Испытания эталонными сваями

На площадке было выполнено 4 статических испытания грунтов эталонными сваями. Грунт под острием свай - аргиллит

Эталонная свая диаметром 114 мм с наконечником-конусом с углом при вершине 60°, забивалась в заранее пробуренную лидирующую скважину свободно падающим молотом весом 4 кН. Забивка прекращалась при количестве ударов более 50 на последние 0,1 м погружения.

Для нагружения сваи использовался гидравлический домкрат ДГ-100, с максимальным усилием вдавливания 1 МН. Измерение давления в системе производилось манометром.

Нагружение сваи производилось ступенями по 20 кН, за критерий условной стабилизации ступени принималась скорость осадки не превышающая 0,1 мм за последние 15 минут наблюдений.

Нагрузка при испытании эталонной сваей доводилась до значения при котором общая осадка сваи составит не менее 0,02 м. После этого для оценки предельного сопротивления грунта под нижним концом сваи производилось вдавливание нижней части (конуса), а затем вдавливание ствола сваи.

Испытания натурными сваями

На площадке было выполнено 4 статических испытания грунтов натурными сваями. Грунт под острием свай — аргиллит.

Натурные железобетонные призматические сваи сечением 0,3×0,3 м длиной 8–10 м забивались в составе свайного поля.

Для нагружения сваи использовался гидравлический домкрат ДГ-200 с максимальным усилием вдавливания 2 МН. Измерение давления в системе производилось манометром.

Нагружение сваи производилось ступенями по 100 кН, за критерий условной стабилизации ступени принималась скорость осадки не превышающая 0,1 мм за последние 15 минут наблюдений.

Нагрузка при испытании натурными сваями доводилась до требуемого по заданию значения 110 и 120 тонн.

Результаты полевых испытаний грунтов

По результатам испытаний были определены частные значения предельного сопротивления свай по острию в соответствии с требованиями СП 24.13330.2011.

По результатам статического зондирования грунтов переход от среднего значения сопротивления грунта q_s под наконечником зонда к предельному сопротивлению грунта под нижним концом забивной сваи R_s выполнялся по формуле:

$$R_s = \gamma_{cR} R_{sp}, \quad (5)$$

где γ_{cR} — коэффициент условий работы под нижним концом натурной сваи.

По результатам статических испытаний грунтов натурными сваями были определены частные значения несущей способности свай. Исходя из формулы определения несущей способности свай, обратным счетом была определена величина предельного сопротивления по острию свай:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i),$$

$$R = \frac{F_d / \gamma_c - u \sum \gamma_{cf} f_i h_i}{\gamma_{cR} A}. \quad (6)$$

Анализ полученных результатов приведен в табл. 3, в качестве сравнения в таблице приведены результаты расчетов сопротивления по острию по методу Хансена.

Таблица 3

Результаты расчетов сопротивления сваи по острию
на основе полевых испытаний и аналитических подходов

| Наименование | R_s , кПа | | | |
|--------------|-------------|-------|-------|-------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 |
| Натурные | 10170 | 10770 | 10170 | 10940 |
| Эталонные | 5680 | | | |
| Ст. зонд. | 4200 | 4496 | 3145 | 4304 |
| q_w Хансен | 3928 | 7926 | 3527 | 3338 |

Как видно из таблицы результаты предельного сопротивления по острию сваи, вычисленные по результатам статических испытаний свай существенно превышают значения, полученные по результатам испытаний эталонных свай.

Значения предельного сопротивления сваи по острию вычисленные по результатам статического зондирования дают в случае опирания сваи на аргиллиты дают хорошую сходимость с аналитическим методом Хансена.

Сравнивая результаты эталонных испытаний и результаты зондирования можно сказать, что возможна корректировка коэффициента β_1 в большую сторону, однако для подобных решений требуется большее количество фактических материалов.

Выводы

1. В статье были рассмотрены результаты расчетов по различным аналитическим методикам. Также было выполнено сравнение этих результатов с полевыми исследованиями грунтов на одной из площадок г. Перми. По результатам можно сделать следующие выводы:

2. Для первоначальной оценки расчетного сопротивления острия сваи возможно использование метода Хансена.

3. При наличии анизотропии грунтов разумно пользоваться методом Весича, учитывающего объемные горизонтальные деформации.

4. При использовании аналитических методов расчета R_s расчеты этой же величины по результатам статического зондирования дают близкие значения.

5. Сравнение величин сопротивления свай по острию вычисленные по результатам испытаний эталонной сваи и статического зондирования указывает на необходимость корректировки переходного коэффициента β_1 .

6. Существенное превышение полученных значений R_s по результатам натурных испытаний, по сравнению с остальными методами указывает на недостаточную точность коэффициентов перехода от косвенных испытаний к натурным.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Пономарев А. Б., Захаров А. В., Сурсанов Д. Н. К вопросу использования верхнепермских отложений в качестве грунтовых оснований // Вестник ПНИПУ. Серия: Урбанистика. 2011. №1. — С. 74–80.

2. Bartolomei A. A., Ponomarev A. B. Experimental investigations and prediction of settlements of conical-pile foundations // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2001. Т. 38. №2. — С. 42–50.

3. Пономарев А. Б., Сычкина Е. Н. Сопоставление механических свойств аргиллитов раннепермского возраста по результатам полевых и лабораторных испытаний // Вестник МГСУ. 2013. №2. — С. 55–63.

4. Пономарев А. Б., Сурсанов Д. Н. К вопросу определения несущей способности свай, опирающихся на выветрелые скальные грунты // Нефтегазовое дело. 2013. №1. — С. 391–399.

5. Ponomarev A., Sytchkina E., Sursanov D. Soft rock of perm as the base of pile foundations soils // Proc. of 'Baltic Piling Days, 2012'. 2013. Tallin. CRC Press. — С. 59–61.

6. Sytchkina E., Sursanov D. Problems of building and designing on semi-rocky soils // Proc. of the 21st European Young Geotechnical Engineers' Conference. Rotterdam. IOS Press. 2011.

7. Сычкина Е. Н., Ощепкова И. А. Анализ влияния степени водонасыщенности на деформационные характеристики полускальных грунтов // Вестник ПНИПУ. Серия: Урбанистика. №2. — Пермь: изд-во ПНИПУ, 2012. — С. 8–16.

8. Акбуляков М. А., Пономарев А. Б., Сычкина Е. Н., Черепанов А. Ю. Сопоставление результатов экспериментальных исследований механических свойств аргиллитов при выборе параметров, используемых в проектировании зданий и сооружений // Вестник ПНИПУ. Серия: Строительство и архитектура. 2012. №1. — С. 7–17.

9. Berezantzev V.G. Foundation design. — Leningrad, 1970.

10. *Hansen J. B.* Revised and extended formula for bearing capacity. Danish geotechnical institute 1970. bul. No. 11(28). — С. 21.
11. *Janbu N.* Static bearing capacity of friction piles. Proc. 6th European conference on SMFE. 1976. Vol. 1.2. — С. 479–488.
12. *Terzaghi K.* Theoretical soil Mechanics. New York, 1943.
13. *Vesic A. S.* Design of pile foundations. Washington, 1977.

© Пономарев А. Б., Сурсанов Д. Н., 2015

УДК 69.059.22

О. И. Балобанова⁽¹⁾, К. К. Синцова⁽¹⁾, В. И. Клевеко⁽¹⁾

АНАЛИЗ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ ПО УЛИЦЕ ЧАЙКОВСКОГО В ГОРОДЕ ЧУСОВОМ ПЕРМСКОГО КРАЯ

Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽¹⁾

В статье приведены результаты комплексного обследования технического состояния жилых зданий по улице Чайковского в городе Чусовой Пермского края. Обследование включало в себя визуальный осмотр зданий, изучение технических паспортов, фотографирование зданий и анализ полученной информации. Результатом данной работы было определение физического износа зданий, возможности их дальнейшей эксплуатации и определение способов реконструкции этих зданий.

К л ю ч е в ы е с л о в а : техническое состояние жилых зданий, обследование строительных конструкций, физический износ, эксплуатация жилых зданий.

Одной из основных целей градостроительной политики должно быть обеспечение комфортного проживания городских жителей. Комфортные условия проживания людей зависят от множества факторов, основными из которых являются удобство городской инфраструктуры и комфортность самого жилья. К городской инфраструктуре относятся все объекты, обеспечивающие нормальное существование людей в городе. В состав инфраструктуры входят все предприятия сферы обслуживания, объекты жизнеобеспечения, водоснабжения и водоотведения, теплоснабжение, транспорт и дороги, электроснабжение, газ и т.д. Важное значение в обеспечении комфортности проживания для жителей имеет эффективность работы транспортной системы города [1–4].

Для оценки технического состояния зданий и сооружений существует несколько методик [5], одной из которых является определение физического износа по ВСН 53-86.

Критерием оценки технического состояния здания в целом и его конструктивных элементов может является физический износ. В процессе многолетней эксплуатации конструктивные элементы под воздействием физико-механических и химических факторов постоянно изнашиваются, снижаются их механические, эксплуатационные качества, появляются различные неисправности.

Физический износ — это частичная или полная потеря элементами здания своих первоначальных технических и эксплуатационных качеств. Многие факторы влияют на время достижения зданием предельно-допустимого физического износа, при котором дальнейшая эксплуатации здания практически невозможна. Предельный физический износ здания согласно «Положению о порядке решения вопросов о сносе жилых домов при реконструкции и застройке городов», составляет 70%. Такие здания подлежат сносу по ветхости. Основными факторами, влияющими на время достижения зданием предельно-допустимого физического износа, являются: качество применяемых строительных материалов; периодичность и качество проводимых ремонтных работ; качество технической эксплуатации; качество конструктивных ре-

шений при капитальном ремонте; период не использования здания; плотность застройки.

При проведении обследований зданий следует учитывать инженерно-геологические условия местности. Так на территории Пермского края имеется множество районов с развитием карстовых процессов. Обследование и эксплуатация зданий на таких территориях требует особого подхода [6–7].

В качестве объекта исследования были выбраны двенадцать пятиэтажных жилых домов (рис. 1), для которых летом 2014 года было проведено визуальное обследование. Характеристики зданий приведены в табл. 1. На рис. 2 и 3 представлены классифицирующие диаграммы соответственно по году сдачи в эксплуатацию и материалу стен.

Для сопоставления полученных в 2014 году результатов визуального обследования этих жилых домов дополнительно были изучены результаты обследования 1978 года, представленные домоуправлением города Чусового. В результате проведенных исследований были построены сравнительные диаграммы процентов физического износа стен (рис. 4), крыш (рис. 5), фундаментов (рис. 6) и здания в целом (рис. 7).

К 2014 году физический износ стен зданий составляет 35%, крыш — 45%, фундаментов — 38%. Общий процент физического износа жилых зданий не превышает 38%. Физический износ зданий оценивался в соответствии с табл. 2.

На основе проведенного анализа, проведенных исследований можно сделать вывод о том, что обследованные жилые многоквартирные здания имеют не вполне удовлетворительное состояние. Причинами такого большого значения износа являются: атмосферное воздействие среды, старение конструктивных элементов, отсутствие текущего и капитального ремонта и надлежащего качества обслуживания.



Рис. 1. Площадь обследования

Таблица 1

Общая характеристика объектов

| № п/п | Адрес здания | Возраст, лет | Общая площадь, м ² | Жилая площадь, м ² | Средняя площадь квартир, м ² | Объем здания, м ³ |
|-------|----------------------|--------------|-------------------------------|-------------------------------|---|------------------------------|
| 1 | ул. Чайковского, 4 | 46 | 3861,1 | 1632,1 | 25,5 | 13363,0 |
| 2 | ул. Чайковского, 4а | 47 | 3204,4 | 2081,2 | 26,02 | 12788,0 |
| 3 | ул. Чайковского, 4б | 48 | 3227,7 | 2084,7 | 26,1 | 12377,0 |
| 4 | ул. Чайковского, 6 | 49 | 3234,9 | 1965,9 | 25,8 | 11883,0 |
| 5 | ул. Чайковского, 6а | 48 | 3413,8 | 2270,0 | 32,43 | 13555,2 |
| 6 | ул. Чайковского, 6б | 47 | 3373,9 | 2309,7 | 32,99 | 12778,0 |
| 7 | ул. Чайковского, 8 | 49 | 3975,9 | 1687,9 | 26,3 | 13615,0 |
| 8 | ул. Чайковского, 8а | 50 | 1595,3 | 1041,4 | 27,65 | 6088,0 |
| 9 | ул. Чайковского, 10 | 51 | 3155,3 | 2036,9 | 26,2 | 12981,0 |
| 10 | ул. Чайковского, 10а | 51 | 1569,9 | 1035,5 | 25,9 | 6426,0 |
| 11 | ул. Чайковского, 12 | 51 | 3059,4 | 2000,3 | 25,64 | 12946,0 |
| 12 | ул. Чайковского, 12а | 50 | 1567,9 | 1011,9 | 25,3 | 6310,0 |

Таблица 2

Оценка состояния здания в зависимости от общего физического износа

| Состояние здания | Физический износ, % |
|------------------------------|---------------------|
| Хорошее | 0–10 |
| Вполне удовлетворительное | 11–20 |
| Удовлетворительное | 21–30 |
| Не вполне удовлетворительное | 31–40 |
| Неудовлетворительное | 41–60 |
| Ветхое | 61–75 |
| Непригодное (аварийное) | 75 и выше |

Дальнейшая эксплуатация жилых зданий возможна, но при условии проведения капитального ремонта объектов. Проведение капитального ремонта жилых зданий является весьма затратным мероприятием. Поэтому в большинстве случаев целесообразно совмещение капитального ремонта с реконструкцией здания [8, 9], которая позволяет значительно улучшить потребительские свойства жилых домов.

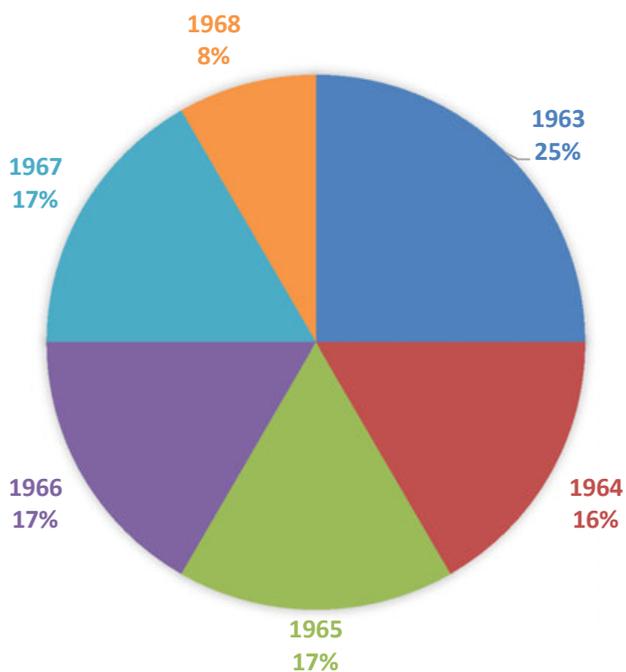


Рис. 2. Год постройки зданий

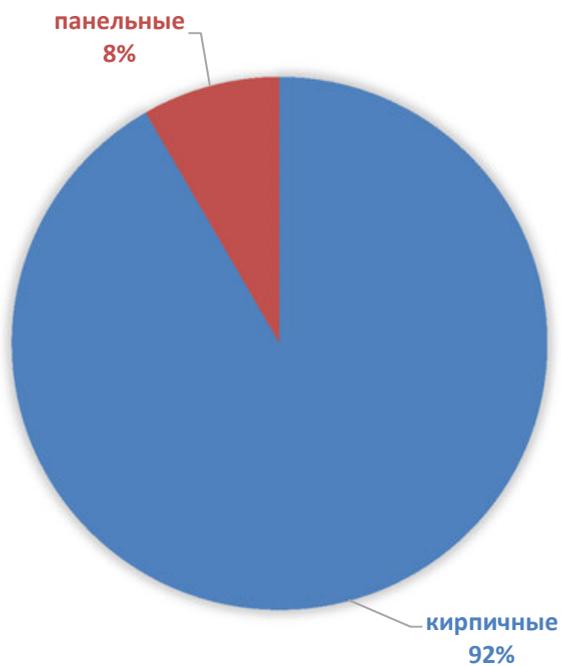


Рис. 3. Основной материал стен



Рис. 4. Диаграмма физического износа стен



Рис. 5. Диаграмма физического износа крыш



Рис. 6. Диаграмма физического износа фундаментов

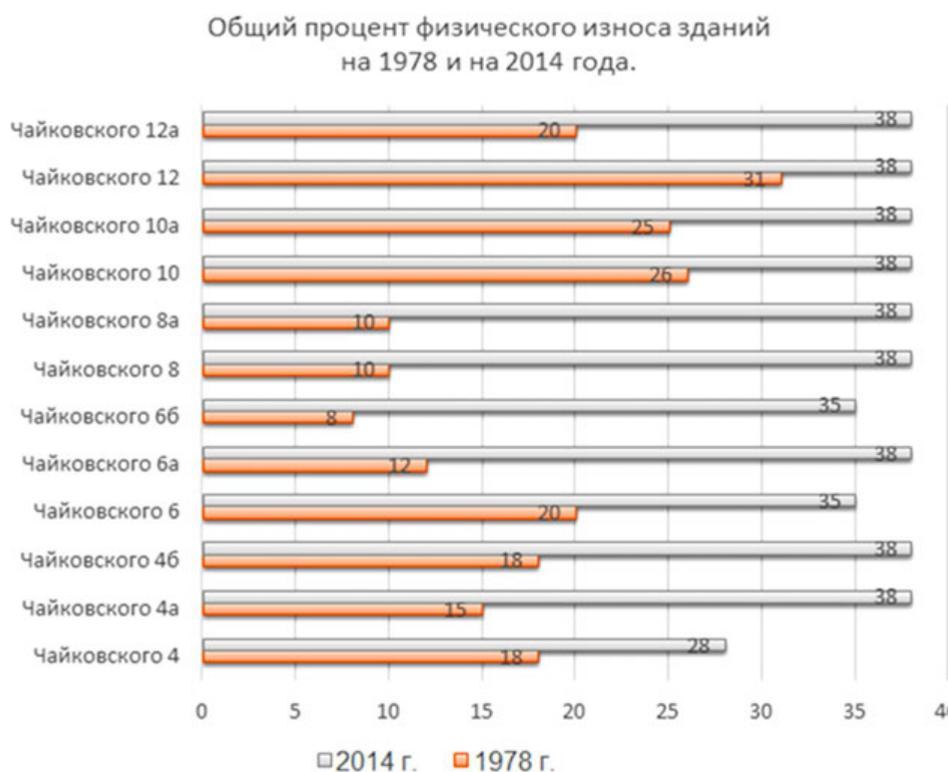


Рис. 7. Общий процент физического износа зданий.

Выводы

1. Проведенное визуальное обследование жилых зданий, находящихся в эксплуатации от 46 лет до 51 года, показало, что их общий физический износ составил 28–38%. Общее техническое состояние оценивается как не вполне удовлетворительное.

2. Все здания требуют проведения капитального ремонта, наибольший износ имеют крыши домов.

3. Проведение капитального ремонта целесообразно совместить с реконструкцией всего здания, путем надстройки мансарды и утепления стен по способу представленному в работе [8]. Такой способ позволяет существенно сократить затраты на капитальный ремонт, путем частичной компенсации затрат за счет ввода в действие дополнительной жилой площади.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Третьякова П. А., Клевко В. И. Современные методы повышения эффективности транспортных систем городов // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Серия: Строительство и архитектура. 2012. №1. – С. 101–108.

2. Третьякова П. А., Клевко В. И. Современные подходы к проектированию транспортных систем городских территорий // Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе. 2012. Т. 2. – С. 155–161.

3. Телегин В. Г., Клевко В. И. Проблемы транспортной системы города Перми и пути их решения // Сборник научных трудов Sworld. 2014. Т. 1. №1. – С. 11–17.

4. *Половникова А. Э., Клевеко В. И.* Выбор рационального типа пешеходных переходов с учетом безопасности движения пешеходов // Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе. 2012. Т. 2. – С. 356–361.

5. *Клевеко В. И.* Обслуживание и испытание зданий и сооружений. Обследование строительных конструкций. – Пермь: Издательство Пермского национального исследовательского политехнического университета, 2014. – 165 с.

6. *Кобыща О. Е., Клевеко В. И.* Особенности эксплуатации, обследования и обслуживания зданий на закарстованных территориях // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Серия: Строительство и архитектура. 2012. №1. – С. 18–33.

7. *Золотозубов Д. Г., Пономарев А. Б.* Обеспечение конструкционной безопасности грунтовых оснований при возникновении провалов на карстовых территориях // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. 2009. №15. – С. 65–74.

8. *Третьякова П. А., Клевеко В. И.* Современный метод реконструкции жилых домов на примере пятиэтажного жилого фонда г. Перми // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Прикладная экология. Урбанистика. 2013. №1(9). – С. 65–74.

9. *Телегин В. Г., Клевеко В. И.* Пример проектирования застройки квартала кластерного типа // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Прикладная экология. Урбанистика. 2014. №2 (14). – С. 37–45.

© *Балобанова О. И., Синцова К. К., Клевеко В. И., 2015*

Т. М. Бочкарева⁽¹⁾, Е. А. Исакова⁽¹⁾

КЛАССИФИКАЦИЯ ЭФФЕКТИВНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И ТЕХНОЛОГИЙ «НУЛЕВОГО» ЦИКЛА, ПРИМЕНЯЕМЫХ В УСЛОВИЯХ НОВОГО СТРОИТЕЛЬСТВА, СТРОИТЕЛЬСТВА НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ И РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽¹⁾

В данной статье авторами предложена классификация способов создания эффективных конструкций фундаментов и технологий «нулевого цикла», которые заключаются либо в усилении слабого грунтового основания, либо в создании эффективных конструктивных решений фундаментов.

Ключевые слова: Эффективные конструкции фундаментов; эффективные методы усиления грунтового основания; исключение бетона из «нерабочих зон»; методы механического воздействия на грунт; замена слабого грунта основания; укрепление грунтового массива путем введения в грунты основания конструкций, материалов, составов.

Важными параметрами безопасной эксплуатации здания (сооружения) являются прочность, надежность и устойчивость, которые обеспечиваются путем рационального проектирования, как наземных конструкций, так и конструкции «нулевого цикла» (рис. 1). На сегодняшний день вопрос эффективных конструкций и технологий «нулевого» цикла является актуальным: необходимо снижать стоимость нового строительства путем комбинирования экономичных решений фундаментов и усиления оснований, а так же уменьшать затраты при возведении зданий (сооружений) на слабых грунтах для снижения осадки фундамента.

Авторами статьи предлагается классификация эффективных конструкций и технологий «нулевого цикла», применяемых в условиях нового строительства, строительства на слабых грунтах и реконструкции зданий и сооружений.

Направление «Эффективные конструкции фундаментов» (п. 2.2.1., рис. 1) стремительно развивается в России с 2012 года и нацелено на исключение бетона из «нерабочих» зон, путем изменения очертания подошвы фундамента в плане (крестообразный, трехлепестковый фундаменты) [1] или разрезе, а так же комбинированием этих двух способов (крестообразный фундамент с выступом по подошве) [2]. Реже данное направление ориентируется на уменьшение объемов земляных работ путем устройства щелевых фундаментов в связных глинистых грунтах [3] или создания пространственных конструкций фундаментов (в виде ж. б. оболочек, мембран, структур) [4].

За рубежом повышенное внимание получило направление «Эффективные методы усиления грунтового массива основания» (п. 2.2.2., рис. 1), которые могут применяться при новом строительстве для уменьшения расхода железобетона на фундаменты; при строительстве на слабых грунтах, а так же при реконструкции фундаментов зданий (сооружений). Эффективные методы усиления грунтового массива основания можно классифицировать на три группы: *методы механического воздействия на грунт* (п. 2.2.2.1., рис. 1); *замену слабого грунта основания* (п. 2.2.2.2, рис. 1); а так же *способы укрепления грунтового массива путем введения в грунты материалов, конструкций, составов* (2.2.2.3., рис. 1).

Инъекционные методы закрепления оснований в свою очередь подразделяются на *цементацию, битумизацию, глинизацию и химические методы закрепления*. К химическим методам закрепления относятся *газофиксация, силикатизация* (которая бывает упрощенной, одно- и двухрастворной) и *смолизация*, осуществляемая путем инъектирования в грунт растворов жидких смол через инъекторы (в песчаных грунтах) или шпury (для скальных пород) с их последующим отверждением. Наиболее часто применяется карбамидная (мочефенолформальдегидная) и эпоксидная смолы.

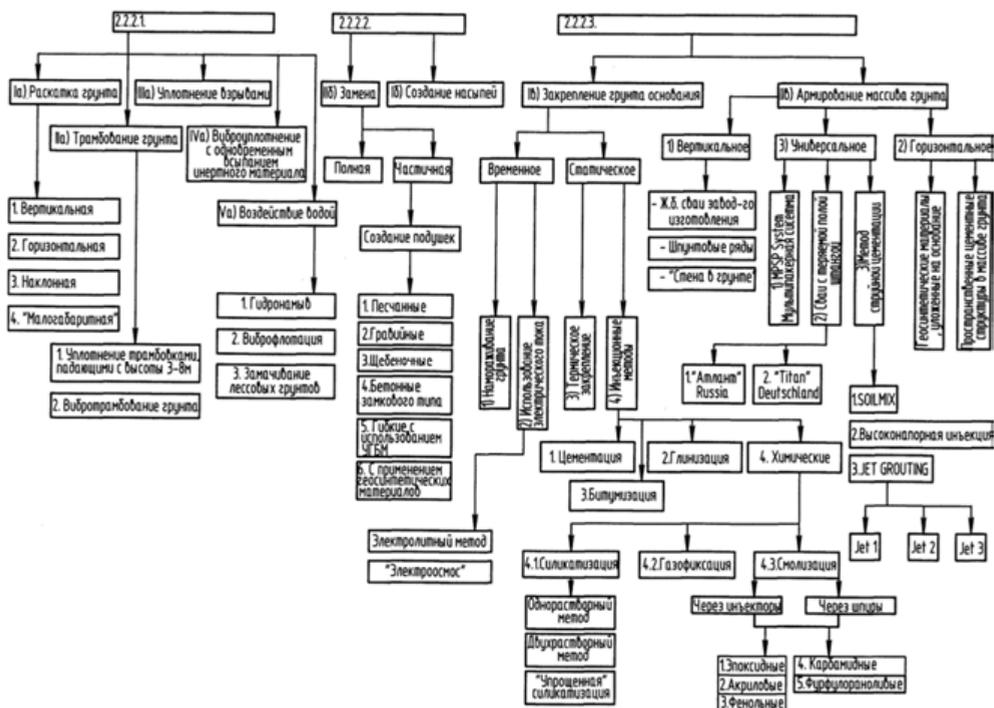


Рис. 2. Продолжение схемы классификации эффективных конструкций и технологий «нулевого» цикла, применяемых в условиях нового строительства, строительства на слабых грунтах и реконструкции зданий и сооружений

Армирование массива грунта можно классифицировать на *вертикальное* (армирование железобетонными сваями заводского изготовления, шпунтинами, «стена в грунте»); *горизонтальное*, которое осуществляется путем укладки геосинтетических материалов на слабое основание [7] или созданием грунтоцементных пространственных структур [8] в виде трилистника, пятилистника и пр., а так же *универсальное* армирование, технологии которого могут применяться как для вертикального и горизонтального армирования, так и для их комбинации. В качестве способов создания универсального армирования массива грунта различают:

1) *Мультипакерная система MPSP* [9]. На первом этапе по резиновому рукаву с отверстиями нагнетается цементный раствор в «пакеры» — тканевые мешочки, установленные в скважине с определенным шагом. На втором этапе при поднятии рукава заполняется все пространство скважины.

2) *Сваи с тераемой полкой штангой*, такие как анкерные сваи «Атлант» [10], запатентованные в России и «Титан» [11], патент на которые принадлежит немецким ученым.

3) *Методы струйной цементации*. Для осуществления данного метода применяются три технологии: это SOILMIX [12], которая заключается в опускании бура с вращающимися лопастями с одновременной подачей раствора; JETGROUTING, включающей бурение скважины и подъем буровой штанги с вращением и подачей раствора. Существует *классическая напорная инъекция*, с опусканием штанги в пробуренную скважину и подачей раствора. Технология JETGROUTING в зависимости от диаметра требуемого грунтоцементного элемента и числа компонентов подразделяется на Jet 1, Jet 2, Jet 3: одно-, двух- и трехкомпонентная соответственно.

На основании изучения научной и периодической литературы авторами предложена классификация методов создания эффективных конструкции и технологий «нулевого» цикла. Создание данной классификации предполагает возможность ориентации заказчика, проектировщика, подрядчика на выбор той или иной эффективной конструкции или технологии «нулевого» цикла для экономичного строительства здания (сооружения), в соответствии с собственными производственными мощностями, допусками СРО на виды работ и пр.

За рубежом активно возрождается такой метод усиления основания как *смолизация*, но, так как традиционный метод использования смол является ограничено применимым для Российского рынка, необходимо его активное исследование, совершенствование, обновление и рационализация в качестве эффективного метода усиления слабых оснований и уменьшений осадки зданий.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Разработка эффективных конструкций фундаментов зданий // URL: <http://hitechex.nnov.ru/catalogs/rirk-10-catalog/section4/section4-pro013.html>// (дата обращения 25.09.2014 г.).
2. Глушков А. В., Глушков В. Крестообразный фундамент с выступом по подошве: пат. 108053 Рос. Федерация. №2010142597.
3. Гинзбург Л. Щелевые фундаменты в строительстве малоэтажных домов // Дом. 2006. №10. — С. 25–27.
4. Гончаров Ю. М. Эффективные конструкции фундаментов на вечномёрзлых грунтах. — Новосибирск: Наука, 1988. — 190 с.
5. PLANTER standard//URL: http://www.tn.ru/catalogue/profil_membrany/planter_standard/// (дата обращения 30.09.2014 г.).
6. Бураков А. Н. Универсальное гибкое бетонное покрытие: пат. 2352714 Рос. Федерация.
7. Учеб. пособие / Д. Г. Золотозубов, А. Б. Пономарев, Е. Н. Сычкина. — Пермь: Изд-во Перм. нац. исслед. политехн. ун-та, 2012. — 138 с. — ISBN 978-5-398-00938-5.
8. Кузнецов М. В., Исаяев Б. Н., Бадеев С. Ю. Способ создания в грунтовом массиве пространственных структур из твердеющего материала. пат. 2459037 Рос. Федерация. № 2010141745/03; заявл.11.10.10; опубл.20.08.12.
9. Grouting with the MPSP Method at Kidd Greek Mines, Ontario // GROUND ENGINEERING.1991. OCTOBER. — С. 26–30.
10. Малинин П. А., Сельков П. Ю., Глебов Е. В. Применение буровых свай «Атлант»® при устройстве фундаментов в стесненных условиях//Пермские строительные ведомости. 2007. №3.
11. TRD-Micro Pile «TITAN». Рекламные материалы фирмы ISHEBECK (Германия).
12. Soil Mix Walls // URL: <http://www.haywardbaker.com/WhatWeDo/Techniques/AdditionalServices/TRDSoilMixWalls/default.aspx> (дата обращения 05.10.2014 г.).

© Бочкарева Т. М., Исакова Е. А., 2015

Л. В. Глаголевская⁽¹⁾, С. В. Калошина⁽¹⁾

ОРГАНИЗАЦИОННО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ ОСОБЕННОСТИ РЕКОНСТРУКЦИИ ОПАСНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ОБЪЕКТОВ

Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽¹⁾

В данной статье описаны организационно-технологические особенности реконструкции опасных производственных объектов. Выделены и подробно рассмотрены следующие группы факторов, затрудняющие реконструкцию промышленных предприятий: факторы, вызванные эксплуатационной деятельностью реконструируемого предприятия; факторы, вызванные характером застройки промышленной площадки; факторы, вызванные объемно-планировочными и конструктивными решениями зданий и сооружений. Среди факторов, вызванных эксплуатационной деятельностью рассмотрено влияние вредных выбросов от производства, наличие повышенного уровня шума и вибрации, насыщенность объекта инженерными сетями и технологическим оборудованием. Описаны организационно-технические решения, позволяющие уменьшить негативное влияние данной группы факторов на период выполнения строительно-монтажных работ на реконструируемом объекте. Вторая группа факторов, рассмотренная в статье, связана с насыщенностью строительной площадки реконструируемого предприятия существующей застройкой, наличием наземных и подземных коммуникаций, затрудняющих процесс реконструкции. Рассмотрены типы стесненности строительной площадки [1÷3]. Описаны внешняя и внутренняя стесненность реконструируемого объекта, показана необходимость учета существующей автодорожной сети при выполнении строительно-монтажных работ. Третья группа факторов, оказывающая существенное влияние на принимаемые в процессе реконструкции организационно-технологические решения, связана с объемно-планировочными и конструктивными решениями объекта. В статье описаны архитектурные и конструктивные решения различных объектов нефтеперерабатывающего производства. В целом представленная статья дает возможность задуматься о необходимости дальнейшего изучения и систематизации накопленного опыта при реконструкции опасных производственных объектов с целью повышения эффективности существующих организационно-технологических решений.

К л ю ч е в ы е с л о в а : реконструкция, опасные производственный объекты, нефтеперерабатывающий завод, производственные процессы, стесненность, взрывопожароопасные вещества, ядовитые вещества, объемно-планировочные решения.

В настоящее время многие промышленные предприятия России производят реконструкцию и перевооружение своих цехов, внедряя малоотходные и безотходные технологии. Внедрение новых технологий приводит к сокращению числа рабочих мест, повышению производительности труда, снижению материалоемкости и себестоимости продукции. Все это позволяет повысить фондоотдачу и улучшить технико-экономические показатели реконструируемого предприятия.

Многие из подлежащих реконструкции промышленных объектов относят к опасным производственным объектам. Согласно закону №116-ФЗ от 21.07.1997г «О промышленной безопасности опасных производственных объектов», опасные производственные объекты — это предприятия или их цехи, участки, площади, а также иные производственные объекты, на которых: получают, используются, перерабатываются, образуются, хранятся, транспортируются или уничтожаются воспламеня-

ющиеся, окисляющие, взрывчатые и горючие вещества; объекты, на которых используется оборудование, работающее под избыточным давлением более 0,07 МПа (0,7 атм) или при температуре нагрева воды более 115 град.

Реконструкция опасных производственных объектов затрудняется действием ряда факторов, среди которых можно выделить факторы, вызванные эксплуатационной деятельностью реконструируемого предприятия; факторы, вызванные характером застройки промышленной площадки; факторы, вызванные объемно-планировочными и конструктивными решениями зданий и сооружений. (см. табл. 1).

Таблица 1

Факторы, затрудняющие реконструкцию производственных объектов

| Группы факторов, имеющие место при реконструкции действующих промышленных предприятий | Факторы, влияющие на строительно-монтажные работы |
|---|---|
| Факторы, вызванные эксплуатационной деятельностью реконструируемого предприятия | Превышение установленных норм санитарно-гигиенической среды реконструируемого предприятия (пыль, загазованность, шум) Повышенная опасность в зоне проведения работ (взрывоопасность, пожароопасность) Особенности технологических схем и процессов реконструируемого предприятия Насыщенность зоны реконструкции действующими технологическим оборудованием и инженерными сетями Эксплуатация внутризаводских транспортных коммуникаций строителями и производственниками Эксплуатация цехового грузоподъемного оборудования строителями и производственниками |
| Факторы, вызванные характером застройки промышленной площадки | Высокая плотность застройки территории предприятия Рассредоточенность реконструируемых объектов предприятия Насыщенность территории предприятия подземными коммуникациями Стесненность проездов внутризаводской автодорожной сети |
| Факторы, вызванные объемно-планировочными и конструктивными решениями зданий и сооружений | Сложная конфигурация зданий и сооружений Индивидуальность объемно-планировочных и конструктивных решений Недоступность детального обследования частей и конструкций зданий и сооружений, подвергаемых реконструкции |

На опасных производственных объектах все этапы сопровождаются организационными мероприятиями, направленными на исключения аварий и несчастных случаев в процессе строительно-монтажных работ. Каждый фактор в отдельности приносит в реконструкцию свои особенности.

1. Факторы, вызванные эксплуатационной деятельностью реконструируемого предприятия

Первая группа факторов вызвана эксплуатационной деятельностью, характером производственных процессов.

При реконструкции нефтеперерабатывающего завода большое внимание уделяется санитарно-гигиеническим нормам.

Нефтеперерабатывающий завод является местом скопления различных взрыво- и пожароопасных и ядовитых веществ. На период реконструкции при данных средах производят контроль качества и количества взрыво- и пожароопасных и ядовитых веществ. При локальном скоплении устанавливают дополнительную вытяжную систему.

При работах на трубопроводах заполненных газом, колодцах, в глубоких, плохо вентилируемых траншеях и других аналогичных местах, рабочий обязан пользоваться шланговым противогазом и спасательным поясом с веревкой [4].

Трубы, емкости, резервуары, перед монтажно-демонтажными и другими работами пропаривают, продувают и промывают, во избежание взрыво- и пожароопасных ситуаций.

Оборудование аппаратов и трубопроводов очищается водой, растворами поверхностно активных веществ и щелочей, пропариванием паром, а также продувкой воздухом и инертными газами. В зависимости от состава удаляемых веществ, применяют нейтрализацию или дегазацию. Качество очистки определяют анализами. Очистка считается законченной, если после двукратного анализа проб воздуха окажется, что содержание паров или газов вредных веществ, в том числе взрывоопасных, внутри аппарата ниже предельно допустимых концентраций.

При освобождении и промывке оборудования и трубопроводов следует обращать особое внимание на очистку застойных зон, газовых мешков, тупиковых участков трубопроводов, перекошенных днищ аппаратов, тарелок ректификационных колонн, а также арматуры. Во всех этих участках могут оставаться опасные вещества как во время их освобождения, так и при промывке. Для избежания этих опасностей применяются временное удаление отдельных деталей или узлов трубопроводов, вакуумные отсосы, открытие люков, крышек и лазов, заблаговременное устройство дополнительных штуцеров, проведение промывок в циркуляционном контуре с применением струйных аппаратов и барботажа воздухом и паром [5].

Осложнить реконструкцию могут не только вредные выбросы от производства, но и насыщенность инженерными сетями и технологическим оборудованием.

При реконструкции с остановкой отдельных технологических линий. В тех местах, где груз перемещается в непосредственной близости от оборудования, трубопроводов и элементов зданий и сооружений, необходимо устанавливать ограничители, выполненные в виде щитов, стоек, сеток и других защитных конструкций, исключающих возможность соприкосновения.

Оборудование, находящееся в монтажной зоне, следует обесточить и отключить от действующих коммуникаций. В тех случаях, когда действующие коммуникации, находящиеся в пределах монтажной зоны, не могут быть отключены, их необходимо ограждать защитными кожухами или сетками.

Производственные объекты могут быть насыщены насосами, генераторами и другими механизмами, которые работают с повышенным уровнем шума и вибрации. Для защиты строителей, при невозможности остановки данного оборудования, используют звукоизолирующие ограждения и экраны. Отдельные механизмы при возможности покрывают кожухами и кабинами [5].

При выборе монтажно-строительных механизмов учитывают и вибрацию от производственного оборудования, чтобы исключить резонансное колебание.

Особенность, на которую нельзя не обратить внимание, это большое количество эстакад с трубопроводами различных сред. Данная особенность ограничивает: фронт работ, использование крупногабаритных механизмов, манёвренность кранов.

Организация строительно-монтажных работ ведется с учетом количественного и качественного состава среды, в которой будет производиться реконструкция. На подготовительном этапе составляется список работ с повышенной опасностью. Содержание в воздухе пожароопасных или взрывоопасных веществ влияет на выбор строительной техники, увеличивает срок монтажно-демонтажных работ, внедряются дополнительные мероприятия по технике безопасности с учетом рабочей среды. Предоставляются средства коллективной и индивидуальной защиты (СИЗ), применяемые при проведении работ с повышенной опасностью, определяются для каждого вида работ, тем самым обеспечивая нормальные условия труда. Еще одна из особенностей при работе в такой среде является использование менее прогрессивных строительных методов их механизация. При уменьшении риска аварийной ситуации при огневых и сварочных работах, работы по укрупнительной сборке строительных конструкций и технологического оборудования производятся вне территории предприятия. При не возможности избежания огневых работ на объекте, места производства сварочных и газопламенных работ должны быть обеспечены средствами пожаротушения. При реконструкции действующих предприятий строительно-монтажные работы проводят в неблагоприятные смены, но на опасных производственных предприятиях огневые работы производятся в дневное время.

2. Факторы, вызванные характером застройки промышленной площадки

Вторая группа факторов связана с насыщенностью строительной площадки реконструируемого предприятия существующей застройкой, наличием наземных и подземных коммуникаций. Различают внешнюю и внутреннюю стесненность строительной площадки.

Внешняя стесненность выражается отношением свободной площади территории строительной площадки к площади, необходимой для размещения временной строительной инфраструктуры. Стесненность объекта обусловлена ограничениями габаритов рабочих зон и проездов строительных машин и транспортных средств, естественными и искусственными препятствиями на территории предприятия [6].

Внутренняя стесненность объекта оценивается наличием во внутриобъектном пространстве препятствий в виде существующих строительных конструкций, специального и технологического оборудования, демонтаж которых экономически или технически невыгоден [6]. Данная стесненность усложняет условиями организации рабочих мест, включающими ограничения на формирование фронта работ, использование строительных машин и механизмов, применение технологий производства работ, взаимоувязку работ во времени и пространстве [7].

В таких условиях ограничено производительное использование техники, предназначенные для работы в нормальных условиях на оптимальных режимах, рабочее движение машин и исполнителей, возможности складирования, приобъектного и внутриобъектного перемещения строительных материалов, конструкций и деталей, «вписываемость» транспортных средств и строительных машин в габариты рабочей площадки и проезды внутри объекта. При внешней стесненности может быть и рассредоточенность объектов. Рассредоточенность приводит к пересечениям транспортных и людских потоков.

Стесненность бывает не только в надземной части, но и в нулевых и подземных уровнях. На производственных объектах высокая насыщенность подземной коммуникации. Коммуникации проходят с различной средой в том числе и взрыво- и пожароопасными средами. Такая стесненность приводит к ограничению использования землеройной техники, к увеличению ручного труда.

В густонасыщенных участках возможен перенос коммуникаций временный или постоянный на более свободные участки, что приводит к увеличению трудоемкости и общего срока реконструкции.

При реконструкции цеха необходимо учитывать автодорожную сеть всего предприятия. Данная особенность связана со спецификой транспортирования строительных грузов по территории предприятия. Ограничения провоза крупногабаритных и длинномерных грузов из-за недостаточности ширины, высоты, радиусов проезда. Необходимость дополнительного устройства и содержания переездов через действующие пути и коммуникации. В связи со стесненностью и интенсивным движением по внутризаводским автодорогам ограничено во времени использование подъездных путей [4]. В автодорожной сети предприятий имеется большое количество тупиковых подъездов к различным объектам.

Устройство коммуникаций на площадках реконструируемых предприятий — дорогостоящий и трудоемкий процесс. Стоимость инженерных сетей по ориентировочным данным составляет 10–15% всей стоимости строительно-монтажных работ.

3. Факторы, вызванные объемно-планировочными и конструктивными решениями зданий и сооружений

Третья группа факторов связана с объемно-планировочными и конструктивными решениями объекта. Архитектурные и конструктивные решения нефтеперерабатывающего производства отличаются большим разнообразием.

Объемно-планировочное решения на прямую зависит от технологического решения по данному объекту. Одноэтажные одно- или многопролетные здания используются при горизонтальных технологических процессах. Такие здания имеют различные по размерам производственные площадки, крановые или бескрановые пролеты 12, 18, 24 и 30 м с шагом колонн 6–12 м и средней высотой цехов 6–12 м. При вертикально-горизонтальных схемах технологического процесса (производства нефтехимии, пластмасс, лакокрасок) строятся многоэтажные здания с пролетами 6 и 9 м, шагом колонн 6 м с унифицированной высотой этажей 3,6; 4,2; 5,6 и 7,2 м. Конструкция многоэтажных зданий — чаще всего каркасная, выполняемая в сборном железобетоне со сборными плитами перекрытий. Имеются также каркасы, выполненные в монолитном железобетоне в случаях, когда унифицированные пролеты, высота этажей и шаг колонн не соответствуют габаритам технологического оборудования.

Удно- и многоэтажных зданий имеются и бескаркасные конструкции с несущими кирпичными стенами и железобетонными (монолитными или сборными) перекрытиями, которые в некоторых случаях состоят из металлических балок, перекрываемых рифленным металлическим листом.

Для открытых установок некоторых видов оборудования, главным образом не стандартизированного, и для его обслуживания применяются открытые каркасы (без стенового заполнения), так называемые «этажерки», выполняемые из железобетона или чаще из металла.

Во взрывоопасных производствах предусматриваются легкосбрасываемые кровли из асбестоцементных, алюминиевых или стальных (профилированных) листов с эффективным легким утеплителем.

Разнообразны конструкции полов — от кислотостойких керамических до неискрящих из бетонов с известковым песком и мраморным заполнителем во взрывоопасных производствах. В особо чистых производствах применяются бесшовные непылящие полы наливного типа из составов на основе поливинилацетатной эмульсии или иных синтетических материалов.

В производственных зданиях отсутствуют подвалы и каналы, поскольку их наличие связано с большой пожаро- и взрывоопасностью перерабатываемых и образующихся жидкостей и газов.

Различные трубопроводы (в том числе для транспортирования полупродуктов и продуктов) укладываются на эстакадах с высокими опорами, обеспечивающими проезд транспортных средств и мобильных кранов (с опущенными стрелами). На участках территорий, где не предусматривается движение транспортных средств, трубопроводы укладываются на низких опорах [7].

Для того что бы определить каким методом прокладывать трубопровод необходимо выяснить: технологические требования и условия инженерных коммуникаций на различных участках. Существует несколько способов прокладки трубопроводов:

– открытый. Прокладка осуществляется в траншее, на эстакаде, в галерее. В траншеях без крепления или с креплением стенок, отдельно или совмещением нескольких трубопроводов.

– закрытым. Прокладка труб осуществляется без непосредственной разработки грунта в траншее. Бестраншейная прокладка производится несколькими способами: методом прокола, методами продавливания, бурения, щитовой проходки.

Раздельная прокладка трубопроводов в траншеях является преобладающим способом на площадках реконструируемых объектов. Кдостоинством этого способа можно отнести: простоту проектирования и технологии, возможность применения труб из различных материалов. Высокая общая трудоемкость устройства коммуникаций, большой объем земляных работ — не достатка.

Преимущественным способом прокладка в теснённых условия является закрытый способ прокладки. Данный способ позволяет исключить: ручные работы по разработке грунта в местах пересечений коммуникаций, рекультивацию и благоустройство территории. В результате чего обеспечат без остановочную работу наземных коммуникаций и сократит сроки производства работ.

При пересечении траншей с действующими подземными коммуникациями механизированную разработку грунта разрешается вести на расстоянии не менее 2 м от боковой стенки и не менее 1 м над верхом трубы, кабеля и др. Грунт, оставшийся после механизированной разработки, дорабатывают вручную, без применения ударных инструментов, чтобы исключить возможность повреждения коммуникаций. Причем для обеспечения их сохранности устраивают различного вида крепления и подвески (рис. 1). Все эти дополнительные работы в значительной степени повышают уровень ручных работ и продолжительность строительства.

Технологические трубопроводы следует монтировать из заранее изготовленных узлов и секций, при этом в состав узлов необходимо включать трубопроводную арматуру.

При изменении объемно-планировочного решения при реконструкции промышленного предприятия возникает необходимость демонтажа существующих частей здания. Демонтажным работам и работам по усилению конструкций практически всегда сопутствует комплекс работ по обеспечению устойчивости сохраняемых частей зданий и усиливаемых конструкций. Эти работы обычно осуществляются в условиях действующего цеха, что затрудняет их механизацию. При этом основным средством монтажа являются простейшие монтажные приспособления — лебедки, тали, полиспасты, домкраты, монтажные балки, что приводит к непроизводительным затратам труда при организации рабочих мест и повышенной трудоемкости работ.

Современный уровень развития промышленности выдвигает все новые требования, связанные с вопросами безопасного ведения работ при реконструкции опасных производственных объектов. Существующие нормативные документы недостаточно полно освещают организационно-технологические мероприятия, которые необходимо соблюдать при выполнении реконструкции опасных производственных объектов. Многие нормативные документы изданы в 20 веке и не учитывают современные тенденции развития, связанные с появлением новых строительных материалов, методов выполнения строительно-монтажных работ, требований техники безопасности и мер защиты от воздействия вредных производственных факторов. Таким образом, необходимо дальнейшее изучение и систематизация накопленного опыта реконструкции опасных производственных объектов с целью повышения эффективности существующих организационно-технологических решений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Калошина С. В., Пономарев А. Б. Наиболее значимые факторы строительства при возведении зданий в стесненных условиях // Известия Орловского государственного технического университета. Серия: Строительство и транспорт. 2007. №1–13. — С. 7–10.
2. Пономарев А. Б., Калошина С. В. Оценка влияния возводимых плитных фундаментов на осадку зданий в условиях плотной застройки // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2013. №5. — С. 13–16.
3. Пособие к СНиП 3.01.01-85 Разработка проектов организации строительства и проектов производства работ для реконструкции действующих предприятий, зданий и сооружений. — М., Стройиздат, 1990.
4. Сборник общих инструкций по технике безопасности в п/о Пернефтеоргсинтез: — Пермь, 1980. — 670 с.
5. Куликов О. Н., Ролин Е. И. Безопасность производства строительно-монтажных работ. Высшая школа — М., 2006.
6. Беляков Ю. У. Строительные работы при реконструкции предприятий. — М., 1986.
7. Промышленное строительство реконструкция зданий и сооружений, СТО НОСТРОЙ 98-2013. — М., 2012.

© Глаголевская Л. В., Калошина С. В., 2015

Л. А. Игошева⁽¹⁾, С. И. Вахрушев⁽¹⁾

ПОВЫШЕНИЕ БЕЗОПАСНОСТИ И НАДЕЖНОСТИ ГИДРОСИСТЕМ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАШИН ПУТЕМ ДОПОЛНИТЕЛЬНОЙ УСТАНОВКИ ГИДРОЗАМКА

Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽¹⁾

Практически все существующие гидросистемы имеют одну и ту же принципиальную схему, основным недостатком которой является низкая безопасность и надёжность, нередко приводящая к возникновению аварийных ситуаций. В статье даны рекомендации по повышению безопасности и надёжности гидросистем путём помещения гидрозамка в крышку силового гидроцилиндра.

К л ю ч е в ы е с л о в а : гидравлическая система, клапан безопасности, грузоподъемное устройство, надёжность и безопасность.

Совершенствование машин и оборудования, усложнение их конструкции, повышение требований к надёжности их отдельных узлов и деталей обусловлено техническим прогрессом, происходящим в машиностроении. Понятие надёжности характеризуется ремонтпригодностью, безотказностью, сохраняемостью изделий и частей [1]. Безопасность — отсутствие недопустимого риска, связанного с возможностью нанесения ущерба. Этими свойствами определяется эффективность действия любой гидросистемы, её техническое совершенство и экономичность.

У гидравлических устройств надёжная работа зависит от множества объективных и субъективных факторов, которые находясь в сложной зависимости друг от друга и зачастую имеют случайный характер. Объективные факторы — это факторы внешнего воздействия, например старение, износ, воздействие окружающей среды и другие. Субъективные в свою очередь во многом зависят от деятельности человека. Решающее значение при этом оказывают эксплуатационные факторы, так как в процессе работы выявляется степень надёжности гидросистемы [2].

Гидравлические силовые приводы нашли самое широкое распространение в строительных машинах, причем они выполняют ответственные функции, которые зависят от надёжности этих приводов, безопасности эксплуатации машин. Например, гидравлические приводы применяются в конструкции кранов для выдвигания мачт, подъемников и лебедок. Выходит, что в случае отказа этих устройств возможны тяжелые аварийные последствия [3].

Все многообразие грузоподъемных устройств, классифицируют [4]:

1. По назначению:
 - грузовые;
 - грузопассажирские;
 - пассажирские.
2. По способу установки:
 - передвижные или автомобильные;
 - свободностоящие;
 - стационарные.

3. По конструкции направляющих грузонесущего органа:

- с подвесными (гибкими) направляющими;
- с жесткими направляющими.

4. По способу монтажа:

- мобильные;
- не мобильные.

5. По конструкции:

- мачтовые;
- шахтные;
- скиповые;
- вышки.

Практически все грузоподъемные устройства на основе гидропривода имеют одну и ту же принципиальную гидравлическую схему. Общий вид такой гидросхемы подъемных устройств приведена на рис. 1.

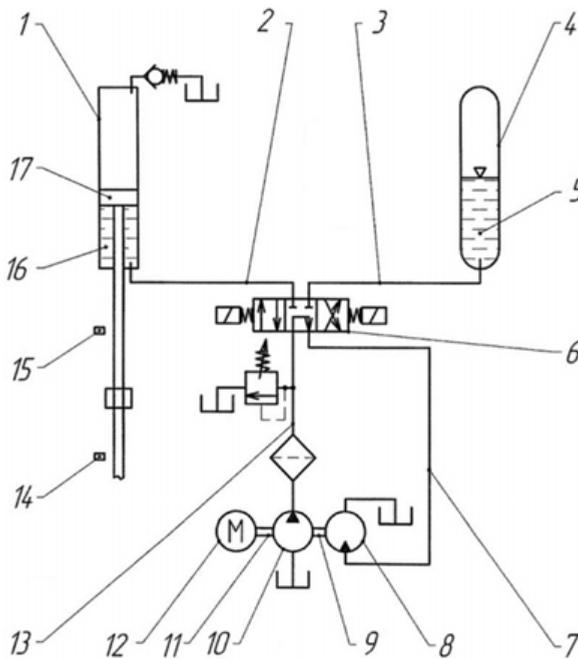


Рис. 1. Принципиальная гидравлическая схема подъемных устройств:
 1 — содержит силовой гидроцилиндр; 2, 3, 7, 13 — трубопроводы, соединяющие элементы системы; 4 — ПГА; 5 — гидромотор; 6 — трехпозиционный ГР; 8 — гидравлическая полость; 9 — вал гидромотора; 10 — насос; 11 — вал; 12 — электродвигатель; 14, 15 — датчики положения штока с поршнем; 16 — штоковая полость; 17 — шток с поршнем

Принцип действия гидросистемы. В исходном положении шток с поршнем 13 находится в крайнем нижнем положении, пневмогидроаккумулятор 8 заполнен рабочей жидкостью, в его газовой полости — сжатый газ, а гидрораспределитель 6 находится в среднем положении.

При переключении гидрораспределителя (ГР) 6 в первое положение (правое по чертежу положение золотника) поток рабочей жидкости от насоса 10 по трубопрово-

дам 13 и 2 подается в штоковую полость 16 силового цилиндра 1. Одновременно поток рабочей жидкости из пневмогидроаккумулятора (ПГА) 4 по магистрали 2 через ГР 6 по трубопроводам 3 и 7 подается на гидромотор 8, который преобразует энергию сжатого в ПГА 4 газа во вращение вала 9, соединенного с валом 11 насоса 9. При этом обеспечивается суммирование энергии вращения вала 3 насоса 9 электродвигателем 12 и гидромотором 8. При достижении штока с поршнем 17 крайнего верхнего положения срабатывает датчик 14 и происходит переключение ГР 6 во второе (левое по чертежу положение золотника) положение. При этом поток рабочей жидкости от насоса 9 по трубопроводу 13 через ГР 6 и трубопровод 3 поступает в ПГА 4, сжимая газ в его газовой полости. Одновременно рабочая жидкость из штоковой полости 16 силового цилиндра 1 по трубопроводу 2 через ГР 6 и трубопровод 7 подается на гидромотор 8, который преобразует энергию поднятой колонны штанг во вращение вала 9, соединенного с валом 11 насоса 9. При этом обеспечивается суммирование энергии вращения вала 11 насоса 9 электродвигателем 12 и гидромотором 8[5].

В режиме холостого хода (для обеспечения требуемой частоты качаний поршня) ГР 6 находится в среднем по чертежу положении. При этом трубопроводы 2 и 3 закрыты, поток рабочей жидкости от насоса 9 по трубопроводам 7 и 13 через гидромотор 8 направляется на слив.

Преимущества гидросистемы: высокий КПД, экономичность, удобство управления и реверсирования, способность обеспечивать большие передаточные числа, бесступенчатое регулирование в широком диапазоне скоростей исполнительных механизмов, простота преобразования вращательного движения в поступательное, предохранение двигателя и механизмов от перегрузок, компактность конструкции и надежность в работе [6].

Недостатки гидросистемы: высокая стоимость гидроаппаратуры; высокая трудоемкость монтажа; необходимость высококвалифицированного обслуживания гидросистем; отсутствие возможности регулирования скорости движения поршня силового гидроцилиндра в момент подъёма груза; невозможность надёжно (в течение длительного времени) удерживать поршень силового гидроцилиндра в любом из положений рабочего хода, что обусловлено естественными утечками РЖ через зазоры в ГР; нет системы безопасности на случай возникновения аварийной ситуации.

Анализ гидросистем подъёмных устройств свидетельствует о том, что главной проблемой является их недостаточная надёжность (возникновение откатов в работе) и безопасность эксплуатации гидропривода. В теории надёжности под отказом понимается событие, в результате которого происходит нарушение работоспособности механизма или прибора [7–11].

Оценить надёжность любой гидросистемы или её агрегатов можно по двум основным количественным показателям – вероятность безотказной работы $p(t)$ в пределах рассматриваемого отрезка времени и среднее время наработки на отказ t_m :

$$\begin{cases} p(t) = e^{-\int_0^t \lambda dt} = e^{-\lambda_0 t}; \\ t_m = \int_0^{\infty} e^{-\lambda t} dt = \lambda_0^{-1}, \end{cases} \quad (1)$$

где λ_0 — постоянная величина интенсивности отказов, наблюдаемая в течение основного времени работы системы (определяется опытным путём).

При оценке надёжности гидросистемы (см. рис. 1) использовались формулы, таблицы и графики работы в соответствии с типом соединения (последовательное или параллельное) и видом применяемых гидравлических элементов.

В результате установлено, что вероятность безотказной работы такой гидросистемы в период гарантированной работы грузоподъёмных устройств (оно указано в техническом паспорте) $p(t) = 0,9064$, следовательно, в течение гарантийного срока без отказов в гидросистеме работает в среднем около 90% устройств, а каждое десятое выходит из строя.

К числу основных путей повышения надёжности гидросистем относятся мероприятия, проводимые как при проектировании гидросистемы, так и в процессе производства её элементов и эксплуатации.

Для повышения надёжности работы гидросистемы грузоподъёмных устройств выделяют два основных направления: создание наиболее простых схем и конструкций и путем дополнительной установки гидрозамка [12].

При выполнении первой рекомендации следует учитывать возможность сокращения длины трубопроводов и числа их соединений, применения комбинированных агрегатов и так далее, что связано с конструктивными трудностями.

Выполнение второй рекомендации предусматривает создание таких схем, в которых возникновение неисправностей у одного из элементов гидросистемы не приводит к неисправностям других элементов, что является наиболее приемлемым в нашем случае. Для решения этой задачи используют гидрозамки.

Одна из разновидностей гидравлических замков — так называемый обратный клапан. Под ним понимается направляющий клапан, который нужен для того, чтобы пропускать поток рабочей жидкости, регулировать ее давление, а также величину ее потока. Пропуск жидкости происходит только в одну сторону, в случае отсутствия внешнего воздействия, если оно есть — в обе стороны [13].

Гидравлический клапан – аппарат, у которого проходное сечение может регулироваться в зависимости от действия потока жидкости, называемой рабочей. Варианты проходного сечения:

1) поток рабочей жидкости воздействует непосредственно на запорно-регулирующий элемент гидравлического клапана;

2) работу осуществляют два клапана: основной и вспомогательный клапан. В случае действия рабочей жидкости на запорно-регулирующий элемент вспомогательного клапана проходное сечение изменяется.

Гидравлические клапаны подразделяются на регулирующие и направляющие. Регулирующие клапаны – клапаны, которые используют для разгрузки насоса, ограничения давления в гидравлической системе или настройки давления цепи. Регулирующие, в свою очередь, делятся на клапаны редукционные и напорные. Редукционные клапаны — клапаны, пропускающие газ или жидкость из полости высокого давления в полость более низкого, обеспечивая неизменяемое давление.

Напорные (предохранительные или переливные) — гидравлические клапаны, которые ограничивают давление в подведённом потоке рабочей жидкости.

Клапаны, управляющие давлением — клапаны, которые управляют выбором направления потока гидравлической системы. Распределительный клапан и золотник являются типичными клапанами управления направлением.

Предохранительный гидравлический клапан — клапан, защищающий привод от оказываемого на него давления, если оно превышает норму. Упомянутые клапаны, в большинстве своем, задействованы во многих гидравлических приводах. Их ставят или непосредственно у насоса, или в тех местах гидравлической системы, где могут

возникнуть давления, опасные по своей величине. Основное требование, которое специалисты могут предъявить к описанному выше клапану — надежность срабатывания. Вероятность заклинивания запорно-регулирующего элемента должна быть обнулена.

В зависимости от того, как этот поток действует на запорно-регулирующий элемент, принято различать гидравлические клапаны прямого и непрямого действия.

Предохранительный клапан прямого действия осуществляет две функции открывается и закрывается, обычно такие клапаны используются при условии небольшого потока и редкого повтора работы.

Клапаном одного потока (обратный клапан) устроен таким образом, что пропускает поток лишь в одном направлении, препятствуя протеканию масла в обратном направлении [14–15]. Классификация гидравлических приводов приведена на рис. 2.

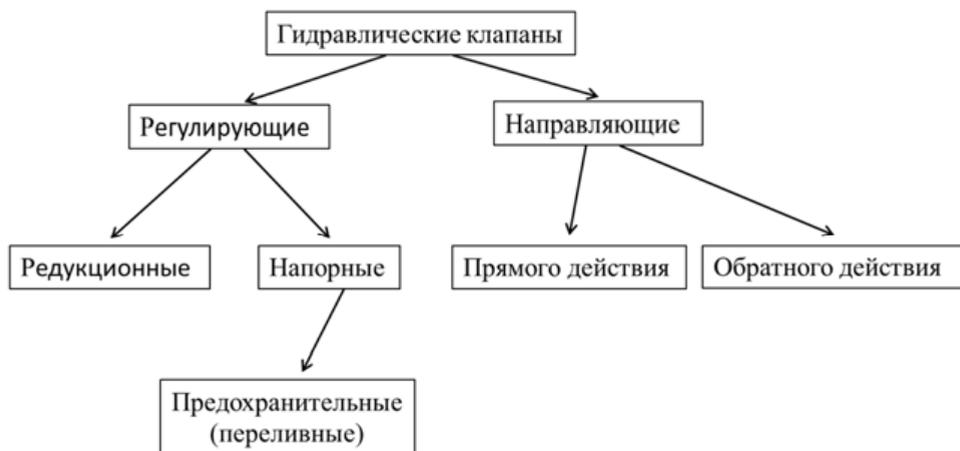


Рис. 2. Классификация гидравлических клапанов

Принципиальная схема гидроцилиндра с гидрозамком 8 приведена на рис. 3. При использовании гидрозамков проблема позиционирования исполнительного механизма подъёмного устройства исключается, но вопрос надёжности и безопасности работы гидросистемы остаётся нерешённым. Так, если встроить гидрозамок не в гидравлическую панель управления, а в крышку силового гидроцилиндра, то проблема позиционирования рабочего механизма, надёжности и безопасности работы гидросистемы в целом будет решена.

Предложенная принципиальная модернизированная гидравлическая схема, с дополнительно установленным гидрозамком, является более работоспособной и безопасной, т.к. в ней обеспечивается стабильность положения мачты крана после подъёма на какую-либо высоту [5].

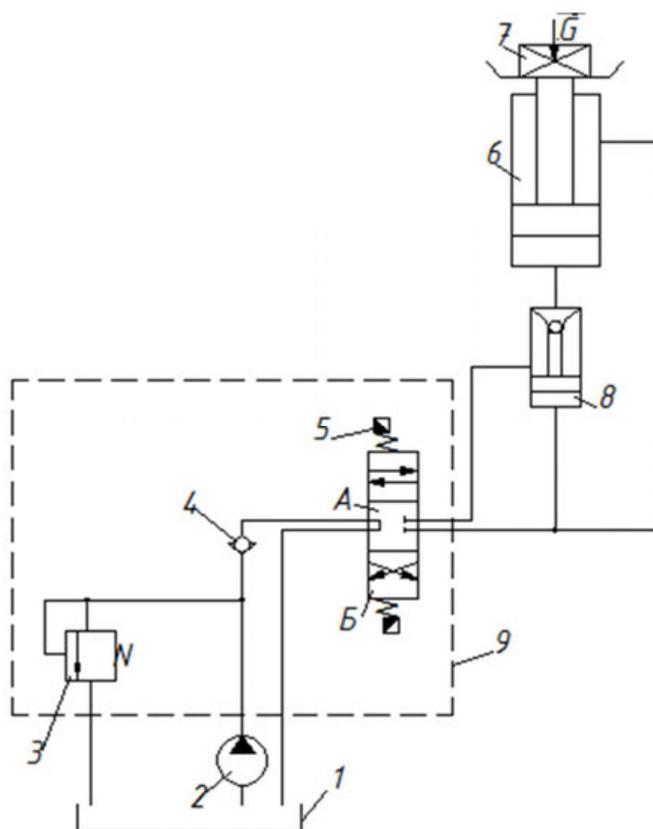


Рис. 3. Принципиальная модернизированная гидравлическая схема:
1 — гидробак; 2 — нерегулируемый нереверсивный (шестеренный) насос; 3 — предохранительный гидроклапан; 4 — обратный гидроклапан; 5 — четырехлинейный трехпозиционный гидрораспределитель золотникового типа с электромагнитным управлением; 6 — силовой гидроцилиндр одностороннего действия; 7 — преодолеваемая нагрузка; 8 — гидрозамок; 9 — гидравлическая панель управления

Вывод: Безопасность работы гидропривода грузоподъемных устройств можно гарантировать лишь при правильно подобранной рациональной схеме соединения его элементов.

Добиться повышения надежности гидросистемы возможно путем помещения гидрозамков в крышку силового гидроцилиндра.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ГОСТ 27.301-95. Надежность в технике. Расчет надежности. Основные положения. – М.: Изд-во стандартов, 1997. — 12 с.
2. Комаров А. А. Надёжность гидравлических систем. – М.: Машиностроение, 1969. — 236 с.
3. <http://www.findpatent.ru/patent/245/2459983.html>
4. Вахрушев С. И. Строительные машины (в вопросах и ответах) – Пермь: Изд-во Перм. нац. исслед. политехн. ун-та, 2012. — 276 с.

5. Вахрушев С. И., Цимберов Д. М. Методика функционально-структурного подхода при изучении гидропривода транспортных машин // Сбор научных трудов Международная научно-практическая конференция «Модернизация и научное исследование в транспортном комплексе» г. Пермь, том I, изд-во ПНИПУ, 2012. — С. 94–112.

6. Liu T., Liu Q., Jiang G. Adaptive fuzzy sliding mode control for hydrostatic transmission system. Nongye jixie xuebao // Transactions of the chinese society of agricultural machinery. 2010. №1. — PP. 29–33.

7. Kugi A., Schlacher K., Aitzetmuller H., Hirmann G. Modeling and simulation of a hydrostatic transmission with variable-displacement pump. Mathematics and computers in simulation. 2000. №4-6. — PP. 409–414.

8. Plonecki L., Trampczynski W., Cendrowicz J. A concept of digital control system to assist the operator of hydraulic excavators. Automation in construction. 1998. №5. — PP. 401–411.

9. Keles O., Ercan Y. Theoretical and experimental investigation of a pulse-width modulated digital hydraulic position control system. Control engineering practice. 2002. №6. — PP. 645–654.

10. Fretwell J., Blair E. Optimized hydraulic pumping system keeps deep water flood economical. World oil. 1999. №11. — PP. 39–44.

11. Renault D. Aggregated hydraulic sensitivity indicators for irrigation system behavior. Agricultural water management. 2000. №43. — PP. 151–171.

12. Angeli C., Chatzinikolaou A. Fault prediction and compensation functions in a diagnostic knowledge-based system for hydraulic systems // Journal of intelligent and robotic systems. 1999. №2. — PP. 153–165.

13. Белоногов Л. Б. Скреперы // учебно-методическое пособие. М-во образования и науки Российской Федерации, Гос. образовательное учреждение высш. проф. образования «Пермский гос. технический ун-т». — Пермь, 2010.

14. Tomaszewski J., Ignaciuk E. Occupational safety and health in selected countries of the European union // Вестник Харьковського національного автомобільно-дорожного університету. 2012. №59. — С. 75–79.

15. Yefimenko A., Yaryzhko A. Analysis of hydraulic drive loading in scid-steer loaders through though simulink-models KhNAHU // Вестник ХНАДУ. 2012. Вып. 57. — С. 117–120.

16. Loveykin V., Dyachenko L. Methods of experimental investigation into parameters of vibro-ploughs with hydraulic vibrators // Вестник ХНАДУ. 2012. Вып. 57. — С. 161–165.

© Игошева Л. А., Вахрушев С. И., 2015

УДК 624.139

П. А. Казанцева⁽¹⁾, С. А. Сазонова⁽¹⁾, А. Б. Пономарев⁽¹⁾

О СУЩЕСТВУЮЩИХ ПОЛОЖЕНИЯХ В ОБЛАСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА ОСНОВАНИЯХ, ПОДВЕРЖЕННЫХ МОРОЗНОМУ ПУЧЕНИЮ

Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽¹⁾

Проведен анализ свойств сезоннопромерзающих пучинистых грунтов, рассмотрено и изучено взаимодействие таких грунтов с фундаментами и мероприятия по борьбе с пучением грунтов.

К л ю ч е в ы е с л о в а : сезоннопромерзающие грунты, морозное пучение, мелкозаглубленные фундаменты, противопучинные мероприятия.

Промерзание поверхностных слоев земной коры обуславливает объемное деформирование многих влажных дисперсных грунтов, выражающееся в увеличении объема и неравномерном поднятии их поверхности вследствие замерзания воды и образования ледяных включений. Согласно существующим нормативным документам, процесс такого деформирования пород в строительной практике принято называть морозным пучением, а сами грунты, подвергающиеся пучению, пучинистыми или морозоопасными.

Необходимость учета и предупреждения воздействий промерзающих морозоопасных грунтов на фундаменты и подземные конструкции зданий и сооружений (что сопряжено с оценкой деформаций и сил морозного пучения) является одним из основных условий обеспечения устойчивости, эксплуатационной пригодности и долговечности сооружений, возводимых в районах сезонного промерзания грунтов [1].

Несмотря на широкое территориальное распространение явления пучения в нашей стране, действующие в настоящее время строительные нормы не дают исчерпывающих и достаточно обоснованных методик определения расчетных характеристик и оперативных методов инженерного прогноза морозного пучения грунтов.

Пучение происходит за счёт образования льда при замерзании воды, содержащейся в грунте и поступающей к фронту промерзания в результате её миграции из нижележащих слоёв. Увеличение объёмов грунта при промерзании тем значительнее, чем выше влажность грунта и чем интенсивнее подток влаги к фронту промерзания (охлаждения)[2].

Внешним проявлением морозного пучения, характеризующим величину его линейной деформации, служат местные, как правило, неравномерные поднятия поверхности слоя промерзающего грунта, сменяющиеся осадкой последнего при оттаивании. В северных районах морфологическим признаком проявления пучения нередко служат такие формы рельефа, как площадное всхолмление, бугры и гряды пучения.

Основным условием пучения любого грунта служит превышение общего объема замерзшей и незамерзшей (при данной отрицательной температуре) воды, аккумулированной в массиве промерзшего грунта, над объемом свободных от воды пор немерзлого грунта того же массива [3].

Больше всего морозному пучению подвержены глинистые грунты (объем грунта может увеличиваться на 10–15%, то есть при глубине промерзания 1,5 м — на 15–20 см). Песчаные грунты подвержены пучению гораздо меньше; каменные и скальные — практически не подвержены.

Согласно рекомендациям по определению морозной пучинистости грунтов оснований зданий и сооружений, все пучинистые грунты по степени морозоопасности и в зависимости от расположения УГВ подразделяются на:

- 1) практически непучинистые;
- 2) слабопучинистые;
- 3) среднепучинистые;
- 4) сильнопучинистые;
- 5) чрезмерно пучинистые.

Согласно СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений» и Рекомендациям по учету и предупреждению деформаций и сил морозного пучения грунтов по степени пучинистости выделяются аналогичные группы, но основным показателем в которых является модуль пучения:

| | |
|---|--------------------|
| потенциально пучинистые (условно непучинистые)..... | $m_f = 0$ |
| слабопучинистые..... | $0 < m_f \leq 3,5$ |
| среднепучинистые..... | $3,5 < m_f \leq 7$ |
| сильнопучинистые..... | $7 < m_f \leq 12$ |
| чрезмернопучинистые..... | $m_f > 12$ |

Под модулем морозного пучения m_f понимается величина пучения, отнесенная к слою морозоопасного талого грунта мощностью 1 м. Значение m_f определяется на основании экспериментальных данных о пучении по формуле

$$m_f = \frac{100 \cdot h_{fi}}{d_{0i}};$$

где d_{0i} — мощность слоя немерзлого грунта, м, вызывающего деформацию пучения величиной h_{fi} .

Что касается геологических условий города Перми и Пермского края, то это — территория со сложными инженерно-строительными условиями. В том числе повсеместно встречаются грунты, которые по приведенной выше классификации относятся к слабо-, средне-, сильно- и чрезмерно пучинистым грунтам. Согласно [3] широко распространены водонасыщенные глинистые грунты, которые подвергаются сезонному оттаиванию и промерзанию на глубине 1,9–2,1 м, на всех надпойменных террасах (I–IV) и на пойме. Грунтовые условия на этих территориях значительно осложняют проектирование и строительство, особенно это касается подземных конструкций зданий и сооружений промышленного и гражданского назначения. Отдельного внимания и изучения требует строительство на основаниях, подверженных пучению, в условиях тесной городской застройки. При строительстве в стесненных условиях фундаменты существующих зданий и сооружений получают дополнительную осадку, что может привести к нарушению условий их эксплуатации, появлению дефектов, разрушению несущих конструкций, а также к аварийным ситуациям. Основания зданий и сооружений на пучинистых грунтах подвергаются неравномерным деформациям, особенно это опасно при малоэтажном строительстве. При малозаглубленном фундаменте, из-за недоучета деформаций, имеющих нелинейный и остаточный характер, а так же из-за недоучета сезонности промерзаний грунтов, может произойти поднятие и выдергивание конструкций фундамента или выдавливание грун-

та. Такие явления возникают из-за совместного действия нескольких сил: касательных сил пучения, которые действуют в плоскости боковой поверхности грунта, нормальных сил, действующих на подошву фундамента и на боковые поверхности фундамента сооружений. Как правило, расчеты основываются на действии одной из указанных выше сил, и зачастую это касательные силы пучения, которые в основном и являются причинами неприятных последствий. В реальности наблюдается несколько иная ситуация. Морозное пучение представляет собой комплексное воздействие сил как нормальных, так и касательных, однако не исключается и появление горизонтальных сил, которые могут «сдвинуть» подземные конструкции относительно их начального расположения. Следствие такого воздействия — возникновение дополнительных неучтенных напряжений, которые могут привести к лишним затратам на исправление дефектов и к аварийным ситуациям [4].

В настоящее время накоплен значительный экспериментальный опыт строительства малоэтажных зданий на мелкозаглубленных фундаментах в регионах России, где наблюдается сезонное промерзание грунтов (около 40% всей территории РФ). Однако способ возведения фундамента не имеет достаточно обоснованной нормативной базы. Изучены и изобретены методы улучшения свойств грунтов, позволяющих снизить стоимость возведения традиционных фундамента, но нет методики, которая могла бы обеспечить выбор оптимального варианта строительства на таких грунтах. Это связано со множеством факторов, которые требуется учесть при проектировании и на всех этапах строительства (рис. 1).



Рис. 1. Факторы, оказывающие влияние на процессы морозного пучения

Согласно рекомендациям по учету и предупреждению деформаций и сил морозного пучения грунтов при проектировании и строительстве, при оценке характеристик пучения также следует руководствоваться одним из двух видов прогноза поведения грунта - краткосрочный и долгосрочный.

Краткосрочный прогноз предусматривает оперативное определение характеристик пучения с целью установления возможного влияния морозоопасности грунтов на конструктивный объект в предстоящий зимний период. В первую очередь необходимо учитывать местные сведения об осенне-зимнем периоде обследуемой территории (погодные условия, режим увлажнения грунтов и т.п.), которые могут быть получены на ближайшей метеостанции на основании опыта местного строительства и проводимых ранее изысканий.

Долгосрочный прогноз, предусматривает определение максимальных деформаций пучения, способных возникнуть при существующих условиях за длительный период эксплуатации сооружения. Эти значения могут предназначаться для учета пучинистых свойств грунтов как на конкретной строительной площадке, так и для района строительства в целом. При долгосрочном прогнозе характеристик пучения определение физических показателей, в частности расчетной влажности грунтов, следует производить в летне-осенний период после полного оттаивания грунтов, промерзающих в течение предшествующего зимнего сезона. Исходные показатели подлежат обязательной статистической обработке.

Для прогнозирования характеристик пучения грунтов необходимо установление ряда нормативных значений исходных показателей, к которым в первую очередь относятся:

- зерновой (гранулометрический) состав грунта;
- плотность скелета грунта ρ_d ;
- плотность твердых частиц грунта ρ_s ;
- пластичность грунта w_p, w_L, I_p ;
- влажность грунта w ;
- средняя температура T_0 ;
- продолжительность t_0 периода промерзания грунта;
- мощность слоя промерзшего грунта d_f .

Остальные показатели определяются расчетом или табулированы в зависимости от состава и физических свойств грунтов обследуемого участка.

Что касается методов испытания грунтов, подверженных морозному пучению, то все методы нацелены на определение касательных и нормальных сил пучения.

К настоящему времени существует несколько полевых методов оценки касательных сил морозного пучения грунтов. При полевом методе измеряется интегральная величина касательной силы, действующей на модель фундамента при конкретных условиях. По максимальным значениям этой силы рассчитываются её удельные значения, принимаемые в качестве нормативных при расчёте фундаментов на выпучивание.

При определении нормальных сил морозного пучения грунтов, действующих на подошву и боковые поверхности фундаментов в полевых условиях было опробовано несколько методик. Измерение этих сил было осуществлено с помощью специальных установок, содержащих штампы и мессдозы. Но единой общепринятой методики определения нормальных сил морозного пучения в полевых условиях к настоящему времени нет [5].

Для определения касательных сил морозного пучения грунтов в лабораторных условиях по специальной методике устанавливают устойчивое сопротивление сдвигу (смерзанию) грунта с различными материалами — деревом, бетоном, металлом. Это значение принимают за величину средней удельной касательной силы пучения грунта по боковой поверхности фундамента (из того или иного материала).

Значения нормальных сил морозного пучения грунтов, действующих на подошву фундамента, в лабораторных условиях были определены рядом исследователей. Было установлено, что эти напряжения могут достигать 1–1,2 МПа и что они являются функцией вида, влажности и скорости промерзания грунта, а также величины внешней нагрузки и сжимаемости подстилающего основания. Лабораторные исследования показали, что сравнительно достоверная оценка этих сил пучения может быть произведена только в полевых условиях.

На стадии проектирования обязательно должны быть предусмотрены основные мероприятия, направленные против деформаций подземных конструкций и основания при промерзании и пучении грунтов

Назначение противопучинных мероприятий производится на основе учета следующих факторов [6]:

- экономической значимости и условий эксплуатации проектируемого сооружения (здания);
- степени его ответственности сроков эксплуатации;
- геологических и гидрогеологических особенностей строительной площадки;
- типа фундамента.

В зависимости от указанных факторов возможны противопучинные мероприятия, представленные на рис. 2.

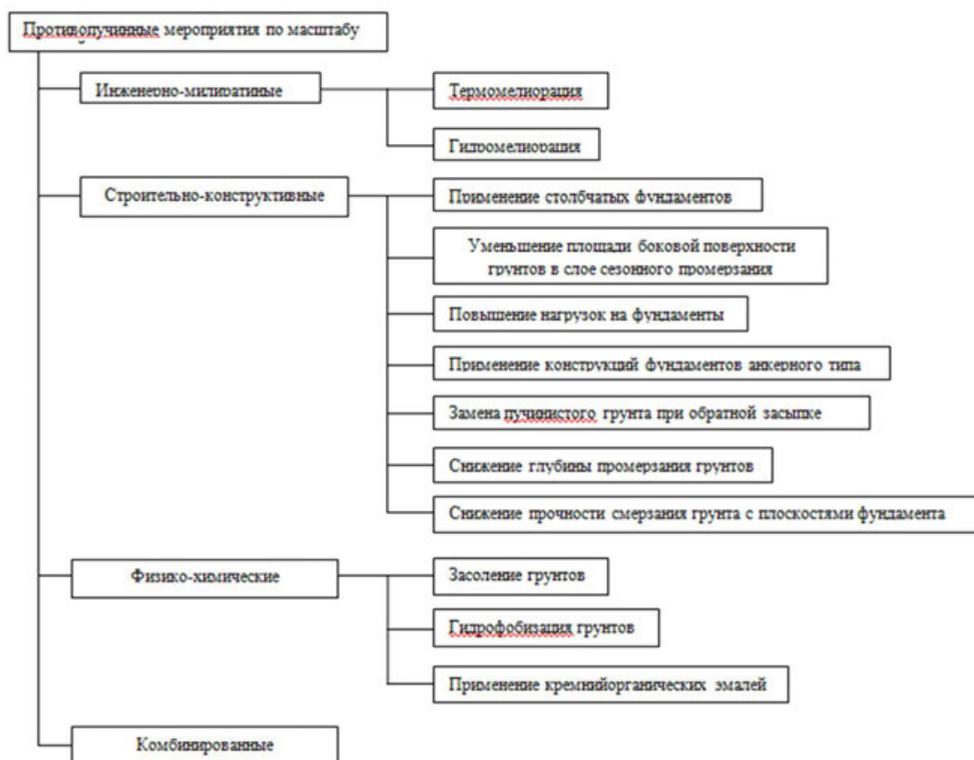


Рис. 2. Основные виды противопучинных мероприятий

Инженерно-мелиоративные мероприятия направлены на снижение величины деформации выпучивания. В частности тепломелиорация сводится к созданию в грунте в период промерзания температурного градиента горизонтального направле-

ния, что в условиях некоторого влагонакопления и осушения грунта позволяет уменьшить или устранить промерзание грунта, повысить температуру мерзлого грунта, уменьшая тем самым значения касательных сил пучения, снизить интенсивность пучения грунта вследствие развития миграции влаги в сторону от фундамента. Недостатком метода является его применимость в условиях незавершенного к зимнему периоду строительства возводимого объекта для предохранении основания от промерзания.

Гидромелиоративные мероприятия сводятся к понижению уровня грунтовых вод и осушению грунтов в пределах сезонномерзлого слоя и предохранению грунтов от насыщения поверхностными — атмосферными и производственными водами. Все гидромелиоративные мероприятия зависят от условий источника увлажнения, рельефа местности и геологических особенностей грунта, характеризующих их фильтрационной способностью, а так же применимы лишь в летне-осенний сезон, а также в начальный период зимнего промерзания грунтов, что, по мнению автора, является существенным недостатком таких мероприятий.

Строительно-конструктивные мероприятия понимают под собой снижение или предотвращение повреждений зданий и сооружений под действием деформаций и сил морозного пучения грунтов. Эти мероприятия предназначаются для снижения величины усилий, выпучивающих фундаменты; для заанкеривания фундаментов в талых или мерзлых грунтах, залегающих глубже сезоннопромерзающего слоя; для приспособления фундаментов и надземной части сооружения к неравномерным деформациям пучинистых грунтов. Однако применение таких методов связано с большими трудозатратами и требует соответственного экономического обоснования.

Физико-химические методы оказывают влияние на снижение удельных касательных и нормальных сил морозного пучения. Применяемые в настоящее время физико-химические мероприятия стабилизации морозоопасных промерзающих грунтов в основном сводятся к специальной обработке грунта вяжущими, благодаря которым грунт становится водостойким (гидрофобным) и теряет свои пучинистые свойства либо к насыщению грунта солевыми растворами, понижающими его температуру замерзания и тем самым способствующими уменьшению глубины промерзания грунта. Но засоление грунтов носит кратковременный характер, (срок действия 1–2 года) и в условии, если грунты не защищены от воздействия поверхностных и грунтовых вод. Можно сделать вывод, что наиболее пригодны для засоления грунты малыми коэффициентами фильтрации и засоление песчаных и супесчаных грунтов нецелесообразно вследствие быстрого вымывания из них солей.

В настоящее время выбор оптимальных противопучинных мероприятий является сложной задачей. Связано это в основном с многочисленными факторами, которые оказывают влияние на поведение грунтов.

Таким образом, в результате анализа литературы по исследованию сезоннопромерзающих пучинистых грунтов и состояния проблемы строительства в таких грунтовых условиях можно сделать следующие выводы:

- актуально и целесообразно дальнейшее развитие и исследование теоретических и экспериментальных исследований в области строительства на грунтах, подверженных морозному пучению;
- требуется совершенствование расчета, позволяющего смоделировать поведение грунтов и учитывающего сезонность промерзания, нагрузки, действующие на пучинистые грунты с учетом возможного возникновения совместности действия вертикальных, касательных и горизонтальных сил пучения;

- существует необходимость создания методики, позволяющей верно подобрать такие противопучинные мероприятия, которые впоследствии реализации строительства будут наиболее оптимальными, экологичными и экономически выгодными.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Цытович Н. А.* Механика мерзлых грунтов. – М.:Высшая школа, 1998.
2. *Невзоров А. Л.* Фундаменты на сезонно промерзающих грунтах. – М.:Изд-во АСВ, 2000.
3. *Ponomarev A. B., Kaloshina S. V.* Influence of slab foundations constructed in dense urban settings on settlement of existing buildings. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2013. — С. 1–6.
4. *Жуков А. Д.* Фундаменты на пучинистых грунтах. – М.:Высшая школа, 2009.
5. *Мащенко А. В., Пономарев А. Б.* К вопросу использования армированных сезоннопромерзающих пучинистых грунтов в качестве оснований фундаментов // Вестник ПНИПУ. Серия: Строительство и архитектура. №1, 2012. — С. 64–80.
6. *Киселев М. Ф.* Морозное пучение и мероприятия по уменьшению деформаций фундаментов на пучинистых грунтах // Тр.НИИОСП. Вып.52. – М.: Госстройиздат, 1992.

© Казанцева П. А., Сазонова С. А., Пономарев А. Б., 2015

О. С. Карманова⁽¹⁾, С. И. Вахрушев⁽¹⁾

ИССЛЕДОВАНИЯ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК КОВШЕЙ ФРОНТАЛЬНЫХ ПОГРУЗЧИКОВ

Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽¹⁾

В статье сформулирован метод исследования и расчет геометрических характеристик фронтального погрузчика. Рассмотрена зависимость геометрических параметров ковша фронтального погрузчика, определяющие его вместимость от значения грузоподъемности погрузчика и плотности насыпного материала.

К л ю ч е в ы е с л о в а : фронтальный погрузчик, ковш, объем, грузоподъемность, вместимость.

Грузоподъемность — один из главных параметров фронтального погрузчика. Зависящими от нее характеристиками являются габариты машины, агрегатов и узлов, вероятность использования навесного оборудования, а также мощность трансмиссии и двигателя, продуктивность гидравлического оборудования [1–3].

Существует корреляционная зависимость грузоподъемности Q_n от эксплуатационной массы погрузчиков

$$Q_n = f(m_3). \quad (1)$$

Для погрузчиков всего размерного ряда $0 \leq m_3 \leq 250\text{т}$

$$Q_n = 0,0002m_3^2 + 0,243m_3. \quad (2)$$

Для погрузчиков среднего и тяжелого типов $m_3 \leq 50\text{т}$

$$Q_n = 0,2534m_3. \quad (3)$$

Для всех типов фронтальных погрузчиков получена зависимость мощности двигателя от эксплуатационной массы машины:

$$N_e = -0,0008m_3^2 + 6,9404m_3. \quad (4)$$

Кроме того, выведена зависимость мощности двигателя от номинальной грузоподъемности погрузчика.

$$N_e = -0,0752Q_n^2 + 23,231Q_n. \quad (5)$$

Объем ковша различных моделей фронтальных погрузчиков может колебаться в пределах 1,8–3,5 м³. При выборе спецтехники важно обратить внимание на этот показатель. Также в целях повышения производительности лучше отдать предпочтение моделям со съемным ковшом, чтобы иметь возможность устанавливать оборудования для выполнения разных работ [2, 4, 5].

В легких и тяжелых условиях основной ковш должен обеспечивать работу погрузчика, при этом постоянная номинальная грузоподъемность должна быть сохра-

нена. Вместимость ковша разделяют на три вида. Геометрически максимальную и номинальную, а также его вместимость с «шапкой».

Номинальной вместимостью ковша называют объем ковша, заполненного до плоскости геометрической вместимости. На рис. 1 номинальная вместимость ковша формируется профилем его сечения, расположенного ниже горизонтальной плоскости, проведенной через т. 8 основания козырька ковша и его режущую кромку 4. Номинальную вместимость ковша, согласно стандарту, определяют по номинальной грузоподъемности погрузчика по формуле [2, 3, 6]:

$$V_r = \frac{Q_n}{\rho_m \cdot K_n}, \quad (6)$$

где K_n — коэффициент наполнения ковша.

Вместимостью с «шапкой» называют сумму объема материалов над ковшом, учитывая угол естественного откоса 1 : 2 и геометрическую вместимость. На рис. 1 показан образованный профиль точками 4, 8, 9 и 6 сечения материала в ковше, который располагается выше линии 4–8, он имеет откосы 1 : 2 на пространственных фронтальных и боковых проекциях и является «шапкой». Объем ковша с шапкой рассчитывается по формуле:

$$V_{гш} = 1,25V_r. \quad (7)$$

Вместимость ковша и плотность материала определяются условием:

$$Q_n = \rho_{m \min} \cdot V_{гш} \approx \rho_{m \max} \cdot V_r. \quad (8)$$

где $\rho_{m \max}$, $\rho_{m \min}$ — соответственно, максимальное и минимальное значения плотности насыпного материала ковша; V_r — номинальная геометрическая вместимость ковша; $V_{гш}$ — вместимость его с «шапкой».

На рис. 1 показано сечение ковша фронтального погрузчика.

Сечение ковша образовано дугой 5–7 с центром в точке 2 и радиусом r . Длина условной передней L_1 и условной задней L_2 стенок ковша равна длине касательных 4–0 и 8–0 к дуге днища, соответственно. Касательные 4–0 и 8–0 образуют угол γ_0 раскрытия ковша, пересекаясь в т. О. Передняя стенка l_1 ковша образуется отрезком прямой 4–5, а задняя l_2 ограничена точками 7–8 отрезка прямой. Линия зева, линия 4–8.

Ширина ковша наружная равняется по ширине погрузчика B_r , а ширина ковша внутренняя B_0 определяется по формуле:

$$B_0 = 0,993B_r. \quad (9)$$

Основной геометрический параметр ковша — это радиус его днища r_0 . Рассмотрим корреляционную зависимость r_0 от Q_n погрузчика:

$$r_0 = (0,26 \div 0,28) \sqrt[3]{Q_n}. \quad (10)$$

Значения длин передней стенки ковша определяются из условия:

$$L_1 = (3,75 \div 4)r_0, \quad (11)$$

$$l_1 = L_1 - \frac{r_0}{\operatorname{tg} \frac{\gamma_0}{2}}, \quad (12)$$

где L_1 — условная длина стенки; l_1 — действительная длина; $\gamma_0 = 45 \div 55^\circ$.

Длина ковша задней стенки условная вычисляется по формуле:

$$L_2 = (0,85 \div 0,96)L_1. \quad (13)$$

Длина ковша задней стенки l_2 ковша вычисляется по формуле:

$$l_2 = L_2 - \frac{r_0}{\operatorname{tg} \frac{\gamma_0}{2}}. \quad (14)$$

Площадь сечения ковша A_k получается из суммы площадей четырёх геометрических фигур (см. рис. 1):

$$A_k = \sum_{i=1}^{i=4} A_i = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 = r_0^2 \frac{\pi - \gamma_0}{2} + \frac{r_0 \cdot l_1}{2} + \frac{r_0 \cdot l_2}{2} + \frac{h_4 \cdot l_{4-8}}{2}, \quad (15)$$

где A_1 — площадь кругового сектора радиусом r_0 ; A_2 — площадь правого прямоугольного треугольника, примыкающего к сектору; A_3 — площадь левого прямоугольного треугольника, примыкающего к сектору; A_4 — площадь треугольника, основанием которого является линия зева ковша l_{4-8} , а вершина h_4 соответствует т. 2 сечения ковша.

Номинальный геометрический объём ковша вычисляется по формуле:

$$V_r = A_k B_0. \quad (16)$$

Математическая модель расчёта параметров ковша дает возможность совершить как предварительный, так и окончательный выбор его размерно-геометрических параметров.

Для того, чтобы спроектировать ковш, зная его угол раскрытия γ_0 и ширину B_0 , необходимой вместимости требуется подобрать размеры сечения ковша соответствующие его грузоподъёмности Q_n и номинальному геометрическому объёму V_r погрузчика:

$$Q_n = A_k B_0 D_{\max}. \quad (17)$$

Рассмотрим пример расчета в двух вариантах параметров ковша фронтального погрузчика ML50N Hamburg грузоподъёмностью $Q_n = 5$ т и шириной погрузчика $B_r = 3000$ мм [7, 8].

Вычислим внутреннюю ширину ковша по формуле (9):

$$B_0 = 0,993 \cdot 3,0 = 2,979 \text{ м.}$$

Первый вариант. Рассчитаем по формуле (10) радиус днища ковша:

$$r_0 = 0,26 \sqrt[3]{5} = 0,445 \text{ м.}$$

Рассчитаем по формуле (11), (12) условную L_1 и действительную l_1 значения длины передней стенки ковша:

$$L_1 = 3,9 \cdot 0,445 = 1,74 \text{ м}; \quad l_1 = 1,74 - \frac{0,445}{\operatorname{tg} \frac{50}{2}} = 0,76 \text{ м}.$$

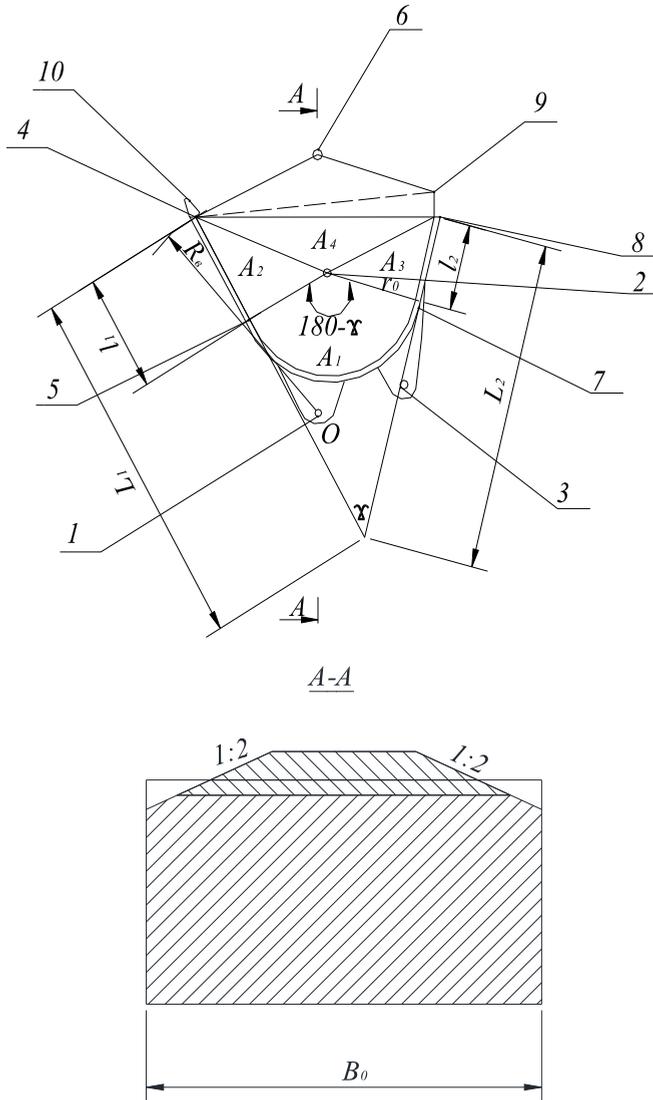


Рис. 1. Сечение ковша фронтального погрузчика

Рассчитаем по формуле (13), (14) условную L_2 и действительную l_2 значения длины передней стенки ковша:

$$L_2 = 0,91 \cdot 1,74 = 1,58 \text{ м}; \quad l_2 = 1,58 - \frac{0,445}{\operatorname{tg} \frac{50}{2}} = 0,62 \text{ м}.$$

Рассчитаем по формуле (15) площадь сечения ковша:

$$A_k = 0,445^2 \frac{3,14 - 0,87}{2} + \frac{0,445 \cdot 0,76}{2} + \frac{0,445 \cdot 0,62}{2} + \frac{0,334 \cdot 1,25}{2} = 0,74 \text{ м}^2.$$

Зная внутреннюю ширину ковша по формуле (16) рассчитаем номинальный геометрический объем ковша:

$$V_r = 0,74 \cdot 2,979 = 2,20 \text{ м}^3.$$

Зная грузоподъемность и внутреннюю ширину ковша, найдем оптимальную плотность грунта исходя из формулы (17):

$$\rho_{\max} = \frac{Q_n}{A_k \cdot B_0} = \frac{5000}{0,74 \cdot 2,979} = 2273 \text{ кг/м}^3.$$

Вывод: для погрузчика ML50N Hamburg, геометрический объем ковша которого получили расчетным путем, равным $2,20 \text{ м}^3$, оптимальной плотностью грунта является $\rho_{\max} = 2273 \text{ кг/м}^3$. Данная плотность в естественном залегании соответствует гравийно-галечным грунтам при размере частиц свыше 80 мм, пескам, супесям, суглинкам, содержание частиц крупнее 2 мм более 65% [9–15].

Второй вариант. Рассчитаем по формуле (10) радиус днища ковша:

$$r_0 = 0,28 \sqrt[3]{5} = 0,479 \text{ м}.$$

Рассчитаем по формуле (11), (12) условную L_1 и действительную l_1 значения длины передней стенки ковша:

$$L_1 = 3,9 \cdot 0,479 = 1,87 \text{ м}; \quad l_1 = 1,87 - \frac{0,479}{\text{tg} \frac{50}{2}} = 0,84 \text{ м}.$$

Рассчитаем по формуле (13), (14) условную L_2 и действительную l_2 значения длины передней стенки ковша:

$$L_2 = 0,91 \cdot 1,87 = 1,70 \text{ м}; \quad l_2 = 1,70 - \frac{0,479}{\text{tg} \frac{50}{2}} = 0,67 \text{ м}.$$

Рассчитаем по формуле (15) площадь сечения ковша:

$$A_k = 0,479^2 \frac{3,14 - 0,87}{2} + \frac{0,479 \cdot 0,84}{2} + \frac{0,479 \cdot 0,67}{2} + \frac{0,334 \cdot 1,25}{2} = 0,83 \text{ м}^2.$$

Зная внутреннюю ширину ковша по формуле (16) рассчитаем номинальный геометрический объем ковша:

$$V_r = 0,83 \cdot 2,979 = 2,48 \text{ м}^3.$$

Зная грузоподъемность и внутреннюю ширину ковша, найдем оптимальную плотность грунта исходя из формулы (17):

$$\rho_{\max} = \frac{Q_n}{A_k \cdot B_0} = \frac{5000}{0,83 \cdot 2,979} = 2022 \text{ кг/м}^3.$$

Вывод: для погрузчика ML50N Hamburg, геометрический объем ковша которого получили расчетным путем, равным $2,48 \text{ м}^3$, оптимальной плотностью грунта является $\rho_{\max} = 2022 \text{ кг/м}^3$. Данная плотность в естественном залегании соответствует мало прочным аргиллитам, пескам, супесям, суглинкам, содержание частиц крупнее 2 мм до 35% [9–15].

Следующим рассмотрим пример расчета параметров ковша фронтального погрузчика L580 Liebherr грузоподъемностью $Q_n = 14$ тонн и шириной погрузчика $B_f = 3700$ мм [7, 8], также в двух вариантах.

Вычислим внутреннюю ширину ковша по формуле (9):

$$B_0 = 0,993 \cdot 3,7 = 3,674 \text{ м.}$$

Первый вариант. Рассчитаем по формуле (10) радиус дна ковша:

$$r_0 = 0,26 \sqrt[3]{14} = 0,627 \text{ м.}$$

Рассчитаем по формуле (11), (12) условную L_1 и действительную l_1 значения длины передней стенки ковша:

$$L_1 = 3,9 \cdot 0,627 = 2,45 \text{ м; } l_1 = 2,45 - \frac{0,627}{\text{tg} \frac{50}{2}} = 1,10 \text{ м.}$$

Рассчитаем по формуле (13), (14) условную L_2 и действительную l_2 значения длины передней стенки ковша:

$$L_2 = 0,91 \cdot 2,45 = 2,23 \text{ м; } l_2 = 2,23 - \frac{0,627}{\text{tg} \frac{50}{2}} = 0,88 \text{ м.}$$

Рассчитаем по формуле (15) площадь сечения ковша:

$$A_k = 0,627^2 \frac{3,14 - 0,87}{2} + \frac{0,627 \cdot 1,10}{2} + \frac{0,627 \cdot 0,88}{2} + \frac{0,411 \cdot 1,26}{2} = 1,33 \text{ м}^2.$$

Зная внутреннюю ширину ковша по формуле (16) рассчитаем номинальный геометрический объем ковша:

$$V_f = 1,33 \cdot 3,674 = 4,89 \text{ м}^3.$$

Зная грузоподъемность и внутреннюю ширину ковша, найдем оптимальную плотность грунта исходя из формулы (17):

$$\rho_{\max} = \frac{Q_n}{A_k \cdot B_0} = \frac{14000}{1,33 \cdot 3,674} = 2863 \text{ кг/м}^3.$$

Вывод: для погрузчика L580 Liebherr, геометрический объем ковша которого получили расчетным путем, равным $4,89 \text{ м}^3$, оптимальной плотностью грунта является $\rho_{\max} = 2863 \text{ кг/м}^3$. Данная плотность в естественном залегании соответствует плотным, прочным доломитам, крепким диабазам [9–15].

Второй вариант. Рассчитаем по формуле (10) радиус днища ковша:

$$r_0 = 0,28\sqrt[3]{14} = 0,675 \text{ м.}$$

Рассчитаем по формуле (11), (12) условную L_1 и действительную l_1 значения длины передней стенки ковша:

$$L_1 = 3,9 \cdot 0,675 = 2,63 \text{ м; } l_1 = 2,63 - \frac{0,675}{\text{tg} \frac{50}{2}} = 1,18 \text{ м.}$$

Рассчитаем по формуле (13), (14) условную L_2 и действительную l_2 значения длины передней стенки ковша:

$$L_2 = 0,91 \cdot 2,63 = 2,39 \text{ м; } l_2 = 2,39 - \frac{0,675}{\text{tg} \frac{50}{2}} = 0,94 \text{ м.}$$

Рассчитаем по формуле (15) площадь сечения ковша:

$$A_k = 0,675^2 \frac{3,14 - 0,87}{2} + \frac{0,675 \cdot 1,18}{2} + \frac{0,675 \cdot 0,94}{2} + \frac{0,411 \cdot 1,26}{2} = 1,49 \text{ м}^2.$$

Зная внутреннюю ширину ковша по формуле (16) рассчитаем номинальный геометрический объем ковша:

$$V_r = 1,49 \cdot 3,674 = 5,4 \text{ м}^3.$$

Зная грузоподъемность и внутреннюю ширину ковша, найдем оптимальную плотность грунта исходя из формулы (17):

$$\rho_{\max} = \frac{Q_n}{A_k \cdot B_0} = \frac{14000}{1,49 \cdot 3,674} = 2557 \text{ кг/м}^3.$$

Вывод: для погрузчика L580 Liebherr, геометрический объем ковша которого получили расчетным путем, равным $5,4 \text{ м}^3$, оптимальной плотностью грунта является $\rho_{\max} = 2557 \text{ кг/м}^3$. Данная плотность в естественном залегании соответствует прочному песчаннику, мало прочным диабазам [9–15].

Результаты расчетов зависимости плотности грунта от грузоподъемности, радиуса днища и номинального геометрического объема сведены в табл. 1.

Таблица 1

Результаты расчетов

| Грузоподъемность погрузчика Q , т | Радиус днища ковша r_0 , м | Объем ковша V_r , м^3 | Плотность грунта ρ_{\max} , т/м^3 |
|-------------------------------------|------------------------------|----------------------------------|---|
| 5 | 0,445 | 2,20 | 2,27 |
| | 0,479 | 2,48 | 2,02 |
| 14 | 0,627 | 4,89 | 2,86 |
| | 0,675 | 5,40 | 2,56 |

Представленные расчеты показывают корреляционную зависимость параметров ковша от грузоподъемности Q_n через его радиус днища r_0 . Изменяя радиус, значения номинального геометрического объема V_f также будут меняться. Разница между $r_0 = 0,26\sqrt[3]{Q_n}$ и $r_0 = 0,28\sqrt[3]{Q_n}$ составляет $\pm 8\%$, следовательно, в зависимости от выбранного радиуса значения V_f будут изменяться в этом же пределе. Это дает возможность определить оптимальную плотность грунта путем варьирования значений радиуса днища и грузоподъемности погрузчика.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Тарасов Б. Н., Бояркина И. В. Методика проектирования основного ковша фронтально-погрузчика. – М.: Строительные машины, 2013. — 23 с.
2. Фохт Л. Г. Одноковшовый погрузчик. – М.: Стройиздат, 1986. — С. 25.
3. Базанов А. Ф., Забегалов Г. В. Самоходные погрузчики. – М.: Машиностроение, 1979. — 408 с.
4. Майоров И. А., Давыдов А. Г., Шакалов М. О., Восковцов А. И., Шкробот Ю. Г., Павлов И. М. Погрузчик фронтальный быстромонтируемый. опубл. 27.03.2007, бюл. №9.
5. Павлов И. М., Восковцов А. И. Быстросъемный фронтальный погрузчик // Сельский механизатор №8. 2007. — С. 54.
6. Волков Д. П. Строительные машины: Учебник для вузов. Изд. 2-е перераб. и доп. – М.: АСВ, 2002. — 375 с.
7. Раннев А. В., Корелин В. Ф., Жаворонков А. В. и др. Строительные машины: справочник в 2 т. / под общ. ред. Э. Н. Кузина. Машины для строительства промышленных, гражданских сооружений и дорог. Машиностроение, 1991. — 496 с.
8. Вахрушев С. И. Строительные машины для земляных работ: учеб. пособие. Изд-во Пермского государственного технического университета, 2007. — 247 с.
9. Bradley W. F. Density of Water sorbed on Montmorillonite // Nature, 1959. V. 183. №6. — P. 1614–1615.
10. Ухов С. Б., Семенов В. В., Знаменский В. В., Тер-Мартirosян З. Г., Чернышев С. Н. Механика грунтов, основания и фундаменты. – М., 1994. — С. 95.
11. De Wit C. T., Arens P. L. Moisture content and density of some clay minerals and some remarks on the hydration of clay // Soil Science of America. 1950. V. 4. № 2. — P. 323–327.
12. ГОСТ 25100-82. Грунты. Классификация. – М.: Изд-во стандартов, 1988. — 13 с.
13. Andrus R. D., Stokoe K. H. II. Liquefaction resistance based on shear wave velocity // Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Buffalo, USA: NCEER, State University of New York at Buffalo, 1997. — P. 89–128.
14. Бондарик Г. К. Общая теория инженерной (физической) геологии. – М.: Недра, 1981. — 256 с.
15. Andrus R. D., Stokoe K. H. II. Liquefaction resistance of soils from shear wave velocity // Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering. AsCe, 2000. V. 126. №11. — P. 1015–1025.

© Карманова О. С., Вахрушев С. И., 2015

УДК 624.137.5

О. С. Карманова⁽¹⁾, В. О. Пикулева⁽¹⁾, В. И. Клевеко⁽¹⁾

АНАЛИЗ МЕТОДОВ ОПРЕДЕЛЕНИЯ АКТИВНОГО ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА НА ПОДПОРНЫЕ СТЕНКИ

Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽¹⁾

В статье приведены результаты сравнения величины активного давления на подпорные стенки, определенные тремя аналитическими методами и методом конечных элементов, реализованным в программном комплексе PLAXIS. Рассмотрены два типа грунта с различными физико-механическими характеристиками.

К л ю ч е в ы е с л о в а : активное давление грунта, подпорные стенки, сыпучие грунты, связные грунты.

Основной идеей удерживающих конструкций является поддержание откоса грунта нужной крутизны. Такая идея широко применяется при промышленном, гражданском, дорожном строительстве.

Определение активного давления грунта на подпорные стенки является актуальной задачей при проектировании удерживающих конструкций, т.к. от величины активного давления во многом зависит конструкция и стоимость удерживающих сооружений. Существуют множество способов расчета активного давления: теоретический, эмпирический, аналитический, графический. Для анализа величины активного давления на подпорные стены было рассмотрено четыре метода расчета: классический метод механики грунтов; современный аналитический метод; методика, приведенная в действующей нормативной документации; численный метод конечных элементов, реализованный в программе PLAXIS.

Первый метод

Первым был рассмотрен классический аналитический метод определения давления грунта на подпорную стенку [1]. Основное допущение для данного метода — поверхности скольжения плоские.

Рассмотрим простейший случая, когда грунт является идеально сыпучим. Так как в этом методе есть допущения, в виде плоской поверхности, значит, отсутствует трение между стенкой и грунтом. Тогда из призмы обрушения вырежем элементарную призму и рассмотрим ее равновесие (рис. 1).

Из условия предельного равновесия

$$\sigma_1 = \gamma \cdot z; \tag{1}$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \tag{2}$$

Подставляем (1) в (2), получаем:

$$\sigma_2 = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \tag{3}$$

Равнодействующую активного давления грунта на подпорную стенку E_a получаем из площади эпюры давления:

$$E_a = \max \frac{H \cdot \sigma_2}{2}. \quad (4)$$

Подставляем (3) в (4), получаем:

$$E_a = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (5)$$

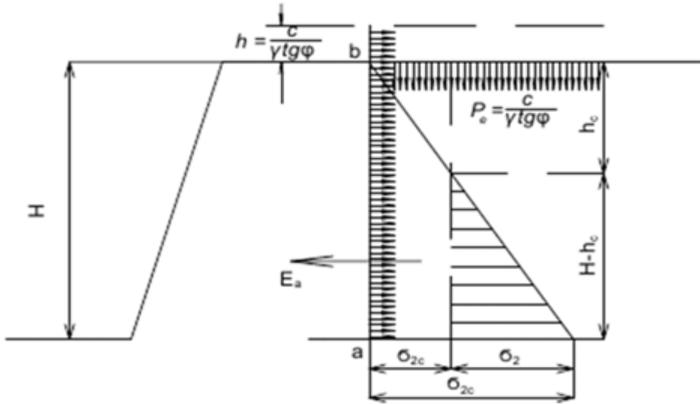


Рис. 1. Расчётная схема к определению активного давления несвязного грунта

Далее рассмотрим связные грунты. Грунт также давит на абсолютно гладкую подпорную стенку при горизонтальной засыпке. Силу сцепления заменяем всесторонним равномерным давлением связности (рис. 2).

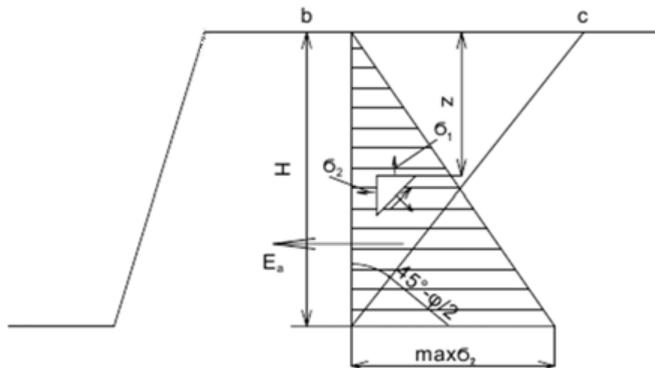


Рис. 2. Расчётная схема к определению активного давления связного грунта

$$P_e = \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}. \quad (6)$$

Тогда горизонтальные напряжения:

$$\sigma_2 = \gamma(H+h) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (7)$$

$$h = \frac{c}{\gamma \cdot \operatorname{tg} \varphi}. \quad (8)$$

Учитывая, (6) и (8) получим:

$$\sigma_2 = \gamma \left(H + \frac{c}{\gamma \cdot \operatorname{tg} \varphi} \right) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}. \quad (9)$$

Преобразуем формулу (9):

$$\sigma_2 = \gamma \cdot H \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (10)$$

или

$$\sigma_2 = \sigma_{2\varphi} - \sigma_{2c}. \quad (11)$$

Из приведенных выше формул видно, что боковое давление грунта уменьшает сцепление на величину σ_{2c} . Суммарное давление на некоторой глубине h_c будет равно нулю. При условии $\sigma_2 = 0$ найдем глубину h_0 и как площадь треугольника со сторонами σ_2 и $H - h_c$ определим полное активное давление грунта на подпорную стенку.

$$E_a = \frac{\sigma^2 (H - h_c)}{2}. \quad (12)$$

При $h = H$ активное давление определяется по формуле:

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \cdot c \cdot H \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{2c^2}{\gamma}. \quad (13)$$

Классический метод механики грунтов для определения величины активного давления на подпорные стенки имеет ряд недостатков. Поэтому в последнее время появились новые аналитические методы, которые во многом, лишены основных недостатков классического метода.

Второй метод

Вторым способом определения активного давления был рассмотрен метод, приведенный в работе [2]. Активное давление грунта определяется методом предельного равновесия с использованием прямолинейных поверхностей скольжения.

На рис. 3 дана расчетная схема к определению активного давления на подпорную стенку для прямолинейного откоса AC , сложенного однородным грунтом и составляющего с горизонтом угол α . Грунт характеризуется удельным весом γ и параметрами прочности — удельным сцеплением c и углом внутреннего трения φ . Тыловая грань стенки AB наклонена к вертикали на угол ε и характеризуется углом трения с грунтом δ . На поверхности откоса действует вертикальная распределенная нагрузка q .

Распределение активного давления σ_a по тыловой грани подпорной стенки высотой h принимается по линейному закону. При этом $\sigma_a = \sigma_{a0}$ в точке $A(z=0)$ и $\sigma_a = \sigma_{ah}$ в точке $B(z=h)$. Величины σ_{a0} и σ_{ah} определяются формулами:

$$\sigma_{a0} = q\lambda_{aq} - c\lambda_{ac}; \quad \sigma_{ah} = \gamma h\lambda_a + q\lambda_{aq} - c\lambda_{ac}. \quad (14)$$

Коэффициенты активного давления грунта λ_a , λ_{aq} , λ_{ac} и рассчитываются по формулам:

$$\lambda_a = \frac{D_1 \cos(\varepsilon - \alpha)}{D_2 \cos^2 \varepsilon}; \lambda_{aq} = \frac{D_1}{D_2 \cos \varepsilon}; \lambda_{ac} = \frac{2(A^2 + B^2) \cos \varphi \cos(\varepsilon - \alpha)}{D_2 \cos \varepsilon}, \quad (15)$$

где

$$D_1 = \sin(\alpha_1) [B \sin(\alpha_1 - \alpha_2) - AC] + \cos \alpha_1 [A \sin(\alpha_1 - \alpha_2) + BC] + (A^2 + B^2) \sin(\varepsilon - \varphi),$$

$$D_2 = \sin(\alpha_2) [B \sin(\alpha_1 - \alpha_2) - AC] + \cos \alpha_2 [A \sin(\alpha_1 - \alpha_2) + BC] + a_2 (A^2 + B^2),$$

$$A = a_1 \sin \alpha_2 - a_2 \sin \alpha_1; B = a_2 \cos \alpha_1 - a_1 \cos \alpha_2; C = \sqrt{A^2 + B^2 - \sin^2(\alpha_1 - \alpha_2)};$$

$$a_1 = \sin(\varepsilon - \varphi) - \frac{4\eta \cos(\varepsilon - \alpha) \cos \varepsilon \cos \varphi}{\cos(\varepsilon - \alpha) + 2q \cos \varepsilon}; a_2 = \sin(\varepsilon + \delta + \varphi - \alpha);$$

$$\alpha_1 = \varepsilon + \varphi; \alpha_2 = \varepsilon + \delta + \varphi + \alpha; \eta = \frac{c}{\gamma h}.$$

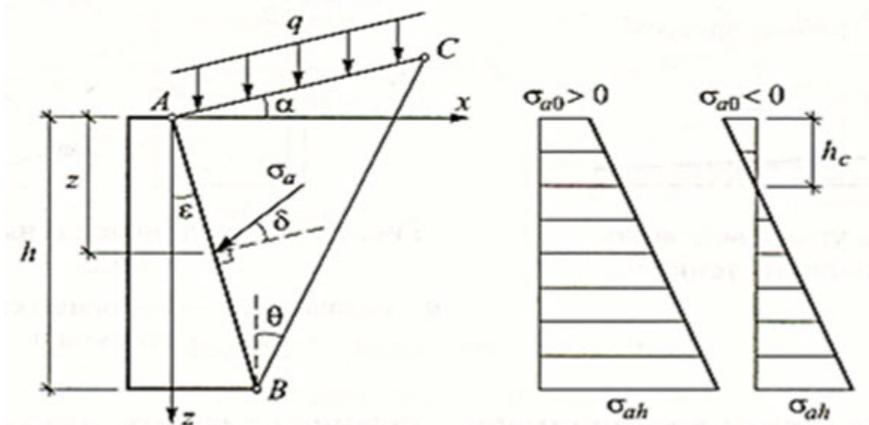


Рис. 3. Расчётная схема к определению активного давления грунта

Равнодействующая сила активного давления, составляющая с нормалью к тыловой грани подпорной стенки угол δ , определяется по формулам:

$$\text{в случае } \sigma_{a0} \geq 0: E_a = \frac{1}{2} (\sigma_{a0} + \sigma_{ah}) h; \quad (16)$$

$$\text{в случае } \sigma_{a0} < 0: E_a = \frac{1}{2} \frac{\sigma_{ah}^2}{\sigma_{ah} + \sigma_{a0}} h. \quad (17)$$

Третий метод

В настоящее время для проектирования подпорных стен действует актуализированная редакция СНиП 2.09.03-85 «Сооружения промышленных предприятий» — СП 43.13330.2012, для которого издано пособие [3]. Основные положения которого приведены ниже.

Первый случай, когда грунты несвязные. В случае свободной от нагрузки наклонной поверхности засыпки и наклонной тыловой грани стены горизонтальная σ_{ah} и вертикальная σ_{av} составляющие активного давления грунта на глубине z (рис. 3) определяются по формулам:

$$\sigma_{ah} = \gamma z \lambda_a; \quad (18)$$

$$\sigma_{av} = \sigma_{ah} \operatorname{tg}(\alpha + \delta); \quad (19)$$

где γ — расчетное значение удельного веса грунта; α — угол наклона тыловой грани стены к вертикали, принимаемый со знаком плюс при отклонении от вертикали в сторону стены; δ — угол трения грунта на контакте со стенкой, принимаемый для стен с повышенной шероховатостью равным φ , для мелкозернистых водонасыщенных песков и при наличии на поверхности вибрационных нагрузок равным 0, в остальных случаях равным $0,5\varphi$ (здесь φ — расчетное значение угла внутреннего трения грунта); λ_a — коэффициент активного давления грунта:

$$\lambda_a = \left[\frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos \alpha \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cos(\varphi - \rho)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \rho)}} \right)} \right]^2, \quad (20)$$

здесь ρ — угол наклона поверхности грунта к горизонту, принимаемый со знаком плюс при отклонении этой поверхности от горизонтали вверх: $|\rho| \leq \varphi$.

В частном случае для гладкой вертикальной тыловой грани и горизонтальной поверхности грунта коэффициент активного давления вычисляется по формуле:

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (21)$$

Равнодействующие горизонтального E_{ah} и вертикального E_{av} давлений грунта для стен высотой H определяются как площади соответствующих треугольных эпюр давлений (рис. 3) по формулам:

$$E_{ah} = \frac{\sigma_{ah} H}{2}; \quad (22)$$

$$E_{av} = \frac{\sigma_{av} H}{2}. \quad (23)$$

Второй рассмотренный случай, когда грунты связные. Горизонтальная σ'_{ah} и вертикальная σ'_{av} составляющие активного давления связного грунта на глубине z (см. рис. 3) определяются по формулам:

$$\sigma'_{ah} = \sigma'_{ah} - \sigma_{ch}; \quad (24)$$

$$\sigma'_{av} = \sigma'_{ah} \operatorname{tg}(\alpha - \delta); \quad (25)$$

где σ_{ch} — давление связности; $\sigma_{ch} = cK$, здесь c — удельное сцепление грунта;

$$K = \frac{1}{\operatorname{tg}\varphi} \left[\frac{\cos(\alpha - \delta)}{\cos\alpha \cos\delta} - \lambda_a \frac{\cos\alpha \cos\rho}{\cos(\alpha - \rho)} \right]. \quad (26)$$

Если значение K , вычисленное по формуле (26), меньше нуля, в расчетах принимается $K = 0$.

В частном случае при горизонтальной поверхности засыпки ($\rho = 0$) и вертикальной задней грани ($\alpha = 0$) (или расчетной плоскости) горизонтальная составляющая активного давления грунта на глубине z определяется по формуле

$$\sigma'_{ah} = \gamma \cdot z \cdot \lambda_a + \frac{c(\lambda_a - 1)}{\operatorname{tg}\varphi}. \quad (27)$$

Равнодействующая горизонтального E'_{ah} и вертикального E'_{av} давлений грунта для стен высотой H (см. рис. 3) определяется по формулам:

$$E'_{ah} = \frac{\sigma'_{ah}(H - h_c)}{2}; \quad (28)$$

$$E'_{av} = \frac{\sigma'_{av}(H - h_c)}{2}; \quad (29)$$

где

$$h_c = \frac{\sigma_{ch}}{\sigma_{ah}} H.$$

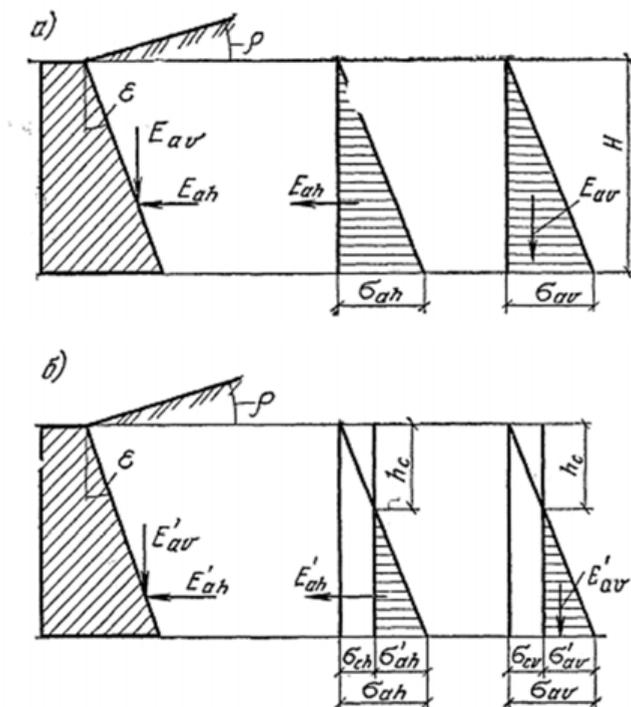


Рис. 4. Расчетная схема к определению активного давления грунта на стенку: а — несвязного, б — связного

Четвертый метод

Численные методы расчета широко применяются в геотехнических расчетах [4–14]. Одной из наиболее распространенных программ является комплекс PLAXIS, который позволяет рассчитывать широкий круг геотехнических задач, в том числе и проектирование подпорных стен. Для получения значений величины активного давления была смоделирована подпорная стенка высотой 3,0, 6,0 и 10 м и заданы различные характеристики грунтов.

Для получения количественных величин активного давления грунта были выполнены расчеты, результаты которых приведены в табл. Для анализа мы взяли высоту подпорной стенки $H = 3; 6, 10$ м. В качестве грунтов засыпки были приняты: песчаные грунты с показателями $\gamma = 1,8 \text{ г/см}^3$, $\varphi = 25$ и 30 град, $c = 0$ кПа и глинистые грунты с показателями $\gamma = 1,8 \text{ г/см}^3$, $\varphi = 25$ и 30 град, $c = 15$ кПа.

Полученные значения величины активного давления представлены в табл. 1.

Таблица 1

Результаты расчета активного давления

| Грунт | Величина активного давления, кН/м | | |
|--|-----------------------------------|-------|-------|
| | при высоте подпорной стенки, м | | |
| | 3,0 | 6,0 | 10,0 |
| Первый метод | | | |
| Песок $\varphi = 25$ град | 3,29 | 13,15 | 36,53 |
| Песок $\varphi = 30$ град | 2,70 | 10,80 | 30,00 |
| Глина $\varphi = 25$ град, $c = 15$ кПа | 0,04 | 4,05 | 19,63 |
| Глина $\varphi = 30$ град, $c = 15$ кПа | 0,00 | 2,73 | 14,93 |
| Второй метод | | | |
| Песок $\varphi = 25$ град | 3,29 | 13,16 | 36,55 |
| Песок $\varphi = 30$ град | 2,70 | 10,81 | 30,02 |
| Глина $\varphi = 25$ град, $c = 15$ кПа, | 0,07 | 4,35 | 20,28 |
| Глина $\varphi = 30$ град, $c = 15$ кПа | 0,00 | 2,80 | 14,94 |
| Третий метод | | | |
| Песок $\varphi = 25$ град | 2,60 | 10,37 | 28,80 |
| Песок $\varphi = 30$ град | 2,11 | 8,42 | 23,40 |
| Глина $\varphi = 25$ град, $c = 15$ кПа | -0,18 | 4,83 | 19,57 |
| Глина $\varphi = 30$ град, $c = 15$ кПа | 0,15 | 4,51 | 16,88 |
| Четвертый метод | | | |
| Песок $\varphi = 25$ град | 0,95 | 7,73 | 35,10 |
| Песок $\varphi = 30$ град | 0,81 | 6,35 | 28,82 |
| Глина $\varphi = 25$ град, $c = 15$ кПа | 0,00 | 1,34 | 12,62 |
| Глина $\varphi = 30$ град, $c = 15$ кПа | 0,00 | 0,86 | 9,25 |

Для визуализации полученных результатов были построены графики, представленные на рис. 5–10.

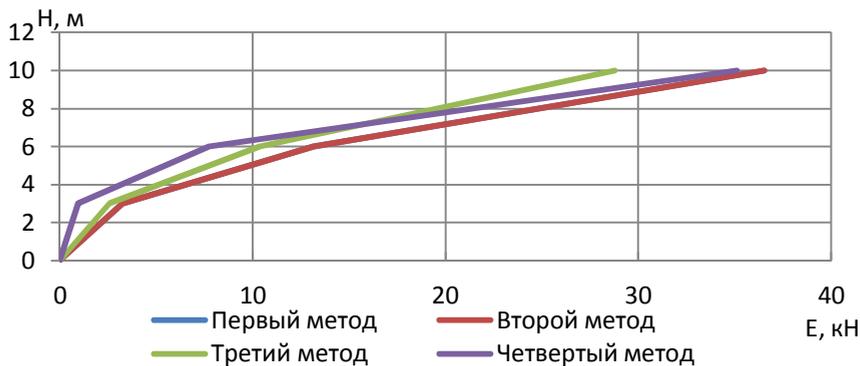


Рис. 5. График зависимости активного давления грунта от высоты подпорной стенки для песка с $\varphi = 25$ град. (Результаты расчетов для первого и второго методов совпадают)

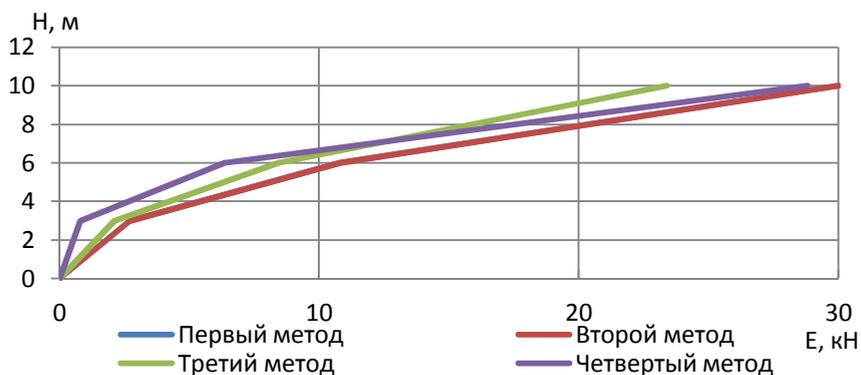


Рис.6. График зависимости активного давления грунта от высоты подпорной стенки для песка с $\varphi = 30$ град. (Результаты расчетов для первого и второго методов совпадают)

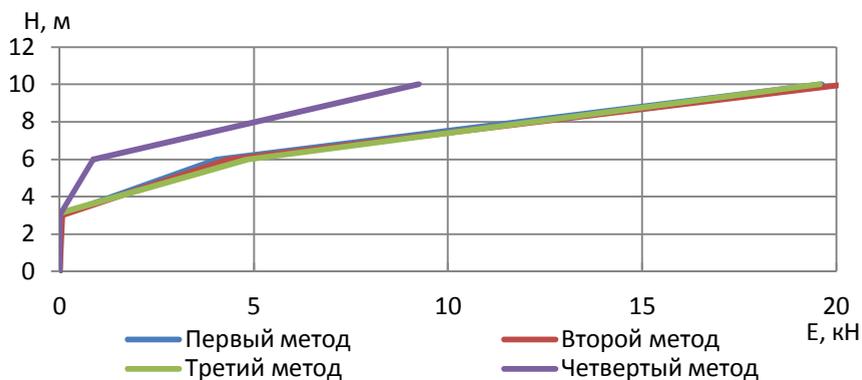


Рис. 7. График зависимости активного давления грунта от высоты подпорной стенки для глины с $\varphi = 25$ град и $c = 15$ кПа

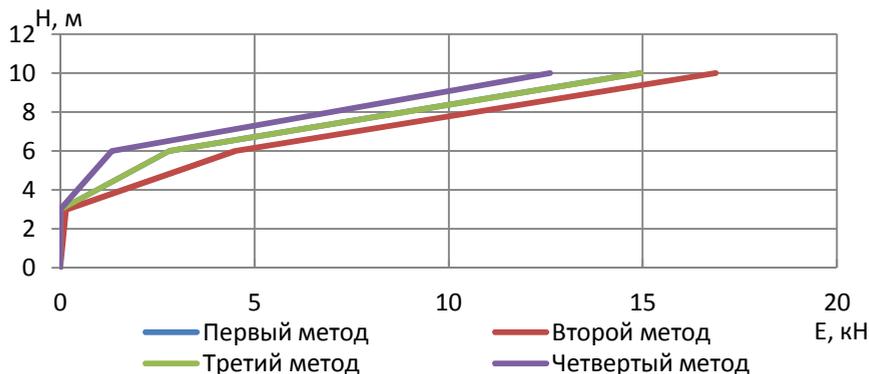


Рис. 8. График зависимости активного давления грунта от высоты подпорной стенки для глины с $\varphi = 30$ град и $c = 15$ кПа.
(Результаты расчетов для первого и третьего методов совпадают)

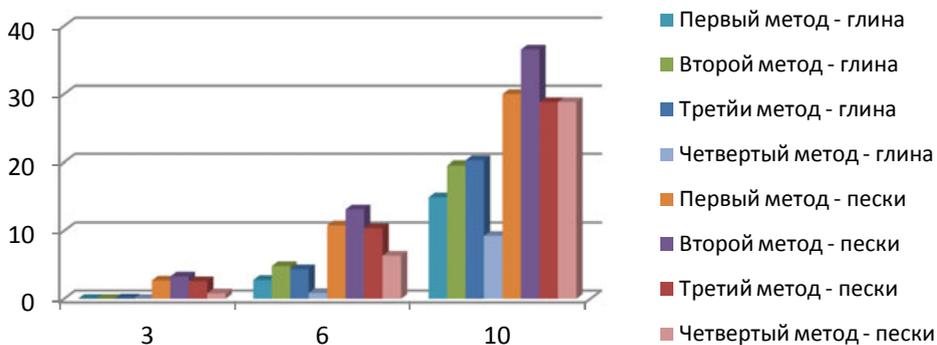


Рис. 9. Диаграмма сравнения полученных значений активного давления в зависимости от высоты подпорной стенки для песка с $\varphi = 25$ град и глины с $\varphi = 25$ град, $c = 15$ кПа

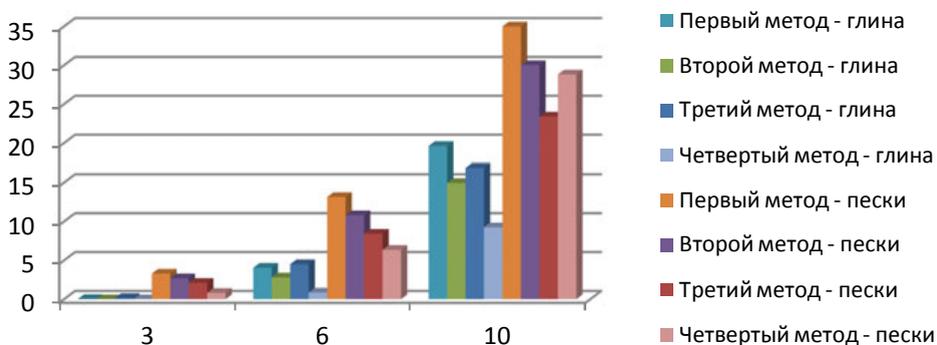


Рис. 10. Диаграмма сравнения полученных значений активного давления в зависимости от высоты подпорной стенки для песка с $\varphi = 30$ град и глины с $\varphi = 30$ град, $c = 15$ кПа

Анализ полученных результатов исследований позволяет сделать следующие выводы:

1. Величина активного давления на подпорные стенки существенно зависит от физико-механических характеристик грунтов засыпки.
2. Для песчаных грунтов величина активного давления значительно выше, чем для глинистых грунтов при сопоставимых физико-механических характеристиках.
3. При проектировании подпорных стенок в сложных инженерно-геологических условиях применение численного метода расчета по программе PLAXIS предпочтительней, т.к. позволяет учесть большее число факторов, влияющих на величину активного давления.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Бартоломей А. А.* Механика грунтов: Учеб. пособие / Перм. гос. техн. ун-т. Пермь, 2001. — 241 с.
2. Справочник геотехника : Основания, фундаменты и подземные сооружения / под ред. В. А. Ильичева, Р. А. Мангушева. — М.: АСВ, 2014. — 728 с.
3. Проектирование подпорных стен и стен подвалов / Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт промышленных зданий и сооружений ГОССТРОЯ СССР. — Москва: Стройиздат, 1990. — 101 с.
4. *Игошева Л. А., Клевеко В. И.* Сравнение результатов определения вертикальной осадки ленточного фундамента аналитическим методом и методом конечных элементов // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Прикладная экология. Урбанистика. 2014. №3(15). — С. 30–38.
5. *Bartolomey A., Bogomolov A. Kleveko V., Ponomaryov A., Ofrikhter V.* The use of synthetic materials in the highway engineering in the Urals // Proceedings of the twelfth European conference on soil mechanics and geotechnical engineering. Amsterdam. Netherlands. 1999. V. 2. — P. 1197–1202.
6. *Клевеко В. И.* Оценка напряженно-деформированного состояния армированных оснований в пылевато-глинистых грунтах: дис. ... канд. техн. наук. — Пермь, 2002. — 152 с.
7. *Золотозубов Д. Г., Клевеко В. И., Пономарев А. Б., Нестеров Р. С.* Некоторые результаты исследований армогрунтовых оснований // Актуальные проблемы геотехники: сб. ст., посвященный 60-летию профессора А. Н. Богомолова. — Волгоград: ВолгГАСУ, 2014. — С. 165–171.
8. *Клевеко В. И., Татьянников Д. А., Драчева Е. О.* Сравнение модельных штамповых испытаний и расчетов по методу конечных элементов // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. 2014. №4. — С. 170–179.
9. *Клевеко В. И.* Исследование работы армированных глинистых оснований // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. 2014. №4. — С. 101–110.
10. *Клевеко В. И.* Оценка величины осадки фундамента на глинистых основаниях, армированных горизонтальными прослойками // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Охрана окружающей среды, транспорт, безопасность жизнедеятельности. 2012. №1. — С. 89–98.
11. *Ponomaryov A., Zolotozubov D.* Several approaches for the design of reinforced bases on karst areas // Geotextiles and Geomembranes. 2014. V. 42. — P. 48–51.
12. *Клевеко В. И.* Определение расчетного сопротивления грунтового основания, армированного горизонтальной прослойкой // Основания и фундаменты в геологических условиях Урала. 2002. №1. — С. 53–56.
13. *Клевеко В. И.* Осадка фундамента на армированном грунтовым основании // Основания и фундаменты в геологических условиях Урала. 2002. №1. — С. 46–49.
14. *Клевеко В. И.* Влияние глубины заделки и модуля деформации армирующей прослойки на несущую способность армированных грунтовых оснований // Основания и фундаменты в геологических условиях Урала. 2001. №1. — С. 71–76.

К. Р. Кашапова⁽¹⁾, С. И. Вахрушев⁽¹⁾

ЗАВИСИМОСТЬ ТЕХНИЧЕСКОЙ ПРОИЗВОДИТЕЛЬНОСТИ ЗЕМЛЕРОЙНО-ТРАНСПОРТНЫХ МАШИН ОТ ДАЛЬНОСТИ ТРАНСПОРТИРОВАНИЯ РАЗРАБАТЫВАЕМОГО ИМИ ГРУНТА

Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽¹⁾

В данной статье произведен анализ зависимости между технической производительностью землеройно-транспортной машины (на примере бульдозера и скрепера) и длиной перемещения разрабатываемого грунта, а также введен новый показатель – производительность по землеройно-транспортной работе, более подробно характеризующий работу землеройно-транспортной машины по ее основному назначению.

К л ю ч е в ы е с л о в а : землеройно-транспортная машина, бульдозер, скрепер, техническая производительность, производительность по землеройно-транспортной работе.

Производительность любой строительной машины является его важнейшим технико-экономическим показателем, по которому проводят анализ эффективности работ и, следовательно, выбор оптимальных типоразмеров и количества машин для выполнения заданных технологических операций. Соответственно, от точности и полноты учета различных факторов и величин, которые влияют на определение производительности, зависит правильность выбора технических средств и, в конечном итоге, экономическая эффективность их работы.

Производительность определяется количеством продукции, вырабатываемой в единицу времени. Производительность землеройно-транспортных машин, учитывая условия работы (разработка, транспортировка и укладка грунта), обычно имеет размерность м³/ч.

При выборе землеройно-транспортных машин для производства обычно используют значения технической производительности, полученные аналитическим путем [1–5].

В зависимости от рабочего оборудования, землеройно-транспортные машины классифицируются на ковшовые, к которым относятся скреперы, и отвальные, такие как автогрейдеры, бульдозеры и грейдер-элеваторы.

Рассмотрим зависимость технической производительности землеройно-транспортных машин от дальности транспортирования грунта на примере бульдозера и скрепера.

Бульдозер – землеройно-транспортная машина с отвальным рабочим органом, применяющаяся для снятия слоя грунта при подготовке строительных площадок, перемещения грунта, разработки неглубоких каналов с транспортированием грунта в отвалы, на планировочных работах [6–8].

Скрепер – землеройно-транспортная машина циклического действия, имеющая открытый ковш с режущей кромкой, предназначенная для резанья, транспортирования и отсыпки грунта [9].

Техническая производительность бульдозеров определяется:

$$P_T = \frac{3600V}{t_c K_p}, \quad (1)$$

где V — объем призмы волочения, м^3 ; $t_{\text{ц}}$ — продолжительность рабочего цикла, ч;
 K_p — коэффициент разрыхления грунта ($K_p = 1,1 \dots 1,4$).

Продолжительность рабочего цикла:

$$t_{\text{ц}} = 3,6 L_{\text{п}} \left(\frac{1}{v_p} + \frac{1}{v_{\text{зх}}} \right) + t_{\text{в}}, \quad (2)$$

где $L_{\text{п}}$ — дальность транспортирования грунта, м; v_p — скорость рабочего хода, км/ч; $v_{\text{зх}}$ — скорость возвратного назад хода, км/ч; $t_{\text{в}}$ — время, затраченное на управление машиной в течение рабочего цикла, ч.

Объем призмы волочения:

$$V = BH^2 k_{\text{пр}}, \quad (3)$$

где B — ширина отвала бульдозера, м; H — высота отвала бульдозера, м; $k_{\text{пр}}$ — коэффициент пропорциональности, зависящий от крутизны откоса в призме волочения (для связных грунтов (глины, суглинки) он измеряется в пределах от 0,6 до 0,65 и от 0,35 до 0,45 для несвязных (пески, супеси)).

Техническую производительность скреперов определяют как:

$$П_{\text{т}} = \frac{3600 q k_{\text{н}}}{t_{\text{ц}} K_p} \quad (4)$$

где q — геометрическая вместимость ковша, м^3 ; $k_{\text{н}}$ — коэффициент наполнения ковша (для песков в пределах от 0,6 до 0,9; глины — от 1 до 1,1; супесей и суглинков — от 1,1 до 1,2).

Продолжительность рабочего цикла:

$$t_{\text{ц}} = 3,6 \left(\frac{l_{\text{к}}}{v_{\text{к}}} + \frac{l_{\text{тр}}}{v_{\text{тр}}} + \frac{l_{\text{р}}}{v_{\text{р}}} + \frac{l_{\text{тп}}}{v_{\text{тп}}} \right) + t_{\text{п}} n, \quad (5)$$

где $l_{\text{к}}$, $l_{\text{тр}}$, $l_{\text{р}}$, $l_{\text{тп}}$ — длины путей соответственно при копании, передвижении груженого скрепера, разгрузке и передвижении порожнего скрепера, м; $v_{\text{к}}$, $v_{\text{тр}}$, $v_{\text{р}}$, $v_{\text{тп}}$ — скорости передвижения на этих путях, км/ч ($v_{\text{к}} \approx 0,65 \dots 0,8 v$, $v_{\text{р}} \approx 0,75 v$, $v_{\text{тр}} \approx \frac{2}{3} v$, $v_{\text{тп}} \approx v$, где v — паспортная скорость); $t_{\text{п}}$ — продолжительность одного поворота [с]; n — число поворотов за рабочий цикл.

Длина пути копания:

$$l_{\text{к}} = \frac{q k_{\text{н}}}{B c_{\text{сп}} K_p}, \quad (6)$$

где B — ширина ковша, м; $c_{\text{сп}}$ — средняя толщина грунтовой стружки, м.

Длина пути разгрузки:

$$l_{\text{р}} = \frac{q k_{\text{н}}}{B h}, \quad (7)$$

где h — толщина слоя отсыпки грунта, м [10].

Исследуем зависимость технической производительности бульдозера и скрепера от дальности транспортирования грунта.

Произведем расчет на примере бульдозера ДЗ-42 и скрепера ДЗ-32.

Принятые для расчета характеристики бульдозера сведены в табл. 1, скрепера – в табл. 2.

Таблица 1

Технические характеристики
бульдозера ДЗ-42, принятые для расчета

| | |
|-----------------|------|
| B , м | 2,56 |
| H , м | 0,81 |
| v_p , км/ч | 10 |
| $v_{зх}$, км/ч | 8 |
| t_y , ч | 0,5 |
| K_p | 1,2 |
| $k_{пп}$ | 0,6 |

Таблица 2

Технические характеристики
скрепера ДЗ-32, принятые для расчета

| | |
|----------------------|------|
| q , м ³ | 10 |
| B , м | 2,90 |
| $c_{ср}$, м | 0,3 |
| h , м | 0,45 |
| v_k , км/ч | 35 |
| $v_{тг}$, км/ч | 33 |
| $v_{р}$, км/ч | 37,5 |
| $v_{тп}$, км/ч | 50 |
| K_p | 1,2 |
| k_H | 1 |
| t_n , с | 15 |
| n | 1 |

Выбранные значения технических характеристик приняты в соответствии с ЕНиР [11] и ГОСТ [12].

Расчет произведем при помощи программы Microsoft Excel. Результаты расчета зависимости технической производительности бульдозера и скрепера от дальности транспортировки грунта представлены в табл. 3, по данным результатам были построены графики, изображенных на рис. 1 и 2 соответственно.

Таблица 3

Результаты расчета

| L_n , м | $\Pi_T^{\text{бульд}}$, м ³ /ч | $\Pi_T^{\text{скреп}}$, м ³ /ч |
|-----------|--|--|
| 5 | 664,46347 | 1702,0013 |
| 10 | 351,54753 | 1618,8422 |
| 15 | 238,99674 | 1543,4308 |
| 20 | 181,03646 | 1474,7325 |
| 30 | 121,90761 | 1354,1829 |
| 40 | 91,893884 | 1251,8522 |
| 50 | 73,739239 | 1163,9005 |
| 60 | 61,574517 | 1087,496 |
| 70 | 52,855049 | 1020,5047 |
| 80 | 46,298757 | 961,28808 |
| 90 | 41,189493 | 908,56681 |
| 100 | 37,095813 | 861,32781 |

Из этого можно сделать вывод, что для повышения производительности землеройно-транспортных машин разработанный грунт нужно перемещать на минимальное расстояние, в пределе – на нулевое, что противоречит основному назначению машины.

Также следует отметить, что формулы (1) и (4) описывают только операцию копания грунта, а не дальность его перемещения.

Таким образом, данная производительность неполно характеризует работу машины, основное назначение которой является не только отделение грунта от массива, но и его перемещение.

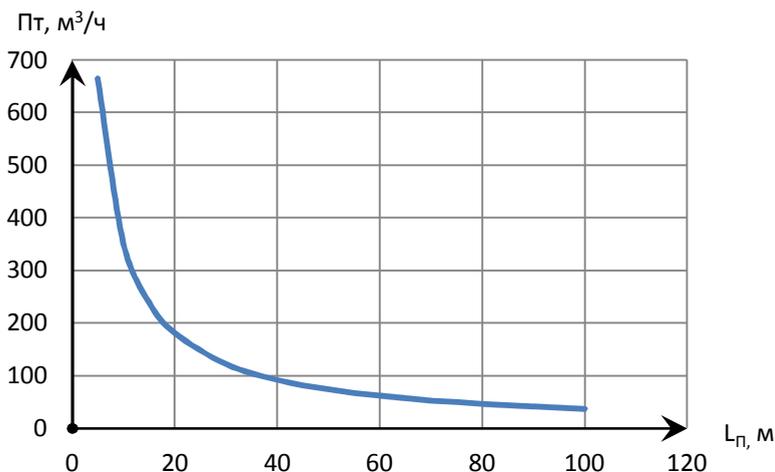


Рис. 1. Зависимость технической производительности бульдозера от дальности перемещения грунта

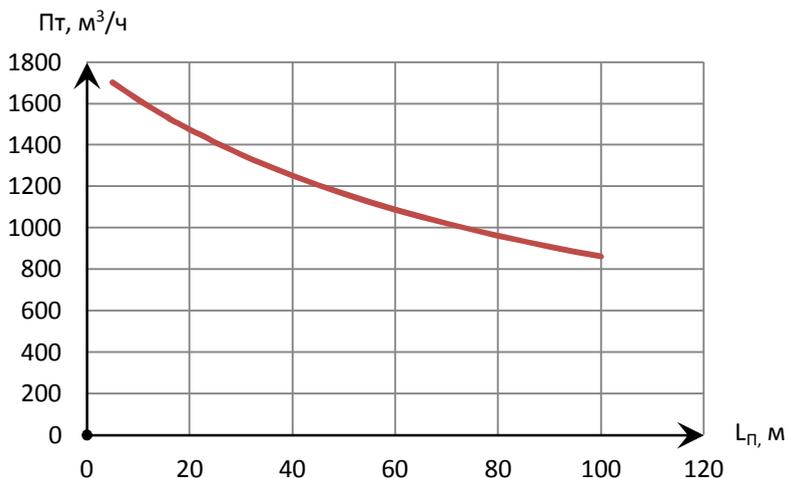


Рис. 2. Зависимость технической производительности скрепера от дальности перемещения грунта

Анализ зависимости $\Pi_T = f(L_T)$, изображенный на рис. 1, показывает, что с увеличением дальности транспортирования грунта производительность бульдозера уменьшается. На участке от 0 до 20 м происходит резкое уменьшение производительности, а затем она уменьшается плавно. Производительность скрепера, показанная на рис. 2, понижается плавно на всем промежутке измерений.

При описании и исследовании эффективности эксплуатации грузовых автомобилей используется производительность, под которой принимается «Количество перевезенного груза в тоннах или выполненная транспортная работа в тонно-километрах за единицу времени» [13–15].

По аналогии, введем понятие производительности по землеройно-транспортной работе:

$$\Pi^{3T} = \Pi_T L_T, \quad (8)$$

имеющую размерность $\text{м}^3/\text{ч}$.

Такая производительность оценит объем разработанного и перемещенного грунта за единицу времени, и, соответственно, технико-экономические показатели данных машин с учетом их основных операций рабочего цикла.

Результаты анализа данной производительности от дальности транспортирования грунта представлены в табл. 4 и на рис. 3 и 4.

Таблица 4

Результаты расчета

| $L_T, \text{ м}$ | $\Pi_T^{\text{бульд}}, \text{ м}^3/\text{ч}$ | $\Pi^{3T(\text{бульд})}, \text{ м}^3 \text{ м}/\text{ч}$ | $\Pi_T^{\text{скреп}}, \text{ м}^3/\text{ч}$ | $\Pi^{3T(\text{скреп})}, \text{ м}^3 \text{ м}/\text{ч}$ |
|------------------|--|--|--|--|
| 5 | 664,46347 | 3322,3174 | 1702,0013 | 8510,0066 |
| 10 | 351,54753 | 3515,4753 | 1618,8422 | 16188,422 |
| 15 | 238,99674 | 3584,9511 | 1543,4308 | 23151,462 |
| 20 | 181,03646 | 3620,7291 | 1474,7325 | 29494,65 |
| 30 | 121,90761 | 3657,2284 | 1354,1829 | 40625,486 |
| 40 | 91,893884 | 3675,7554 | 1251,8522 | 50074,088 |
| 50 | 73,739239 | 3686,962 | 1163,9005 | 58195,025 |
| 60 | 61,574517 | 3694,471 | 1087,496 | 65249,76 |
| 70 | 52,855049 | 3699,8534 | 1020,5047 | 71435,332 |
| 80 | 46,298757 | 3703,9005 | 961,28808 | 76903,046 |
| 90 | 41,189493 | 3707,0544 | 908,56681 | 81771,013 |
| 100 | 37,095813 | 3709,5813 | 861,32781 | 86132,781 |

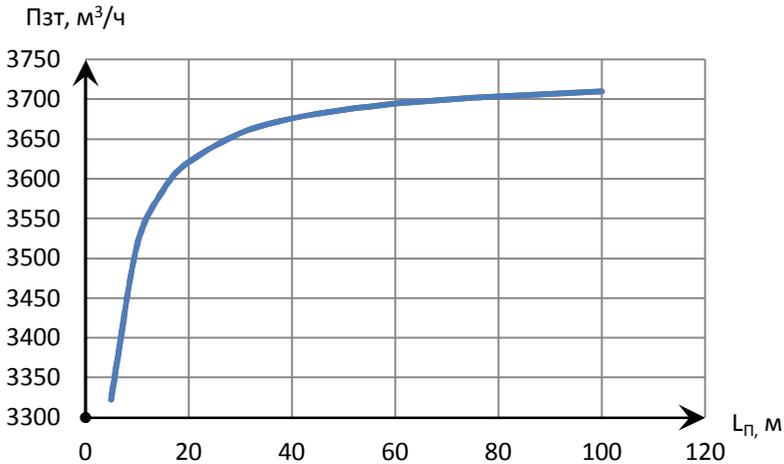


Рис. 3. Зависимость производительности бульдозера по землеройно-транспортной работе от дальности перемещения грунта

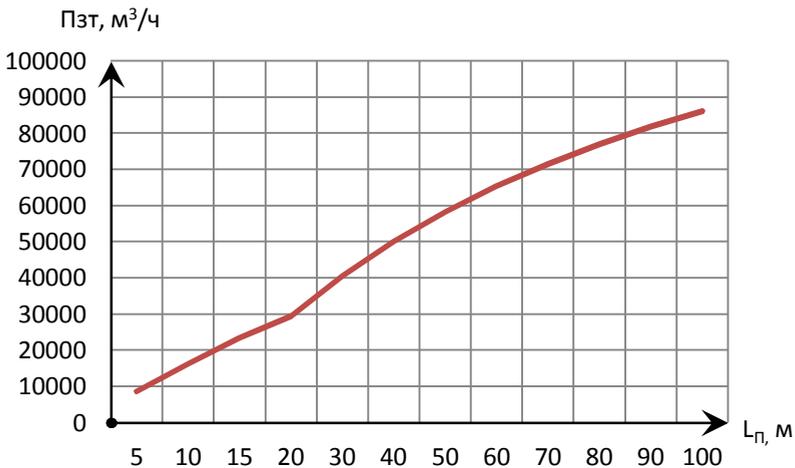


Рис. 4. Зависимость производительности скрепера по землеройно-транспортной работе от дальности перемещения грунта

Анализ зависимости $P^{зт} = f(L_p)$, изображенный на рис. 3 и 4, показывает, что с увеличением дальности транспортирования грунта введенная нами производительность увеличивается, что более точно характеризует работу землеройно-транспортной машины по ее основному назначению.

Следует отметить, что проведенные расчеты произведены при условии перемещений грунта на расстояние меньше 100 м, так как при транспортировке грунта землеройно-транспортными машинами на расстояние свыше 100 м происходят большие потери грунта, и, следовательно, их использование для транспортировки в данном случае нецелесообразно.

Таким образом, можно сделать вывод, что предложенный технико-экономический показатель, производительность по землеройно-транспортной работе, имеющий размерность $\text{м}^3/\text{ч}$, более достоверно описывает работу землеройно-транспортных машин, учитывая все основные операции их рабочего цикла, а, следовательно, является наиболее удобным способом оценки для выбора определенной машины для работ на строительной площадке.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Вахрушев С. И.* Строительные машины для земляных работ : учеб. пособие. Изд-во Пермского государственного технического университета, 2007. — 235 с.
2. *Nichke V., Demishkan V., Ermakova E., Zhinzhera A.* Reduction of load as one of factors of reliability increase // Вестник Харьковского национального автомобильно-дорожного университета. 2009. №44.
3. *Селиверстов Н. Д.* Методы повышения эффективности работы бульдозерно-рыхлительных агрегатов, предлагаемые ведущими производителями техники // Вестник Московского автомобильно-дорожного государственного технического университета (МАДИ). 2011. №3.
4. *Трошин Д. И., Курилов Е. В.* К вопросу прогнозирования производительности бульдозера // История и перспективы развития транспорта на севере России. 2014. №1.
5. *Журавлев В. В., Потапов А. П., Жулай В. А., Шарипов Л. Х., Скрипченков А. В., Кожакин Е. В.* Исследование тяговых и эксплуатационных показателей автогрейдера ГС-25.09 // Строительные и дорожные машины. 2014. №1.
6. *Khmara L. A., Krol R. M.* Theoretical basis of calculating bulldozer with auger-type intensifier // Вестник Харьковского национального автомобильно-дорожного университета. 2007. №38.
7. *Demishkan V.* Bulldozer blander blunting and its influence on machine productivity // Автомобильный транспорт (Харьков). 2007. №20.
8. *Vinokurov G. G., Yakovleva S. P., Kychkin A. K., Vasil'eva M. I., Struchkov N. F., Fedorov M. V.* Structural changes in and the wear of the rock cutting element of a bulldozer during operation under the north CONDITIONS // Russian metallurgy (Metally). 2009. Т. 2009. №5.
9. *Белоногов Л. Б.* Скреперы. Учебно-методическое пособие / Л. Б. Белоногов, В. И. Кычкин; М-во образования и науки Российской Федерации, Гос. образовательное учреждение высш. проф. образования «Пермский гос. технический ун-т». Пермь, 2010.
10. *Волков Д. П.* Строительные машины: Учебник для вузов. Изд. 2-е перераб. и доп. — М.: АСВ, 2002. — 375 с.
11. ЕНИР Сборник Е2-1. Земляные работы. — М.: ЦБНТС Госстрой СССР, 1990. — 61 с.
12. ГОСТ Р ИСО 6165-2010. Машины землеройные. Классификация. Термины и определения. — М.: Стандартинформ, 2012. — 16 с.
13. *Жулай В. А.* О производительности землеройно-транспортных машин // Строительные и дорожные машины. 2013. №3.
14. *Афанасьев Л. Л. и др.* Единая транспортная система и автомобильные перевозки. Изд. 2-е перераб. и доп. — М.: Транспорт, 1984. — 333 с.
15. *Кычкин В. И., Дрожжев А. В., Утев М. А.* Способ эффективной организации движения автомобильного и технологического транспорта // Транспорт. Транспортные сооружения. Экология. 2012. №1.

© Кашапова К. Р., Вахрушев С. И., 2015

УДК 624.19.035.4

К. Р. Кашапова⁽¹⁾, В. И. Клевко⁽¹⁾, О. В. Мусеева⁽¹⁾, О. В. Петренева⁽¹⁾

ЭКОНОМИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ СПОСОБОВ УСТРОЙСТВА КОТЛОВАНА И ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ПОДЗЕМНОГО ПЕШЕХОДНОГО ПЕРЕХОДА

Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽¹⁾

Представлено экономическое обоснование способа устройства котлована для возведения пешеходного тоннеля и проанализировано напряженно-деформированное состояние несущих конструкций подземного пешеходного перехода. Расчеты несущих конструкций тоннельной обделки были выполнены методом конечных элементов в программе PLAXIS 2D. Для экономического расчета был использован программный комплекс «Гранд Смета».

К л ю ч е в ы е с л о в а : приоритетный показатель, подземный пешеходный переход, тоннельная обделка, напряженно-деформированное состояние, метод конечных элементов, сметный расчет, металлический шпунт.

Вопрос финансовой экономии при сохранении качества строящегося объекта в настоящее время стоит очень остро. При этом необходимо решать системы взаимосвязанных компонентов, таких как технологии строительства, стоимостные и натуральные показатели эффективности этих технологий, ресурсов компании [1].

Строительство характеризуется такими показателями, как наукоемкость, трудоемкость, высокий уровень затрат, в результате чего все участники строительства заинтересованы в снижении инвестиционных вложений и сокращении времени строительства.

При выборе технологии строительства необходимо учитывать как количественные, так и качественные показатели этой технологии. К количественным показателям относятся экономические и стоимостные [2].

Непрерывный рост городов влечет за собой интенсивное развитие транспортно-пешеходной сети, которая не может обойтись без пешеходных переходов [3-6]. Выбор того или иного вида пешеходного перехода зависит от многих факторов. Подземные пешеходные переходы (ППП) в отличие от других видов, представляют собой подземный тоннель, подземное пространство которого также можно использовать в коммерческих целях. Этот вид перехода более безопасен, чем наземный, не портит архитектурный вид города, но является достаточно дорогим [4]. Снижение стоимости строительства ППП является очень важной задачей.

Устройство котлована для возведения ППП возможно различными способами [5]. В данной статье мы рассмотрим способ устройства котлована с естественными откосами и шпунтовое ограждение.

Котлован с естественными откосами является простейшим видом котлована. Этот метод является самым недорогим и наименее трудоемким. Устойчивость стенок котлована при данном методе обеспечивается за счет устройства безопасного уклона.

Шпунтовое ограждение чаще всего используется в стесненных условиях плотной городской застройки. Оно представляет собой сплошную стенку и забитых в грунт стальных или железобетонных свай. В нашем расчете использовался шпунт Ларсена

№5 со следующими характеристиками: масса 1 погонного метра 100 кг, момент сопротивления 1 метра стенки 2962 см³/м, момент инерции 1 метра стенки 50943 см⁴/м.

Сооружение ППП выбрано открытым способом, что является наиболее приемлемым вариантом в строительной практике. Минимальная глубина заложения тоннеля по действующим нормативам составляет 0,5 м. Для расчета взят диапазон от 1,5 м (с учетом дорожной одежды) до 10 м (заглубление свыше 10 м открытым способом является не целесообразным). Конструкции котлованов приведены на рис. 1. и 2.

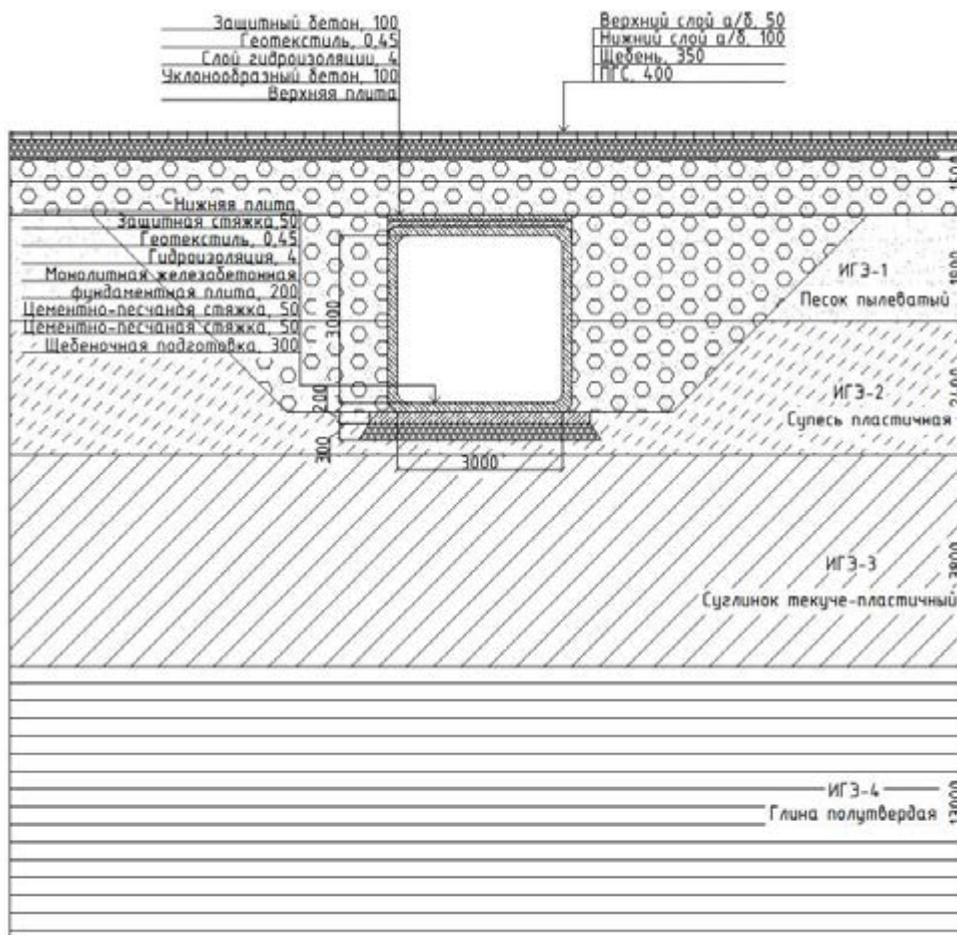


Рис. 1. Конструкция котлована с естественными откосами

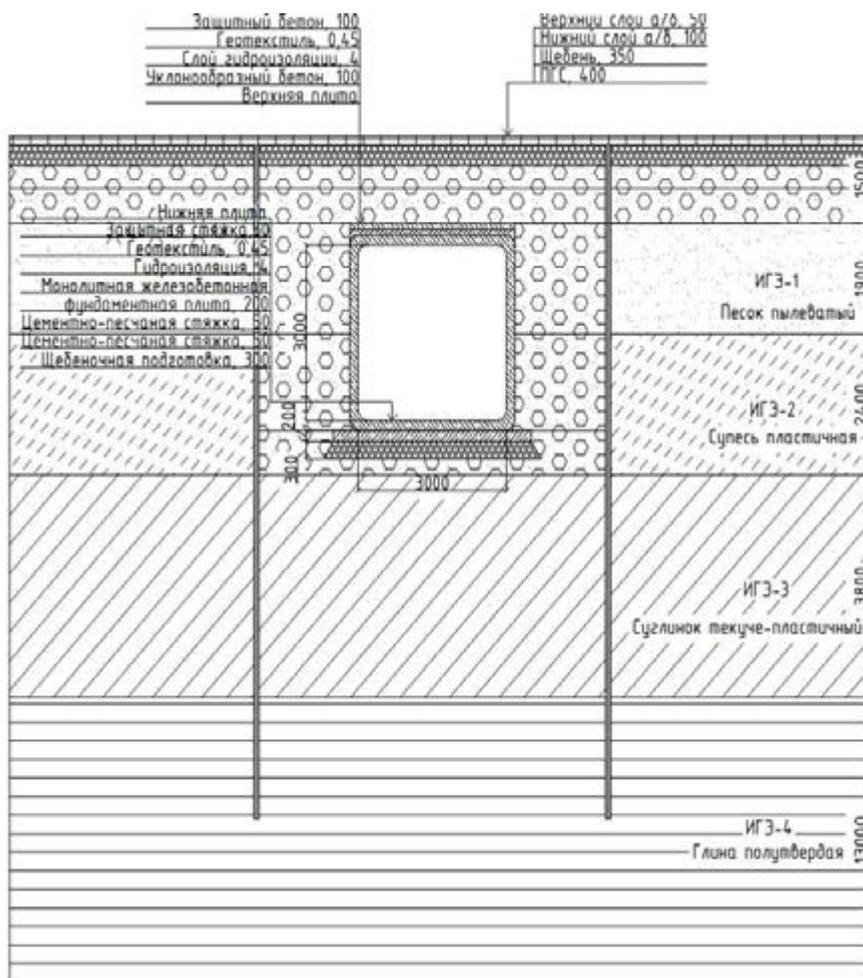


Рис. 2. Схема устройства котлована со шпунтовым ограждением

Обычно задача выбора технологии строительства решается через выбор приоритетного показателя [7]. В данном случае такими показателями являются: стоимость, трудоемкость или условия строительной площадки. Рассмотрим иерархию проблемы выбора метода устройства котлована для возведения ППП, представленную на рис. 3.

Для выбора альтернативы был составлен сметный расчет. Расчет стоимости ППП производился на один погонный метр. Расчет выполнен в программе «Гранд Смета» по ФЕР-2001 в базисных ценах 2001 года и переведен в текущие цены индексом ПФ ФЦЦС на III квартал 2014 года. В расчете учтены непредвиденные затраты, затраты на устройство временных зданий и сооружений и налога на добавленную стоимость. Результаты сметного расчета приведены в табл. 1.

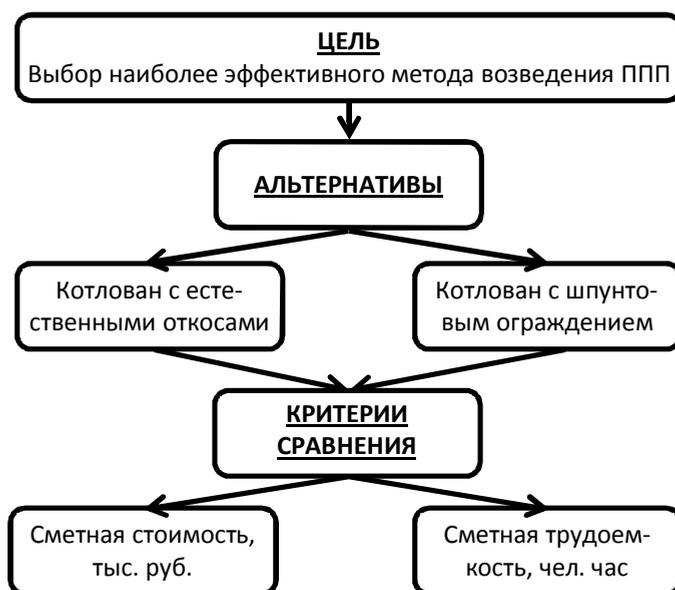


Рис. 3. Иерархия проблемы выбора метода устройства котлована для возведения ППП

Таблица 1

Результаты сметного расчета

| Высота за-сыпки ППП | Метод устройства котлована | | | |
|---------------------|-------------------------------|----------------------------------|-------------------------------|----------------------------------|
| | С естественными откосами | | Шпунтовое ограждение | |
| | Сметная сто-имость, тыс. руб. | Сметная тру-доемкость, чел. час. | Сметная сто-имость, тыс. руб. | Сметная тру-доемкость, чел. час. |
| 1,5 | 17,153 | 9,67 | 30,506 | 27,53 |
| 2,0 | 18,477 | 10,45 | 33,608 | 30,39 |
| 2,5 | 20,128 | 11,43 | 36,707 | 33,25 |
| 3,0 | 21,779 | 12,40 | 39,809 | 36,11 |
| 3,5 | 23,430 | 13,38 | 42,909 | 38,96 |
| 4,0 | 25,081 | 14,37 | 46,904 | 42,77 |
| 4,5 | 26,732 | 15,36 | 47,324 | 42,80 |
| 5,0 | 28,381 | 16,33 | 47,745 | 42,83 |
| 5,5 | 30,514 | 17,34 | 48,281 | 42,86 |
| 6,0 | 32,197 | 18,32 | 48,845 | 42,89 |
| 6,5 | 33,881 | 19,30 | 49,410 | 42,93 |
| 7,0 | 35,564 | 20,28 | 49,975 | 42,96 |
| 7,5 | 37,247 | 21,27 | 50,539 | 43,00 |
| 8,0 | 38,930 | 22,24 | 58,251 | 50,58 |
| 8,5 | 40,616 | 23,23 | 58,816 | 50,62 |
| 9,0 | 42,300 | 24,19 | 59,385 | 50,66 |
| 9,5 | 43,983 | 25,19 | 59,945 | 50,70 |
| 10,0 | 45,667 | 26,18 | 60,510 | 50,73 |

По результатам расчета видно, что наименьшую стоимость и трудоемкость наблюдается при устройстве котлована с естественными откосами. В данном случае графики зависимости стоимости и трудоемкости от величины засыпки возрастают линейно. Когда при шпунтовом ограждении графики имеют два излома. Это возникает в результате использования различных способов крепления откосов котлована с помощью шпунтового ограждения: при высоте засыпки до 4,0 м, от 4,0 м до 8,0 м и от 8 до 10 м.

График зависимости сметной стоимости и трудоемкости возведения ППП от высоты засыпки приведены на рис. 7, 8.

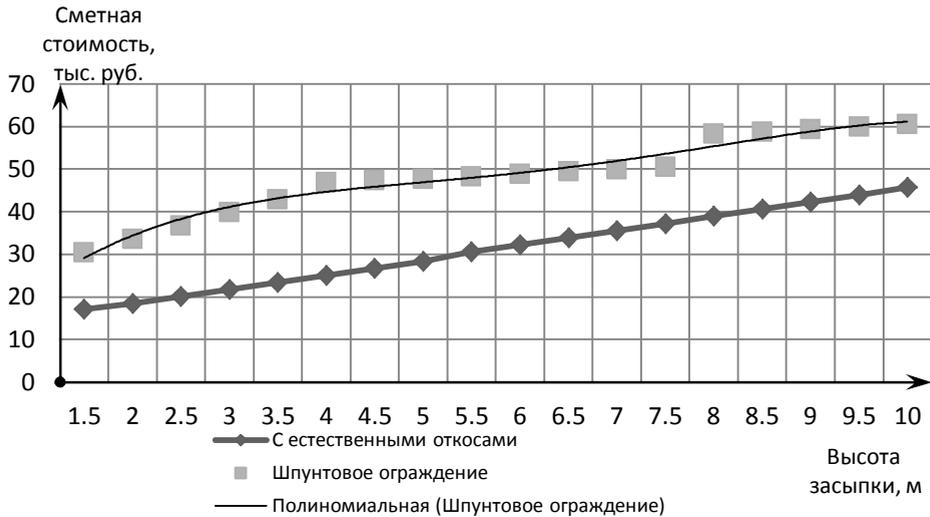


Рис. 3. График зависимости сметной стоимости возведения ППП от высоты засыпки

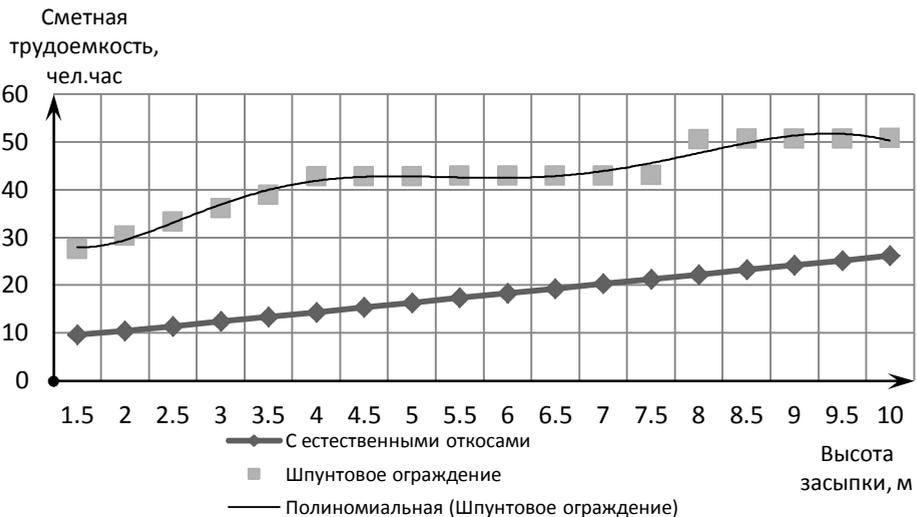


Рис. 4. График зависимости сметной трудоемкости при возведении ППП от высоты засыпки

Основным фактором, определяющим стоимость подземных сооружений, является объем используемого подземного пространства. В принятом нами случае, при увеличении глубины заложения ППП возрастают и объемы земляных работ, и, следовательно, сметная стоимость строительства.

Проведенное исследование показало, что наименьшая стоимость земляных работ при устройстве ППП достигается при устройстве котлована с естественными откосами с минимальной высотой засыпки, но при этом в несущих конструкциях тоннеля могут возникать значительные напряжения, вызванные динамическим воздействием движущегося автомобильного транспорта. Для дополнительного анализа следует провести моделирование работы несущих конструкций ППП для выявления их напряженно-деформированного состояния (НДС).

Для расчета был выбран односекционный тип тоннеля, с применением объемных элементов марки ТО 30х30-12. Нормативную временную вертикальную нагрузку от транспорта на автомобильных дорогах, на улицах и дорогах городов, поселков и сельских населенных пунктов следует принимать в виде четырехосной тележки с нагрузкой на ось 18К (кН). Конструктивная схема ППП представлена на рис. 1.

Для анализа влияния глубины заложения ППП был выполнен расчет в программе «PLAXIS 2D». Программный комплекс «PLAXIS 2D» широко применяется для различных геотехнических расчетов и показывает высокую достоверность вычислений [8–15]. Физико-механические характеристики грунтов, залегающих на площадке, представлены в табл. 2.

Таблица 2

Физико-механические свойства грунтов

| Характеристики | Наименование грунта | | | |
|---|---------------------|-------------------|----------------------------|-------------------|
| | Песок пылеватый | Супесь пластичная | Суглинок текуче-пластичный | Глина полутвердая |
| Толщина слоя, м | 1,9 | 2,4 | 3,8 | 13 |
| Плотность грунта ρ , т/м ³ | 1,84 | 1,85 | 1,86 | 1,80 |
| Плотность частиц грунта ρ_s , т/м ³ | 2,67 | 2,65 | 2,66 | 2,65 |
| Плотность сухого грунта ρ_d , т/м ³ | 1,65 | 1,57 | 1,49 | 1,29 |
| Природная влажность, W | 0,1 | 0,15 | 0,24 | 0,40 |
| Влажность на границе раскатывания, W_p | – | 0,13 | 0,17 | 0,36 |
| Влажность на границе текучести, W_L | – | 0,17 | 0,25 | 0,54 |
| Число пластичности I_p | – | 0,04 | 0,08 | 0,18 |
| Показатель текучести I_L | – | 0,5 | 0,88 | 0,22 |
| Удельное сцепление c_{II} , кПа | 6 | 7 | 16 | 42 |
| Угол внутреннего трения φ_{II} , град | 31 | 24 | 17 | 16 |
| Модуль деформации E , МПа | 16,4 | 21,0 | 10,3 | 31,0 |

Результаты расчета НДС обделки пешеходного тоннеля в зависимости от глубины заложения представлены в табл. 3. Из выполненных расчетов видно, что наиболее опасными сечениями тоннельной обделки являются те, в которых наблюдаются максимальные значения внутренних силовых факторов. Опасные сечения: середина верхней плиты, где возникает максимальный изгибающий момент M ; место сопряжения верхней плиты и вертикальной стенки, где возникает максимальная поперечная сила Q ; место сопряжения вертикальной стенки и нижней плиты, в которой возникает максимальная сжимающая сила N . Максимальные значения деформаций тоннельной обделки V наблюдаются в середине верхней плиты. Для всех вышеописанных случаев были построены графики зависимости значений изгибающего момента, поперечной силы, сжимающей силы и максимальной деформации тоннельной обделки от глубины засыпки над пешеходным тоннелем, представленные на рис. 5–8. На каждом из графиков приведены значения для постоянных, временных и суммарных нагрузок.

Проанализировав графики, можно сказать, что зависимость внутренних силовых факторов (изгибающего момента, поперечных и продольных сил) от постоянных нагрузок возрастает без резких изменений, а от временных нагрузок убывают. Графики зависимостей постоянных и временных нагрузок пересекаются в точках с абсциссами равными: 5,2 м — для изгибающего момента M ; 4,8 м — для поперечной силы Q ; 4,1 м — для сжимающей силы N .

Вертикальные деформации середины верхней плиты имеют более сложную зависимость от величины засыпки. График зависимости вертикального перемещения от постоянных нагрузок имеет экстремум в точке с абсциссой равной 4,0 м, а график зависимости вертикального перемещения от временных нагрузок монотонно убывает, причем начиная с глубины 8,0 м эти графики практически совпадают.

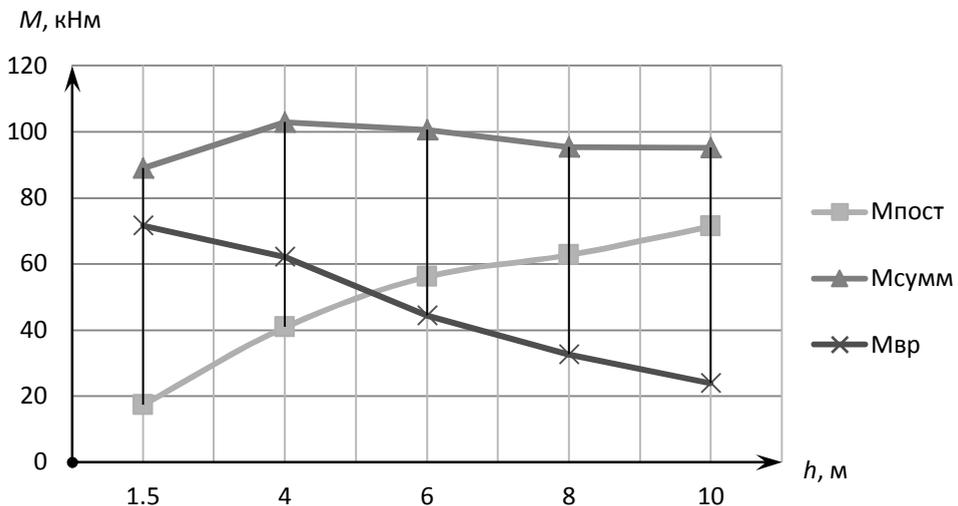


Рис. 5. Зависимость величины изгибающего момента M в середине пролета верхней плиты от глубины заложения тоннеля

Таблица 3

Результаты расчета несущих строительных конструкций пешеходного тоннеля

| Элемент конструкции тоннеля | Постоянные нагрузки | | | | | | Временные и постоянные нагрузки | | | | | |
|-----------------------------|-----------------------------|----------|-----------------------|----------------------|-------------------------|---------------------|---------------------------------|----------|-----------------------|----------------------|--------------------|---------------------|
| | Изгибающий момент M , кНм | | Попер. сила, Q , кН | Норм. сила, N , кН | Вертик. перемещение, мм | Гориз. перемещ., мм | Изгибающий момент M , кНм | | Попер. сила, Q , кН | Норм. сила, N , кН | Верт. перемещ., мм | Гориз. перемещ., мм |
| | в серед. пролета | на опоре | | | | | в серед. пролета | на опоре | | | | |
| Высота засыпки 10,0 м | | | | | | | | | | | | |
| Верхняя плита | 71,35 | 59,47 | 183,62 | 57,18 | 4,41 | 0,012 | 95,25 | 73,78 | 231,89 | 53,68 | 8,24 | 0,081 |
| Вертикальная стенка | 12,7 | 59,47 | 57,69 | 210,16 | 3,56 | 0,299 | 19,88 | 73,78 | 54,3 | 257,15 | 7,1 | 0,36 |
| Нижняя плита | 54,09 | 46,19 | 191,86 | 154,77 | 3,5 | 0,008 | 62,6 | 46,85 | 209,08 | 182,86 | 7,02 | 0,071 |
| Высота засыпки 8,0 м | | | | | | | | | | | | |
| Верхняя плита | 62,71 | 54,33 | 163,71 | 53,23 | 5,05 | 0,011 | 95,4 | 73,03 | 228,86 | 52,31 | 10,11 | 0,009 |
| Вертикальная стенка | 8,7 | 54,33 | 53,71 | 186,14 | 4,32 | 0,23 | 21,7 | 73,03 | 52,79 | 249,36 | 9,05 | 0,4 |
| Нижняя плита | 47,8 | 44,39 | 177,9 | 117,08 | 4,26 | 0,008 | 58,54 | 41,21 | 194,64 | 167,19 | 8,93 | 0,08 |
| Высота засыпки 6,0 м | | | | | | | | | | | | |
| Верхняя плита | 56,15 | 44,85 | 141,22 | 37,46 | 6,66 | 0,007 | 100,50 | 79,48 | 245,19 | 54,08 | 17,24 | 0,086 |
| Вертикальная стенка | 11,61 | 44,85 | 38,04 | 164,26 | 5,99 | 0,257 | 18,89 | 79,48 | 53,96 | 261,06 | 16,14 | 0,39 |
| Нижняя плита | 44,86 | 36,03 | 175,8 | 131,33 | 5,94 | 0,009 | 53,17 | 28,83 | 52,48 | 176,18 | 16,06 | 0,094 |
| Высота засыпки 4,0 м | | | | | | | | | | | | |
| Верхняя плита | 40,87 | 32,52 | 102,42 | 27,72 | 7,52 | 0,007 | 102,96 | 84,8 | 251,02 | 60,11 | 27,04 | 0,022 |
| Вертикальная стенка | 8,5 | 32,52 | 27,92 | 124,14 | 7,03 | 0,200 | 16,06 | 84,8 | 60,09 | 252,61 | 26,01 | 0,39 |
| Нижняя плита | 32,16 | 26,09 | 106,22 | 94,34 | 6,99 | 0,032 | 38,83 | 18,18 | 87,79 | 144,48 | 25,93 | 0,133 |
| Высота засыпки 1,5 м | | | | | | | | | | | | |
| Верхняя плита | 17,32 | 16,14 | 46,92 | 17,53 | 0,89 | 0,004 | 89,0 | 78,07 | 227,53 | 62,26 | 31,33 | 0,047 |
| Вертикальная стенка | 0,96 | 20,26 | 17,59 | 68,61 | 0,69 | 0,054 | 9,68 | 78,07 | 62,13 | 234,42 | 30,30 | 0,22 |
| Нижняя плита | 14,95 | 20,26 | 97,78 | 32,73 | 0,67 | 0,003 | 30,37 | 8,35 | 59,96 | 157,63 | 30,22 | 0,007 |

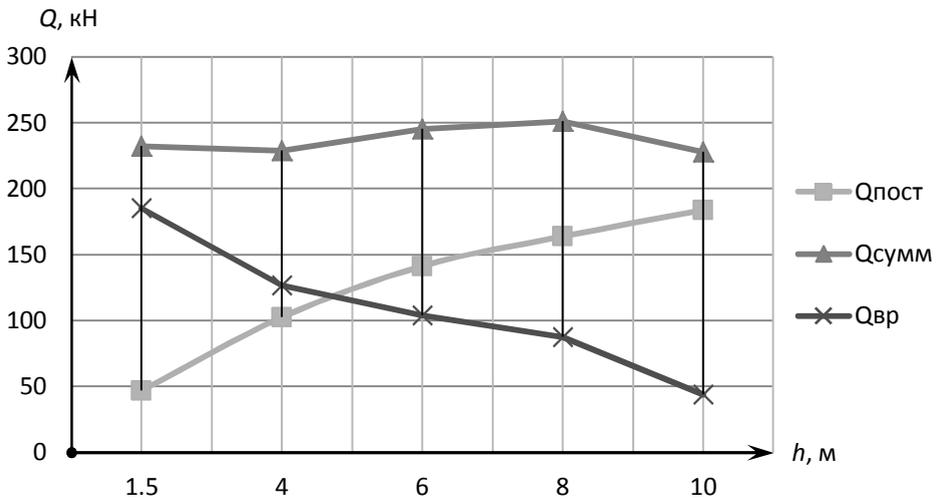


Рис. 3. Зависимость величины поперечной силы Q в верхней плите от глубины заложения тоннеля

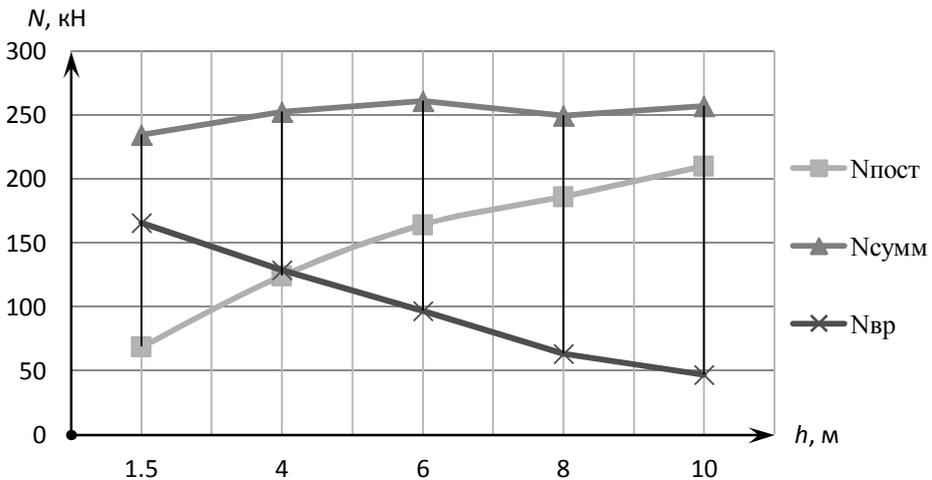


Рис. 4. Зависимость величины нормальной силы N в вертикальной стенке от глубины заложения тоннеля

Из данных графиков и расчетов следует, что оптимальная глубина засыпки над тоннелем прямоугольного сечения $3,0 \times 3,0$ будет составлять 4–5 м.

Подводя итоги вышесказанному можно сделать вывод, что оптимальным, как по действующим на тоннель нагрузкам, так и по экономической эффективности, будет возведение ППП в котловане с естественными откосами на глубине заложения 4–5 метров, стоимость которого будет равна около 25–28 тыс. руб за 1 пог. м.

Если устройство котлована с естественными откосами невозможно в определенных условиях, и необходимо устраивать шпунтовое ограждение, то следует принять глубину заложения в пределах 4,5–7,5 метров, так как строительство на другой глубине будет экономически нецелесообразно.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Логина Ю. С., Петренева О. В.* Моделирование механизма решения многофакторных задач в строительстве при выборе альтернатив. // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – Пермь, 2013. №2. — С. 14–23.
2. *Логина Ю. С., Петренева О. В.* Методологический подход и основные показатели оценки организационно-технической безопасности строительных объектов. // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – Пермь, 2012. №1. — С. 56–63.
3. *Третьякова П. А., Клевеко В. И.* Современные методы повышения эффективности транспортных систем городов. // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – Пермь, 2012. №1. — С. 101–108.
4. *Телегин В. Г., Клевеко В. И.* Проблемы транспортной системы города Перми и пути их решения. // Сборник научных трудов SWorld. –Одесса, 2014. Т.1. №1. — С. 11–17.
5. *Половникова А. Э., Клевеко В. И.* Выбор рационального типа пешеходных переходов с учетом безопасности движения пешеходов // Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе. – Пермь, 2012. Т. 2. — С. 356–361.
6. *Третьякова П. А., Клевеко В. И.* Современные подходы к проектированию транспортных систем городских территорий // Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе. – Пермь, 2012. Т. 2. — С. 155–161.
7. *Логина Ю. С., Петренева О. В.* Два метода решения многокритериальной задачи в строительстве. // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – Пермь, 2014. №1. — С. 106–123.
8. *Новодзинский А. Л., Клевеко В. И.* Учет влияния толщины гофрированного элемента на прочность и устойчивость металлической водопропускной трубы // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – Пермь, 2012. №1. — С. 81–94.
9. *Bartolomey A., Bogomolov A., Kleveko V., Ponomaryov A., Ofrikhter V.* The use of synthetic materials in the highway engineering in the Urals // Proceedings of the twelfth European conference on soil mechanics and geotechnical engineering. Amsterdam. Netherlands. 1999. V.2. — P. 1197–1202.
10. *Клевеко В. И.* Оценка напряженно-деформированного состояния армированных оснований в пылевато-глинистых грунтах: дис. ... канд. техн. наук. – Пермь, 2002. — 152 с.
11. *Золотозубов Д. Г., Клевеко В. И., Пономарев А. Б., Нестеров Р. С.* Некоторые результаты исследований армогрунтовых оснований // Актуальные проблемы геотехники: сб. ст., посвященный 60-летию профессора А. Н. Богомолова. – Волгоград: ВолгГАСУ, 2014. — С. 165–171.
12. *Клевеко В. И.* Исследование работы армированных глинистых оснований // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. 2014. №4. — С. 101–110.
13. *Ponomaryov A., Zolotoubov D.* Technique in reinforced soil base calculation under fall initiation in ground mass. Proceeding of 18th International Geosynthetics Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Parizh, 2013. — P. 2581–2584.
14. *Ponomarev A. B., Kaloshina S. V.* Influence of slab foundations constructed in dense urban settings on settlement of existing buildings // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2013. T. 50. №5. — С. 194.
15. *Ponomaryov A., Zolotozubov D.* Several approaches for the design of reinforced bases on karst areas // Geotextiles and Geomembranes. 2014. V. 42. — P. 48–51.

© Кашапова К. Р., Клевеко В. И., Моисеева О. В., Петренева О. В., 2015

УДК 609.011

А. Ю. Колечкина⁽¹⁾, С. И. Вахрушев⁽¹⁾

УРАВНОВЕШЕННОЕ РАБОЧЕЕ ОБОРУДОВАНИЕ КАК СРЕДСТВО ПОВЫШЕНИЯ ЭФФЕКТИВНОСТИ ФРОНТАЛЬНОГО ПОГРУЗЧИКА

Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽¹⁾

Уравновешивание рабочего оборудования является одним из средств повышения эффективности машины. В статье описывается режим подъема рабочего оборудования с грузом. Для этого рабочее оборудование представлено в качестве свободной механической системы. Получены уравнения равновесия для рабочего оборудования с уравновешивающим пневмогидроцилиндром и без него. Выделены основные достоинства уравновешенного рабочего оборудования.

К л ю ч е в ы е с л о в а : уравновешенное рабочее оборудование, фронтальный погрузчик, уравновешивающий пневмогидроцилиндр, уравнение равновесия, уравнение баланса энергии, КПД рабочего оборудования, производительность фронтального погрузчика.

Фронтальный погрузчик представляет собой строительную спецтехнику, с помощью которой можно осуществлять захват, погрузку, транспортировку и последующую выгрузку различных грузов. Так же эти машины используются для выполнения различных земляных работ.

Основным рабочим оборудованием погрузчика является ковш, который крепится на конце стрелы.

Масса рабочего оборудования (РО) погрузочно-разгрузочных машин велика, и порой бывает больше массы материала в ковше. Чтобы справиться с силой тяжести РО и массы груза затрачивается лишняя энергия, расходуется топливо. Все это приводит к значительному ослаблению энергетических показателей оборудования [1].

Чтобы умножить эффективность машины, повысить ее надежность и долговечность необходимо решить проблему потери энергии на то, чтобы справиться с силой тяжести РО. Поэтому при написании данной работы, была поставлена цель - решить проблему уравновешивания сил тяжести РО. При этом произойдет сокращение нагрузок на силовое оборудование машины, экономия топлива и повышение производительности.

В рамках основной цели были поставлены следующие задачи:

- рассмотреть устройство уравновешенного РО;
- описать режим подъема РО фронтального погрузчика с грузом в ковше, рассматривая ковш как свободную механическую систему;
- составить уравнения равновесия РО с уравновешенным пневмогидроцилиндром и без него;
- исследовать устройства уравновешивания РО на эффективность;
- рассмотреть способы повышения производительности фронтального погрузчика.

Существуют множество различных решений, позволяющих увеличить надежность и долговечность машины, тем самым повышая ее производительность.

Кратко рассмотрим два из таких решений и выделим существующие недостатки.

Первое из таких устройств состоит из стрелы и ее гидроцилиндра, ковша, гидрораспределителей, вспомогательного гидроцилиндра, пневмогидроаккумулятора и ряда гидроклапанов.

Минусом такого решения можно назвать то, что используемые гидроцилиндры неуравновешенны по силе. А это, в свою очередь может привести к перекосу в поперечной плоскости рабочего оборудования. Объясняется это тем, что в этих гидроцилиндрах будут существовать разные усилия.

Помимо этого при данном решении применяется пневмогидроаккумулятор, а при его использовании конструкция РО погрузчика значительно усложняется [2].

Если мы будем рассматривать второе из наиболее известных решений этой проблемы, то заметим что оборудование будет состоять из тех же элементов. Отличие лишь в том, что в систему включается баллон с газом.

Существенным недостатком можно выделить также использование пневмогидроаккумулятора, а так же то, что система привода РО будет иметь осложненную конструкцию [3].

В отличие от рассмотренных устройств, предлагаемое решение позволяет наиболее рационально расположить гидроцилиндр подъема стрелы и уравновешивающий пневмогидроцилиндр и как следствие снизить потери энергии. Так же необходимо отметить, что при использовании такого устройства сама конструкция будет значительно упрощена.

Рассмотрим подробнее из чего состоит и как работает уравновешенное РО на примере погрузчика. Такое оборудование будет состоять из подъемной стрелы и ее гидроцилиндра, уравновешивающего пневмогидроцилиндра, ковша и баллона с газом.

Гидроцилиндр, который служит для поднятия стрелы, и пневмогидроцилиндр находятся в вертикальной оси стрелы Y . Когда РО находится в крайнем нижнем и верхнем положениях, пневмогидроцилиндр максимально приближается к стреле.

Уравновешенное РО устанавливается в основании стрелы и с помощью специальной магистрали присоединяется к баллону с газом. Объема одного баллона хватает на пять и более объемов пневмогидроцилиндра [4].

Момент M_0 , который образуется при подъеме РО строительной машины, имеет зависимость от силы тяжести РО и их плеч относительно шарнира стрелы (рис. 1). Для ковша, повернутого в транспортное положение показаны силы тяжести полезного груза G_r , ковша G_k , стрелы G_c и рычагов G_p .

Чтобы описать режим подъема РО с грузом в ковше, превратим РО в свободную механическую систему [5].

Шарнир пяты стрелы в точке O , гидроцилиндры стрелы и ковша, уравновешивающий пневмогидроцилиндр являются связями РО с передней полурамой. При освобождении РО от гидроцилиндров к их шарнирам прикладывают соответствующие усилия в штоках.

Сила T_1 гидроцилиндров стрелы (рис. 2) создает момент M_0 относительно шарнира O .

Сила T_2 в гидроцилиндрах поворота ковша удерживает его в транспортном положении. Так как для удержания ковша, повернутого в транспортное положение требуется незначительная сила, то силой T_2 мы пренебрегаем. Линия действия силы T_2 направлена в шарнир вращения стрелы [6].

Уравнения равновесия РО, у которого отсутствует уравнивающий пневмогидроцилиндр:

$$\sum M_{0i} = T_1 h_1 - \sum G_i x_i - G_r x_r = 0, \quad (1)$$

где G_i , x_i — силы тяжести и плечи элементов РО; h_1 — плечо гидроцилиндров стрелы; G_r и x_r — вес полезного груза в ковше и его плечо.

Обозначим $M_0 = T_1 h_1$, тогда из уравнения (1) получим:

$$M_0 = \sum G_i x_i + G_r x_r = 0. \quad (2)$$

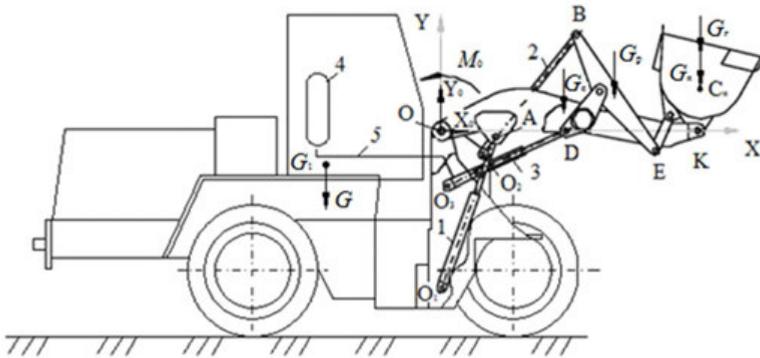


Рис. 1. Фронтальный погрузчик с механизмом уравнивания сил тяжести РО: 1 и 2 — гидроцилиндр подъема стрелы и поворота ковша; 3 — уравнивающий пневмогидроцилиндр; 4 — газовый баллон; 5 — магистраль, соединяющая газовый баллон с поршневой полостью уравнивающего пневмогидроцилиндра

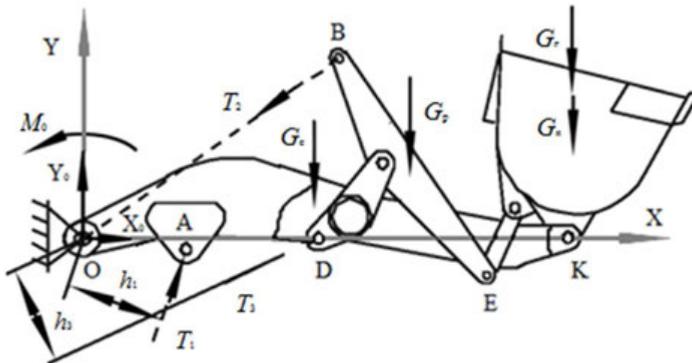


Рис. 2. Уравновешенное рабочее оборудование

Первое слагаемое содержит момент сопротивления, на преодоление которых при подъеме РО затрачивается энергия, вырабатываемая двигателем, и расходуется топливо. Второе слагаемое является моментом, затрачиваемым на подъем полезного груза, весом G_r . Выражение два можно представить в виде:

$$\frac{\sum G_i x_i}{M_0} + \frac{G_r x_r}{M_0} = 1. \quad (3)$$

Данное выражение устанавливает соотношение вредных и полезных сопротивлений при подъеме стрелы фронтального погрузчика.

$$M_{\text{сопр}}^{\text{ОТН}} + M_{\text{пол}}^{\text{ОТН}} = 1. \quad (4)$$

То есть сумма относительного момента сопротивления и относительного момента полезного груза равна 1 [7].

Если каждое слагаемое выражения (1) умножим на элементарный угол поворота стрелы и проведем интегрирование по этому углу, то получим соотношение работ, затрачиваемых при подъеме стрелы, то есть получим уравнение баланса энергии РО при подъеме стрелы:

$$W_{\text{затр}} = W_{\text{сопр}} + W_{\text{пол}}, \quad (5)$$

где $W_{\text{сопр}}$ и $W_{\text{пол}}$ — энергия, затрачиваемая на подъем сил тяжести РО и полезного грунта в ковше.

Представим уравнение (5) в относительном виде:

$$\frac{W_{\text{сопр}}}{W_{\text{затр}}} + \frac{W_{\text{пол}}}{W_{\text{затр}}} = 1 \text{ или } \text{КПД}_{\text{с}} + \text{КПД}_{\text{ро}} = 1, \quad (6)$$

где $\text{КПД}_{\text{с}}$ — сумма относительных потерь РО; $\text{КПД}_{\text{ро}}$ — коэффициент полезного действия РО, равный отношению полезной работы к затраченной.

В настоящее время имеются технические решения уравновешивания сил тяжести РО, в которых используется уравновешивающий пневмогидроцилиндр [8].

Тогда для уравновешенного РО уравнение (2) примет вид:

$$M_0 = \left(\sum G_i x_i - M_y \right) + G_r x_r = 0, \quad (7)$$

где M_y — момент на стреле, создаваемый уравновешивающим пневмогидроцилиндром.

$$M_y = \pi p_y \frac{D_y^2}{4} h_y, \quad (8)$$

где D_y и p_y — диаметр и давление газа в уравновешивающем пневмогидроцилиндре; h_y — плечо уравновешивающего пневмогидроцилиндра относительно шарнира стрелы [9].

Если давление газа, диаметр и плечо выбраны такими, что сила на штоке уравновешивающего пневмогидроцилиндра создает момент M_y , полностью уравновешивающий все силы сопротивления, то выражение в скобках уравнения (7) равно нулю.

Приведенные расчеты показывают, что уравновешивание сил тяжести РО возможно. В этом случае при подъеме РО двигатель не расходует энергию на преодоление сил тяжести РО и не потребляет топливо на выполнение этой операции [10].

Для уравновешенного РО, умножая слагаемые формулы (7) на элементарный угол поворота стрелы и выполнив интегрирование, получим:

$$W_{\text{затр}} = W_{\text{пол}}. \quad (9)$$

Затраченная энергия $W_{затр}$ при подъеме груза расходуется на полезную работу $A_{пол}$ подъема груза. При работе погрузчика с уравновешенным РО энергия двигателя затрачивается на подъем полезного груза в ковше, преодоление сил трения в шарнирах стрелы и рычажного механизма управления ковшом, а также на преодоление сил инерции [11].

Чтобы проверить, является ли уравновешенное РО эффективным построим кривые давлений (рис. 3).

Первый график P_1 построен для рабочего оборудования при максимальном выдвигании стрелы. Следующий график P_2 построен для случая, когда выдвигание стрелы погрузчика имеет наименьший радиус.

Помимо данных графиков, покажем линию P , которая представляет собой характеристику изменения давления в пневмоцилиндре на данном диапазоне углов.

Линия P располагается между графиками P_1 и P_2 , следовательно, использование уравновешенного РО является эффективным.[12].

Рассмотрим формулу степени понижения давления в рассматриваемом уравновешенном РО:

$$P = P_0 \left(\frac{V_0 + V}{V_0 + V + V_{po}} \right)^n, \quad (10)$$

где P_0 — первичное давление РО; V_0 — первичный объем газового отдела; V — объем используемого баллона; V_{po} — объем уравновешивающего оборудования; n — показатель политропы (справочная величина).

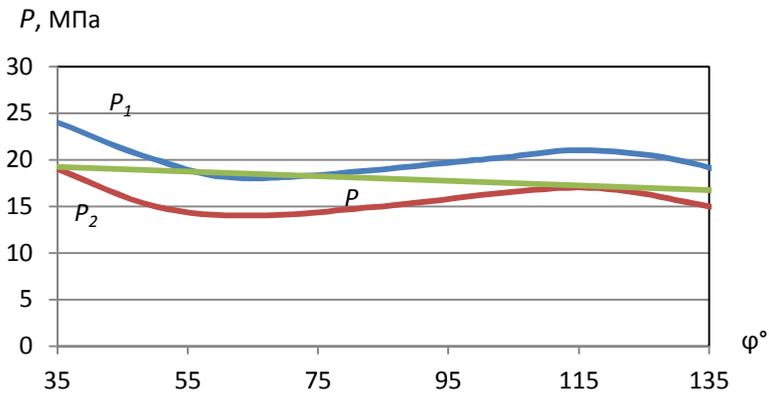


Рис. 3. Кривые давлений

По формуле (10) построим зависимость наименьшего давления разрядки $P_{мин}$ от объема V подключенного баллона (рис. 4). Можно заметить, что при увеличении объема баллона давление $P_{наим}$ приближается к $P_{макс}$ в начале подъема стрелы. Следовательно, давление разрядки уменьшается [14].

Одним из важных показателей машины является ее производительность. Для фронтального погрузчика она вычисляется по формуле:

$$P_T = \frac{3600}{T_{\text{ц}}} q_k \rho, \text{ т/м}^3, \quad (11)$$

где $T_{\text{ц}}$ — время одного цикла машины; q_k — вместимость РО; ρ — насыпная плотность материала в РО.

Чтобы посчитать эксплуатационную производительность без бункера можно воспользоваться следующей формулой:

$$Q = \frac{3600 E_k \rho_3 \gamma_H k_T}{t}, \text{ т/час.} \quad (12)$$

Если мы будем рассматривать погрузчик с бункером, то формула примет вид:

$$Q = \frac{7200 E_k \rho_3 \gamma_H k_T}{t_{\text{нап}} + t_{\text{пуст}}}, \text{ т/час,} \quad (13)$$

где E_k — теоретическая вместимость ковша, м^3 ; ρ_3 — коэффициент заполнения ковша; γ_H — насыпной вес, т/м^3 ; k_T — коэффициент использования машины во времени; t — время полного рабочего цикла машины; $t_{\text{нап}}$ — время наполнения ковша и последующего заполнения бункера; $t_{\text{пуст}}$ — время заполнения ковша, перемещения машины, опустошение бункера и ковша.

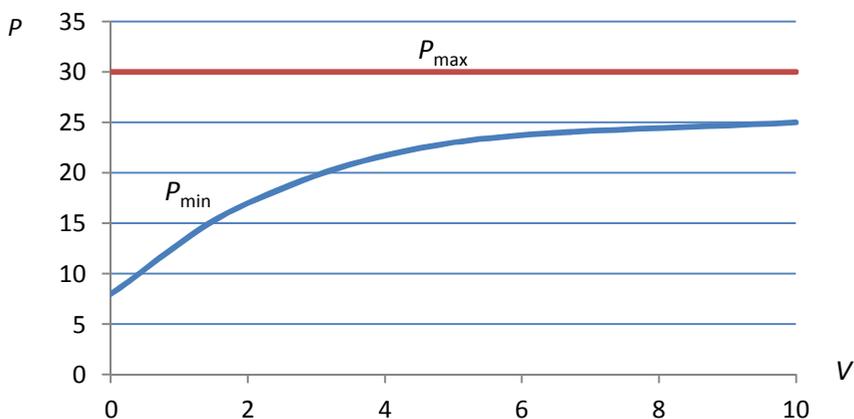


Рис. 4. Зависимость минимального давления разрядки пневмогидроцилиндра P_{min} от объема V подключенного баллона

Коэффициент ρ_3 имеет зависимость от вида груза, который зачерпывает погрузчик, а также от размеров самого РО и технических характеристик машины. Для каждого вида груза и для определенного погрузчика должен быть правильно выбран ковш, т.е. правильно подобрана его конструкция и размеры.

В зависимости от опытности машиниста процесс зачерпывания может производиться разными способами. Коэффициент ρ_3 имеет различные показатели и зависит от вида груза и разновидности погрузчика.

Для того чтобы при расчетах производительности погрузчика учесть также осуществляемые перерывы в работе необходимо использовать коэффициент k_T использования машины во времени. Напрямую этот коэффициент имеет связь с организацией проведения работ.

Чтобы определить длительность полного рабочего цикла воспользуемся формулой ниже:

$$t = t_{\text{зач}} + \frac{l_{\text{об}}}{V_{\text{сп}}} + \frac{l_{\text{об}}}{V_{\text{хол}}}, \quad (14)$$

где $t_{\text{зач}}$ — общее время операций при зачерпывании и разгрузке; $l_{\text{об}}$ — общая длина пути от точки наполнения ковша к месту разгрузки; $V_{\text{сп}}$ — средняя скорость машины при работе; $V_{\text{хол}}$ — средняя скорость холостого хода.

При этом время, затраченное на подъем ковша, а так же его отпускание мы не учитываем, т.к. она уже посчитано в первом слагаемом.

Время, которое мы затрачиваем на захват и разгрузку груза имеет зависимость от вида самой машины, вида используемого груза и условий, при которых происходит разгрузка.

Если при работе используется тяжелый и крупногабаритный груз, то ковш заполняется путем последовательности повторных внедрений. При этом затрачивается много времени. Так, чтобы загрузить уголь из штабеля необходимо затратить примерно 40 сек. Если рассматривать тракторные лопаты, то на это уйдет в среднем 122 сек.

Направлениями увеличения производительности машин являются: уменьшение времени рабочего цикла, увеличение коэффициента наполнения ковша, увеличение коэффициента использования машины во времени, что может быть осуществлено путем улучшения рабочего процесса, конструкции погрузчика и повышения надежности машины. А повысить надежность, долговечность машины и уменьшить потери энергии можно с помощью уравновешенного рабочего оборудования [15].

Из проделанной работы можно выделить следующие достоинства уравновешенного РО:

- высокий экономический эффект. За короткое время полностью окупается стоимость уравновешивающего пневмогидроцилиндра;
- погрузчик с уравновешенным РО позволяет снизить давление в гидроцилиндрах стрелы при подъеме ковша с грузом. Это позволяет увеличить скорость подъема стрелы в два раза;
- уравновешенное РО позволяет повысить КПД механизма подъема РО с 55 до 95%, благодаря чему обеспечивается экономия топлива, повышается производительность.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Коваленко М. В. Уравновешивание РО гидравлического экскаватора. – СибАДИ, 2004, — С. 136.
2. Vorutnikov V. The use of modern handling equipment in construction. ENGINEERING AND MINING JOURNAL. №11. 2013. — С. 17.

3. *Gowan J.* Hydraulic motor as a way to increase the efficiency of cargo handling machines *European Journal of Mechanical and Environmental Engineering*. №11. 2010. — С. 41.
4. *Васильченко В. А., Шекунов А. К.* Современные достижения в гидроприводе и их применение в машиностроении // *Вестник машиностроения*. №7. — Москва, 2008. — С. 90.
5. *Дронг В. И., Дубин В. В.* Курс теоретической механики. — Москва, 2000. — 256 с.
6. *Тарасов В. Н., Бояркина И. В.* Методика аналитического проектирования РО фронтального погрузчика // *Строительные и дорожные машины*. 2004. №4. — С. 37–41.
7. *Бояркина И. В.* Уравновешенное рабочее оборудование как средство повышения эффективности погрузочно-транспортных машин // *Строительные и дорожные машины*. 2007. №12. — С. 12.
8. *Минин В. В., Никонов Д. Д.* Метод расчета эксплуатационных параметров универсальных погрузчиков. Наука и образование: электронное научно-техническое издание №10. — Москва, 2011. — С. 32.
9. *Xu Y., Chen Y. J., Zhu Q. X.* An extension sample classification-based extreme learning machine ensemble method for process fault diagnosis // *CHEMICAL ENGINEERING AND TECHNOLOGY*. №6. 2014.
10. *Ma L., Zhang Y., Wu J., Wang H., Shen Q., Li J.* Efficient gas-liquid cyclone device for recycled // *CHEMICAL ENGINEERING AND TECHNOLOGY*. №6. 2014. — С. 25.
11. *Габов В. В., Докукин В. П., Коломоец Г. И.* Анализ зависимости производительности фронтального модульного комплекса от режимных и технологических параметров // *Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал)*. — С. 23.
12. *Gruverman A.* The mass of the working equipment are developing machines // *AMERICAN SOCIETY OF MECHANICAL ENGINEERS, AEROSPACE DIVISION (PUBLICATION) AD*. 2006. — С. 13.
13. *Polanska D. V.* Ways to improve the energy efficiency of building machines // *JOURNAL OF HOUSING AND THE BUILT ENVIRONMENT*. №3. 2010. — С. 58.
14. *Nefedov N., Zahartzev A.* DEFINITION OF STORAGE STRATEGY EFFECTIVE APPLICATION CONDITIONS // *Вестник Харьковского национального автомобильно-дорожного университета*. 2008. №41. — С. 107.
15. *Wang S., Liu M.* Improving the efficiency of the machine // *ENGINEERING OPTIMIZATION* №9. 2014. — С. 8.

© Колечкина А. Ю., Вахрушев С. И., 2015

УДК 624.139

А. В. Мащенко⁽²⁾, А. Б. Пономарев⁽²⁾, А. Н. Богомолов^(1,2)

ВЛИЯНИЕ АРМИРОВАНИЯ ГЕОСИНТЕТИЧЕСКИМИ МАТЕРИАЛАМИ НА ДЕФОРМАЦИОННЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГЛИНИСТОГО И ПЕСЧАНОГО ГРУНТА

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет⁽¹⁾,
Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽²⁾

В статье представлены результаты компрессионных испытаний пылеватых песков при разной степени водонасыщения и глинистых грунтов при разном показателе текучести. А так же результаты компрессионных испытаний этих грунтов армированных геосинтетическими материалами, такими как геотекстиль тканый и нетканый, геосетка. Представлены результаты физико-механических свойств этих материалов. Доказано положительное влияние армирования грунтов геосинтетиками на их деформационные свойства.

К л ю ч е в ы е с л о в а : компрессионные испытания, пылеватые пески, глинистые грунты, геосинтетические материалы, деформационные свойства.

Расчет оснований зданий и сооружений в настоящее время выполняется с использованием аналитических методов согласно нормативным документам и численных методов, используя различные расчетные комплексы. При этом требуются механические параметры грунтов, определяющие несущую способность грунтов и деформируемость. Одними из важных характеристик грунтов являются деформационные свойства, а именно модуль деформации E и коэффициент Пуассона ν . На территории Пермского края широко распространены как глинистые, так и песчаные водонасыщенные грунты, вызывающие трудности при проектировании, возведении и эксплуатации зданий и сооружений, в которых под воздействием внешних факторов возникают значительные вертикальные деформации [1].

На сегодняшний день одним из наилучших способов улучшения несущей способности конструкции является армирование [2]. Исследование армированного грунта, является весьма важным направлением в геотехнике. Создание армированных конструкций существенно сокращает затраты на устройство фундаментов зданий и сооружений, оснований под автомобильные и железные дороги, откосов, подпорных стен так как характеристики грунтов, обладающих прочностью на сжатие и сдвиг, но не обладающих прочностью на растяжение, могут быть значительно улучшены путем введения упрочняющих элементов в направлении относительной деформации растяжения. Также армирование грунтов значительно снижает финансовые затраты [3]. В Пермском крае первое применение геосинтетических материалов появилось около 30 лет назад. С тех пор накоплен значительный опыт применения таких конструкций, большинство которых продолжают выполнять свои проектные функции, но влияние характеристик геосинтетических материалов на свойства грунта на данный момент изучено недостаточно [4, 5].

Деформационные характеристики грунтов могут быть определены в лабораторных условиях. Это основной метод изучения свойств грунтов, он позволяет сравнительно просто передавать различные давления на грунт, исследовать поведение грунта в широких диапазонах изменения физического состояния и условий окружа-

ющей среды, моделировать сложные случаи работы грунта в основании или теле сооружений. Одним из способов определения деформационных характеристик в лабораторных условиях является метод компрессионного сжатия. Это испытание в условиях одноосного сжатия без возможности бокового расширения. Компрессионное сжатие моделирует процесс уплотнения грунта под фундаментом.

Для испытаний были отобраны песчаные пылеватые и глинистые грунты. Пылеватые грунты имеют размер зерен менее 0,1 мм, близки по своим проявлениям к глинистым грунтам. Отдельные зерна таких грунтов трудно различимы и по внешнему виду грунт похож на пыль. У таких грунтов отмечена хорошая водопроницаемость. При насыщении водой, такие грунты становятся текучими, обладают плавунными свойствами и похожи на вязкую жидкость, что значительно снижает их несущую способность [1]. Глинистые грунты в маловлажном состоянии обладают высоким сопротивлением нагрузке и небольшой сжимаемостью, но при высокой влажности резко понижают свою прочность и дают большие и долго продолжающиеся осадки сооружений [6]. Деформируемость глинистых грунтов обусловлена главным образом взаимным перемещением твердых частиц грунта и они способны испытывать длительные незатухающие деформации под постоянной нагрузкой.

Испытания песчаных грунтов проводились при разной степени водонасыщения: $S_r = 0,3$ (малой степени водонасыщения); $S_r = 0,7$ (средней степени водонасыщения); $S_r = 1$ (насыщенные водой) [1]. Испытания глинистых грунтов проводились при разном показателе текучести: $I_L = 0,4$ (тугопластичные); $I_L = 0,6$ (мягкопластичные); $I_L = 0,8$ (текучепластичные).

Все испытания грунта проводились в лаборатории кафедры «Строительное производство и геотехника» ПНИПУ с использованием комплекса автоматизированных систем испытаний в строительстве «АСИС-6» (рис. 1).

У отобранных образцов были определены физические характеристики по ГОСТ 5180-84 «Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик» (табл. 1, 2). Граница текучести глинистых грунтов определялась с помощью балансирующего конуса – прибора Васильева, а граница пластичности на устройстве для раскатывания связного грунта в жгут ГТ 1.8.2 фирмы ООО «НПП «Геотек» (рис. 2) [7]. Водонасыщение образцов песчаного грунта выполнялось в вакуумной камере перед началом испытания.



Рис. 1. Прибор для компрессионного сжатия



Рис. 2. Устройство для раскатывания связного грунта в жгут ГТ 1.8.2

Т а б л и ц а 1

Физические характеристики песчаного грунта

| Характеристика грунта | Обозначение | Песчаные грунты | | |
|----------------------------|--------------------------------|-----------------------------|------------------------|-----------------------------|
| | | Мало-влажные $S_r = 0,3$ | Влажные $S_r = 0,7$ | Водонасыщенные $S_r = 1$ |
| Влажность грунта | ω , доли ед. | 0,1 | 0,2 | 0,35 |
| Плотность частиц грунта | ρ_s , г/см ³ | 2,66 | 2,66 | 2,66 |
| Плотность грунта | ρ , г/см ³ | 1,54 | 1,8 | 1,82 |
| Удельный вес частиц грунта | γ_s , Н/см ³ | 25,97 | 25,97 | 25,97 |
| Удельный вес грунта | γ , Н/см ³ | 15,11 | 17,66 | 17,85 |
| Коэффициент пористости | e | 0,9 | 0,8 | 0,9 |

Т а б л и ц а 2

Физические характеристики глинистого грунта

| Характеристики | Обозначение | Значения |
|-----------------------------------|------------------------------|----------|
| Влажность на границе раскатывания | W_p , доли ед. | 0,13 |
| Влажность на границе текучести | W_L , доли ед. | 0,37 |
| Число пластичности | I_p , доли ед. | 0,23 |
| Плотность мин. части грунта | ρ_s , г/см ³ | 2,74 |

Для задания определенного показателя текучести была сделана глинистая паста следующим образом. После определения физических характеристик глинистый грунт высушивался в сушильном шкафу при температуре 105°C. Затем грунт измельчался молотком до тонкодисперсного состояния, просеивался через лабораторное сито с размером отверстий менее 0,1 мм и еще раз высушивался. Далее определялся удельный вес частиц грунта и его плотность, после этого с учетом заданных необходимых значений влажности грунта, его удельного веса, показателя текучести и пластичности готовилась грунтовая глинистая паста путем постепенного добавления необходимого количества воды к постоянному объему глинистого грунта [7].

Необходимое значение влажности грунта определяется по формуле:

$$w = I_L (w_L - w_p) + w_p, \quad (1)$$

где w — необходимая влажность грунта; I_L — заданный показатель текучести; w_L — верхняя граница текучести; w_p — нижняя граница раскатывания.

Количество воды, которое необходимо добавить в грунт для получения грунта определяется по формуле:

$$m_w = w \cdot m_s, \quad (2)$$

где m_w — необходимая масса воды; m_s — масса сухого грунта.

Согласно ГОСТ 12248-2010 «Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости» для компрессионных испытаний использовались грунты нарушенного сложения с заданной влажностью, плотностью и показателем текучести. Диаметр образцов составил 70 мм, высота 20 мм. При испытании пыле-

ватых песков были назначены следующие ступени нагружения: 12, 25, 50, 100, 200 кПа. За критерий условной стабилизации грунта принималось ее приращение не превышающее 0,05% за четыре часа. При испытании глинистых грунтов с показателем текучести $I_L = 0,4$ и $0,6$ были назначены следующие ступени нагружения: 25, 50, 100, 200, 300 кПа. Для грунтов с показателем текучести $I_L = 0,8$: 12, 25, 50, 100, 200, 300 кПа. За критерий условной стабилизации грунта принималось ее приращение не превышающее 0,05% за двенадцать часов. Деформации образца регистрировались через определенные промежутки времени промежутки времени: сразу после приложения нагрузки, далее через 0,25, 0,5, 1, 2, 5, 10, 20, 30 мин, далее с интервалом 1 ч в течение рабочего дня до момента достижения условной стабилизации деформации [6].

По результатам испытаний вычисляется модуль деформации E по формуле:

$$E = \frac{1+e_0}{m_0} \beta, \quad (3)$$

где m_0 — коэффициент сжимаемости, соответствующий Δp ; β — коэффициент, учитывающий отсутствие поперечного расширения грунта в компрессионном приборе; e_0 — коэффициент пористости.

Результаты компрессионных испытаний пылеватых песков и глинистых грунтов приведены в табл. 3.

Таблица 3

Значения компрессионного модуля деформации грунтов

| | Пылеватые пески | | | Глинистые грунты | | |
|--|-----------------|-----------------|---------------|------------------|-----------------|-----------------|
| | при $S_r = 0,3$ | при $S_r = 0,7$ | при $S_r = 1$ | при $I_L = 0,4$ | при $I_L = 0,6$ | при $I_L = 0,8$ |
| Компрессионный модуль деформации E , МПа | 7,4 | 5,8 | 4,3 | 1,23 | 1,05 | 0,98 |

Далее были проведены компрессионные испытания глинистых грунтов армированных геосинтетическими материалами. В качестве армирования использовались следующие геосинтетические материалы: тканый геотекстиль геоспан ТН-50, нетканый геотекстиль Дорнит, геосетка ОС (рис. 3) [1].

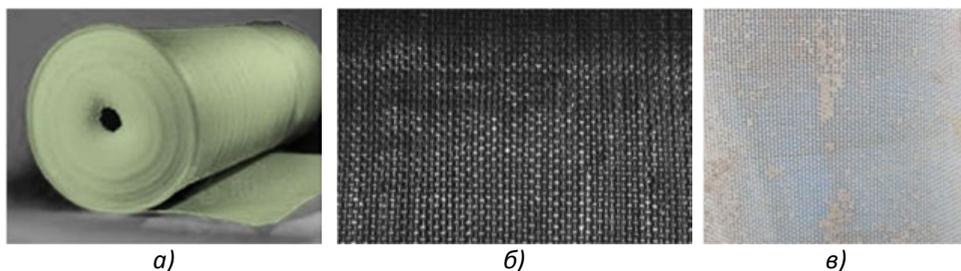


Рис. 3. Образцы геосинтетических материалов:
 а — нетканый геотекстиль «Дорнит»; б — тканый геотекстиль Геоспан-ТН 50; в — геосетка

Нетканый геотекстиль — представляет собой плоскую структуру, которая состоит из синтетических волокон, скрепленных между собой механическим методом. Такой

материал не гниет, через него не прорастают корни растений, а структура обеспечивает хорошие прочностные и фильтрующие свойства. Нетканые материалы исторически были первым типом геосинтетиков, которые выпускались текстильной промышленностью. До сих пор эти материалы продолжают использоваться во всем мире на различных геотехнических работах. Основные функции геотекстиля — разделение, армирование, фильтрация, дренаж, а также их сочетание [2].

Тканый геотекстиль — плоская и системная структура, сотканная из нескольких рядов синтетических лент, которые позволяют получить системные малоразмерные переплетения. Прочен во всех направлениях, морозостоек. При укладке в земляное сооружение образует сложную конструкцию, в которой действует как арматура [2].

Геосетка — сетчатая плоская структура, образованная из 2-х перекрывающихся рядов волокон, толщиной 3мм, крест на крест, под углом 90°. Часто используются в комбинации с геотекстилем и с геомембранами. Основные функции — фильтрационная и дренажная [8].

Физико-механические характеристики используемых геосинтетических материалов представлены в табл. 4. Испытания проводились на испытательной разрывной машине МТ-136 [5] (рис. 4).

Т а б л и ц а 4

Значения физико-механических характеристик геосинтетических материалов

| Характеристика | Нетканый геотекстиль Дорнит | Геосетка ОСН№8 | Тканый геотекстиль Геоспан ТН-50 |
|--|-----------------------------|----------------|----------------------------------|
| Состав | Полипропилен | Полиэстер | Полипропилен |
| Поверхностная плотность, г/м ² | 530 | 350 | 296 |
| Разрывная нагрузка при испытании на растяжение вдоль/поперек, кН | 13/14 | 108,4/83 | 47,4/46,6 |
| Относительное удлинение при максимальной нагрузке вдоль/поперек, % | 50/60 | 26,09/28,19 | 14,14/14 |

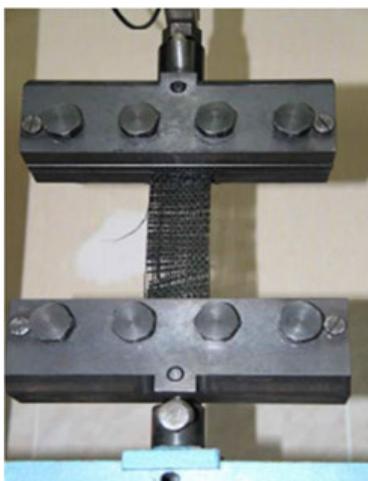


Рис. 4. Образец геотекстиля ТН-50 на разрывной машине МТ-136

Испытания армированных глинистых грунтов проводилось так же при разном показателе текучести по методике приведенной ранее. При армировании образцов слой геосинтетика был расположен внутри образца грунта [1]. Для перехода от лабораторных данных по модулям деформации к штампovým нормам для глинистых грунтов рекомендуется корректировать полученные значения с помощью повышающего коэффициента m_k в зависимости от коэффициента пористости. Значения модуля общей деформации, вычисленные с учетом корректирующего коэффициента, и их изменения в зависимости армирования приведены в табл. 5.

Таблица 5

Прочностные и деформационные характеристики
неармированного и армированного грунта

| Компрессионный модуль деформации E , МПа | Пылеватые пески | | | Глинистые грунты | | |
|--|-----------------|---------------|-------------|------------------|---------------|---------------|
| | при $S_r=0,3$ | при $S_r=0,7$ | при $S_r=1$ | при $I_L=0,4$ | при $I_L=0,6$ | при $I_L=0,8$ |
| Не армированный грунт | 7,4 | 5,8 | 4,3 | 7,38 | 6,3 | 5,88 |
| Грунт армированный нетканым геотекстилем | 8,0 | 5,6 | 4,4 | 8,1 | 7,2 | 6,2 |
| Грунт армированный геосеткой | 11 | 7,1 | 5,0 | 7,56 | 6,6 | 6,12 |
| Грунт армированный тканым геотекстилем | 8,0 | 6,1 | 4,5 | 7,5 | 6,6 | 6,0 |

Ниже приведены относительные изменения модуля деформации грунтов (табл. 6).

Таблица 6

Относительные изменения модуля деформации армированных грунтов

| Общий модуль деформации E , МПа | Пылеватые пески | | | Глинистые грунты | | |
|--|-----------------|---------------|-------------|------------------|---------------|---------------|
| | при $S_r=0,3$ | при $S_r=0,7$ | при $S_r=1$ | при $I_L=0,4$ | при $I_L=0,6$ | при $I_L=0,8$ |
| Не армированный грунт | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| Грунт армированный нетканым геотекстилем | 1,08 | 0,9 | 1,02 | 1,1 | 1,1 | 1,05 |
| Грунт армированный геосеткой | 1,4 | 1,2 | 1,16 | 1,02 | 1,05 | 1,04 |
| Грунт армированный тканым геотекстилем | 1,08 | 1,05 | 1,04 | 1,02 | 1,05 | 1,02 |

По результатам описанных выше и приведенных ранее лабораторных исследований [2, 8, 9, 10] можно сделать вывод, что армирование геосинтетическими материалами позволяет увеличить модуль общей деформации даже у таких слабых грунтов как пылеватые пески и глины с высоким показателем текучести.

Наиболее эффективное армирование достигается в пылеватых грунтах с низким коэффициентом водонасыщения ($S_r=0,3$) и в глинистых грунтах тугопластичной консистенции ($I_L=0,4$). С увеличением влажности эффект армирования ухудшается.

Наибольшее увеличения модуля деформации у пылеватых песков достигается при армировании геосеткой (до 40%), а у глинистых грунтов при армировании геотекстилем нетканым. Однако при расчете осадок основания, сложенного армированным глинистым грунтом, помимо проведенных компрессионных испытаний армированных образцов, необходимо учитывать сжимаемость самого армирующего материала [3]. Применения других видов геосинтетиков для данных грунтов с целью увеличить деформируемость является нецелесообразным, так как не оказывает значительного изменения сжимаемости грунта.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Мащенко А. В., Пономарев А. Б.* Анализ изменения прочностных и деформационных свойств грунта, армированного геосинтетическими материалами при разной степени водонасыщения // Вестник Перм. нац. исслед. политехн. ун-та. Строительство и архитектура. 2014. №4. — С. 264–273.
2. *Bartolomey A. A., Kleveko V. I., Ofrikhter V. G., Ponomaryov A. B., Bogomolov A. N.* The use of synthetic materials in the highway engineering in the Urals // Geotechnical engineering for transportation infrastructure. Proceedings of the 12th european conference on soil mechanics and geotechnical engineering – Amsterdam, 1999. Vol 2. — С. 1197–1202.
3. *Татьянников Д. А., Клевеко В. И.* Влияние сжимаемости армирующего материала на осадку фундамента при штамповых модельных испытаниях на примере геокомпозита // Вестник ПНИПУ «Строительство и архитектура». — Пермь, 2013. №2. — С. 124–132.
4. *Мащенко А. В., Пономарев А. Б.* К вопросу использования армированных сезоннопромерзающих пучинистых грунтов в качестве оснований фундаментов // Вестник ПНИПУ «Строительство и архитектура». — Пермь, 2012. №1. — С. 64–80.
5. *Татьянников Д. А., Клевеко В. И.* Исследование характера зависимости «деформация-линейная жесткость» для разных типов геосинтетических материалов // Транспорт. Транспортные сооружения. Экология. — Пермь, 2013. №1. — С. 165–172.
6. *Мащенко А. В., Пономарев А. Б.* Планирование экспериментов по улучшению пучинистых свойств сезоннопромерзающих грунтов с помощью геосинтетических материалов // Вестник ПНИПУ «Строительство и архитектура». — Пермь, 2013. №2. — С. 24–32.
7. *Кузнецова А. С., Пономарев А. Б.* Планирование и подготовка эксперимента трехосного сжатия глинистого грунта, улучшенного фибровым армированием // Вестник ПНИПУ «Строительство и архитектура». — Пермь, 2013. №1. — С. 151–161.
8. *Пономарев А. Б., Клевеко В. И., Татьянников Д. А.* Анализ изменения прочностных характеристик геосинтетических материалов в процессе эксплуатации // Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. Строительство и архитектура. — Воронеж, 2014. №3(35). — С. 11–16.
9. *Пономарев А. Б., Оффрихтер В. Г.* Анализ и проблемы исследований геосинтетических материалов в России // Вестник ПНИПУ «Строительство и архитектура». — Пермь, 2013. №2. — С. 68–73.
10. *Пономарев А. Б., Кузнецова А. С., Оффрихтер В. Г.* Применение фиброармированного песка в качестве основания зданий и сооружений // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: «Строительство и архитектура». — Волгоград, 2013. №30. — С. 101–107.

© Мащенко А. В., Пономарев А. Б., Богомолов А. Н., 2015

К. О. Мухин⁽¹⁾, Д. Г. Золотозубов⁽¹⁾

ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА ВЫБОР СПОСОБА УСИЛЕНИЯ И РЕКОНСТРУКЦИИ ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ

Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽¹⁾

В нашей стране существует острая необходимость в капитальном ремонте и реконструкции жилого фонда колоссальная. В Пермском крае эта цифра достигает 70%. Одним из основополагающих этапов реконструкции или реставрации здания является укрепление фундамента, обеспечивающего его прочность, устойчивость и долговечность, в связи с чем вопросам их усиления придается большое значение. В данной статье рассмотрены вопросы, связанные с проблемой выбора способа усиления и/или реконструкции фундаментов зданий, оценкой факторов, влияющих на такой выбор.

К л ю ч е в ы е с л о в а : усиление, ремонт, реконструкция фундаментов, классификация, факторы выбора, обследование зданий, реконструкция зданий, основания реконструируемых зданий, физико-механические свойства грунтов

Основные фонды недвижимости в нашей стране постоянно растут, одновременно увеличиваются затраты на их содержание и реконструкцию, которые составляют примерно 20...40% затрат на новое строительство. Доля жилищного фонда, устаревшего морально и физически, в Перми (дома 40–60-х гг.) — 43,1% (по данным аналитиков Российской Гильдии Риэлторов). После проведения в России приватизации квартир необходимость в ремонте жилья колоссальная. В Пермском крае эта цифра достигает 70%.

В этих условиях существенное значение приобретает совершенствование методов технической эксплуатации на базе новейших достижений по диагностике состояния, восстановления эксплуатационных качеств и реконструкции и модернизации зданий.

Практика показывает, что в переустройстве нуждаются здания различных периодов возведения. Главной целью реконструкции жилых зданий является приведение их в надлежащее состояние для дальнейшей эксплуатации, повышение комфортности проживания в соответствии с современными требованиями.

Одним из основополагающих этапов реконструкции или реставрации здания является укрепление фундамента – важнейшего элемента здания, обеспечивающего его прочность, устойчивость и долговечность, в связи с чем вопросам их усиления и/или реконструкции придается большое значение.

Как показывает практика основные причины, вызывающие необходимость усиления фундаментов и упрочнения грунтов основания, можно подразделить на 4 группы:

1. Реконструкция зданий, включая капитальный ремонт и надстройку помещений, что часто приводит к увеличению нагрузки на основание здания;
2. Разрушение материала фундаментов и снижение его гидроизолирующих качеств;
3. Нарушение условий устойчивости оснований в процессе эксплуатации зданий (например, замачивание, промораживание-оттаивание, набухание и просадки грунтов основания, карстово-суффозионные процессы);

4. Развитие значительных деформаций зданий, вызванных ошибками при изысканиях, при проектировании и устройстве оснований и фундаментов, вследствие неправильной эксплуатации зданий, производства работ вблизи эксплуатирующихся зданий.

Как видно из вышеизложенного, одним из важнейших факторов, влияющих как на необходимость усиления и/или реконструкцию фундамента и выбор конкретного метода усиления или реконструкции, являются характеристики грунтов основания реконструируемого здания. Связано это в том числе и с тем, что развитие массового строительства в городах приводит к резкому изменению инженерно-геологической обстановки, на которую значительно влияют не только природных процессы, но и процессы, связанные с жизнедеятельностью человека. Для правильного расчета осадок и несущей способности фундаментов реконструируемых зданий, оценки прочности грунта оснований необходимо иметь данные об изменении модуля деформации, удельного веса, сил сцепления и угла внутреннего трения грунта [1].

В том случае, когда основание реконструируемого здания сложено техногенными грунтами, при проектировании пристройки к существующему зданию или реконструкции его подземной части, на практике для оперативной или предварительной оценки свойств грунтов оснований можно использовать экспресс-методы. Связано это с тем, что основным контролируемым параметром при подготовке основания является коэффициент уплотнения, требуемое значение которого можно определить в зависимости от нагрузки на поверхность, типа грунта и толщины отсыпки. Кроме того, при производстве работ бывает необходима быстрая оценка свойств основания или степени уплотнения грунта обратной засыпки [2].

В условиях города Перми при выборе варианта реконструкции фундаментов с помощью различного вида свай, особенно для зданий с большой нагрузкой на основание, в условиях города Перми следует рассматривать вариант опирания свай на полускальные грунты (аргиллиты). Благодаря работам, которые проводятся на кафедре «Строительное производство и геотехника» ПНИПУ собран большой материал по характеристикам таких грунтов [3] и, соответственно, возможно рационально спроектировать реконструкцию фундамента в виде преобразования фундаментов мелкого заложения в свайные.

Актуально это в том числе и потому, что большая часть зданий постройки 40х-60х годов имеет ленточные фундаменты. Для таких зданий характерны неравномерные осадки фундаментов, которые приводят к деформациям других строительных конструкций и возникает опасность как потери несущей способности основания и возможность ее отказа, так и снижению устойчивости здания в целом.

Перед реконструкцией и капитальным ремонтом зданий в соответствии с нормативными документами обязательно должно производиться обследование зданий. Установление фактического технического состояния зданий может сильно повлиять не только на выбор вида реконструкции здания, но и в целом на целесообразность реконструкции [4, 5].

При оценке технического состояния зданий, которые собираются реконструировать или капитально отремонтировать, необходимо особое внимание обращать на признаки недопустимых деформаций оснований зданий, такие как:

- а) характерные трещины в стенах, межоконных перемычках, кирпичных сводах и арках межэтажных перекрытий и др. (рис. 1);
- б) искажение формы коробки здания, влекущее прогибы, крены, перекосы стен;
- в) отклонение стен от вертикали, сдвиги перекрытий, перекосы лестничных маршей и т.п.

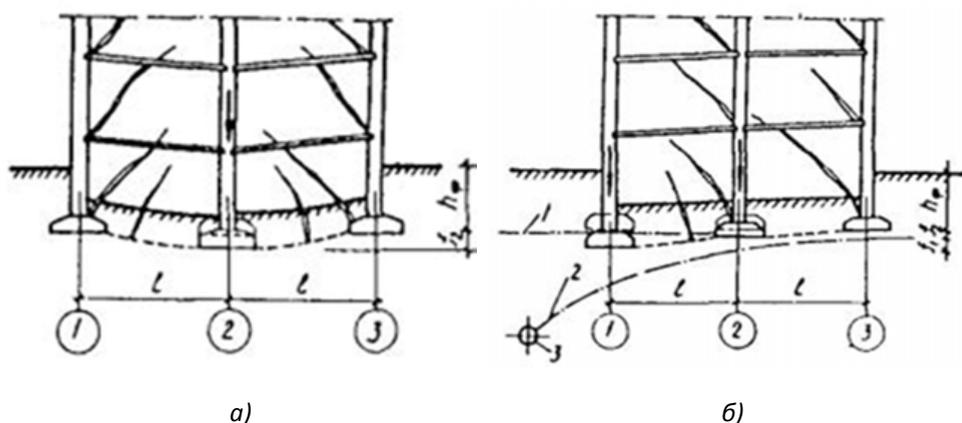


Рис. 1. Деформации и развитие трещин в поперечных стенах здания:
а — при просадке фундамента средней стены; б — при осадках фунда-
ментов стен вследствие понижения уровня грунтовых вод при дренаже.
1 — уровень грунтовых вод до дренажа; 2 — то же, после дренажа;
3 — дренажная труба

Большинство зданий и сооружений, подвергающихся реконструкции, имеют существенный физический износ, накопленный за годы предыдущей эксплуатации. При этом многие из таких зданий устарели и морально, не отвечают современным требованиям комфортности и функциональности: санитарно-гигиеническим, экологическим нормам, изменившимся требованиям технологии.

Оценка технического состояния конструкций здания выполняется по данным полного или выборочного обследования конструкций на основании результатов поверочного расчета, анализа опыта эксплуатации, а в некоторых случаях и проведения натурных испытаний. По результатам обследования составляется акт, заключение или отчет, в котором приводится оценка технического состояния конструкций с отношением их к одной из категорий в соответствии с ГОСТ 31937-2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния» или СП 13-102-2003 «Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений».

Основные факторы, выявляемые в результате проведения обследования и вызывающие необходимость усиления конструкций, приводятся в техническом задании, выданном заказчиком, и могут быть объединены по следующим признакам:

- 1) изменение условий эксплуатации, вызванное сменой функционального назначения здания или в результате увеличения нагрузки;
- 2) начальные конструктивные дефекты, полученные на этапе проектирования, изготовления и монтажа;
- 3) повреждения, приобретенные вследствие эксплуатационного износа;
- 4) повреждения стихийного характера и вышедшие из строя отдельные элементы;
- 5) приобретенные конструктивные дефекты в результате неправильной эксплуатации.

Для проектирования усиления или восстановления конструктивных элементов отправными данными являются материалы технического обследования, геологические и климатологические данные об условиях местоположения объекта. Немало-

важными будут сведения о наличии у подрядчика необходимых материалов, строительных машин и механизмов, а также технико-экономическое обоснование целесообразности выполнения конкретных ремонтных работ.

Кроме того, должна учитываться степень повреждения (реальное состояние) конструктивного элемента, определяемая как отношение затрат на восстановление к затратам на возведение здания. При слабой степени повреждения (5–20%) восстановительный ремонт производится, как правило, без изменения конструктивной схемы и без детального технико-экономического обоснования. При средней степени повреждения (10–40%) восстановление производится с сохранением конструктивных элементов, находящихся в удовлетворительном состоянии. При сильной степени повреждения (40–80%) восстановление допускается только при технико-экономическом обосновании. Как правило, полная стоимость реконструкции здания должна составлять не более 75–85% стоимости нового строительства такой же площади. Наконец, при степени повреждения более 80% речь может идти только о разборке объекта.

Таким образом, приступая к выбору метода восстановления или усиления конструктивного элемента, следует руководствоваться не только требованиями нормативных документов, но и в значительной мере здравым смыслом.

Наряду с техническим обследованием здания изучают инженерно-геологические и гидрогеологические условия грунтов.

При проведении капитального ремонта без значительного увеличения нагрузок в последующем выполняется контрольное обследование оснований и фундаментов. Если же предполагается реконструкция дома, влекущая за собой замену каких-либо конструкций или увеличение нагрузок, то выполняется полное обследование. При этом определяются физико-механические свойства грунтов, однородность основания, неравномерность его нагружения, характер осадок, действительные геометрические размеры фундамента, прочность и износ материала, наличие и состояние арматуры [4].

Большинство грунтов оснований под нагрузкой от массы здания уплотняются за счет уменьшения пористости грунтов, что приводит к увеличению их несущей способности. В результате часть зданий старой постройки (преимущественно до середины XX в.) имеет существенный запас прочности оснований. Но, как показывает практика, чаще встречается обратная ситуация. Связано это с тем, что основания эксплуатируемых зданий и сооружений неизменно подвергаются широкому спектру воздействий, отрицательно сказывающихся на их несущей способности. Так значительным фактором является воздействие влаги при повышении уровня грунтовых вод, поступлении из-за плохого качества отмосток поверхностных вод или же агрессивных вод из неисправных инженерных сетей, приводящих к суффозии грунта основания.

В общем случае снижение несущей способности оснований чаще всего связано со следующими факторами:

- 1) изменение гидрогеологических условий участка, на котором расположен эксплуатируемый объект;
- 2) изменение с течением времени физико-механических свойств насыпных грунтов;
- 3) влияние на грунты основания транспортных и технологических динамических нагрузок.

Эти факторы необходимо обязательно учитывать при проведении реконструкции зданий и сооружений.

В современной практике переустройства зданий и сооружений в основном приходится сталкиваться с бетонными и железобетонными фундаментами (сборными, монолитными, свайными и др.). Существенными для них являются механические повреждения и коррозия материалов. Состояние фундаментов, а, следовательно, и выбор методов их восстановления и усиления, зависит от целого ряда причин, включающих степень загруженности, воздействие грунтовых вод, агрессивных сред, температурных колебаний, свойства использованных материалов и конструктивные особенности фундаментов.

Важно подчеркнуть, что перечисленные выше дефекты оснований и фундаментов решающим образом отражаются на техническом состоянии здания или сооружения в целом.

Необходимость восстановления или усиления существующих фундаментов чаще всего связана не с их предельным износом или разрушением, а с изменением физико-технических характеристик грунтов основания, либо с увеличением нагрузок.

Особо следует выделить важность рассматриваемого цикла реконструктивных работ для сохранения здания в целом. Так, если необходима замена участка фундамента, то на время проведения работ обязательно выполняется усиление или разгрузка вышележащих элементов здания [5, 7].

В целом же выбор решения по усилению фундамента определяется состоянием фундамента, его конструкцией, материалом и пр.

Существует достаточно большое разнообразие способов усиления фундаментов, упрочнения оснований реконструируемых и восстанавливаемых зданий, сопровождающихся в основном уширением подошвы фундаментов, переустройством одного типа фундамента в другой или передачей части нагрузки от фундаментов на грунты основания с помощью различного вида свай.

Последние получают широкое применение в виде усиления фундаментов путем устройства буроинъекционных свай. При выборе таких методов усиления стоит обратиться к опыту, который накоплен геотехниками Томска и Уфы. В своих статьях специалисты из Томска приводят много фактического материала и рассказывают о практических результатах внедрения своих разработок, которые могут быть полезны для практического использования на других территориях [8]. С точки зрения использования способов устройства буроинъекционных свай для усиления фундаментов на территории Пермского края очень интересен опыт уфимских специалистов, так как грунтовые условия Башкирии и Пермского края очень схожи [9].

Выбор метода усиления фундамента реконструируемого здания, наиболее подходящего для конкретного случая, требует основательного подхода на основе всестороннего анализа способов усиления. Различные классификации объединяют способы усиления по типам фундаментов, конструктивным признакам, схемам работы, что дает возможность выбора наиболее целесообразных и рациональных решений при подготовке проектной документации.

Особого внимания заслуживают также сопутствующие мероприятия при реконструкции фундаментов. В случае нахождения здания в сложных инженерно-геологических и гидрогеологических условиях при необходимости следует устраивать искусственное понижение уровня грунтовых вод, выполнять дренаж фундамента. Немаловажным является восстановление или создание заново гидроизоляционного слоя тела фундамента.

По результатам обследования состояния фундаментов и изучения свойств грунтов оснований, с обязательным учетом технического состояния здания и цели его

реконструкции, составляют рекомендации по реконструкции, на основе которых выдают задание на проектирование.

Проектные материалы в части реконструкции фундаментов могут быть представлены в виде рабочего проекта (одностадийное проектирование) или проекта и рабочего проекта (двухстадийное проектирование). В состав проекта должна входить документация, обосновывающая выбор способа производства работ.

Анализ условий реконструкции зданий, их состояний, условий работы оснований и фундаментов позволил разработать классификацию факторов, влияющих на выбор способа переустройства фундаментов (рис. 2). Эти факторы можно разделить на четыре группы:

- 1) техническое состояние здания;
- 2) цель реконструкции здания;
- 3) техническое состояние оснований;
- 4) техническое состояние фундаментов.



Рис. 2. Факторы, влияющие на выбор способа переустройства фундаментов

Факторы первой группы позволяют определить возможность и необходимость проведения реконструкции, ремонта, переустройства здания в зависимости от его физического износа и реального состояния конструкций.

Вторая группа факторов обусловлена необходимостью надстройки, пристройки и перепланировки здания, углублением или переоборудованием подвала.

Факторы третьей группы выявляют деформации грунтов основания и потребность в их усилении, в зависимости от изменений свойств грунтов, гидрогеологических условий.

Последняя группа факторов устанавливает непосредственный выбор способа усиления фундамента исходя из характера его повреждений, изменения условий эксплуатации.

Каждый вид переустройства фундаментов осуществляется различными способами, выбор которых диктуется множеством связанных между собой факторов, что требует комплексного подхода к данной проблеме. Для выбора наиболее оптимального решения необходимо разработать и проанализировать несколько вариантов и сравнить их технико-экономическую эффективность и технологичность выполнения, а также сроки выполнения работ.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Пономарев А. Б., Богомолов С. А. Необходимость учета изменения свойств грунтовых оснований урбанизированных территорий // Актуальные проблемы геотехники : сб. статей, посвященный 60-летию проф. А.Н. Богомолова. – Волгоград, 2014. — С. 123–131.
2. Сазонова С. А., Пономарев А. Б. Применение экспресс-метода при оценке свойств техногенных грунтов // Вестник Перм. нац. исслед. политех. ун-та. Строительство и архитектура. Пермь, 2014. №4. — С. 189–169. doi: <http://dx.doi.org/10.15593/2224-9826/2014.4.15>.
3. Сычкина Е. Н., Пономарев А. Б. К вопросу определения начального напряженного состояния полускальных грунтов в лабораторных условиях // Известия вузов. Строительство. Новосибирск, 2012. №6(642). — С. 74–80.
4. Полищук А. И. Основы проектирования и устройства фундаментов реконструируемых зданий. – Томск: Нортхэмптон-Томск, 2004. — 476 с.
5. Ямов В. И. Реконструкция зданий в современных условиях. В 2 ч. Ч. 1: Проектные работы и проектирование реконструкции. – Екатеринбург: ГОУ ВПО УГТУ-УПИ, 2006. — 351 с.
6. Иванов Ю. В. Реконструкция зданий и сооружений: усиление, восстановление, ремонт. – М.: Издательство АСВ, 2013. — 312 с.
7. Федоров В. В., Федорова Н. Н., Сухарев Ю. В. Реконструкция зданий, сооружений и городской застройки. – М.: ИНФРА-М, 2012. — 224 с.
8. Полищук А. И., Петухов А. А., Шалгинов Р. В., Тарасов А. А. Опыт усиления фундаментов реконструируемых зданий инъекционными сваями // Вестник Перм. нац. исслед. политех. ун-та. Строительство и архитектура. Пермь, 2014. №3. — С. 129-142. doi: <http://dx.doi.org/10.15593/2224-9826/2014.3.10>.
9. Готман Н. З., Давлетяров Д. А., Каюмов М. З. Опыт усиления свайных фундаментов с использованием буроинъекционных свай (БИС) // Вестник Перм. нац. исслед. политех. ун-та. Строительство и архитектура. Пермь, 2014. №3. — С. 158–166. doi: <http://dx.doi.org/10.15593/2224-9826/2014.3.13>.

© Мухин К. О., Золотозубов Д. Г., 2015

УДК 624.157.2

В. В. Новиков⁽¹⁾, Т. М. Бочкарева⁽¹⁾

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ФОРМЫ ОБОЛОЧКИ НА НЕСУЩЮЮ СПОСОБНОСТЬ КОМБИНИРОВАННОГО ЛЕНТОЧНОГО ФУНДАМЕНТА ИЗ ПЕРЕКРЕСТНЫХ БАЛОК С ОПОРНЫМИ ОБОЛОЧКАМИ НА ОСНОВАНИЯХ ПОДВЕРЖЕННЫХ ПРОЦЕССАМ КАРСТООБРАЗОВАНИЯ

Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽¹⁾

В статье рассмотрен вопрос влияния формы фундаментной оболочки на несущую способность комбинированного фундамента, представляющего собой ленточный фундамент в виде перекрестных железобетонных балок, под узлами пересечения которых, установлены цилиндрические оболочки. Приведены результаты модельных штамповых испытаний предложенной конструкции.

К л ю ч е в ы е с л о в а : процессы карстообразования; ленточные фундаменты; фундаменты-оболочки; ленточный фундамент из перекрестных железобетонных балок, уложенных на цилиндрические оболочки.

В современном строительстве наблюдается тенденция к увеличению объемов и темпов строительства, а так же возрастание этажности зданий и увеличение плотности городской застройки. Эти факторы с учетом разнообразных инженерно-геологических условий Пермского края являются причиной необходимости проектирования и поиска новых конструктивных решений фундаментов. В связи с этим становится актуальной проблема освоения территорий, подверженных процессам карстообразования. Распространенность карстовых процессов на территории Пермского края достигает 45,9 тыс. км², т.е. треть всей территории (160,6 тыс. км²) [1, 2].

Основная опасность карста для инженерных сооружений заключается в образовании провалов. В большинстве случаев основными источниками провалов являются карстовые полости, и, следовательно, прогноз карстоопасности должен заключаться в обнаружении полостей в толще пород, определении их размеров, оценке возможности образования провала на земной поверхности и срока службы сооружения в зоне развития карста [3].

Наиболее распространённый метод противокарстовой защиты зданий и сооружений, без воздействия на естественный ход карстового процесса, применение конструктивных мероприятий. Одно из направлений этого метода — устройство фундаментов с большим запасом конструктивной прочности и надежности, для обеспечения пространственной неизменяемости каркаса. Конструктивные противокарстовые мероприятия обеспечивают надежность сооружений и в определенной мере компенсируют наше «недостаточное знание» о времени и месте образования карстовых деформаций.

Локальные карстовые деформации (провалы, проседания), представляющие основную опасность для зданий и сооружений, имеют сравнительно небольшие размеры в плане, это позволяет использовать большие конструкции, перекрывающие локальные деформации. На закарстованных территориях, где возможны оседания земной

поверхности на относительно больших площадях, также возможно применение конструктивных мероприятий; аналогом этих мероприятий могут быть конструктивные решения по защите зданий и сооружений на подрабатываемых территориях [3].

Применение конструктивных мероприятий в виде фундаментов глубокого заложения может повлечь существенную активизацию карстовых процессов из-за возникновения весьма интенсивных изменений гидрогеологических условий на большие глубины. Именно поэтому одним из рациональных конструктивных решений фундаментов, для таких территорий, являются различные виды ленточных фундаментов. Наиболее эффективные, с точки зрения уменьшения материалоемкости, по нашему мнению, являются ленточные фундаменты из сборных плит, фундаменты с ломаным очертанием опорных плит, прерывистые фундаменты, фундаменты с консолями, а так же ленточный фундамент в виде перекрестных железобетонных балок.

Анализ научной литературы и проведенные экспериментальные исследования показали эффективность ленточных фундаментов, предназначенных для закарстованных территорий, а так же равномерность распределения контактных давлений на границе фундаментов-оболочек с грунтовым основанием. На основе этого был предложен ленточный фундамент в виде перекрестных железобетонных балок, под узлами пересечения которых, установлены цилиндрические оболочки. Первоначальные экспериментальные исследования, направленные на выявление характера взаимодействия предложенной конструкции фундамента с грунтовым основанием подверженным процессам карстообразования позволили сделать следующие выводы:

1. Применение в фундаментах тонкостенных конструкций, заполненных грунтом, типа оболочек, позволяет частично увеличить рабочую площадь массива грунта и снизить деформации сооружения.

2. Применение ленточного фундамента в виде перекрестных железобетонных балок, под узлами пересечения которых, установлены цилиндрические оболочки, предназначенного для оснований подверженных процессам карстообразования, позволяет увеличить несущую способность классического фундамента до 40%.. при этом на 5-10%. происходит уменьшение осадки.

Стоит так же отметить что несущая способность предложенного фундамента, оказалась ниже предполагаемой теоретической. Данный факт можно объяснить суммированием напряжений в грунте от вышележащего ленточного фундамента и напряжениями под подошвой фундамента-оболочки. В дальнейшем исследовании рассматривались несколько различных форм оболочки в составе предложенного фундамента.

Целью эксперимента является оценка характера взаимодействия оболочки и ленточной части фундамента, а так же оценка зависимости несущей способности предложенного фундамента от формы оболочки.

Экспериментальные исследования представляют собой маломасштабные модельные штамповые испытания. Исследования проводились в лаборатории кафедры «Строительное производство и геотехника» ПНИПУ. Устройство для испытаний представляет собой стендовую установку размерами 480×720×156 мм, предназначенную для проведения лабораторных и научно-исследовательских работ. Стенд позволяет проводить, в условиях плоской и осесимметричной деформации, испытания модели ленточного фундамента. Согласно теории подобия модели были учтены геометрическое, механическое и силовое условия подобия. Нагружение штампа производилось автоматизировано, с заданными параметрами на компьютере, при помощи пневмокомпрессора. Управление процессом испытаний выполняется автоматически с использованием программы Geotek-ACIS3.2. Нагружение производилось до осадок

20–25 мм. Максимальное давление на основание составляло до 350 кПа или до образования провала под штампом.

Принятые приближения моделирования эксперимента:

1. Штамп (шириной 50 мм) рассматривается как ленточный фундамент (шириной 1,5 м). В качестве моделей фундаментов-оболочек использовались жесткие оболочки, отлитые из эпоксидной смолы. Форма и размеры оболочек представлены на рис. 1. Во всех случаях к моделям применён масштаб 1:30.

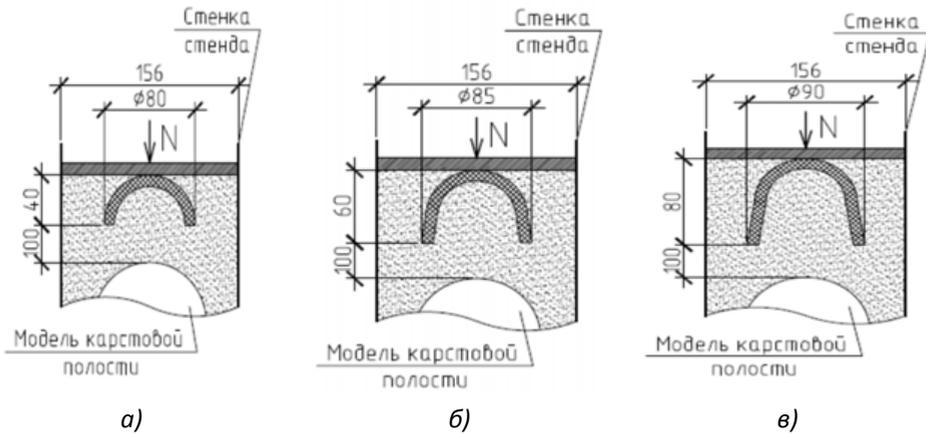


Рис. 1. Моделирование поэтапного эксперимента

комбинированного фундамента над карстовой полостью:

- а — с глубиной заложения опорной части оболочки 40 мм;
- б — с глубиной заложения опорной части оболочки 60 мм;
- в — с глубиной заложения опорной части оболочки 80 мм

2. В качестве грунта используется песок, который рассматривается как некоторая однородная среда.

При проведении модельных экспериментов в качестве грунтового основания использовался песок [4] с конкретными физико-механическими характеристиками (табл. 1).

Таблица 1

Физико-механические характеристики песка

| Характеристика грунта | Обозначение | Значения характеристик песка |
|----------------------------|--------------------------------|------------------------------|
| плотность грунта | ρ , г/см ³ | 1,63 |
| плотность частиц грунта | ρ_s , г/см ³ | 2,65 |
| удельный вес грунта | γ , кН/м ³ | 15,974 |
| удельный вес частиц грунта | γ_s , кН/м ³ | 25,97 |
| коэффициент пористости | e , кПа | 0,63 |
| пористость | n | 0,385 |
| удельное сцепление | c , кПа | 2,4 |
| угол внутреннего трения | ϕ , град | 32,8 |
| модуль общей деформации | E_0 , МПа | 32,67 |

Согласно ГОСТ 12536-79 песок является однородным.

3. Грунт содержит карстовую полость, расположенную в центре грунтового массива непосредственно под штампом (моделью фундамента) на глубине 100 мм, что соответствует глубине 3 м в реальных условиях.

4. Модель карстовой полости принята диаметром 100 мм, что соответствует диаметру 3 м в реальных условиях [5].

5. Поэтапное нагружение штампа моделирует поэтапное возведение здания.

6. При некоторой нагрузке объем модели карстовой полости деформируется, моделируя аварийную ситуацию, а именно провал массива грунта, располагаемого над карстовой полостью.

В зависимости от формы модели оболочки было проведено три серии экспериментов. По результатам проведенных экспериментов (табл. 2) получены графики зависимости осадки от давления для модельных фундаментов. Результаты проведенных штамповых испытаний приведены на рис. 2.

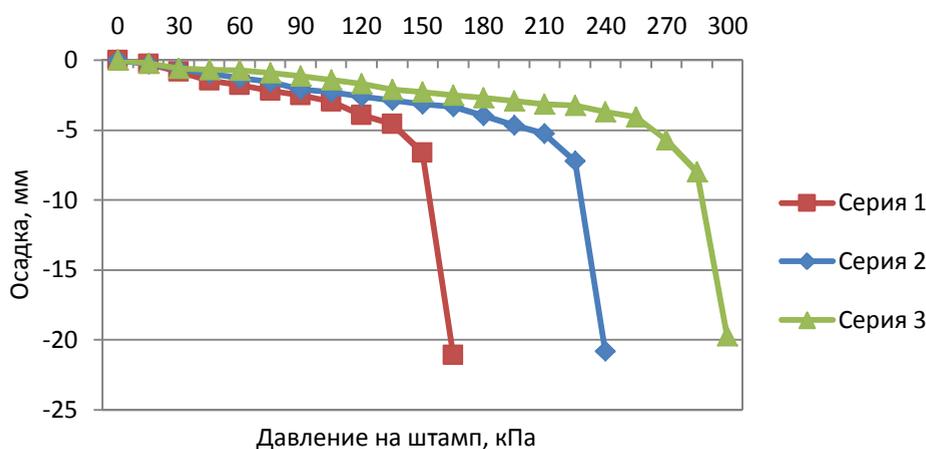


Рис. 2. Графики зависимости осадки от нагрузки

Таблица 2

Результаты штамповых испытаний

| № ступени нагружения массива грунта | Давление, кПа | Осадка штампа, мм | | |
|-------------------------------------|---------------|--|--|---------------------------------------|
| | | Результаты серии опытов №1 (рис. 1, а) | Результаты серии опытов №2 (рис. 1, б) | Результаты серии опытов №3 (рис 1, в) |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 1 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | 15 | -0,2915 | -0,263 | -0,215 |
| 3 | 30 | -0,812 | -0,624 | -0,582 |
| 4 | 45 | -1,4775 | -0,945 | -0,685 |
| 5 | 60 | -1,784 | -1,264 | -0,747 |
| 6 | 75 | -2,1825 | -1,549 | -0,918 |
| 7 | 90 | -2,521 | -2,099 | -1,156 |
| 8 | 105 | -2,9795 | -2,296 | -1,4 |
| 9 | 120 | -3,931 | -2,581 | -1,678 |

Окончание табл. 2

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|-----|-----|---------------|--------------|----------------|
| 10 | 135 | -4,569 | -2,884 | -2,078 |
| 11 | 150 | -6,6235 | -3,15 | -2,278 |
| 12 | 165 | -21,07 | -3,347 | -2,497 |
| 13 | 180 | - | -3,953 | -2,712 |
| 14 | 195 | - | -4,655 | -2,925 |
| 15 | 210 | - | -5,246 | -3,135 |
| 16 | 225 | - | -7,23 | -3,258 |
| 17 | 240 | - | -20,8 | -3,675 |
| 18 | 255 | - | - | -4,078 |
| 19 | 270 | - | - | -5,684 |
| 20 | 285 | - | - | -7,974 |
| -21 | 300 | - | - | -19,712 |

Анализ результатов экспериментальных исследований позволяет выявить следующее:

1) несущая способность ленточного фундамента в виде перекрестных железобетонных балок, под узлами пересечения которых, установлены цилиндрические оболочки, предназначенного для оснований подверженных процессам карстообразования, зависит от формы оболочки и глубины заложения подошвы оболочки от подошвы ленты;

2) при увеличении глубины заложения подошвы оболочки увеличивается общая несущая способность комбинированного фундамента, а так же уменьшается осадка;

3) глубина заложения подошвы оболочек должна быть обоснована конкретными проектными решениями с учетом инженерно-геологических условий площадки и технико-экономическим обоснование принятого решения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Основные положения материалов по обоснованию проекта генерального плана города Перми. Краткая пояснительная записка. Администрация горда Перми. – Пермь, 2010. — 117 с.
2. ТСН 11-301-2004. Инженерно-геологические изыскания для строительства на закарстованных территориях Пермской области. – Пермь, 2004. — 122 с.
3. Кобыща О.Е., Бочкарева Т.М. Моделирование противокарстовой защиты // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. №1. – Пермь, 2013.
4. Пономарёв А. Б., Калошина С. В., Сычкина Е. Н. Инженерная геология и механика грунтов. – Пермь: изд-во ПГТУ, 2009. — 36 с.
5. Кобыща О. Е., Бочкарева Т. М. Моделирование систем армирования массива грунта в качестве противокарстового мероприятия // Известия КГАСУ. – Казань, 2013.

© Новиков В. В., Бочкарева Т. М., 2015

М. М. Огаркова⁽¹⁾, Р. И. Шенкман⁽¹⁾, А. Б. Пономарев⁽¹⁾

ОПТИМИЗАЦИЯ ПАРАМЕТРОВ ГРУНТОВЫХ СВАЙ В ОБОЛОЧКЕ ИЗ ГЕОСИНТЕТИЧЕСКОГО МАТЕРИАЛА

Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽¹⁾

В статье представлен подбор с помощью моделирования в программных комплексах PLAXIS и PLAXIS 3D оптимальных параметров грунтовых свай в оболочке из геосинтетического материала: диаметра, глубины заложения, осевой жесткости геосинтетической оболочки. Рассматривается влияние площади улучшения основания на его осадку. Проведен краткий обзор вариантов техники для устройства грунтовых свай и способов их установки.

К л ю ч е в ы е с л о в а : грунтовые сваи, геосинтетическая оболочка, осадка, слабые грунты.

1. Введение

В настоящее время вопрос усиления слабых грунтовых оснований является одним из наиболее актуальных вопросов геотехники. Постоянно продолжающееся экономическое развитие вызывает необходимость развивать и приспособлять под строительство зачастую неблагоприятные в этом отношении территории. Слабые грунты встречаются практически во всех регионах России, в особенности на Урале, где много болот и заторфованных территорий [1, 2]. Это касается и г. Перми. Здесь типовое слабое основание представлено суглинком текучепластичной консистенции, широко распространенным на левобережной части города Перми.

Применение грунтовых свай в оболочке из геосинтетического материала является одним из современных и перспективных способов усиления слабых грунтов. Геосинтетическая оболочка совместно с окружающими слабыми грунтами принимают на себя кольцевые растягивающие усилия, возникающие в свае под нагрузкой, и тем самым обеспечивают ее радиальную поддержку. В качестве заполнителя сваи могут служить щебень, гравий, песок, а в качестве геосинтетической оболочки – георешетки, геоткани или геокомпозиты.

На сегодняшний день существует значительное количество исследований, доказывающих эффективность применения грунтовых свай в оболочке из геосинтетического материала. Они проведены такими учеными, как А. Н. Краев, А. Б. Пономарев, Н. Kemfert, J. Gniel, U. Trunk, A. Paul и др. [3–11].

Практика применения данного метода улучшения основания для строительства насыпей и других инженерных оснований, а так же результаты различных исследований показали, что применение таких свай позволяет уменьшить осадку основания до 60% [4, 5]. Связи с этим мы хотим рассмотреть возможность использования данных конструкций для улучшения оснований фундаментов зданий и сооружений. Одним из первых, при проектировании данного улучшения возникает вопрос об экономической эффективности применения данной технологии, поэтому было решено рассмотреть оптимизацию параметров усиления грунтов при использовании данной технологии.

2. Технология устройства грунтовых свай в оболочке из геосинтетических материалов.

В России устройство грунтовых свай производится с использованием обсадных труб. Рынок предлагает трубы различных диаметров, но наиболее оптимальными для установки свай являются трубы номинальным диаметром от 620 мм и выше (табл. 1).

Таблица 1

Технические характеристики обсадных труб

| D_n трубы, мм | Длина трубы, L (м) | | | | | |
|-----------------|----------------------|------|------|------|------|------|
| | 1 м | 2 м | 3 м | 4 м | 5 м | 6 м |
| | Масса, кг | | | | | |
| 620 | 410 | 743 | 1078 | 1412 | 1745 | 2079 |
| 750 | 500 | 909 | 1318 | 1724 | 2133 | 2542 |
| 800 | 536 | 972 | 1410 | 1846 | 2284 | 2721 |
| 880 | 596 | 1076 | 1560 | 2041 | 2525 | 3007 |
| 1000 | 681 | 1233 | 1784 | 2336 | 2887 | 3478 |

Также на сегодняшний день на рынке представлен широкий выбор оборудования для бурения и для погружения обсадных труб в грунт как российских (СО-2, БТС-150, БСО-1М и т.д.), так и зарубежных (SANY CFA, KATO, CASAGRANDE и т.д.) производителей (рис. 2.1, 2.2) с широким спектром характеристик с возможностью бурения скважин необходимых глубины и диаметра.



Рис. 2.1. Буровая установка СО-2



Рис. 2.2. Буровая установка KATO

Для установки грунтовых свай в оболочке из геосинтетического материала используются два метода: метод виброзамещения и метод грунтозамещения. При методе виброзамещения стальная труба с закрытым наконечником помещается в мяг-

кий грунт, после чего внутрь нее вставляются сшитый геотекстиль и наполнитель. Наконечник открывается и труба, вибрируя, поднимается на поверхность. Вибрация обеспечивает уплотнение наполнителя сваи. Преимуществами метода виброзамещения являются его быстрота, экономичность и эффект преднапряжения грунта. Однако использование данного метода ограничено лишь очень слабыми грунтами, в которые возможно погрузить трубу с наконечником.

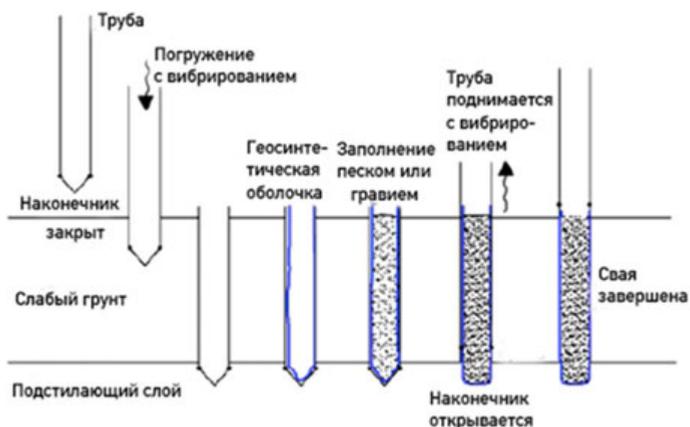


Рис. 2.3. Схема установки грунтовой сваи в оболочке из геосинтетического материала методом виброзамещения

При методе грунтозамещения открытая труба помещается в несущий грунт, который удаляется с помощью шнека. Метод применяется для грунтов с высокой устойчивостью к проникновению или при необходимости минимизации вибраций.

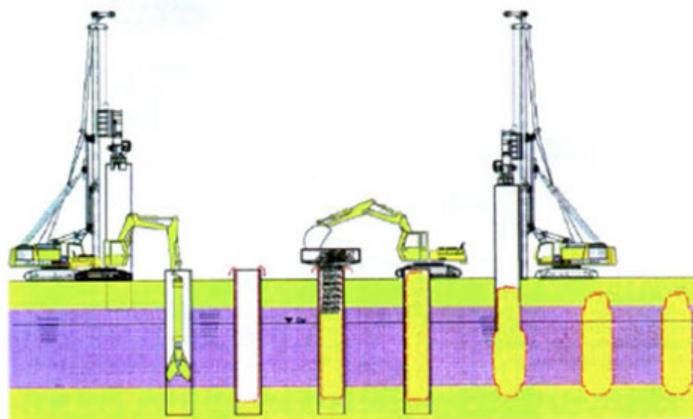


Рис. 2.4. Схема установки грунтовой сваи в оболочке из геосинтетического материала методом грунтозамещения

3. Численное моделирование оптимальных параметров грунтовых свай

Для получения максимальной эффективности от применения системы грунтовых свай в оболочке из геосинтетического материала для улучшения грунтового основания необходимо провести подбор оптимальных характеристик сваи и геосинтетической оболочки (глубины заложения, диаметра, осевой жесткости оболочки), а также определить минимально необходимую площадь улучшения и наиболее выгодное расположение свай для получения минимальной осадки фундамента. Подбор производится путем моделирования грунтовой сваи в программных комплексах PLAXIS и PLAXIS 3D. На сваю прикладывается распределенная нагрузка величиной 200 кН/м. Общий вид модели представлен на рис. 3.1, 3.2.

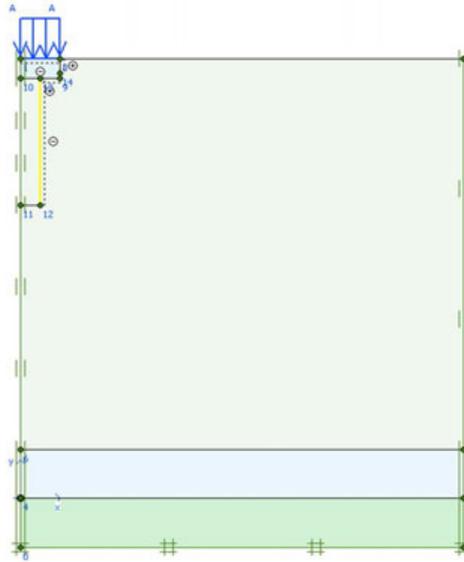


Рис. 3.1. Общий вид модели грунтовой сваи в оболочке из геосинтетического материала в программном комплексе PLAXIS

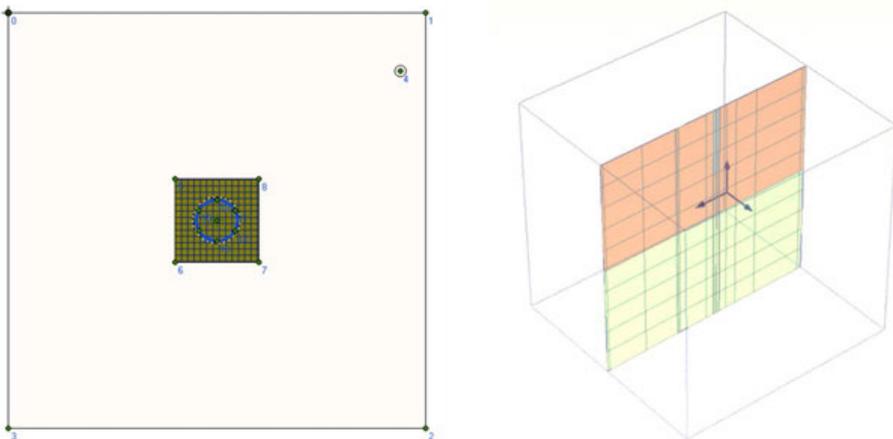


Рис. 3.2. Общий вид модели грунтовой сваи в оболочке из геосинтетического материала в программном комплексе PLAXIS 3D

3.1. Подбор глубины заложения сваи

Подбор оптимальной глубины заложения грунтовой сваи осуществляется путем ее варьирования в диапазоне от 1 до 8 м с интервалом 1 м при неизменных диаметре сваи (1 м) и осевой жесткости геосинтетического материала (2000 кН/м). Результаты подбора представлены на графиках 3.1.1, 3.1.2 и в табл. 3.1.1.

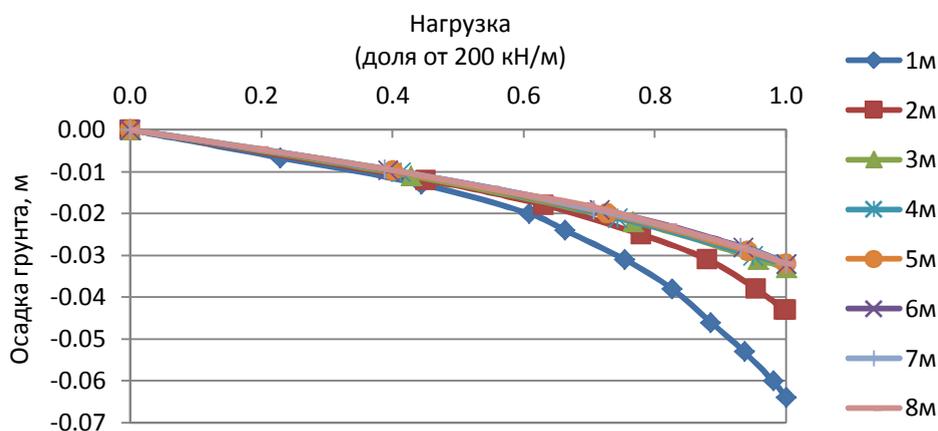


График 3.1.1 График зависимости осадки от величины нагрузки на сваю при изменении глубины заложения сваи от 1 м до 8 м с помощью моделирования в программном комплексе PLAXIS

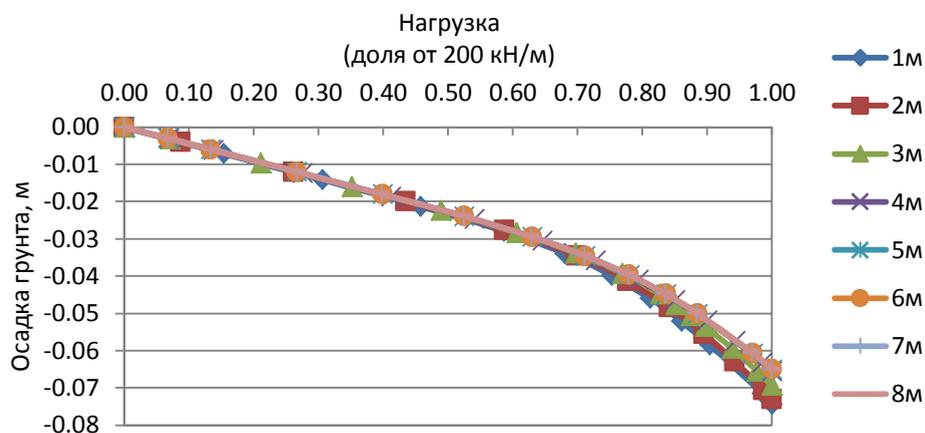


График 3.1.2. График зависимости осадки от величины нагрузки на сваю при изменении глубины заложения сваи от 1 м до 8 м с помощью моделирования в программном комплексе PLAXIS 3D

Таблица 3.1.1

Зависимость осадки фундамента от глубины заложения
грунтовой сваи в оболочке из геосинтетического материала

| Глубина заложения сваи, м | Осадка при моделировании в PLAXIS, м | Осадка при моделировании в PLAXIS 3D, м |
|---------------------------|--------------------------------------|---|
| 1 | 0,064 | 0,074 |
| 2 | 0,043 | 0,073 |
| 3 | 0,033 | 0,069 |
| 4 | 0,033 | 0,066 |
| 5 | 0,032 | 0,065 |
| 6 | 0,032 | 0,065 |
| 7 | 0,032 | 0,065 |
| 8 | 0,032 | 0,065 |

По результатам расчета можно сделать вывод о том, что заложение сваи на глубину более 4 м не имеет практического смысла, поскольку не увеличивает эффективность конструкции и не несет экономической выгоды. Глубина заложения сваи, равная 4 м, находится в пределах сжимаемой толщи грунта, равной 5,4 м, рассчитанной для классического фундамента мелкого заложения [1]. То есть можно сделать вывод о том, что наиболее экономически выгодным будет включение данного типа улучшения лишь в пределах сжимаемой толщи грунта основания фундамента.

3.2. Подбор диаметра сваи

Подбор диаметра грунтовой сваи осуществляется путем ее варьирования в диапазоне от 0,4 до 1 м с интервалом 0,2 м при неизменной глубине заложения сваи (3 м) и осевой жесткости геосинтетического материала (2000 кН/м). Результаты подбора представлены на графиках 3.2.1, 3.2.2 и в табл. 3.2.1.

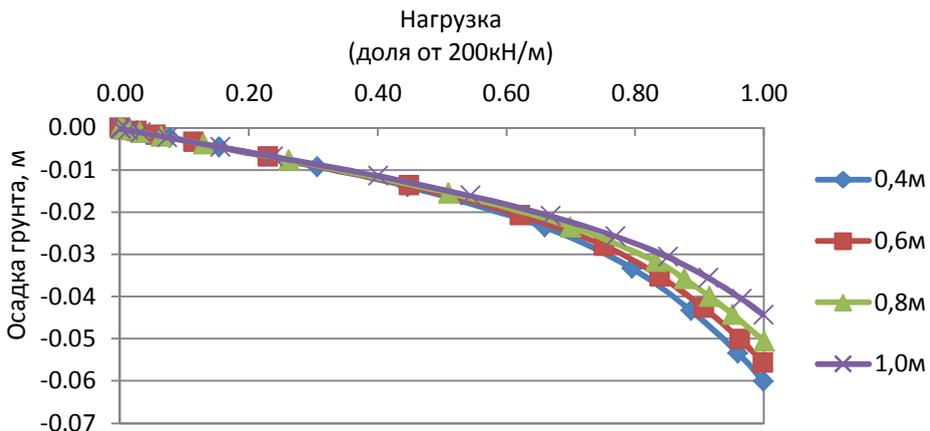


График 3.2.1. График зависимости осадки от величины нагрузки на сваю при изменении диаметра сваи от 0,4 до 1 м с помощью моделирования в программном комплексе PLAXIS

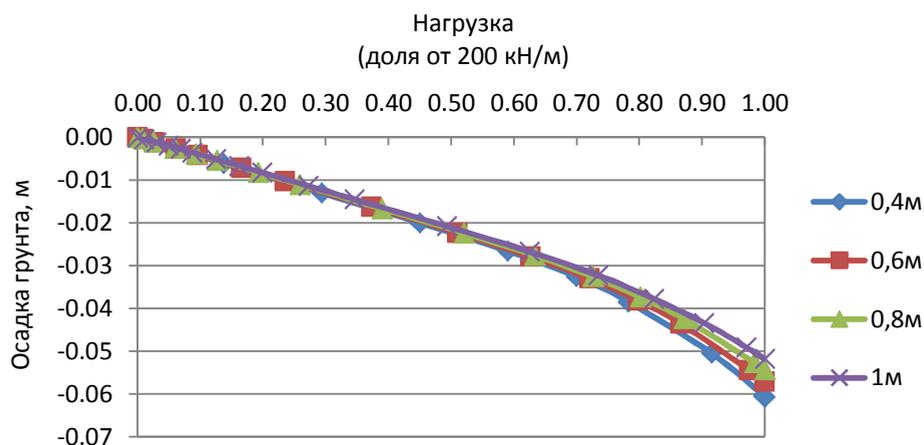


График 3.2.2. График зависимости осадки от величины нагрузки на сваю при изменении диаметра сваи от 0,4 до 1 м с помощью моделирования в программном комплексе PLAXIS 3D

Таблица 3.2.1

Зависимость осадки фундамента от диаметра грунтовой сваи в оболочке из геосинтетического материала

| Диаметр сваи, м | Осадка при моделировании в PLAXIS, м | Осадка при моделировании в PLAXIS 3D, м |
|-----------------|--------------------------------------|---|
| 0,4 | 0,06 | 0,061 |
| 0,6 | 0,056 | 0,057 |
| 0,8 | 0,005 | 0,054 |
| 1,0 | 0,044 | 0,052 |

Результаты расчета показывают, что с увеличением диаметра сваи величина осадки фундамента уменьшается. Это можно объяснить увеличением площади восприятия нагрузки на конструкцию за счет увеличения диаметра сваи в оболочке из геосинтетического материала. Подбор диаметра сваи следует производить с учетом планируемых нагрузок на конструкцию.

3.3. Подбор осевой жесткости геосинтетической оболочки

Подбор осевой жесткости геосинтетической оболочки осуществляется путем ее варьирования в диапазоне от 200 до 2000 кН/м с интервалом 200 кН/м при неизменном диаметре сваи (0,8 м) и ее глубине заложения (3 м). Результаты подбора представлены на графиках 3.3.1, 3.3.2 и в табл. 3.3.1.

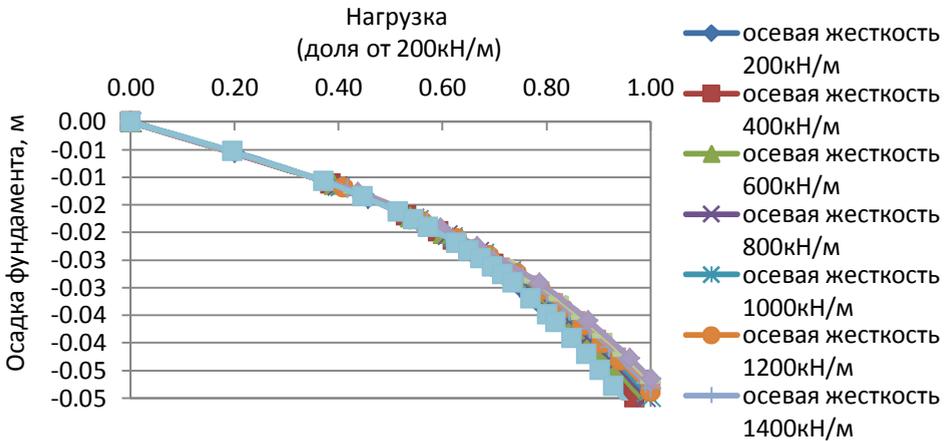


График 3.3.1. График зависимости осадки от величины нагрузки на сваю при изменении осевой жесткости геосинтетической оболочки от 200 до 2000 кН/м с помощью моделирования в программном комплексе PLAXIS

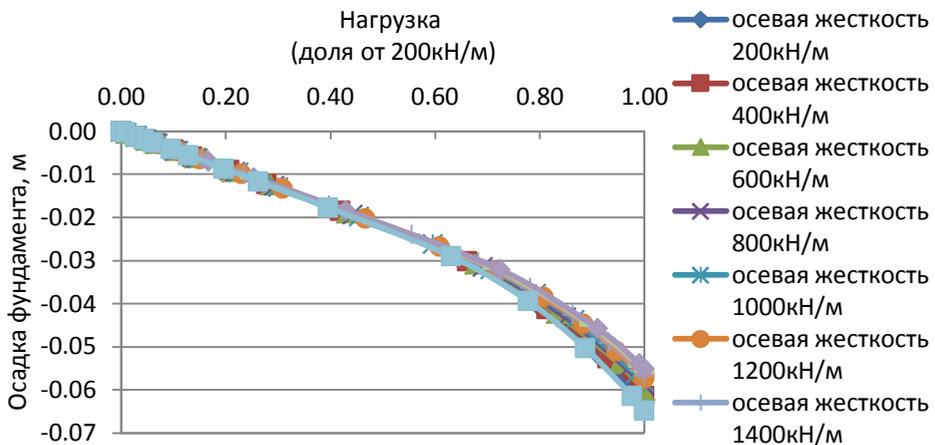


График 3.3.2. График зависимости осадки от величины нагрузки на сваю при изменении осевой жесткости геосинтетической оболочки от 200 до 2000 кН/м с помощью моделирования в программном комплексе PLAXIS 3D

Таблица 3.3.1

Зависимость осадки фундамента от осевой жесткости геосинтетической оболочки

| Осевая жесткость, кН/м | Осадка при моделировании в PLAXIS, м | Осадка при моделировании в PLAXIS 3D, м |
|------------------------|--------------------------------------|---|
| 0 | 0,057 | 0,0650 |
| 200 | 0,055 | 0,063 |
| 400 | 0,053 | 0,061 |
| 600 | 0,052 | 0,060 |
| 800 | 0,051 | 0,059 |
| 1000 | 0,050 | 0,058 |
| 1200 | 0,049 | 0,057 |
| 1400 | 0,048 | 0,057 |
| 1600 | 0,048 | 0,056 |
| 1800 | 0,047 | 0,056 |
| 2000 | 0,046 | 0,055 |

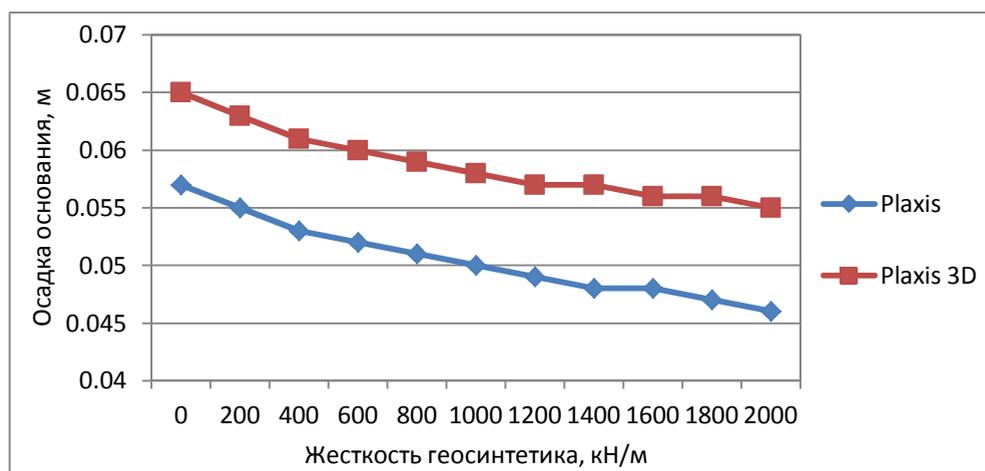


График 3.3.3. График зависимости осадки от величины жесткости геосинтетической оболочки по результатам численного моделирования в различных программных комплексах

Можно сделать вывод о том, что повышение осевой жесткости геосинтетического материала конструкции приводит к уменьшению осадки основания. Это объясняется тем, что повышенная осевая жесткость обеспечивает большую боковую поддержку сваи. При этом при увеличении жесткости материала свыше 1000 кН/м не приводит к значительному снижению осадки основания, поэтому экономически выгодным может считаться увеличение диаметра сваи или их глубина заложения. В любом случае подбор конкретного геосинтетического материала следует производить из условий величины планируемой нагрузки, доступности материала на рынке и планируемых затрат, поскольку стоимость геосинтетических материалов с высокой жесткостью значительно выше наиболее распространённых материалов. Так же другие наши исследования показывают о наличии значительных осадок связанных с

включением свай в работу, величина которых не будет влиять на их величину, таким образом повышение жесткости материала может значительно увеличить стоимость улучшения без значительной увеличения эффективности материала [3–6].

3.4. Влияние площади улучшения и расположения свай на осадку фундамента

В программном комплексе PLAXIS 3D был произведен расчет осадки фундамента при варьировании количества свай от 3 до 5 и варьировании из диаметра от 0,4 до 0,8 м. Размеры фундамента 2×2 м. Варианты расположения свай представлены на рис. 3.4.1.

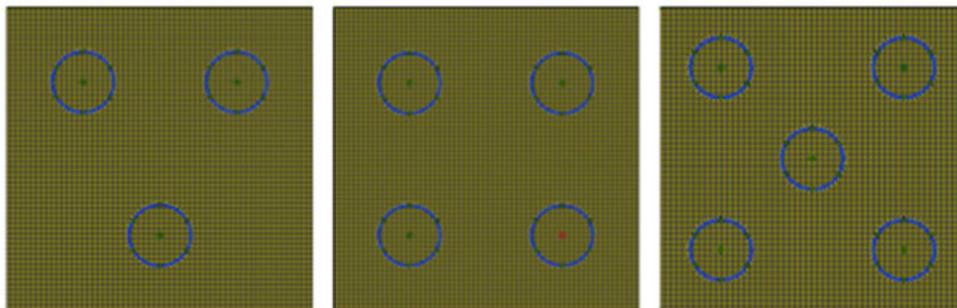


Рис. 3.4.1. Варианты расположения свай под фундаментом

Площадь фундаментной плиты $A = 4 \text{ м}^2$. Площади различных вариантов усиления и результаты расчета приведены в табл. 3.4.1 и на графике 3.4.2.

Таблица 3.4.1

Варианты усиления основания под фундаментную плиту

| Расположение свай | Величина осадки | Площадь усиления A_y | A_y/A |
|------------------------|-----------------|------------------------|---------|
| 3 сваи диаметром 0,4 м | 0,055 | 0,38 | 0,095 |
| 4 сваи диаметром 0,4 м | 0,048 | 0,5 | 0,13 |
| 5 свай диаметром 0,4 м | 0,045 | 0,6 | 0,15 |
| 3 сваи диаметром 0,6 м | 0,049 | 0,85 | 0,22 |
| 4 сваи диаметром 0,6 м | 0,043 | 1,13 | 0,28 |
| 3 сваи диаметром 0,8 м | 0,046 | 1,51 | 0,38 |
| 4 сваи диаметром 0,8 м | 0,040 | 2,01 | 0,5 |

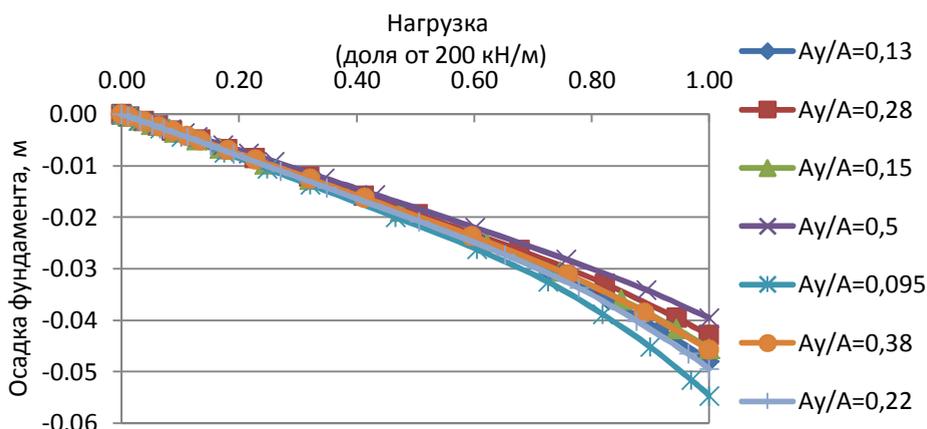


График 3.4.2. График зависимости осадки от величины нагрузки на сваю при различных вариантах усиления основания с помощью моделирования в программном комплексе PLAXIS 3D



График 3.4.3. График зависимости осадки от отношения площади улучшения к площади фундамента

Результаты показывают, что с увеличением площади усиления осадка фундамента уменьшается. Осадка фундамента при усилении основания тремя сваями диаметром 0,8 м получилась больше, чем осадка фундамента при усилении основания четырьмя сваями диаметром 0,6 м не смотря на то, что в первом случае площадь усиления больше. Можно сделать вывод о том, вариант усиления основания четырьмя сваями наиболее оптимален. Вариант усиления тремя сваями дает неравномерную осадку, а применение пяти свай не всегда целесообразно ввиду значительного увеличения стоимости изготовления свай.

4. Выводы

1. С помощью программного комплекса PLAXIS произведен подбор оптимальных параметров грунтовых свай в оболочке из геосинтетического материала для типового слабого основания г. Перми.

2. Оптимальная глубина заложения сваи – в пределах глубины сжимаемой толщи грунта основания. Заложение сваи ниже этой отметки неэффективно и экономически не выгодно.

3. Увеличение диаметра сваи влечет за собой уменьшение осадки фундамента, что объясняется увеличением площади улучшения основания и как следствии увеличения жесткости сваи и нагрузки, воспринимаемой непосредственно грунтовой сваем.

4. Повышение жесткости геосинтетической оболочки приводит к уменьшению осадки фундамента за счет увеличения величины боковой поддержки сваи, при этом значительное увеличение жесткости оболочки не приводит к значительному снижению осадки основания.

5. В программном комплексе PLAXIS 3D рассмотрено несколько вариантов расположения свай с различными площадями улучшения оснований. Увеличение площади улучшения приводит к уменьшению осадки. Наиболее оптимальным в случае улучшения основания под столбчатым фундаментом является усиление основания четырьмя сваями.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений. – М., 2000.
2. Долматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты. – Л.: Стройиздат, 1988.
3. Шенкман Р. И., Пономарев А. Б. Полунатурные экспериментальные исследования грунтовых свай в оболочке из геосинтетических материалов // Вестник гражданских инженеров. 2014. №1. — С. 54–60.
4. Шенкман Р. И., Пономарев А. Б. Применение грунтовых свай в оболочке из геосинтетических материалов в геологических условиях г. Перми для возведения фундаментов зданий и сооружений // Вестник ПНИПУ. Серия «Урбанистика». 2012. №2. — С. 28–36.
5. Шенкман Р. И., Пономарев А. Б. Подбор геосинтетической оболочки для грунтовых свай и эффективность их применения в геологических условиях г. Перми // Вестник гражданских инженеров. 2013. №1. — С. 82–89.
6. Шенкман Р. И., Пономарев А. Б. Исследование эффективности применения грунтовых свай для улучшения слабых грунтов // Вестник ПГТУ Строительство и архитектура. 2011, №1. — С. 89–94.
7. Kempfert H. G., Gebreselassie B. Excavations and foundations in soft soils. – Berlin: Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2006. — 591 p.
8. Gniel J., Bouazza A. Construction of geogrid encased stone columns: A new proposal based on laboratory testing // Geotextiles and Geomembranes. 2010. №28. — P. 108–118.
9. Gniel J., Bouazza A. Improvement of soft soils using geogrid encased stone columns // Geotextiles and Geomembranes. 2009. №27. — P. 167–175.
10. Almeida M. S. S., Housseinpour I., Riccio M. Performance of a geosynthetic-encased column (GEC) in soft ground: numerical and analytical studies // Geosynthetics International, 2013. №4. — С. 252–262.
11. Paul A., Ponomaryov A. The bearing behavior of geogrid reinforced, crushed stone columns in comparison to nonreinforced concrete pile foundations // Proceedings of the Eurogeo 3. Vol. II. – Munich, 2004. — P. 285–289.

© Огаркова М. М., Шенкман Р. И., Пономарев А. Б., 2015

УДК: 001.891 (075.8)

Э. А. Пикулева⁽¹⁾, Т. А. Спицова⁽¹⁾

СТРУКТУРА МАГИСТЕРСКОЙ ДИССЕРТАЦИИ

Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽¹⁾

В статье изложено понятие и структура магистерской диссертации, приведено подробное описание содержания основных ее разделов. Диссертация, как научно-квалификационная работа существенно отличается от дипломного проекта. Она обладает двумя важнейшими признаками: выдвижение гипотезы и поиск новой научной идеи. Это конечный результат проделанной магистрантом научно-исследовательской работы. Основная цель - подтвердить высокий образовательный уровень выпускника.

Ключевые слова: научные исследования, диссертация, научный результат, практический опыт, гипотеза, научная идея.

Магистерская диссертация (от лат. — исследование, рассуждение) – самостоятельное научное сочинение с элементами научной новизны, основная цель которого подтвердить высокий образовательный уровень выпускника, его способность решать научные, теоретические и практические задачи. Это конечный результат проделанной магистрантом большой научно-исследовательской работы. Она свидетельствует о полученной им специальности и квалификации, умении грамотно излагать свои мысли, свободно ориентироваться в технической литературе и научной информации, способности участвовать во внедрении результатов исследований и практических разработок.

Диссертация готовится автором единолично. В ней должна содержаться совокупность новых научных результатов исследований и положений, выдвигаемых для публичной защиты. А также должны быть сформулированы основные направления дальнейшего решения проблемы. Как научная работа, она должна иметь внутреннее единство и свидетельствовать о личном вкладе ее автора в науку.

Диссертация, как научно-квалификационная работа существенно отличается от дипломного проекта. Она обладает двумя важнейшими признаками: выдвижение гипотезы и поиск новой научной идеи.

Выдвижение гипотезы. Гипотеза – это научное предположение, значение которого неопределенно. Гипотеза — это идея, требующая доказательства. Она является одним из основных методов развития научного знания. При выдвижении гипотезы магистрант предполагает, как он намерен достичь поставленной цели исследования. Гипотеза, начиная от плана-проекта исследования и кончая готовой диссертацией может неоднократно уточняться, изменяться или дополняться.

При построении гипотезы и в ходе исследования желательно учесть одно существенное обстоятельство. Добросовестно исследуя свою проблему, магистрант получает как положительные результаты так и отрицательные. Многие стремятся отрицательные моменты в текст диссертации не включать. И делают это напрасно, так как это придает работе убедительность и достоверность и предостерегает последователей от ошибочных вариантов, которые уже опробованы.

Поиск научной идеи — это творческий процесс, поэтому здесь невозможно дать какие-либо готовые рекомендации. Можно лишь посоветовать попытаться идти по пути обобщения каких-либо уже известных результатов, изложенных в нескольких опубликованных другими авторами научных работах, либо по пути более глубокого рассмотрения каких-либо интересных частных случаев уже известного общего результата. В других случаях получению нового теоретического результата предшествуют обширные экспериментальные исследования объекта, изучение закономерностей его поведения в тех или иных условиях, накопление статистических данных — только после того из них можно вывести новую аналитическую зависимость, пользуясь которой синтезировать новые технические объекты, обладающие более совершенными свойствами или общей экономической эффективностью.

Практика показывает, что в современной науке появление совершенно новой идеи, разработка новой концепции «с нуля» — явление крайне редкое. Подавляющее большинство новых научных результатов есть следствие долгого и планомерного развития научной мысли в определенном направлении [1].

Схема основных структурных частей магистерской диссертации представлена на рис. 1.

Содержание включает введение, наименования глав, параграфов, заключение, наименование приложений и список использованной литературы и с указанием номеров страниц. Содержание включают в общее количество листов текстового документа, титульный лист не нумеруется.

Во *введении* дается обоснование выбора темы исследования, цель и задачи диссертации, раскрываются актуальность темы, её новизна, объект и предмет исследования, анализ полученных результатов и теоретическая и практическая их значимость. Во введении к работе желательно кратко сказать об этапах изложения материала и дать обоснование логике его построения.

Краткая характеристика составляющих введения.

Актуальность темы магистерской диссертации. Тема диссертации это не просто её название. *Тема:* это намечаемый результат исследования, которые направлены на решение конкретной проблемы. Поэтому важно чётко определиться с выбором, так как на её решение магистрант собирается потратить свои силы и время.

Под *проблемой* понимается различие между тем, как функционирует исследуемая система и тем, как она должна быть организована в соответствии с повышением уровня знаний автора и условиями их практического применения. Проблема заключается в понимании того, что происходит в рамках изучаемой системы в целом и за счет каких средств поддерживается ее единство. Только в ходе изучения всех взаимосвязей элементов системы можно обнаружить пути устранения причин разбалансированности отдельных звеньев системы. Формулировка проблемы научного исследования является по сути, кристаллизацией замысла магистранта. Поэтому правильная её постановка — это залог успеха всей работы.

В формулировании проблемы должны быть даны ответы на вопросы, поставленные в начале исследования ради решения, которых и предпринимается научное изучение (рис. 2).



Рис. 1. Структура магистерской диссертации

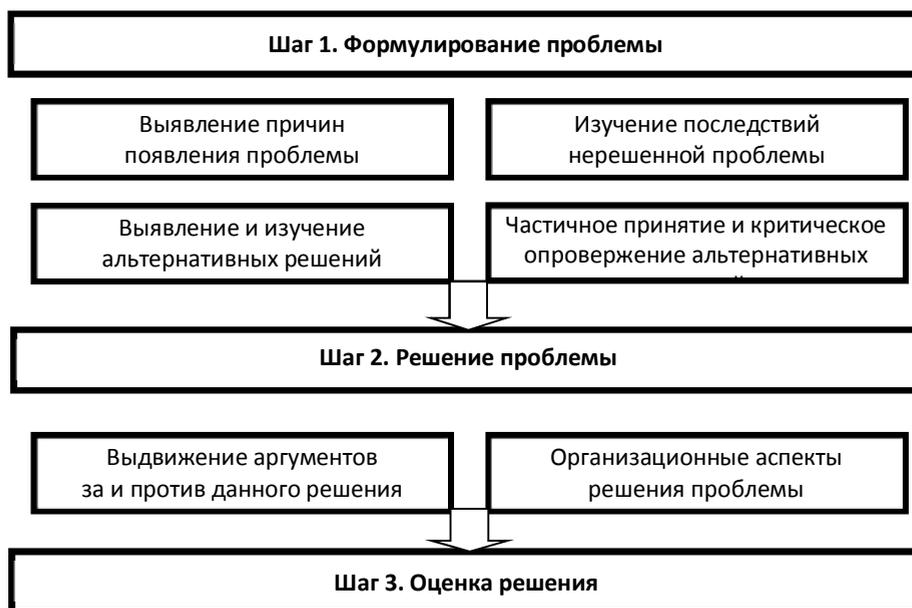


Рис. 2. Укрупненная схема решения проблемы

Одним из важных этапов для уяснения четкости проблемы является определение степени её разработанности, проведение анализа различных точек зрения ученых, выявление достижений и «белых пятен» в исследованиях данной проблемы. Он проводится с помощью изучения научной литературы. Это первое, что должен сделать диссертант, так как это задаёт алгоритм всем последующим его действиям и определяет то, ради чего предпринято диссертационное исследование.

Если кратко, то параметры проблемы можно определить следующими вопросами: «Что?», «Где?» и «Когда?». Только ответив на эти вопросы, проблема будет сформулирована таким образом, что позволит четко очертить круг исследуемых задач.

Важно подчеркнуть, что название проблемы должно содержать именно ее проблемное восприятие, которое требует развернутого научного исследования. Также необходимо заметить, что название проблемы, по сути, должно соответствовать названию самой диссертационной работы.

Естественно, что при незначительном опыте научной работы у магистранта недостает чувства актуальности, перспективы видения и умения кратко и терминологически правильно выразить то, что он чувствует и понимает. Научный руководитель поможет устранить такие затруднения.

Кроме перечисленного выше действены следующие меры:

- обращение особого внимания на смежные области знания: бывает, что на стыке двух научных дисциплин можно найти темы, которые казались бы забыты той и иной отраслями науки, но имеют определенные исследовательские перспективы;

- обращение к каталогу уже имеющихся защищенных диссертаций на кафедре или в научной библиотеке;

– просмотр научной периодики, специальных изданий. Чем больше будет прочитано литературы по своей научной специальности, тем проще будет сориентироваться;

– большое значение имеет методологический аспект рассмотрения проблемы. Иногда его смена или новый угол зрения могут стать темой научной разработки.

Также при выборе и формулировании темы магистерской диссертации следует учитывать определенные требования (рис. 3).

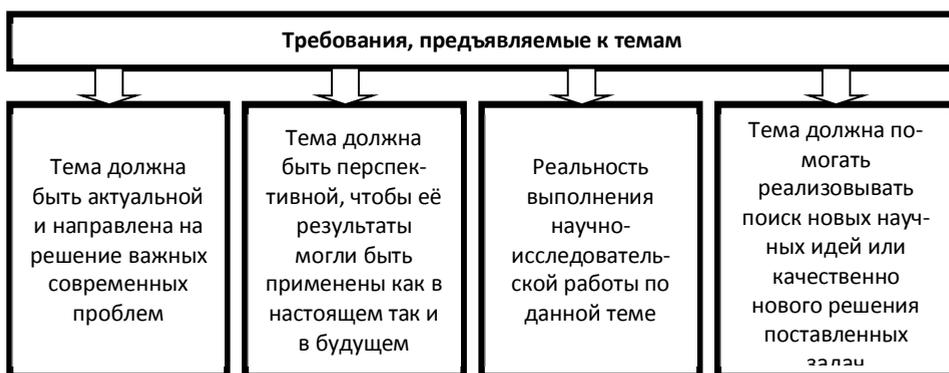


Рис. 3. Требования, предъявляемые к определению темы

Необходимо отметить, что все диссертации выполняются на актуальную тему, так как в них рассматриваются недостаточно изученные проблемы. Если магистрант выявляет несоответствия в предмете исследования, то он вполне может определить актуальность исследования.

После определения актуальности темы диссертации, можно переходить к обоснованию цели и задач исследования.

Цель исследования ориентирует на его конечный результат. Он может быть либо теоретико-познавательный либо практически-прикладной. Задачи формулируют вопросы, на которые должен быть получен ответ для достижения цели исследования.

Цель и задачи исследования образуют логически взаимосвязанные цепочки, в которых каждое звено служит средством удержания других звеньев. Конечная цель исследования может быть названа его общей задачей.

Обозначенная проблема должна быть отражена в формулировке цели исследования во введении к диссертации. Цель определяет тактику исследования, то есть последовательность конкретных задач, с помощью которых может быть решена проблема.

Вариант решения проблемы, составляет содержание диссертационной работы. Первоначально он формируется в виде основной гипотезы исследования. Это пробное решение и его необходимо проверить и доказательно обосновать в тексте диссертации.

Итак, характер задачи зависит от содержания цели, а цель зависит от четкости формулирования проблемы.

Объект научного исследования — это определенный элемент реальности, обладающий реальными границами и относительной автономностью существования. Он порождает проблемную ситуацию и избирается для его изучения.

Предмет научного исследования — это логическое описание объекта, избирательность которого определяется предпочтениями исследователя в выборе точки обзора, аспекта или отдельных проявлений наблюдаемого сегмента реальности.

Предметом исследования в магистерской диссертации может стать какая-либо целостная составляющая объекта исследования. Каждый предмет исследования включает разнообразные аспекты. Причем каждый из них может быть самостоятельным предметом исследования.

Объект и предмет исследования как категории научного процесса соотносятся между собой как общее и частное. В объекте выделяется только его часть, которая служит предметом исследования. Основное внимание магистранта направлено именно на него, потому что предмет исследования определяет тему диссертации, которую обозначают на титульном листе.

Научные результаты. Согласно п. 9 Положения ВАК, «Диссертация должна... содержать совокупность новых научных результатов и положений, выдвигаемых автором для публичной защиты... и свидетельствовать о личном вкладе автора в науку» [2].

В справочной и энциклопедической литературе нет соответствующих определений, поэтому необходимо определить, что такое научный результат и чем научные положения отличаются от него.

Научный результат — это выраженный в том или ином виде фрагмент системы знаний и/или эффект от их применения.

В любом научном исследовании одни научные результаты по отношению к другим могут выступать в роли предваряющих и/или вытекающих.

Научные положения — это выраженные в виде четких формулировок результаты идеи. Они имеют научное объяснение, констатирующие свойства предмета исследования и указывают способы их применения или реализации. К наиболее важным видам научных положений относятся объяснения, обоснования, доказательства, предложения, рекомендации и выводы.

Научные положения не исключают других научных результатов.

Другие научные результаты в отличие от научных положений, как правило, имеют практическую направленность. Они представляют собой объекты научного творчества, являющиеся воплощениями научных результатов-идей, сформулированных в виде научных положений. Такие результаты лежат в широком спектре от теоретических до практических. Они выражаются в виде результатов методологического и предметного уровня: результатов экспериментов, научных эффектов, научного инструментария, устройств, технических и организационных систем.

Другие наиболее существенные результаты, выдвигаемые для защиты, представляют собой такие результаты, как модель, методика, метод, формульное соотношение и другие результаты, которые обычно носят научно-методический характер.

Формулировки наиболее значимых научных положений и других новых научных результатов, которые выдвигаются для защиты, после завершения работы над выводами по всем разделам диссертации, рекомендуется откорректировать. Окончательные формулировки уже корректируются на основе взятых в обобщенном виде выводов и их элементов, являющихся ключевыми с точки зрения достижения общей цели диссертационного исследования, требующих наибольшего научного творчества и научного обоснования или доказательства, и обладающих наибольшей научной значимостью, актуальностью и новизной.

При необходимости, результат заслуживающий внимания, может быть охарактеризован конкретным понятием: при полной научной новизне («впервые рассмотренный», «не имеющий аналогов», «оригинальный») или конкретизирующим понятием при частичной научной новизны («модифицированный», «усовершенствованный» и др.).

Следует стремиться к тому, чтобы научные положения и другие новые научные результаты, взаимно дополняя друг друга, поясняли сущность и результат диссертационного исследования.

Научная новизна диссертационного исследования – это признак, наличие которого дает право автору на использование понятия «впервые» при получении им результатов проведенного исследования в целом. В науке понятие впервые означает факт отсутствия в публикации результатов, полученных автором той или иной научной разработки, либо патентов на изобретение.

Оценка научной новизны означает выявление первенства автора в исследовании той или иной темы диссертации.

Для оценки научной новизны диссертационного исследования используют некоторые признаки. Существенным признаком для большого числа наук является наличие теоретических положений, впервые сформулированных и содержательно обоснованных; методических рекомендаций, внедренных в практику и оказывающих существенное влияние на достижение новых социально-экономических результатов. Новыми считаются только те исследования, которые способствуют дальнейшему развитию науки в целом или отдельных ее направлений [3].

К признакам новизны также относят: выявление закономерностей и тенденций современного развития тех или иных отраслей науки, анализ и обобщение новых явлений, а также наличие выводов и рекомендаций, обладающих научной ценностью и практической значимостью для различных сфер деятельности.

Если научные разработки исследователя содержат формулировки, обоснования понятий и их отдельных элементов, углубляющих понимание процессов, то он вправе претендовать на новизну.

Важной является работа магистранта по использованию новых методов исследования в различных сферах деятельности.

Практическая значимость. Понятие «практическая значимость» отражает реализацию научной новизны и свидетельствует об оправданности, необходимости выполнения диссертационных исследований, позволяющих что-то создать или улучшить, то есть получить определенный эффект. Практическая значимость свидетельствует о перспективности использования конечного результата диссертационного исследования.

Если результат исследования не материален, то практическая значимость его результатов способствует расширению знаний и их применению в определенной области. Практическая значимость диссертационной работы определяет возможность использования полученных автором результатов в той или иной области науки, производства.

Практическая значимость может проявиться в публикациях основных результатов исследования: в монографиях, учебниках и научных статьях; в наличии патентов, актов о внедрении результатов исследования в практику; в использовании научных разработок в учебном процессе высших и средних специальных учебных заведений, на научно-практических конференциях и т.д.

Научный текст диссертации. Основная часть представляет собой научно обоснованный и систематизированный материал исследований, отвечающий поставленным задачам и целям.

Научный текст диссертации характеризуется использованием опубликованных материалов, точных сведений и фактов, логикой изложения, а также научно обоснованных положений, выводов и результатов.

Предложенные решения должны быть аргументированы и критически оценены по сравнению с другими известными научно-практическими положениями. По мере изложения темы диссертации необходимо давать ссылки на используемые источники научной и другой информации.

Количество глав зависит от характера магистерской диссертации. В диссертации должно быть 3 или 4 главы.

В *первой главе* обычно приводят результаты научного обзора различных концепций, научных подходов и взаимосвязей элементов систем, методических позиций. Магистрант кратко описывает содержание этапов развития научных представлений ученых рассматриваемой проблеме. В процессе научного анализа научных работ магистрант аргументированно описывает достоинства основных научных положений и факторы, влияющие на их развитие.

Первая глава, по сути является теоретической частью диссертационной работы и служит основой для подготовки второй — аналитической и третьей — практической глав диссертации.

Во *второй главе* диссертации магистрант проводит анализ полученных экспериментальных, расчетных данных и других материалов, которые позволяют обосновать проблему, необходимость решения поставленных задач и аргументировать выводы. В этой главе также анализируется состояние предметной области. Аргументируется необходимость развития существующей практики решения поставленных задач, использования методики и технологии для их решения.

В *третьей главе* приводятся разработанные методические инструменты, алгоритмы, которые позволяют решить поставленные задачи и достичь цели диссертационного исследования. Обосновывается внедрение в практику моделей или методических инструментов.

Между главами диссертации должна прослеживаться органическая внутренняя связь, а изложенный материал должен иметь логическую последовательность. Каждая глава заканчивается краткими выводами. Эти выводы можно представить как итоговый синтез полученных результатов исследования. Выводы должны быть с конкретными данными о наиболее существенных результатах.

Заключение. Диссертационная работа завершается заключительной частью. В заключении приводятся результаты достижения поставленной цели и решения задач диссертационного исследования.

Заключение включает в себя обобщение всей информации, изложенной в основной части магистерской диссертации, разработанные автором научные положения, выводы, рекомендации. Последовательность изложения определяется логикой построения диссертационного исследования.

Также в заключении раскрываются основные аспекты практического опробования разработанных научно-методологических и методических положений, приводятся основные направления и рекомендации дальнейшего развития данной темы в соответствующей научной области.

Список использованной литературы. После заключения приводится список использованной литературы. В него входит перечень литературных источников, использованных автором в ходе работы над темой.

Каждый источник, который был включен в список литературы, необходимо отразить в диссертации. Не следует включать в библиографический список те издания, на которые не имеется ссылок в тексте диссертации, и которые не использовались, а также справочники, энциклопедии, научно-популярные книги, журналы и газеты [4, 5].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Кузнецов И. Н.* Научные работы: методика подготовки и оформления. – Минск, 2000.
2. *Крампит А. Г., Крампит Н. Ю.* Методология научных исследований. – Томск: Изд-во Томского политехн. ун-та, 2008. – 164 с.
3. *Герасин А. Н., Отварухина Н. С.* Магистерская диссертация: учеб. пособие для магистрантов. – М.: МГИУ, 2010. – 56 с.
4. *Коробко В. И.* Курс лекций «Основы научных исследований» для студентов строительных специальностей. – М.: АСВ, 2000. – 218 с.
5. *Пономарев А. Б., Пикулева Э. А.* Методология научных исследований: учеб. Пособие для магистрантов. – Пермь: ПНИПУ, 2014. – 178 с.

© Пикулева Э. А., Спицова Т. А., 2015

УДК: 001.891

Э. А. Пикулева⁽¹⁾, Т. А. Спицова⁽¹⁾

ЭСТЕТИЧЕСКИЕ И ЭТИЧЕСКИЕ КОМПОНЕНТЫ В НАУЧНОЙ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ

Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽¹⁾

В каждом виде деятельности человеку в той или иной мере присущи определённые эстетические компоненты деятельности. Эстетическое начало в труде, имеет особое значение, являясь основной формой деятельности людей. Нормы научной этики существуют и рассматриваются в двух аспектах: внутренние (в сообществе ученых) этические нормы и внешние — как социальная ответственность ученых за свои действия и их последствия. Сегодня ответственность ученого за последствия своих действий возрастает с каждым днем.

К л ю ч е в ы е с л о в а : научная деятельность, эстетические компоненты, научный результат, научная этика, моральные ценности.

В каждом виде деятельности человеку в той или иной мере присущи определённые эстетические компоненты деятельности. Специфика и функции любой деятельности заключаются в том, что она является сферой свободного самовыражения человека в его отношении к миру.

Эстетическая деятельность имеет предметно-духовный характер. Предметом её может быть любой объект действительности, доступный непосредственному восприятию или представлению. Это могут быть художественные произведения, которые содержат специально заложенную в них эстетическую информацию; некоторые природные явления, выделенные из естественного ряда, потому что человек попытался их упорядочить.

Предметом эстетической деятельности могут стать явления эстетически нейтральные, ценность которых обновляется или утверждается в процессе самой деятельности. Мир человека всегда был и остается сферой особого интереса эстетической деятельности: общественно-исторический процесс, общественная жизнь людей, внутренний и духовный мир, их поведение.

Эстетическое начало в труде, имеет особое значение, являясь основной формой деятельности людей. Хорошо организованный труд, чередующийся с отдыхом стал основной формой развития духовных, творческих и физических сил человека. Эстетическое начало в труде сделало его в первой жизненной потребностью. Труд, который направлен на удовлетворение духовных и материальных потребностей, должен превращаться в потребность. Удовлетворение от труда должно доставлять человеку наслаждение, например, такое какое испытывает художник, создавая произведение искусства.

Эстетические компоненты в научной деятельности играют существенную роль. Настоящему ученому занятия наукой доставляет огромное эстетическое наслаждение, не меньшее, чем деятельность художника или артиста. Но в результатах научной и художественной деятельности есть существенное принципиальное отличие. Например, в искусстве все художественные произведения персонифицированы. Каждое произведение неотъемлемо от автора, создавшего его.

Если бы Александр Сергеевич Пушкин не написал роман «Евгений Онегин», а Людвиг Ван Бетховен не сочинил знаменитую Девятую симфонию, то этих произведений просто бы не существовало. В науке же положение совершенно иное. Научные результаты тоже персонифицированы — каждая научная книга или статья имеет автора.

Довольно часто научным законам, теориям, принципам присваиваются имена ученых, открывших их. Если бы не было, например, Ч. Дарвина, И. Ньютона, Н. И. Лобачевского, А. Эйнштейна, то теории, которые мы связываем с их именами, скорее всего были бы созданы какими-то другими учеными. Они обязательно бы появились, потому что представляли собой объективно необходимые этапы развития науки. Об этом свидетельствуют многочисленные факты из истории развития науки, когда к одним и тем же идеям в самых различных отраслях приходили независимо друг от друга разные ученые [2].

Различие науки от искусства, как правило, объясняется тем, что наука дает логически аргументированное, понятийное, свободное от личных пристрастий знание, а искусство — наглядно, эмоционально, чувственно. Но иногда в научных спорах среди людей науки эмоции бывают столь же сильны, как и среди людей искусства.

Различие места эмоций в процессе художественного и научного поиска, а также в восприятии художественных произведений и результатов научного труда состоит в том, что в науке, не учитывается эмоциональный момент, но он присутствует фактически. В научной сфере источником эмоций является реальная личность ученого. Изложение конечного результата исследования, ведется как бы «от лица» абстрактного субъекта науки, и эмоции или устраняются, или не должны рассматриваться как собственный, значимый компонент научного труда.

В искусстве эмоционален не только сам художник, но и сопереживающий ему зритель, читатель, слушатель. Вообще эмоциональный момент является характеристикой субъекта искусства. Искусство — это индивидуальное отражение действительности, а наука её отстраненно-объективное отражение.

Таким образом, эстетика имеет непосредственное отношение к методологии науки как учения об организации научной деятельности, являясь одним из ее оснований.

Любая человеческая деятельность осуществляется в обществе, и она основывается или должна всегда основываться на морали и организовываться в соответствии с нравственными нормами.

Нравственная культура общества характеризуется уровнем освоения её членов нравственных норм, принципов, моральных требований, идеалов и т.д. Нравственность представляет собой единое целое, которое включает моральное сознание, нравственные отношения и моральную деятельность. Природа морали всегда имеет конкретно-историческое основание, обусловленное определенными общественными отношениями. Нравственная культура выступает как ценное освоение окружающего мира человеком.

Моральные ценности, являются своеобразным регулятором отношений общества и личности, они пронизывают всю деятельность человека, всю систему взаимодействия между людьми. Такие категории морали, как добро, долг, честь, совесть в этих ценностях получают своё конкретное выражение.

Моральные ценности должны стать эталонами должного поведения. Как образец поведения, они составляют основу моральных оценок деятельности масс, фактов и событий. В случае возникновения актов отклоняющегося поведения путём

моральной оценки господствующее общественное мнение нацеливает индивидов на образцы должного поведения.

Моральные установки общества и личности очень различны. Мораль общества не может быть сведена к сумме моральных установок индивидов, а индивидуальная мораль не совпадает с общественной моралью. Между поведением человека, отвечающим нравственным требованиям общества, и практической нравственностью, поступками людей, отражающими достигнутый уровень их морального развития, существуют отношения противоречивого единства, которые могут выражаться в нравственных конфликтах.

Нравственная культура как единая система включает следующие структурные эталоны:

– культура поведения, т.е. умение строить свое поведение, совершать поступки соответственно усвоенным нормам и принципам морали;

– культура этического мышления, т.е. умение пользоваться этическим знанием, применять нравственные нормы к особенностям той или иной жизненной ситуации и т.д.;

– этикет, регламентирующий манеру и форму поведения человека;

– культура чувств.

Таким образом, нравственная культура является существенной и очень значимой стороной деятельности каждого народа, класса, коллектива, человека отражающая функционирование исторически-конкретной системы моральных ценностей.

Нравственная культура общества по содержанию более полно охватывает утвердившуюся систему моральных ценностей и ориентаций, чем нравственная культура отдельной личности, в которой компоненты этой системы проявляются с неповторимой индивидуальной спецификой. Личность индивидуально накапливает в своем сознании и поведении достижения нравственной культуры общества. Это помогает человеку поступать нравственно в повторяющихся ситуациях и активизирует творческие элементы нравственного сознания, а также помогает принимать моральные решения в нестандартных ситуациях.

Этический и эстетический уровни нравственной культуры тесно взаимосвязаны. Уровень развития нравственной культуры любого общества во многом определяется совершенством моральной культуры личностей его составляющих. Чем богаче нравственная культура общества, тем больше возможностей открывается для совершенствования нравственной культуры личности. Существует еще два специфических аспекта этики: «корпоративная» и профессиональная этика.

Корпоративная этика — свод писаных и неписаных норм и правил взаимоотношений между сотрудниками в рамках конкретного предприятия, фирмы, организации, учреждения, либо сложившихся как традиции или закрепленных в нормативных документах – уставах, должностных инструкциях. Каждый руководитель и каждый сотрудник, естественно должны неукоснительно следовать этим внутренним нормам.

Профессиональная этика. Для некоторых профессий существуют помимо общенациональных, общечеловеческих этических норм дополнительные профессиональные этические нормы, например медицинская этика (знаменитая клятва Гиппократа), педагогическая этика и т.д. Поэтому деятельность в таких профессиях организуется в соответствии с этими специфическими этическими нормами.

Нормы этики в профессиональной научной деятельности, т.е. нормы научной этики это отдельный вопрос.

Нормы научной этики. Нормы научной этики не сформулированы в виде каких-либо утвержденных кодексов или официальных требований. Но тем не менее они существуют и могут рассматриваться в двух аспектах: внутренние (в сообществе ученых) этические нормы и внешние — как социальная ответственность ученых за свои действия и их последствия.

В 1942 г. этические нормы научного сообщества были описаны Р. Мертоном (выдающийся социолог XX столетия, основатель социологии). По его мнению, наука — это совокупность четырех основных ценностей [4]:

– общность, т.е. научное знание должно свободно становиться общим достоянием;

– универсализм, т.е. истинность научных утверждений должна оцениваться независимо от расы, пола, возраста, авторитета, званий тех, кто их формулирует. Наука всегда была и будет демократична: результаты крупного, известного ученого должны подвергаться строгой проверке и критике, как и результаты начинающего исследователя;

– незаинтересованность, беспристрастность, т.е. ученый должен искать истину бескорыстно. Нельзя рассматривать как самоцель признание и вознаграждение научных достижений ученого. Но существует и научная «конкуренция», которая заключается в стремлении ученых получить научный результат быстрее других, а также и конкуренция отдельных ученых, их коллективов за получение грантов, государственных заказов;

– рациональный скептицизм, т.е. исследователь должен нести ответственность за оценку качества того, что сделано его коллегами, он не освобождается от ответственности за использование в своей работе данных, полученных другими исследователями, если он сам не проверил точность этих данных. Иначе говоря в науке необходимо, с одной стороны, уважение к тому, что сделали предшественники, а с другой стороны — скептическое отношение к их результатам: «Платон мне друг, но истина дороже» (Аристотель) [5].

Внешняя этика науки в отличие от профессиональной, внутренней этики реализуется в отношениях науки и общества как социальная ответственность ученых. Эта проблема не стояла перед учеными до середины XX века — до появления ракетно-ядерного оружия, геной инженерии, глобальных экологических катастроф и других явлений, которые сопровождают научно-технический прогресс. Сегодня ответственность ученого за последствия своих действий значительно возрастает [1, 3].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Крампит А. Г., Крампит Н. Ю. Методология научных исследований. — Томск: Изд-во Томского политехн. ун-та, 2008. — 164 с.
2. Коробко В. И. Курс лекций «Основы научных исследований» для студентов строительных специальностей. — М.: АСВ, 2000. — 218 с.
3. Пономарев А. Б., Пикулева Э. А. Методология научных исследований: учеб. пособие для магистрантов. — Пермь: ПНИПУ, 2014. — 178 с.
4. Кузнецов И. Н. Научные работы: методика подготовки и оформления. — Минск, 2000.
5. Пикулева Э. А., Спинова Т. А. Методология научных исследований // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. 2014. №3. — С. 301–305.

© Пикулева Э. А., Спинова Т. А., 2015

УДК 624.154.1

Е. Н. Сычкина⁽¹⁾, А. Б. Пономарев⁽¹⁾

РЕЗУЛЬТАТЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПАРАМЕТРОВ ДЛЯ ЧИСЛЕННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ АРГИЛЛИТОПОДОБНОЙ ГЛИНЫ В ПРОГРАММНОМ КОМПЛЕКСЕ PLAXIS

Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽¹⁾

В статье представлены результаты лабораторных и полевых исследований анизотропии деформационного поведения аргиллитоподобных глин. Авторами получены соотношения для определения параметров модели трещиноватой анизотропной скалы (Jointed Rock model), реализованной в программном комплексе PLAXIS. Большое внимание уделено значениям деформационных параметров, принимаемым при численном моделировании напряженно-деформированного состояния аргиллитоподобной глины в Jointed Rock model.

Ключевые слова: аргиллитоподобная глина; анизотропия; деформируемость; модуль деформации; Jointed Rock model; Plaxis.

Введение. Одним из основных допущений механики грунтов является то, что грунт является изотропным линейно-деформируемым телом. Однако природные грунты являются анизотропными и показывают линейно упругое поведение до относительно небольших нагрузок, но даже в этом случае при разгрузке возникает остаточная деформация. Поэтому при определении относительной деформации используется модуль общей деформации. Модуль общей деформации учитывает как пластические, так и упругие деформации грунта и зависит от прикладываемой нагрузки на грунт.

Исследования деформационной анизотропии глин проводились во многих странах с начала прошлого века, и многие авторы отмечали, что все глинистые грунты обладают свойством поперечно-изотропной деформационной анизотропией, обусловленной текстурными особенностями и условиями формирования грунтов. Для описания анизотропной модели вводились пять деформационных параметров, основным из которых являлся модуль деформации. Среди зарубежных ученых, занимающихся исследованием деформируемости грунта можно отметить Barden L. [1], Biarez I. [2], Deutsch E. [3], Eftimie A. [4]. Среди российских исследователей изучавших деформируемость глин можно отметить Лапкина В. Б. [5], Нуждина Л. В., Коробову О. А. [6], Рогаткину Ж. Е. [7]. Вместе с тем методика и специальное оборудование для определения анизотропных деформационных характеристик грунтов в настоящее время отсутствуют. Существующие аналитические решения для определения напряженно-деформированного состояния анизотропных грунтовых оснований являются достаточно сложными и разработаны только для простых схем нагружения, поэтому в настоящее время для определения напряженно-деформированного состояния анизотропных грунтовых оснований широко используются численные методы расчета. Эти методы не имеют ограничений в зависимости от типа грунтового основания и схемы нагружения. Однако эти модели требуют применения деформационных и прочностных параметров, многие из которых не определяются в ходе стандартных инженерно-геологических изысканий. В данной работе особое внимание

уделяется испытаниям для определения деформационных параметров и полученным значениям параметров.

Сегодня развитие высотного строительства в мире привело к использованию глубоко залегающих пород как оснований фундаментов зданий, в том числе глин раннепермского возраста [8], имеющих широкое распространение в Европейской части России, странах Западной Европы и Северной Америке.

Макроскопически аргиллитоподобная глина представляет собой плотную, массивную породу коричневого цвета и состоит из глинистого материала с примесями карбонатов, пропитанного оксидами железа (рис. 1).

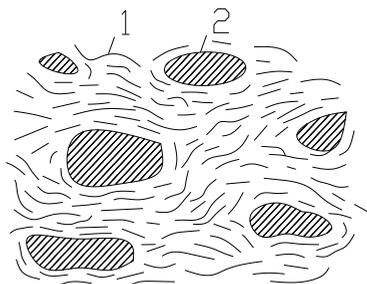


Рис. 1. Ориентация глинистых частиц в аргиллитоподобной глине:
1 — глинистые частицы, 2 — кластические частицы.

Таким образом, строение аргиллитоподобных глин характеризуется наличием пелитовых и мелкоалевритовых кластических частиц, покрытых пленками и сцементированных в однородную массу. Цементирующее вещество аргиллитоподобной глины легко разрушается при воздействии с водой и воздухом (рис. 2).

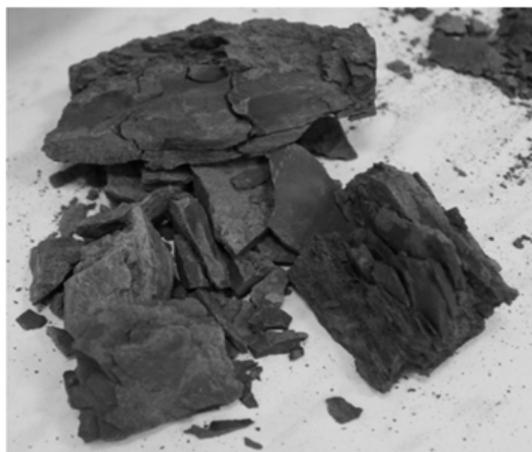


Рис. 2. Аргиллитоподобная глина, разрушенная по плоскостям слоистости

Общая мощность толщи пермских аргиллитоподобных глин и песчаников приблизительно составляет до 350 м. Аргиллитоподобная глина имеет морское происхождение и сформировалась в Пермский период (около 300 миллионов лет назад). Пермские аргиллитоподобные глины испытали сложную историю нагружения, которая была представлена длительным континентальным периодом и накоплением

толщ аллювиальных песчано-глинистых отложений поверх аргиллитоподобных глин [9]. Обычно такая история нагружения и текстура грунта указывают на анизотропные механические свойства. В данной работе результаты исследования деформируемости аргиллитоподобной глины в различных плоскостях используются для определения параметров численного решения модели трещиноватой анизотропной среды (Jointed Rock model). Для этого следующие проблемы были решены:

- 1) описан метод определения анизотропной деформируемости аргиллитоподобной глины;
- 2) выполнены эксперименты в полевых и лабораторных условиях для расчета коэффициента анизотропии аргиллитоподобной глины;
- 3) определены значения деформационных параметров для численного моделирования напряженно-деформированного состояния аргиллитоподобной глины в Jointed Rock model, реализованной в PLAXIS.

Предложенный метод определения деформационных параметров и применения их при численном моделировании напряженно-деформированного состояния анизотропных глин может быть применен для подобных инженерно-геологических условий. Результаты представлены для рассмотрения и проверки.

Методика исследования. Все экспериментальные участки и места отбора проб были расположены в городе Перми. Исследование анизотропных свойств было выполнено для аргиллитоподобных глин с глубины 10,0–20,0 метров. Физические свойства аргиллитоподобной глины представлены в табл. 1 на основе ранее выполненных авторами работ [10].

Таблица 1

Значения физических свойств аргиллитоподобной глины

| ρ , г/см ³ | ρ_s , г/см ³ | ρ_d , г/см ³ | ω | I_p | I_L | e | n , % | S_r |
|-------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|----------|-------|-------|------|------------|-------|
| 2,01 | 2,75 | 1,68 | 0,20 | 0,17 | -0,08 | 0,65 | 39,01 | 0,83 |

Согласно индексу пластичности I_p и индексу текучести I_L глины раннепермского возраста можно классифицировать как твердые глины (табл. 1). Ранее в работах [11, 12] научно обоснована возможность применения к нижнепермским глинам термина «аргиллитоподобная глина» вместо термина «аргиллит».

Целью экспериментального исследования было изучение деформируемости аргиллитоподобных глин в плоскости изотропии (слоистости грунта, горизонтальной плоскости) и нормально к ней (перпендикулярно слоистости, в вертикальной плоскости). В процессе изучения определялись следующие деформационные свойства аргиллитоподобной глины: одометрический модуль деформации E_{oed} , прессиометрический модуль деформации $E_{pressio}$, штамповый модуль деформации E_{st} .

Полевые и лабораторные испытания использовались для расчета коэффициента анизотропии:

$$a = \frac{S_x}{S_z} \quad (1)$$

где S_x — среднее значение абсолютных горизонтальных деформаций аргиллитоподобной глины, мм; S_z — среднее значение абсолютной вертикальной деформации аргиллитоподобной глины, мм.

Полевые исследования деформационной анизотропии аргиллитоподобной глины состояли из испытаний статической нагрузкой плоским штампом площадью 600 см^2 и прессиометрических испытаний в скважинах. Схемы испытаний представлены на рис. 3 и 4, соответственно. Преимущество полевых испытаний перед лабораторными заключается в том, что они проводятся в натурных условиях и позволяют получить реальные значения модуля деформации грунта. Серия полевых экспериментов позволила изучить деформационную анизотропию аргиллитоподобной глины: статические испытания штампом в скважинах позволили оценить деформацию грунта в вертикальной плоскости, а испытания радиальным прессиометром в скважинах позволили определить деформационные свойства глины в горизонтальной плоскости.

Испытания статическими нагрузками жестким круглым штампом с плоской подошвой площадью 600 см^2 (штамп III типа) производились в скважинах диаметром 325 мм.

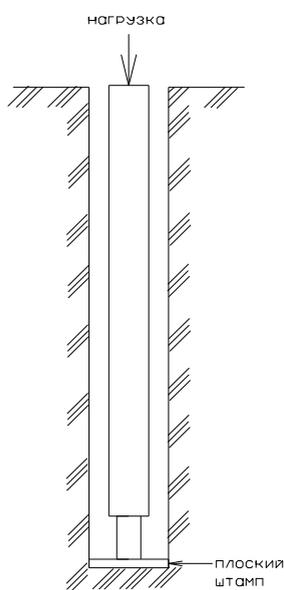


Рис. 3. Схема испытания плоским штампом в скважине

данных в персональный компьютер для обработки. Диаметр зонда прессиометра: максимальный — 120 мм, минимальный — 89 мм. Диаметр опытной скважины 95–100 мм. Длина рабочей части зонда 550–600 мм. Система создания давления — пневматическая, максимальное давление на грунт — 1000 кПа. Предельная глубина испытания — 30 м. Точность измерения деформаций не менее 0,1 мм.

Эксперименты выполнялись на 5 площадках. Все площадки имели геологическое строение, соответствующее типичному геологическому строению территории г. Перми: на площадках аргиллитоподобные глины были перекрыты слоями аллювиальных современных глин и песков. Все испытания производились при природной влажности аргиллитоподобной глины.

Нагружение штампов осуществлялось гидравлическим домкратом, замеры осадок выполнялись прогибомерами с ценой деления 0,01 мм, закрепленных на реперной системе. Нагрузка на грунт передавалась ступенями по 0,05 МПа. Максимальная нагрузка на штамп составила 0,6 МПа. Осадка рассчитывалась как среднее арифметическое по показаниям двух прогибомеров. После установки штампа монтировалось устройство для нагружения штампа, анкерное устройство и измерительная система. После монтажа всех устройств и измерительной системы записывались начальные показания приборов.

Прессиометрические испытания грунта являются аналогом штамповых испытаний, при которых нагрузка передается через гибкую поверхность (рис. 4). Горизонтальные деформации стенок скважин измеряются цифровым, двухканальным контроллером с функцией сохранения и передачи опытных

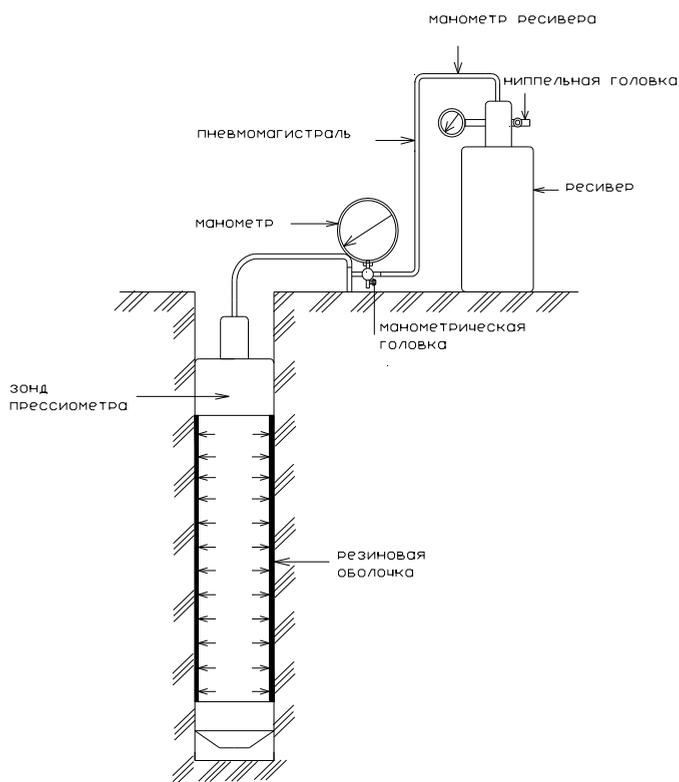


Рис. 4. Схема прессиометрического опыта

Лабораторные исследования аргиллитоподобной глины были выполнены при помощи одометра (рис. 5). Высота образцов была 20,0 мм, а диаметр был 71,5 мм. Нагружение образцов было выполнено устройством ступенчато в интервале давлений от 25,0 кПа до 500,0 кПа, в соответствии с российским стандартом ГОСТ 12248-2010. Для лабораторных испытаний образцы аргиллитоподобной глины вырезались параллельно и нормально к слоистости. Такой способ также позволял оценить деформируемость в вертикальном и горизонтальном направлениях и рассчитать коэффициент анизотропии.

Испытания проводились при естественной влажности аргиллитоподобной глины. В лабораторных испытаниях авторы использовали 112 образцов аргиллитоподобных глин, отобранных из 68 скважин в г. Перми.

Параметры, необходимые для численного моделирования с применением Jointed Rock model. Расчетный комплекс PLAXIS ориентирован на решение геотехнических задач различной сложности и представляет собой пакет прикладных вычислительных программ для конечно-элементного анализа напряженно-деформированного состояния системы «основание-фундамент-сооружение». Программный комплекс PLAXIS 2D v. 9 реализует метод конечных элементов (МКЭ). В общем случае МКЭ основан на разбиении расчетной области на конечное количество подобластей (элементов) и решении дифференциальных уравнений для узлов этих элементов.

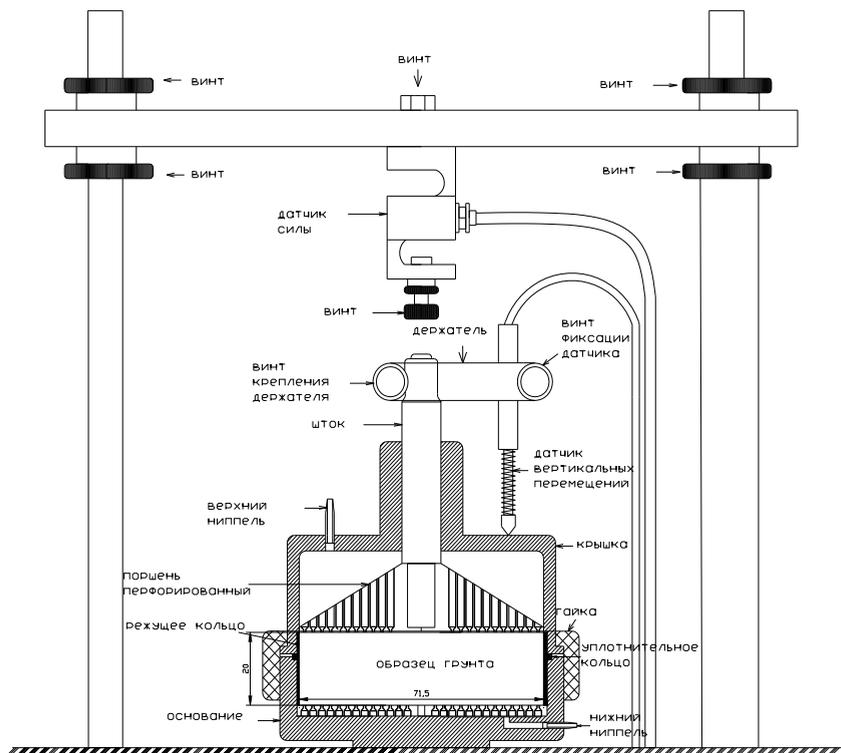


Рис. 5. Принципиальная схема одометра

Jointed Rock model представляет собой анизотропную упругую идеально-пластическую модель, применяющуюся при моделировании поведения слоистых и трещиноватых скальных массивов. В этой модели принимается ненарушенное состояние скального грунта с горизонтальным направлением слоев и главных трещин. Скала ведет себя как трансверсально-изотропный упругий материал, характеризующийся пятью независимыми параметрами. Для трансверсально-изотропного материала связь деформаций с напряжениями можно представить в виде матрицы:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_2}{E_2} & -\frac{\nu_1}{E_1} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_2}{E_2} & \frac{1}{E_2} & -\frac{\nu_2}{E_2} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_1}{E_1} & -\frac{\nu_2}{E_2} & \frac{1}{E_1} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu_1)}{E_1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \end{bmatrix} \quad (2)$$

Большинство параметров модели совпадают с параметрами изотропной модели Мора-Кулона. Различная жесткость задается нормально и вдоль слоистости (вертикально и горизонтально). Параметры в горизонтальном направлении (в направлении слоистости аргиллитоподобной глины): модуль деформации E_1 , коэффициент Пуассона ν_1 ; анизотропные параметры упругости в вертикальном направлении: модуль деформации E_2 , модуль сдвига G_2 , коэффициент Пуассона ν_2 . Указанные параметры деформируемости были получены в работе. Параметры прочности: удельное сцепление c , угол внутреннего трения φ , угол дилатансии Ψ . Параметры прочности были приняты согласно архивным данным испытаний в Отчете об инженерно-геологических изысканиях [13]. Направление трещин задавалось в плоскости слоистости (горизонтально, $\alpha_1=0$). В исследовании рассмотрена горизонтальная слоистость, где жесткость в горизонтальном направлении E_1 отлична от жесткости в вертикальном направлении E_2 .

Методика расчета модуля общей деформации. Расчет модуля общей деформации аргиллитоподобных глин проводился в соответствии с российскими стандартами (ГОСТ 20276-2012 и ГОСТ 12248-2010). Для расчета прессиометрического модуля деформации не использовались корректирующие коэффициенты, приведенные в ГОСТ 20276-2012.

Штамповый модуль деформации рассчитан в соответствии с выражением:

$$E_{st} = (1 - \nu^2) \cdot K_p \cdot K_1 \cdot D \frac{\Delta p}{\Delta S}, \quad (3)$$

где ν — коэффициент Пуассона, принимаемый для аргиллитоподобных глин 0,28; K_p — коэффициент принимаемый равным 1 для штампа типа III установленного на забое скважины; K_1 — коэффициент принимаемый равным 0,79 для жесткого круглого штампа; Δp — приращение давления, равное от p_i до p_{i+1} ; ΔS — приращение осадки штампа соответствующее Δp , определенному по усредненной прямой, см.

Прессиометрический модуль деформации рассчитывался в соответствии с выражением:

$$E_{pressio} = r_0 \frac{\Delta p}{\Delta r}, \quad (4)$$

где r_0 — радиус скважины, равный $r_{pr} + \Delta r_0$; r_{pr} — радиус прессиометра, см; Δr_0 — приращение радиуса прессиометра, соответствующее p_0 , см; Δp — приращение давления на стенки скважины между двумя точками, взятое по усредненной линии, МПа; Δr — приращение перемещения стенок скважины (радиальное), соответствующее Δp , см.

Одометрический модуль деформации был рассчитан согласно выражению:

$$E_{oed} = \frac{1 + e_0}{m_0} \cdot \left(1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu} \right), \quad (5)$$

где e_0 — коэффициент пористости до испытания; m_0 — коэффициент сжимаемости, соответствующий диапазону давлений от p_i до p_{i+1} ; ν — коэффициент Пуассона, принимаемый для аргиллитоподобных глин 0,28.

Модуль сдвига G_2 был рассчитан согласно выражению:

$$G_2 = \frac{E_2}{2 \cdot (1 + \nu_2)}, \quad (6)$$

где E_2 — штамповый модуль деформации; ν_2 — коэффициент Пуассона, принимаемый для аргиллитоподобной глины 0,28.

Результаты исследования анизотропной деформируемости.

При штамповых и прессиометрических испытаниях при нагрузках до 0,6 МПа не был достигнут предел пластической деформации аргиллитоподобной глины. Фазе уплотнения грунта соответствовал длинный линейный участок (рис. 6). Вероятно, это связано с тем, что цементационные связи в аргиллитоподобной глине препятствуют наступлению фазы пластической деформации. Таким образом, деформируемость аргиллитоподобной глины в пределах фазы уплотнения имеет практически линейный характер, что подтверждает возможность расчетов осадки существующими инженерными методами и численными методами.

Деформационные кривые для аргиллитоподобной глины по итогам прессиометрических испытаний, статических испытаний плоским штампом и испытаний в одометре представлены на рис. 6.

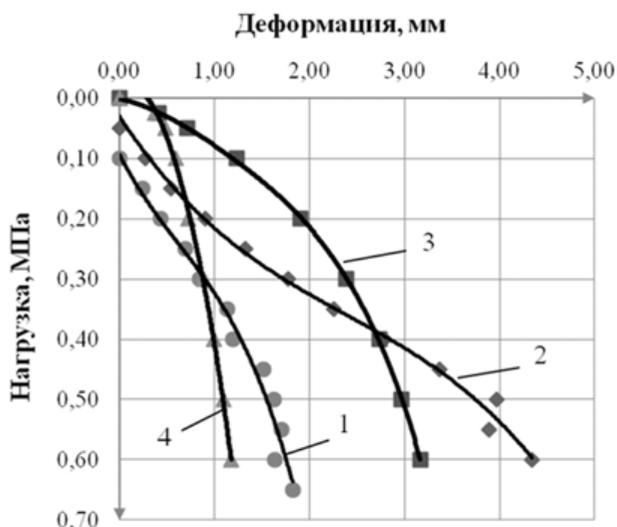


Рис. 6. Кривые деформаций аргиллитоподобной глины:

1 — прессиометрические испытания; 2 — штамповые испытания статической нагрузкой; 3, 4 — испытания в одометре образцов, вырезанных нормально к плоскости слоистости и в плоскости слоистости, соответственно

Анализ рис. 6 показал, что при одинаковых интервалах нагружения меньшая деформация для аргиллитоподобных глин наблюдается в плоскости изотропии (прессиометрические испытания). Деформация образцов аргиллитоподобной глины в одометре при одинаковых интервалах нагружения в вертикальном направлении больше, чем деформация в горизонтальном направлении, в среднем в 2,7 раза. Значения коэффициентов деформационной анизотропии по данным лабораторных экспериментов приведены в табл. 2.

В табл. 2 коэффициенты деформационной анизотропии рассчитаны по усредненным значениям абсолютных деформаций аргиллитоподобной глины.

Среднее значение коэффициента анизотропии для аргиллитоподобной глины в лабораторных условиях составило 0,40 и оказалось достаточно близким к среднему значению полевого коэффициента анизотропии $a=0,66$, то есть для аргиллитоподобной глины деформации в горизонтальной плоскости меньше, чем деформации в вертикальной плоскости.

Таблица 2

Значения коэффициентов анизотропии аргиллитоподобной глины

| Нагрузка, МПа | Полевые испытания | Лабораторные испытания |
|---|-------------------|------------------------|
| 0,10 | 0,9 | 0,49 |
| 0,20 | 0,77 | 0,37 |
| 0,30 | 0,64 | 0,37 |
| 0,40 | 0,54 | 0,36 |
| 0,50 | 0,43 | 0,37 |
| Среднее значение коэффициента анизотропии | 0,66 | 0,40 |

Значения параметров для аргиллитоподобной глины, рекомендуемые при численном моделировании с применением Jointed Rock model. Результаты расчета модуля деформации аргиллитоподобной глины по данным опытов в одометре представлены в табл. 3.

Таблица 3

Значения модуля деформации аргиллитоподобной глины по результатам одометрических испытаний

| Интервал нагружения от p_i до p_{i+1} , МПа | E_z , кН/м ² | E_x , кН/м ² | E_x/E_z |
|---|---------------------------|---------------------------|-----------|
| 0,0 – 0,1 | 2170 | 6610 | 3,05 |
| 0,1 – 0,2 | 4640 | 12680 | 2,73 |
| 0,2 – 0,3 | 4880 | 9800 | 2,01 |
| 0,3 – 0,4 | 6390 | 13600 | 2,13 |
| 0,4 – 0,5 | 9970 | 16800 | 1,69 |

Как показывает табл. 3, соотношение модулей деформации может достигать 3 раз. Полученное отношение модулей деформации в горизонтальном и вертикальном направлениях было использовано для расчета модуля деформации в горизонтальной плоскости. Результаты прямых прессиометрических испытаний использовать при расчете не представлялось возможным, поскольку в Российских стандартах этот параметр рассчитывается с применением эмпирического коэффициента, значение которого отсутствует для глин раннепермского возраста.

Расчеты модуля штампового модуля деформации (E_{st}) и прессиометрического модуля деформации ($E_{pressio}$) в соответствии с уравнениями (3), (4) были сделаны для нагрузок в диапазоне от 0 до 0,5 МПа и представлены в табл. 4.

Таблица 4

Нормативные значения модуля деформации аргиллитоподобной глины по результатам штамповых и прессиометрических испытаний

| Интервал нагружения от p_i до p_{i+1} , МПа | E_{st} , кН/м ² | $E_{pressio}$, кН/м ² |
|---|------------------------------|-----------------------------------|
| 0,0 – 0,1 | 74000 | 15300 |
| 0,1 – 0,2 | 32200 | 22000 |
| 0,2 – 0,3 | 24000 | 19300 |
| 0,3 – 0,4 | 19900 | 21000 |
| 0,4 – 0,5 | 16700 | 24800 |

Для анизотропного грунта модуль деформации в горизонтальной плоскости рассчитывался с применением соотношения E_x/E_z по данным компрессионных испытаний образцов аргиллитоподобной глины в интервале нагружения 0,2–0,3 МПа равного 2,01 (табл. 3). Значения модулей деформации в вертикальной плоскости E_2 (E_{st}), участвующие в расчете взяты в интервале 0,2–0,3 МПа (табл. 4). Модуль сдвига рассчитывался согласно выражению (6). Полученные в результате расчета значения деформационных параметров аргиллитоподобной глины представлены в табл. 5.

Таблица 5

Деформационные параметры аргиллитоподобной глины для Jointed Rock model

| Интервал нагружения от p_i до p_{i+1} , МПа | E_1/E_2 | E_2 , кН/м ² | E_1 , кН/м ² | G_2 , кН/м ² |
|---|-----------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| 0,0 – 0,1 | 3,05 | 74000 | 225700 | 28906 |
| 0,1 – 0,2 | 2,73 | 32200 | 87906 | 12578 |
| 0,2 – 0,3 | 2,01 | 24000 | 48240 | 9375 |
| 0,3 – 0,4 | 2,13 | 19900 | 42387 | 7773 |
| 0,4 – 0,5 | 1,69 | 16700 | 28223 | 6523 |

Параметры для Jointed Rock model: удельный вес в ненасыщенном водой состоянии $\gamma_{dry} = 20,0$ кН/м³, в насыщенном водой состоянии $\gamma_{wet} = 21,0$ кН/м³. Прочность: удельное сцепление $c = 25$ кПа, угол внутреннего трения $\varphi = 26^\circ$, угол дилатансии $\psi = 0^\circ$. Коэффициент Пуассона $\nu_1 = 0,28$. Слоистость горизонтальная, трещины ориентированы горизонтально ($\alpha_1 = 0^\circ$).

Выводы по работе:

1) Экспериментально в лабораторных и полевых условиях получено, что аргиллитоподобная глина г. Перми обладает анизотропными деформационными свойствами. Для аргиллитоподобных глин естественной влажности деформация в горизонтальной плоскости меньше деформации в вертикальной плоскости. Эти особенности деформационной анизотропии аргиллитоподобной глины должны быть приняты во внимание при выборе модели грунта для расчета численными методами в PLAXIS.

2) Получены деформационные параметры для моделирования напряженно-деформированного состояния аргиллитоподобной глины при помощи Jointed Rock model. В дальнейшем планируется проверка полученных значений параметров путем сравнения результатов расчета в программном комплексе PLAXIS с применением Jointed Rock model с результатами натуральных экспериментов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Barden L.* Stresses and displacements in a cross-anisotropic soil // *Geotechnique*. 1963. V.13. №3. — P. 798-210.
2. *Biarez J.* Remarques sur des proprieties mecaniques des corps pulverulents (anisotropie-ecrouissage-elasticite-plasticite) // *Cahier Creupe franc, etudes rhiol.* 1961. 6 (3). — P. 40-43.
3. *Deutsch E.* Probleme de tip Boussinessq pentru un semispatin elastic cu izotropie transversa // *Studii si cercetari mat. Acad. R.P.R.* 1963. 14 (1). — P. 42-47.
4. *Eftimie A., Botez G.* Tension et deplacements dans le demi-espase transversal anisotrope sous l'achtion des charges distribules sur des surfaces elastiques limitees // *Bui. Inst. Politechn. Jasi.* 1969. 15. — P. 3-4.
5. *Лапкин В. Б.* Влияния поперечной анизотропии на напряженно-деформированное состояние основания, нагруженного ленточным фундаментом // *Основания, фундаменты и механика грунтов.* 1975. №3. — С. 37-39.
6. *Нуждин Л. В., Коробова О. А., Нуждин М. Л.* Практический метод расчета осадок фундаментов с учетом деформационной анизотропии грунтов основания // *Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура.* 2014. №4. — С. 246-264.
7. *Рогаткина Ж. Е.* Влияние анизотропии глинистых грунтов на физико-механические свойства // *Основания, фундаменты и механика грунтов.* 1967. №1. — С. 14-15.
8. *Пономарев А. Б., Захаров А. В., Сурсанов Д. Н.* К вопросу использования верхнепермских отложений в качестве грунтовых оснований // *Вестник ПНИПУ. Прикладная экология. Урбанистика.* 2011. №1. — С. 74-80.
9. *Сычкина Е. Н., Пономарев А. Б.* К вопросу определения начального напряженного состояния полускальных грунтов в лабораторных условиях // *Известия высших учебных заведений. Строительство.* 2012. №6(642). — С.74-80.
10. *Пономарев А. Б., Сычкина Е. Н.* Сопоставление механических свойств аргиллитов раннепермского возраста по результатам полевых и лабораторных испытаний // *Вестник МГСУ.* 2013. №2. — С. 55-63.
11. *Пономарев А. Б., Сычкина Е. Н.* К вопросу прогноза осадки свайных фундаментов, опирающихся на аргиллитоподобные глины (на примере г. Перми) // *Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура.* 2014. №2. — С. 91-105.
12. *Пономарев А. Б., Сычкина Е. Н.* Прогноз осадки свайных фундаментов на аргиллитоподобных глинах (на примере Пермского региона) // *Основания, фундаменты и механика грунтов.* 2014. №3. — С. 6-19.
13. Отчет об инженерных изысканиях на объекте: «Комплексная оценка и прогнозирование геотехнической ситуации на территории, ограниченной ул. Тимирязева, ул. Пушкина, Комсомольским проспектом, ул. Рабоче-Крестьянской и бульваром Гагарина г. Перми». МК №3. ОАО «ВернекамТИСИз», 2012.

© Сычкина Е. Н., Пономарев А. Б., 2015

Д. А. Татьянников⁽¹⁾, А. Б. Пономарев⁽¹⁾, В. И. Клевко⁽¹⁾

ИССЛЕДОВАНИЕ ХАРАКТЕРИСТИК ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ГЕОСИНТЕТИЧЕСКИХ МАТЕРИАЛОВ С ГРУНТОМ ДЛЯ ОЦЕНКИ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ АРМИРОВАННЫХ ФУНДАМЕНТНЫХ ПОДУШЕК

Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽¹⁾

В статье рассматриваются характеристики взаимодействия геосинтетических материалов с грунтом и оценивается важность проводимых экспериментов для исследования несущей способности армированных фундаментных подушек в инженерно-геологических условиях Пермского края.

К л ю ч е в ы е с л о в а : сдвиг, коэффициент трения, выдергивающее сопротивление, касательное напряжение, нормальное напряжение, коэффициенты эффективности, армированная фундаментная подушка, геосинтетические материалы.

Среди множества существующих технологий устройства фундаментов на слабых грунтах наиболее простым и популярным решением является применение грунтовых подушек. В традиционном исполнении конструкция таких оснований предусматривает замену части слабого грунта на слой из стабильного минерального материала (ПГС, щебень, песок). Основными недостатками этого способа являются: относительно высокая материалоемкость, большие объемы земляных работ, а так же несовершенство существующих методов расчета, дающих заниженные прочностные характеристики данных конструкций. Существенно сократить финансовые затраты и оптимизировать конструкцию подушек позволяет применение в подобных конструкциях эффекта армирования.

Армирование является одним из самых распространенных способов увеличения несущей способности и снижения осадок основания, в качестве армирующих материалов широкое применение нашли геосинтетические материалы [1, 2].

Значительный экономический эффект при возведении фундаментов на армированных подушках получают за счет снижения затрат на доставку материалов, существенного уменьшения объемов работ.

На данный момент в нашей стране не существует нормативных документов по проектированию армированных фундаментных подушек. В связи с вышеизложенным, возникает необходимость создания методик расчета несущей способности и осадок армированных фундаментных подушек с учетом изменения прочностных и деформационных свойств грунтов, в условиях совместного деформирования армирующих элементов и грунта для инженерно-геологических условий Пермского края [3].

Согласно [4] значительное влияние на несущую способность армированных фундаментных подушек оказывают механические характеристики армирующих материалов (геосинтетики). Если по влиянию таких характеристик как: прочность на разрыв и относительное удлинение посвящено много работ [5–8]. То оценка влияния характеристик взаимодействия геосинтетических материалов с грунтом на несущую способность армированных фундаментных подушек является мало исследованной.

Данное влияние, возможно, оценить путем проведения испытаний на сдвиг и испытаний на выдергивание геосинтетического материала из грунта [9]. Подобные эксперименты до сих пор были ограничены стране в виду отсутствия необходимого оборудования, поэтому авторы задались целью провести данные исследования с целью установления необходимых параметров взаимодействия геосинтетиков с грунтом.

Учет данных зависимостей позволяет проектировать армированные фундаментные подушки по европейским нормам EBGEO, в которых приведены аналитические подходы учитывающие работу геосинтетических материалов с грунтом. Исследования выполнялись совместно со строительным факультетом Hochschule Magdeburg-Stendal (Германия).

Приборы и оборудование. В качестве экспериментального оборудования использовался специальная сдвиговая установка (см. рис. 1).



Рис. 1. Установка для прямого сдвига

Данная установка выполнена в соответствии с требованиями DIN EN ISO 12957-1 и DIN 60009. В качестве грунта использовался песок с определенными физико-механическими характеристиками, которые приведены в табл. 1 [10].

При проведении испытания на сдвиг использовались два типа геосинтетических материалов: георешетка **Secugrid** (NAUE GmbH & Co, Германия) и тканый геотекстиль **Геоспан** (Гекса, Россия) (см. рис. 2, табл.2).

Таблица 1

Физико-механические характеристики песка

| Характеристика грунта | Обозначение | Значения характеристик |
|-------------------------|-------------------------|------------------------|
| плотность частиц грунта | $\rho_s, \text{кг/м}^3$ | 1944 |
| плотность грунта | $\rho, \text{кг/м}^3$ | 1483 |
| удельный вес | $\gamma, \text{кН/м}^3$ | 14,53 |
| коэффициент пористости | e | 0,32 |

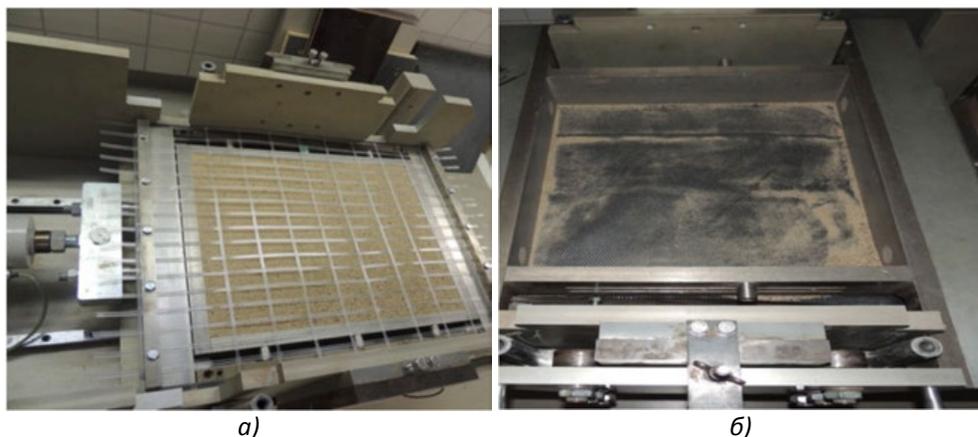


Рис. 2. Геосинтетические материалы:
а — георешетка, б — тканый геотекстиль

Таблица 2

Паспортные физико-механические характеристики геосинтетических материалов

| Характеристика | Значение | |
|---|----------------------|----------------------|
| | Георешетка | Геотекстиль |
| Поверхностная плотность | 415 г/м ² | 275 г/м ² |
| Максимальная нагрузка при испытании на растяжение вдоль/поперек | 400 кН/м | 50 кН/м |
| Относительное удлинение при максимальной нагрузке вдоль/поперек | 9% | 17/15% |

Методика. Методика проведения сдвиговых испытаний и испытаний на выдергивание принята стандартной согласно немецких нормативных документов DIN EN ISO 12957-1 и DIN 60009. Схема экспериментальных работ для сдвиговых испытаний и испытаний на выдергивание представлена в табл. 3.

Таблица 3

Схема испытаний

| Нормальное напряжение | Испытание на сдвиг (система) | | | Испытание на выдергивание | |
|-----------------------|------------------------------|------------------|-------------------|---------------------------|-------------------|
| | Песок-песок | Песок-георешетка | Песок-геотекстиль | Песок-георешетка | Песок-геотекстиль |
| 20 | - | - | - | + | + |
| 30 | - | - | - | - | + |
| 40 | - | - | - | + | + |
| 50 | + | + | + | - | + |
| 60 | - | - | - | + | - |
| 100 | + | + | + | + | - |
| 200 | + | + | + | - | - |

Обработка результатов испытаний. Одной из основных задач экспериментальных исследований являлось установление закономерности развития касательного напряжения от смещения материала для различных типов систем (см. рис. 3–4).

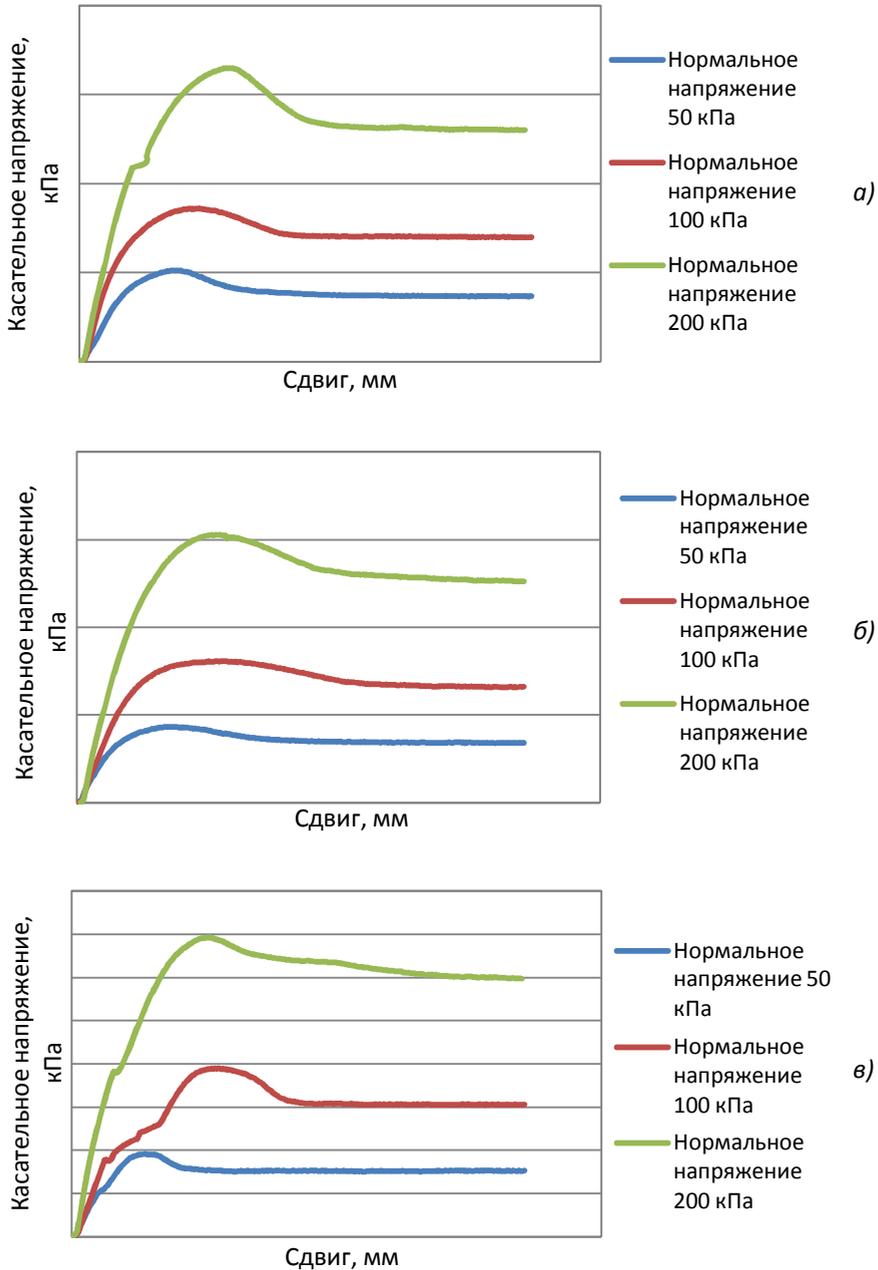


Рис. 3. Результаты испытаний на сдвиг для системы:
а — песок-песок, б — песок-георешетка, в — песок-геотекстиль в виде графиков зависимости касательного напряжения от сдвига

В результате проведенных сдвиговых испытаний в используемых материалах (геотекстиль и георешетка) необратимые деформации не обнаружены.

Так как при использовании геосинтетических материалов в качестве армирующих материалов растягивающие усилия передаются на геосинтетику благодаря трению материала по грунту, поэтому при сдвиговых испытаний для более полной и точной оценки взаимодействия геосинтетического материала с грунтом вводится коэффициент трения для сдвигов ($f_g(\sigma)$) [11], который определяется согласно п. 9 DIN EN ISO 12957-1. Без знания данного коэффициента невозможно оценить несущую способность армированных фундаментных подушек. Полученные значения коэффициента трения сведены в табл. 4.

Таблица 4

Значения коэффициентов трения

| Тип системы | Нормальное напряжение, кПа | Коэффициент трения |
|-------------------|----------------------------|--------------------|
| Песок-георешетка | 50 | 0,846 |
| | 100 | 0,939 |
| | 200 | 0,927 |
| Песок-геотекстиль | 50 | 0,745 |
| | 100 | 0,907 |
| | 200 | 0,841 |

Коэффициент трения грунта по геосинтетике можно также определить расчетным путем по формулам EBGeo, однако в данном случае он будет сильно занижен.

Кроме того имея результаты испытаний на сдвиг, возможно получить коэффициент сдвига ($f_{scg,k}$). Но так как данный коэффициент не учитывается при определении несущей способности армированных фундаментных подушек, он не отражен в данной статье.

Согласно [11, 12], для данных типов испытаний по закону Мора-Кулона возможно определить прочностные характеристики (угол внутреннего трения и сцепление) для систем: песок-песок и песок-геосинтетический материал. А для сравнения данных характеристик при двух системах вводятся следующие коэффициенты эффективности. Полученные результаты сведены в табл. 5.

Таблица 5

Результаты испытаний на сдвиг

| Тип системы | Сравнение угла внутреннего трения | | Сравнение сцепления | |
|-------------------|-----------------------------------|--|-------------------------|---|
| | Значение угла внутреннего трения | Коэффициент эффективности по трению, % | Значение сцепления, кПа | Коэффициент эффективности по сцеплению, % |
| Песок–песок | 32,1 | 100 | 5,85 | 100 |
| Песок–георешетка | 31,7 | 98,7 | 3,5 | 60 |
| Песок–геотекстиль | 30 | 93 | 2,87 | 49,5 |

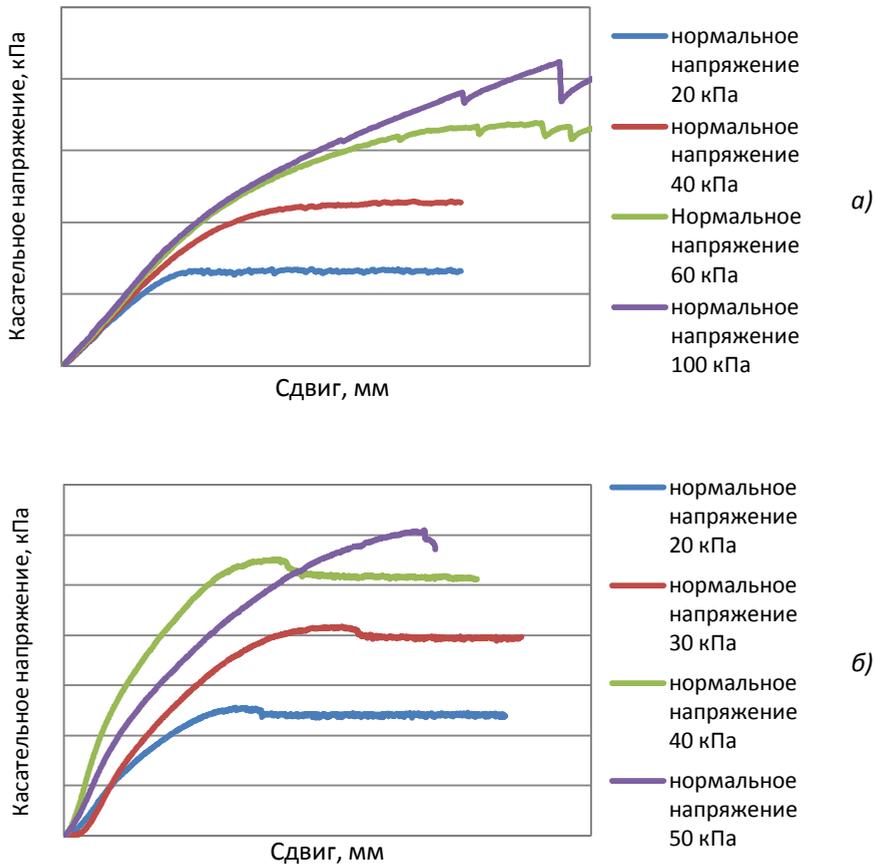


Рис.4. Результаты испытаний на выдергивание для системы:
 а — песок-георешетка, б — песок-геотекстиль в виде графиков
 зависимости касательного напряжения от сдвига

В результате проведенных испытаний на выдергивание геотекстиля из грунта было получено, что при вертикальных напряжениях выше 60 кПа в геотекстиле возникают необратимые деформации, в результате которых происходит его разрыв, в случае георешетки деформаций не наблюдалось.

При испытаниях на выдергивание основным параметром взаимодействия геосинтетического материала с грунтом является максимальное сопротивление выдергиванию ($T_{HV,max}$) [9], которое определяется согласно п. 8 DIN 60009. Данный параметр делает возможным оценить устойчивость, сопротивление сдвигу конструкции, а так же способность армированного грунта к расширению.

Полученные значения сопротивления выдергиванию сведены в табл. 6.

Таблица 6

Значения сопротивления выдергиванию для различных типов систем

| Тип систему | Нормальное напряжение, кПа | Сопротивление выдергиванию кН/м |
|-------------------|----------------------------|---------------------------------|
| Песок-георешетка | 20 | 54 |
| | 40 | 91,6 |
| | 60 | 135,36 |
| Песок-геотекстиль | 20 | 51,04 |
| | 40 | 110,32 |
| | 50 | 121,84 |

Если следовать требованиям европейских норм проектирования армогрунтовых конструкций, то несущая способность армированных фундаментных подушек рассчитывается по формуле (1):

$$R_{n,k} = R'_{n,k} + \Delta R_{n,k} \quad (1)$$

где $R'_{n,k}$ — несущая способность неармированной подушки основания, $\Delta R_{n,k}$ — увеличение несущей способности из-за применения армирования. Получить данный параметр, не имея результатов испытаний на сдвиг и на выдергивание невозможно, то есть, в случае отсутствия данных испытаний точное значение несущей способности будет сильно занижено.

Выводы

По итогам выполненных испытаний можно сделать следующие выводы:

1. Исходя из анализа экспериментальных зависимостей на рис. 3–7 видно, что система песок-песок способна воспринимать большие касательные напряжения (164,8 кПа), чем системы песок-георешетка (152,7 кПа) и песок-геотекстиль (138,5 кПа) соответственно. Таким образом, при проектировании конструкций воспринимающих значительные сдвиговые усилия необходимо рассматривать другие типы материалов.

2. Полученные коэффициенты эффективности (табл. 4) означают, что введение армирования уменьшает прочностные характеристики грунтов по контакту с армирующими материалами.

3. В конструкциях, которые воспринимают значительные сдвиговые усилия использование георешеток целесообразней, чем использование геотекстильных материалов. Данный вывод подтверждается полученными коэффициентами трения и коэффициентами эффективности.

4. Отсутствие данных по испытаниям на сдвиг и на выдергивание сильно занижает значение несущей способности армированных фундаментных подушек, что приводит к ошибкам строительства еще на стадии проектирования.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Мащенко А. В., Пономарев А. Б.* К вопросу использования армированных сезоннопромерзающих пучинистых грунтов в качестве оснований фундаментов // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. 2012. №1. — С. 64–80.
2. *Пономарев А. Б., Кузнецова А. С., Богомолова О. А.* Результаты исследований фиброармированного песка // Актуальные проблемы геотехники : сборник статей, посвященный 60-летию профессора А. Н. Богомолова. – Волгоград, 2014. — С. 140–147.
3. *Мирсаяпов И. Т., Попов А. О.* Экспериментально-теоретические исследования работы армированных грунтовых массивов // Известия КГАСУ. 2008. №2(10). — С. 75–80.
4. *Тимофеева Л. М.* Армирование грунтов (теория и практика применения); Перм. политехн. ин-т. – Пермь, 1991. — 478 с.
5. *Пономарев А. Б., Золотозубов Д. Г.* Влияние глубины заложения армирующего материала на несущую способность основания при провалах грунта // Вестник гражданских инженеров. 2010 №2. — С. 100–103.
6. *Пономарев А. Б., Клевеко В. И., Татьянников Д. А.* Анализ изменения прочностных характеристик геосинтетических материалов в процессе эксплуатации // Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. Строительство и архитектура. 2014. №3(35). — С. 11–16.
7. *Пономарев А. Б., Татьянников Д. А., Клевеко В. И.* Определение линейной жесткости геосинтетических материалов // Интернет-вестник ВолгГАСУ. Сер.: Политематическая. 2013. Вып. 2(27). URL: [http://vestnik.vgasu.ru/attachments/PonomarevTatyannikovKleveko-2013_2\(27\).pdf](http://vestnik.vgasu.ru/attachments/PonomarevTatyannikovKleveko-2013_2(27).pdf).
8. *Tatiannikov D. A., Kleveko V. I.* Analysis of changes in the strength characteristics in operation // 10th International Conference on Geosynthetics. – Berlin, 2014. Vol. 4.
9. *Татьянников Д. А., Клевеко В. И.* Определение характеристик взаимодействия геосинтетических материалов с грунтом // Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе. 2014. Т. 1. С. 526–529.
10. *Татьянников Д. А., Клевеко В. И., Пономарев А. Б.* Анализ работы армированного песчаного основания на основе штамповых модельных испытаний // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Прикладная экология. Урбанистика. 2012. №4(8). — С. 92–102.
11. *Татьянников Д. А., Пономарев А. Б., Клевеко В. И., Schlömp S. H., Schwerdt S.* Определение характеристик трения для двух типов геосинтетических материалов путем проведения испытаний на сдвиг // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. 2014. №1. — С. 174–186. URL: dx.doi.org/10.15593/2224-9826/2014.1.15.
12. *Melo D. L. A., Santos E. C. G.* Shear strength of RCDW/nonwoven geotextile interface // 10th International Conference on Geosynthetics. – Berlin, 2014. Vol. 7.

© *Татьянников Д. А., Пономарев А. Б., Клевеко В. И., 2015*

Е. А. Шаламова⁽¹⁾

РОЛЬ ПРОФЕССИИ ИНЖЕНЕРА-СТРОИТЕЛЯ В АСПЕКТЕ ЭВОЛЮЦИИ СИСТЕМЫ ОБРАЗОВАНИЯ

Пермский национальный исследовательский политехнический университет⁽¹⁾

Многовековая человеческая культура неразрывно связана с инженерно-строительной деятельностью: сооружением жилья, памятников культуры, дорог и прочих объектов городской инфраструктуры. В течение многих тысячелетий общество копило инженерные знания и опыт, развивало технику и культуру строительного дела, совершенствовало орудия труда, формируя профессию ремесленника, зодчего, архитектора, и наконец, современного нам инженера-строителя.

Термин «инженер» (фр. *ingenieur* от лат. *ingenium* — ум, изобретательность, врожденные способности) появился и получил распространение в Западной Европе только в XIII–XIV вв. В Россию это слово проникло через французский и немецкий языки в XVII в.

В древние времена не было понятия «инженер», строительное ремесло передавалось из поколения в поколение, а эмпирический метод лежал в основе проектных и производственных работ.

Профессия ремесленника, занимающегося строительными работами, является одной из древнейших. О первых строителях и архитекторах, к сожалению, известно совсем немного. Они появились в тех частях света, где строительное искусство достигло наивысшего расцвета для своего времени — в странах Средиземноморского бассейна (Египет, Греция, Рим, Крит) и в Малой Азии (Вавилон, Персия). Среди имен зодчих Древнего Египта, руководивших строительством грандиозных культовых сооружений и царских гробниц, до нас дошли только легендарного Имхотепа — строителя пирамиды Джосера и Сенмута — автора проекта храма царицы Хатшепсут в Дейр-эль-Бахри. Благодаря сохранившимся письменным источникам можно судить о том, что образование архитектор в Древнем Египте получал в школах писцов, а мастерству учился обычно в семье, где навыки и приёмы передавались из поколения в поколение. Также известно, что в Древнем Египте инженеры-строители занимали вторую ступень в общественной иерархии после жрецов и Бога-фараона. Таким образом, их положение приравнивалось к положению правителей провинций.

Для возведения величественных и грандиозных ансамблей, а также отдельных сооружений требовались люди высокой квалификации, поэтому профессия строителя с древних времен пользовалась особым отношением в обществе. Так, например, в странах Древнего Востока она была одной из самых почётных и доступна только знати.

В Древней Греции техник-строитель также занимал привилегированное положение и должен был быть весьма разносторонне-высокообразованным человеком для своего времени. В V–II вв. до н. э. в Древней Греции подготовка архитекторов осуществлялась в небольших частных школах под руководством опытных мастеров. О содержании такого образования можно судить по «Десяти книгам об архитектуре» — классическому труду римского архитектора Витрувия, жившего во второй половине I в. до н.э. Витрувий описывает, что греческий строитель был самым образован-

ным техником своего века. Помимо общей грамоты, он должен был хорошо рисовать, изучить геометрию, знать историю, быть знакомым с философией, музыкой, медициной, астрономией и юриспруденцией. Такой широкий кругозор строителя был результатом особенно резко обозначавшейся в Древней Греции противоположности между физическим и умственным трудом, которая развивалась за счет рабовладельческого строя в основе греческой государственности.

Если в Древней Греции архитектором мог быть лишь свободный человек, то в Древнем Риме им мог быть даже раб. Так, в период римской республики греки-рабы часто оказывались более высокообразованными, чем их римляне-хозяева.

Система образования в Древнем Риме начала формироваться в V века до н.э., когда возникли элементарные (в переводе с латыни — основные) школы, где учились главным образом дети свободных граждан. В этих школах преподавали такие предметы как латинский и греческий языки, письмо, чтение и счет. Позже среди знатных и зажиточных семей получило распространение домашнее образование. Во II в. до н.э. возникли школы грамматики и риторики. Школы были своеобразными высшими учебными заведениями, где кроме основного предмета изучали право, философию и поэзию. С развитием строительства в Римской империи для подготовки архитекторов стали создаваться специальные архитектурные школы. Постепенно учителя в школах образовали достаточно стойкие группы, которые получили название «кафедры». Таким образом, в II в. н.э. в Риме и Афинах сформировались кафедры архитектуры.

В период республики учеба была частной, и государство в него не вмешивалось. Однако во времена империи государство начало контролировать систему образования. Учителя превратились в оплачиваемых государственных служащих, пользовавшихся рядом привилегий, а с IV в. н.э. все кандидатуры преподавателей подлежали утверждению императором.

К уровню подготовки инженеров — строителей в Римской империи предъявлялись особые требования, так как им приходилось решать сложные и, главное, зачастую новые для своего времени технические задачи. Успехи, достигнутые древнеримскими инженерами, мы можем наблюдать и по сей день — это различные архитектурные сооружения, сохранившиеся на территории бывшей Римской империи, многие из которых являются памятниками всемирного наследия ЮНЕСКО. Так, например, поражает своей грандиозностью и степенью надежности для своего времени самый большой из римских акведуков — Пон-дю-Гар. Когда-то он входил в крупнейшую систему водопровода в Европе построенного римлянами и не только обеспечивал горожан водой для питья, купания и развлечений у фонтанов, но и служил в качестве ирригационной системы для сельского хозяйства. Это сооружение, как и многие другие объекты древнеримского строительства, имеет двухтысячелетний период эксплуатации, и его ресурс далеко не исчерпан.

Со второй половины III в. Римская империя, взяв за образец крупные восточные монархии, сделала одним из своих основных методов внутренней политики «военизацию» всего государства, включая и гражданскую часть населения. С этого периода никто в Римской империи не имел права выйти из той ремесленной организации, в которой он находился. Профессия строителя стала передаваться от отца к сыну.

Документально известно, что в Древнем Риме нередко на строительство объектов привлекались воинские части. Придерживаясь принципа — каждая минута легионера должна быть использована с пользой для государства — римские военачальники использовали солдат в свободное от походов время в роли строителей-ремесленников. Известно также, что такие работы, как строительство дорог, мостов,

казарм и оборонительных сооружений, выполнялись только солдатами. Кроме того, подготовка квалифицированных строителей могла осуществляться в армии. Витрувий, как пишет он сам, начал свою карьеру военным архитектором под началом императора Августа, а Аполлодор Дамасский (римский инженер-архитектор, живший во II в. н.э., создатель римского Пантеона) впервые прославился при сооружении моста через Дунай для перехода армии Траяна.

Древнеримские архитекторы обычно являлись состоятельными людьми, так как часто несли ответственность перед заказчиком своим имуществом. В отличие от греческих архитекторов римские архитекторы в основном занимались проектированием сооружений и осуществляли надзор за их строительством.

Опыт инженерно-строительного образования в Римской империи был перенят Византией и другими странами Ближнего Востока, где решались уже другие задачи при сооружении нового типа культовых построек. Из сохранившихся письменных источников известно, что византийский император Кассиодор в VI в. обращался к придворному архитектору с такой речью: «Когда задумаем мы перестроить город, или основать крепость, или дом для военачальника, мы будем полагаться на тебя в том, чтобы выразить наши идеи на бумаге. Возводящий стены, высекающий из мрамора, отливающий бронзу, сводящий арки, штукатурящий, создающий мозаики — все они придут к тебе, ожидая распоряжений, и ты должен будешь каждому дать мудрый ответ». Также архитектору советуют «изучать Эвклида — прочно утвердить в уме его чертежи, изучить Архимеда и Метробия». Это предполагает, что хороший византийский архитектор был и высокообразован, и весьма уважаем, и что он проходил практически тот же курс обучения, какой предписал Витрувий в I в. до н.э.

В то же время византийский термин «архитектон», означавший главного строителя, которым называли зодчих в Византии в раннехристианский период, вероятно, означал специалиста, который был обучен технической стороне дела, но уже не располагал такой академической или теоретической подготовкой, как древнегреческий строитель-механик.

В отличие от зодчих классической древности, имевших образование в области «свободных искусств», поздневизантийский зодчий имел только практическое обучение, которое получал, работая в составе мастерской.

Истоки строительного образования в России относятся к X в. Обучение мастеров-строителей в те времена осуществлялось непосредственно на стройке. В летописях времен Ярослава Мудрого можно найти указание, что строительством, кроме войска, которому поручалось возведение укреплений, занимались особого звания люди: «городники», «мостники» и «порочные мастера». В обязанности городников входило сооружение городских стен; мостников — устройство различного рода переправ; порочных мастеров — устройство различного рода машин, необходимых для осады и полезных в полевых действиях. Также в Древней Руси строителей городов, укреплений, мостов и плотин, а также архитекторов, литейщиков пушек и колоколов объединяли термином «розмысл». Розмысл обязан был решить стоящую перед ним инженерную задачу, опираясь лишь на свой собственный опыт и опыт предшественников, проявляя не малую изобретательность и фантазию.

В Европе в средние века подготовка архитекторов стала концентрироваться в монастырях, а в городах ремесленники-строители получали образование в цеховых мастерских, где сохранялась преемственность профессий. Внутри мастерских цехом устанавливалась трёхчленная иерархия: мастер, подмастерья, ученики. Подмастерье был высококвалифицированным платным работником, а ученик — сам платил мастеру за обучение. Мастером можно было стать только после определенного време-

ни обучения, странствий по другим городам Европы и успешной сдачи экзаменов на звание мастера. В уставе одного из цехов 1685 года сказано: «Никто не может стать мастером иначе как имея честное свидетельство о рождении и учебе, и если он может достоверно утверждать, что три года провел в других городах и странах, изучая специальность, и в годы своих странствий вел себя достойно и честно. Мастером же он может стать не раньше, чем, проработав здесь четверть года у одного из мастеров и на нашей очередной попойке, или кварталии, поставив рейхсталер, потребовать право мастера. После этого он должен еще полгода служить подмастерьем у одного из мастеров, чтобы было видно, всему ли он обучен и может ли работать, как подмастерю. После этого он снова должен потребовать права мастера и при содействии и согласии господ цеховых за свой счет в доме ольдермана (старейшины цеха) или какого другого мастера сделать шедевр, как предусмотрено уставом». Такой переход подмастерья в мастера был достаточно затруднительным, и со временем в Европе возник особый слой «вечных подмастерьев», а цеха замкнулись. В XIV–XV вв. цехи постепенно стали превращаться в тормоз прогресса.

Тем не менее, Средние века подарили человечеству два новых архитектурных стиля: романский и готический, а также множество грандиозных по своей красоте и масштабу сооружений, таких как Аббатство Сен-Мишель, Нотр-Дад де Пари, Страсбургский, Реймский, Миланский соборы, Вестминстерское аббатство, дворец Синьории во Флоренции и другие.

Эпоха Возрождения в Италии и соседних с ней странах Европы характеризуется поворотом к античному искусству, и здесь цеховая система ремесленного образования получает новое качественное развитие. В цеховых мастерских будущего зодчего отдавали для обучения к определенному мастеру, под руководством которого он изучал архитектурное искусство, классические памятники, ордера, стройматериалы, овладевал способами обработки, знаниями в области математики и других наук. Многие выдающиеся архитекторы Возрождения — Браманте, Микеланджело, Донателло и другие после ученичества у мастера совершенствовали свое образование, участвуя в раскопках и изучая античные памятники. Все итальянские мастера эпохи Возрождения старались придерживаться строительной техники, преподаваемой еще в трактате Витрувия.

Одним из первых итальянских зодчих эпохи Возрождения был Брунеллески (1377–1446), среди творений которого наибольшую известность получили купол собора и палаццо Питти во Флоренции. Постройки Брунеллески оказали большое влияние на развитие искусства эпохи Возрождения, которое было воспринято и творчески развито его учениками и соратниками. В качестве указаний своим ученикам и мастерам Брунеллески широко использовал моделирование, к которому прибегали многие зодчие в разные времена истории, и которое в известной степени компенсировало отсутствие еще не известных в то время методов аналитического расчета.

Итальянские архитекторы Леон Баттиста Альберти (1404–1473), и Андреа ди Пьера ди Падава, по прозвищу Палладио (1508–1580), на основании изучения сооружений древности и использования сочинений Витрувия написали трактаты о строительном искусстве, резюмирующие как наследство прошлого, так и достижения их эпохи. В этих трактатах сказались начавшая развиваться в ту эпоху специализация и превращение строителей из техников с энциклопедическим образованием в специалистов одного строительного дела.

Начиная с XII века появившийся термин «инженер» обозначал исключительно военного инженера. Это было связано с возрастающей специализацией войск, где инженер руководил созданием военных машин и фортификационных сооружений.

Понятие «гражданский инженер» появилось в XVI веке в Голландии применительно к строителям мостов и дорог. Постепенно сфера деятельности гражданских инженеров расширилась.

Усложнение технических задач, которые приходилось решать в ходе прогресса, привело к развитию специализированного инженерного образования. В XVII веке в Дании были созданы первые школы для подготовки инженеров-строителей. В XVIII веке этому примеру последовали в Великобритании, Франции, Германии и Австрия.

В России в 1724 г. по предписанию Петра I в Москве было создано несколько архитектурных команд, ученики которых изучали арифметику, черчение, рисование и получали практические навыки по архитектуре, ремонту и перестройке зданий. По мере совершенствования мастерства их производили в сержанты (что давало право проектировать и строить), из сержантов — в гезели (производители работ).

В 1773г. в Петербурге учреждено горное училище, студенты которого изучали проектирование и строительство каменных и деревянных плотин, шлюзов, фундаментов и так далее. В этом училище в начале XIX в. преподавал И. И. Свиязев — автор первого русского руководства по архитектуре (с основами строительного искусства).

В горнозаводских школах Урала, особенно в Екатеринбургском училище, кроме горного производства, изучались также механика, архитектура, фортификация и другие предметы строительного искусства.

Для подготовки инженеров по строительству дорог и искусственных сооружений в 1809 г. в Петербурге был основан институт корпуса инженеров путей сообщения. В институте изучались математика, геодезия, рисовальное искусство и архитектура, производство строительных работ, основы механики и гидравлики, составление проектов и смет и другие, проводилась практика по строительству. Институт окончили ставшие впоследствии известными учёными и инженерами, построившими крупные сооружения и создавшими научно-педагогические школы: М. С. Волков (строительное искусство), С. В. Кербедз и Н. Ф. Ястржембский (организаторы механической лаборатории по испытанию материалов), Ф. С. Ясинский (теория упругости), П. П. Мельников (прикладная механика), П. И. Собко, Д. И. Журавский и Н. А. Белелюбский (строительная механика).

Первым специализированным высшим учебным заведением по подготовке кадров для строительства инженерных сооружений в России было училище гражданских инженеров, основанное в 1832 г. в Петербурге. Изучение теоретических курсов сочеталось с практическими и лабораторными работами, курсовым проектированием, практикой на строительных объектах. В институте были созданы научно-педагогической школы по проектированию и строительству жилых, гражданских и промышленных зданий, санитарно-технических устройств и других.

В первой половине XIX в. русские инженерные институты пользовались личным покровительством императора и высших должностных лиц империи, что было уникальным для Европы. Только во Франции инженерное образование было таким же престижным. Вплоть до 60-х годов XIX в. ни по числу, ни по качеству подготовки инженеров Российская Империя не уступала ни одной стране мира (разве что, той же Франции).

В середине XIX в. в Европе и России произошло разделение профессии архитектора на две: архитектора-художника — для сооружения монументальных зданий, и инженера-архитектора или гражданского инженера — для постройки утилитарных зданий.

В начале XX в. в России началась специализация в подготовке инженеров строительного профиля, и с 1905 г. уже Петербургский политехнический институт стал вы-

пускать инженеров-архитекторов, инженеров санитарной техники и дорожников. В 1907 г. в институте открылось инженерно-строительное отделение, где сформировались научно-педагогические школы в области механики сыпучих тел, гидравлики и гидротехники.

Петербургский политехнический институт имел особенно большое влияние на развитие инженерного образования в России. Этот институт был крупным, великолепно оборудованным для своего времени учебным заведением. Здесь преподавание фундаментальных дисциплин - таких, как математика, механика, физика и химия было значительно улучшено за счет введения классных работ в малых группах. Параллельно с лекциями, читаемыми профессорами по тем или иным предметам, были предусмотрены часы для упражнений, в течение которых рассматривалось решение задач, иллюстрирующих теорию. Задачи, предлагавшиеся преподавателями для этих занятий, публиковались затем в виде книг, и некоторые из этих сборников переводились на иностранные языки и публиковались в технической литературе во всем мире.

Профессия инженера (и инженера-строителя в частности) ставилась в России очень высоко, и число молодых людей, желавших ее получить, было в несколько раз больше числа вакансий. Большинство инженерных учебных заведений при отборе студентов применяло конкурсные вступительные экзамены. Петербургский политехнический институт отбирал студентов на основе аттестатов об окончании школ, но требования все равно были очень высокими. Так, на некоторые отделения могли поступить только претенденты, окончившие средние школы с золотой медалью. С такой отобранной группой студентов было возможно поднять уровень обучения на этом отделении на очень высокую ступень.

Русские инженерные учебные заведения не ограничивали свою деятельность обеспечением преподавания различных инженерных предметов по программе, но принимали активное участие в дальнейшем развитии инженерных наук. Все они обычно выпускали свои «Сборники», где публиковались научные труды преподавателей. Институтские лаборатории служили не только для учебных целей, но также и для научных работ преподавателей и для решения технических задач, поставленных промышленностью и государством.

На тот момент образование инженеров-строителей базировалось на соединении двух основных составляющих: математическом и естественнонаучном образовании. Деятельность инженера-строителя находится на стыке творческой научной работы и технической практики. В этом заключалось принципиальное отличие подготовки русских (а также французских и немецких) инженеров-строителей от традиционной подготовки «мастеров» и «техников». Предполагалось, что, как и выпускник университета, инженер, наряду с глубокими научными и техническими знаниями, должен обладать основательной гуманитарной культурой. В профессии гражданского инженера единство технического и гуманитарного образования и по сей день формирует основу профессиональной компетенции.

Также особенностью подготовки в русских инженерных школах в XIX в. являлось то, что выпускников ориентировали на практическую реализацию проектов. Во время летней практики студенты принимали участие в реальных работах по организации постройки зданий и сооружений, набираясь таким образом практического опыта.

Важно также, что русские (как и французские и немецкие) инженерные вузы готовили студентов не только к технической деятельности, но и к профессиональному выполнению функций руководителя предприятия, к роли гос- или военнослужащего.

Русский инженер с высшим образованием должен был быть одновременно и ученым, и техническим специалистом, и организатором промышленного производства.

В XIX в. развитию организационных способностей будущих инженеров помогала тесная связь инженерного и военного образования. Институт инженеров путей сообщения, Михайловская артиллерийская и Николаевская инженерная академии – готовили не просто инженеров, но офицеров, воспитывавшихся в духе высоких идеалов, подчиненных воинской дисциплине, и это было хорошей базой для руководства людьми.

В начале XX в. научно-технический ряд инженерно-строительных задач все плотнее соединяется с технико-экономическим рядом: читая работы старых инженеров, обращаешь внимание на то, с какой тщательностью продумывались не только многообразные научно-технические, но и чисто экономическо-организационные вопросы (рациональная организация процесса производства, снижение себестоимости и издержек, выбор места, организация транспортных потоков, защита окружающей среды, безопасность и поведение в чрезвычайных ситуациях).

В Институте инженеров путей сообщения в курс подготовки инженера-строителя как будущего руководителя предприятия входил большой объем экономических знаний. Позже инженерно-экономическое и экономическое направления выделились в самостоятельные. В Петербургском политехническом институте появились отдельные экономические факультеты, а в крупных коммерческих институтах в Москве были открыты инженерные факультеты. Данная тенденция носила общемировой характер. Так, инженерное образование стало развиваться параллельно с внедрением «менеджмента» на предприятии.

Но быстрое и успешное развитие российского инженерного образования в течение двадцатого века было недолгим. Очень скоро началась первая мировая война и Октябрьская революция. В СССР ликвидация рыночной экономики и сосредоточение высоких технологий исключительно в крупных государственных предприятиях привели к утрате ряда инженерных компетенций, в частности, «экономической» и «менеджерской». Разрыв практик инженера и менеджера стал с образовательной точки зрения серьезным деградационным явлением.

Новое правительство хотело иметь работников, симпатизирующих новому политическому режиму. Отбор студентов по способностям был упразднен, и разрешалось поступать лишь детям рабочих и крестьян. Во многих случаях они не имели соответствующей подготовки и были не в состоянии воспринимать лекции, читаемые в институте. Чтобы преодолеть это затруднение, при институтах были организованы подготовительные отделения, осуществлявшие необходимую подготовку по элементарным дисциплинам. Этот план имел мало успеха, большинство учеников так и не смогло получить надлежащую подготовку и было вынуждено оставить высшие учебные заведения.

Внутренняя организация инженерных учебных заведений (в частности принципы самоуправления и академических свобод) также подверглась значительным изменениям. Правительством стали пробовать внедрять различные нововведения в систему инженерного образования. В результате этих перемен процесс подготовки молодых инженеров стал постепенно разваливаться.

Возникшая тенденции к узкой специализации и превращению инженера-строителя в массовую профессию принесла разрушение в целостность российского инженерного образования. Инженер в СССР все больше утрачивал роль руководителя предприятия, которая переходила или к «ученому» в системе Академии наук, или к «партийному работнику» или «хозяйственнику». Разделение высшего образования,

академической науки и промышленности также не способствовало обеспечению достойного качества инженерного образования.

Все эти процессы привели к тому, что когда в конце двадцатых годов XX в. правительству потребовались инженерные кадры для восстановления и развития российской промышленности, в стране их не было в достаточном количестве. Таким образом, правительство было вынуждено изменить свою политику по отношению к инженерному образованию.

К 1933 году большинство нововведений, внедренных в учебные планы новым политическим режимом, было упразднено. В то же время технические институты исключили специальные привилегии для детей рабочих и крестьян и снова ввели отбор студентов по способностям. Профессия инженера продолжила быть популярной в России, и технические учебные заведения снова стали привлекать внимание лучших учеников.

В тридцатые годы XX вв. в России были созданы самостоятельные инженерно-строительные институты и в ряде политехнических институтов — строительные факультеты; началась подготовка инженеров-строителей на вечерних и заочных факультетах. Учебные планы строительных специальностей (промышленное и гражданское строительство, теплогасоснабжение и вентиляция, водоснабжение и канализация, производство строительных изделий и конструкций и других) включали общенаучные дисциплины (общественные науки: философия, политическая экономия, основы права, иностранный язык, высшая математика, физика, химия, теоретическая механика и др.), общеинженерные (инженерная геодезия, сопротивление материалов, строительная механика, электротехника, теплотехника, гидравлика и др.) и специальные (архитектура, строительные конструкции, водоснабжение, канализация, теплогасоснабжение, вентиляция, технология строительного производства, организация, планирование и экономика строительства, автоматика и автоматизированные системы управления, вычислительная техника и т.д.). За время обучения студенты выполняли 15–20 курсовых проектов и работ в зависимости от специализации, проходили учебную и производственную практику (до 25 недель). Обучение заканчивается защитой дипломного проекта (дипломной работы). Сроки обучения составляли 5–6 лет. Также в обязательном порядке выпускники вузов проходили по месту работы стажировку сроком до одного года.

Резкое увеличение масштабов и темпов строительного производства способствовало дальнейшему развитию строительного образования и увеличению числа выпускаемых специалистов.

Согласно сложившемуся у нас на сегодняшний день представлению, инженер-строитель — это всего лишь «специалист», выполняющий определенную узкую функцию в строительной сфере. На практике же, особенно в малых строительных компаниях, преобладающих на данный момент по числу над крупными предприятиями в нашей стране, инженер-строитель оказывается одновременно и исследователем, и организатором работы команды других специалистов, и руководителем самых разных по масштабу и цели проектов. Но современные вузы, как правило, уже не готовы к этому.

В последние годы в российском обществе ведется широкая дискуссия о роли профессии инженера-строителя и о требованиях к инженерному образованию. С одной стороны, справедливо отмечают нехватка квалифицированных инженеров и постоянное повышение требований к их деятельности, с другой — технические университеты вынуждены делать подготовку короче, приспособив ее к новым экономическим условиям. Система специализированного строительного образования

все время нивелирует между широтой и глубиной инженерно-строительной подготовки.

Современный инженер-строитель для успешной профессиональной реализации должен уметь предвидеть социальные и экономические изменения в стране, легко ориентироваться в мировых технических тенденциях, быстро подстраиваться под стремительно меняющиеся обстоятельства, владеть различными инструментами и технологиями для реализации проектов, уметь работать в команде и обладать квалификацией менеджера для успешного продвижения своих идей на рынке.

Современный этап развития науки и техники, а также глобальное ускорение научно-технического прогресса требуют от инженеров глубоких знаний как предметов естественно-технического цикла, так и в узких профессиональных направлениях.

Таким образом, основы «классической концепции» инженерно-строительного образования, развивавшейся в XVIII–XIX вв. и достигшей пика своего развития в конце XIX - начале XX вв., сегодня вновь могут стать актуальны.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Акимова И. А.* Высшее техническое образование и проблемы формирования социальной идентичности / Проблемы и перспективы преподавания социогуманитарных наук в технических вузах в современных условиях : м-лы Всероссийской научно-методической конференции / (Москва, 19–20 ноября 2008 г.). – Москва: Изд-во МГТУ имени Н.Э. Баумана, 2008.

2. *Сапрыкин Д. Л.* Инженерное образование в России: история, концепция, перспективы. Страницы истории / Высшее образование в России №1, 2012.

3. *Черный А. А.* История техники : учеб. пособие. – Пенза: Изд-во Пенз. гос. ун-та, 2005.

4. *Брандль Х.* Роль инженера-строителя и геотехника в современном обществе. Этические и философские аспекты. Проблемы и рекомендации // Развитие городов и геотехническое строительство. №10, 2006. [Электронный ресурс]. Режим доступа: <http://www.georec.spb.ru>.

5. Большая советская энциклопедия: В 30 т. – М.: Советская энциклопедия, 1969–1978.

6. *Иванов В. Ф.* История строительной техники. – М., 1962.

7. *Тимошенко С. П.* История науки о сопротивлении материалов с краткими сведениями по истории теории упругости и теории сооружений, пер. с англ. – М., 1957.

8. *Заграевский С. В.* Юрий Долгорукий и древнерусское белокаменное зодчество. – М., 2002.

9. *Ильинский В. М.* Проектирование ограждающих конструкций зданий (с учетом физико-климатических воздействий), 2 изд. – М., 1964.

10. *Зубов В. П.* Архитектурная теория Альберти. – СПб., 2001.

11. *Пономарев А. Б., Шаламова Е. А.* История и методология науки и производства в области строительства: учеб. пособие [Электронный ресурс]. – Пермь: Изд-во Перм. нац. исслед. политехн. ун-та, 2014.

12. Википедия. Свободная энциклопедия [Электронный ресурс]. Режим доступа: <http://ru.wikipedia.org/>.

© Шаламова Е. А., 2015

УДК 624.159.2 : 624.131.37

Ю. Л. Винников⁽¹⁾, Н. А. Косточка⁽¹⁾

НОВОЕ УСТРОЙСТВО ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ХАРАКТЕРИСТИК ДЕФОРМИРУЕМОСТИ ГРУНТА В УСЛОВИЯХ ОДНООСНОГО СЖАТИЯ

Полтавский национальный технический университет им. Юрия Кондратюка⁽¹⁾

Предложено новое устройство для определения характеристик деформируемости грунта в условиях одноосного сжатия, которое обеспечивает одновременное создание на грунт, расположенный в жестком кольце, природного и дополнительного давлений и возможности бокового расширения грунта при исключении трения образца о стенки кольца. Устройство позволяет повысить достоверность результатов лабораторных определений деформационных характеристик грунтов. Установлено, что модуль деформации грунта имеет завышенные значения в компрессионном приборе. Использовано решение осесимметричной упругопластической задачи методом конечных элементов для всестороннего обоснования деформированного состояния цилиндрических образцов грунта.

К л ю ч е в ы е с л о в а : деформируемость грунта, одноосное сжатие, модуль деформации грунта, достоверность.

Условиями расчета оснований фундаментов зданий и сооружений по деформациям является не превышение расчетными значениями деформаций (абсолютная и средняя осадка оснований, относительная неравномерность осадки фундаментов, крен жесткого сооружения и т.д.), которые характеризуют совместную работу основания и сооружения, предельно допустимых по нормам деформаций для зданий и сооружений. Поэтому прогноз осадки оснований — первоочередная задача при проектировании фундаментов зданий и сооружений. От достоверности определения деформаций зависит их надежность и экономичность. Большинство сверхнормативных деформаций зданий и сооружений обусловлено именно ошибками при определении характеристик сжимаемости основания [1–8].

Деформационные свойства оснований в подавляющем большинстве случаев оценивают по результатам недорогих лабораторных компрессионных испытаний, то есть уплотнением ступенчатым статическим давлением без возможности бокового расширения (в жестком кольце), отобранных из массива образцов. Для оценки сжимаемости грунтов обычно используют изменение их пористости в зависимости от давления, которые отражают компрессионными кривыми [9].

Недостатком компрессионного прибора является невозможность одновременного обеспечения создания естественного, то есть от собственного веса грунта, давления на грунт и возможности его бокового расширения, а также существенные силы трения образца грунта по внутренним стенкам кольца возникающие при сжатии грунта, и которые на 10–50% снижают фактическую сжимаемость грунтов. Вследствие этого значения параметров сжимаемости грунтов, в том числе модуля деформации, являются завышенными по сравнению с фактическими, что при проектировании приводит к занижению значений осадок оснований фундаментов зданий [10, 11, 12].

Цель работы – усовершенствовать устройства для определения параметров сжимаемости грунтов в условиях одноосного сжатия, повышающие достоверность оценки сжимаемости грунтов.

Для устранения недостатков компрессионного прибора разработан штамп для лабораторного определения характеристик деформируемости грунтов в условиях одноосного сжатия, который защищен патентом на полезную модель №56742. E02D 1/04 (2011.01) [13]. Предложенный жесткий, перфорированный, круглый в плане штамп разделен на две отдельные части – внутреннюю, круглую в плане, которая передает на грунт, расположенный в жестком кольце, как природное, так и дополнительное, то есть от веса фундамента и нагрузки на него, давление, и внешнюю, имеющую в плане форму кольца, которая передает на грунт, расположенный в кольце, только естественное давление (рис. 1).

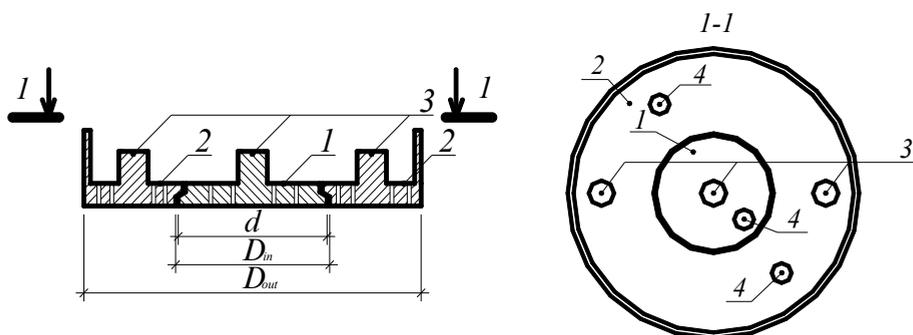


Рис. 1. Схема штампа для лабораторного определения характеристик деформируемости грунтов в условиях одноосного сжатия:

1 — круглый внутренний штамп в плане диаметром d ; 2 — внешний штамп, имеющий в плане форму кольца; 3 — углубление для стоек нагрузочных приспособлений; 4 — места для индикаторов

Также разработано и запатентовано (№ 56732. E02D 1/02, G01B 5/30 (2011.01)) устройство СБРГ (сжимаемости с боковым расширением грунта) для определения характеристик деформируемости грунтов в условиях одноосного сжатия [14]. Оно обеспечивает одновременное создание на грунт, расположенный в жестком кольце, природного и дополнительного давлений и возможность бокового расширения этого грунта при ликвидации сил трения образца о внутренние стенки кольца, в результате разделения жесткого, перфорированного, круглого в плане штампа на две отдельные части, благодаря чему напряженно-деформированное состояние грунта в кольце приближается к фактическому состоянию основания фундаментов (рис. 2 и 3).

На рис. 2 представлены схемы деформации образца в кольце от совместного воздействия естественного и дополнительного давлений под внутренней круглой в плане частью штампа и естественного давления под внешней, имеющей в плане форму кольца, частью штампа.

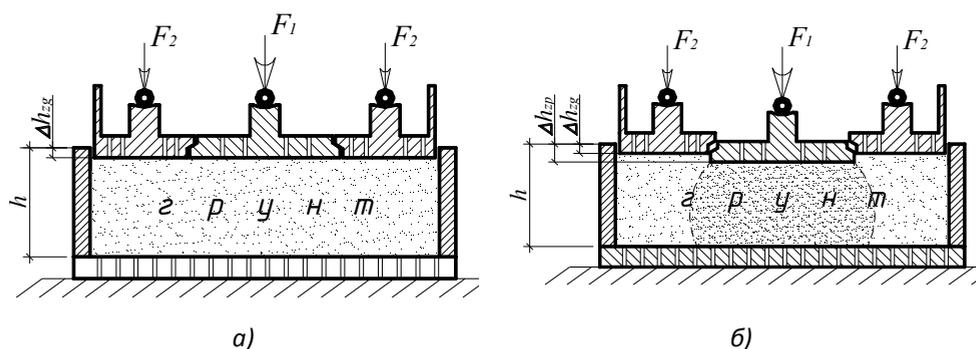


Рис. 2 Схема деформации образца грунта в кольце на совместное влияние природного и дополнительного давлений: *a* — образец грунта с деформацией Δh_{zg} ; *б* — образец грунта с деформацией Δh_{zg} и Δh_{zp} ; F_1 и F_2 — сила, которая создает давление под внутренней частью штампа и под наружной соответственно; h — начальная высота образца грунта; Δh_{zg} — вертикальная деформация образца, размещенного в кольце, под внешним штампом; Δh_{zp} — вертикальная деформация образца под внутренней частью штампа



Рис. 3. Внешний вид устройства: *a* — штамп, патент № 56742. E02D 1/04 (2011.01); *б* — образцы грунта после испытания на запатентованном устройстве (слева) и на компрессионном приборе (справа)

В конструкцию устройства СБРГ (рис. 4) введены дополнительные загрузочные приспособления и измерительные приборы с опиранием стоек загрузочных приспособлений и измерительных устройств на обе части штампа. Это обеспечивает одновременное создание на образец грунта, размещенный в кольце, природного и дополнительного давлений с возможностью бокового расширения образца при сжатии и исключение трения образца о внутренние стенки кольца, приближая к фактическому состоянию основания фундаментов. Все это повышает достоверность результатов испытаний при определении деформационных характеристик грунтов.



Рис. 4. Вид визготовленного устройства [14] для определения характеристик деформируемости грунта с возможностью его бокового расширения

Разработана методика проведения испытаний грунтов в устройстве СБРГ. По испытаниям суглинков с одинаковыми физическими свойствами в устройствах без (компрессионный прибор К-1) и с возможностью его бокового расширения (устройство СБРГ) построены графики $E = f(p)$ (рис. 5) и установлено, что: модуль деформации грунта, определенный в первом случае, имеет завышенные величины; с увеличением давления на грунт эта разница возрастет. Это объясняется тем, что при отсутствии бокового расширения грунта существенные силы трения образца о стенки кольца, возникающие при сжатии грунта, снижают давление на образец.

Постоянный для каждого вида грунта коэффициент β [2] должен учитывать боковое расширение грунта и уменьшать величину модуля деформации, то есть фактически количественно оценивать погрешность.

Для повышения достоверности параметров сжимаемости грунта имеет смысл проводить испытания на устройстве СБРГ, исключая необходимость введения корректирующих коэффициентов, а соответственно и дополнительные погрешности.

Для всестороннего сравнения деформированного состояния цилиндрических образцов одинаковых геометрических размеров грунта с одинаковыми начальными физико-механическими свойствами в компрессионных приборах с возможностью и без возможности его бокового расширения использовано известное решение осесимметричной упругопластической задачи методом конечных элементов (МКЭ) в физически и геометрически нелинейной постановке — программный комплекс «PRIZ-Pile» [15].

Применение восьмиузловых изопараметрических осесимметричных конечных элементов (КЭ) с квадратичным описанием геометрии и поля перемещений по сечению, обладающие свойствами значительно изменяться по форме и объему, дает возможность использования как прямоугольной, так и криволинейной сетки КЭ, а учет этих изменений — определение перемещений, напряжений, приведенных значений свойств грунта на каждом шагу устройства и работы фундамента. Поэтому есть возможность МКЭ моделировать: на первом этапе — разнообразные по геометрии,

схеме вытеснения грунта, характеру и скорости передачи на него давления процессы устройства оснований и фундаментов с уплотнением грунта, результатом чего является напряжено-деформированное состояние массива и наведенные величины физико-механических характеристик грунтов; на втором этапе – дальнейшую работу этих оснований и фундаментов. Для решения поставленной задачи использованы возможности первого этапа комплекса.

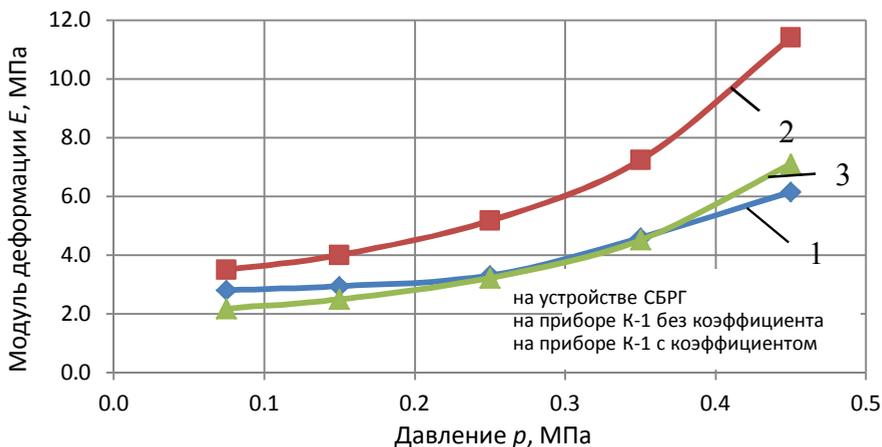


Рис. 5. Графики $E = f(p)$ по данным испытаний:

- 1 — в устройстве СБРГ; 2 — в устройстве К-1 без коэффициента;
3 — в устройстве К-1 с коэффициентом β

Исходную расчетную область (соответствует начальным размерам грунта в кольце) принимали как цилиндр диаметром 88 мм и высотой 24 мм. Расчетная схема содержала 66 квадратных (11 (горизонтальная ось) \times 6 (вертикальная ось)) КЭ с размерами в плане 4 \times 4 мм и 233 узла. Изолинии вертикальных перемещений грунта при моделировании сжатия образца без возможности бокового расширения грунта параллельны друг другу и верхней границе расчетной области (рис. 6, а), а горизонтальные перемещения – отсутствуют. Изолинии вертикальных перемещений грунта при моделировании сжатия образца с возможностью бокового расширения грунта имеют вид огибающих внутренних штампов кривых (рис. 6, б). Величины этих перемещений уменьшаются пропорционально расстоянию от подошвы штампа. Форма изолиний горизонтальных перемещений в этих условиях (рис. 6, в) сложнее изолиний вертикальных перемещений, потому что они отражают вытеснение грунта в обе стороны от края штампа. Итак, с использованием решения осесимметричной задачи МКЭ в физически и геометрически нелинейной постановке подтверждено большее соответствие фактической работе грунта под подошвой фундамента в усовершенствованном приборе с возможностью бокового расширения грунта, чем без такой возможности.

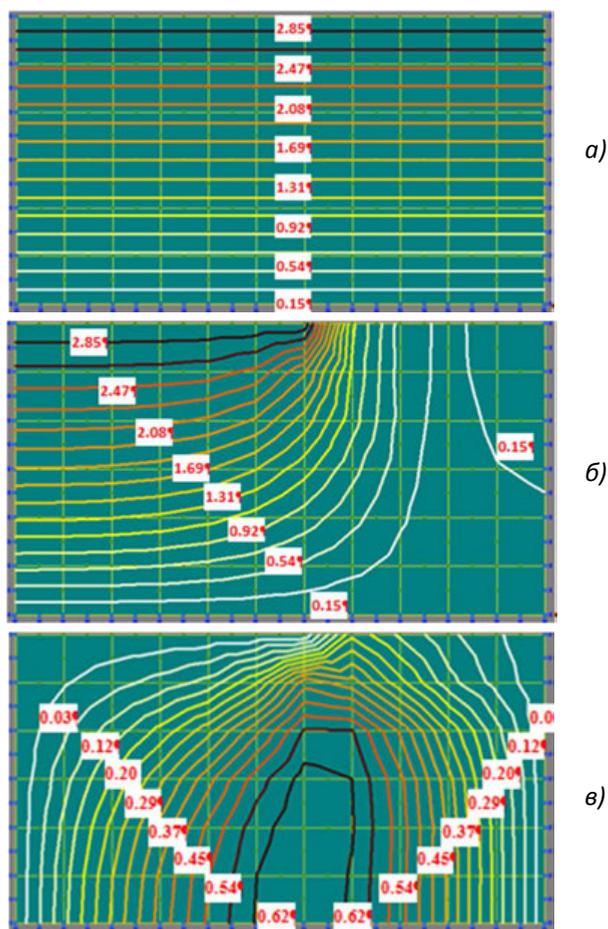


Рис. 6. Изолинии перемещений грунта, мм, при моделировании МКЭ деформированного состояния грунта при испытании в компрессионном приборе от вынужденных вертикальных перемещений верхней границы расчетной области $\Delta h=3$ мм: а — вертикальные в устройстве без возможности бокового вытеснения грунта; б — вертикальные в устройстве с возможностью бокового расширения; в — горизонтальные в устройстве с возможностью бокового расширения грунта

Таким образом, авторские устройства обеспечивают одновременное создание на грунт, расположенный в жестком кольце, природного и дополнительного давлений и возможность бокового расширения грунта при исключении трения образца о стенки кольца, поэтому состояние грунта в кольце приближено к фактическому состоянию основания фундаментов. Исключена необходимость корректирующих коэффициентов, что повышает достоверность определений параметров сжимаемости грунта.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Богомолов А. Н. и др.* Особенности деформации лессовых пород при замачивании и фильтрации воды // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Вип. 3 (38). – Т. 1. – Полтава: ПолтНТУ, 2013. — С. 64–67.
2. *Болдырев Г. Г.* Методы определения механических свойств грунтов. Состояние вопроса: монография. – Пенза: ПГУАС, 2008. — 696 с.
3. *Крутов В. И., Ковалев А. С., Ковалев В. А.* Проектирование и устройство оснований и фундаментов на просадочных грунтах. – М.: Изд-во АСВ, 2012. — 560 с.
4. *Пономарев А. Б., Сычкина Е. Н.* Сопоставление механических свойств аргилитов раннепермского возраста по результатам полевых и лабораторных испытаний // Вестник МГСУ. 2013. — С. 55–63.
5. *Тугаенко Ю. Ф.* Модуль деформации в механике грунтов, методы его определения и их достоверность // Вісник Одеської держ. акад. буд-ва та арх.-ри. Основи та фундаменти. – Одеса, 2009. Вип. 34. — С. 538–545.
6. *Vynnykov Y., Kostochka N.* The impact assessment of various factors on the accuracy of determining values of the deformation characteristics of soils at compression test // Scientific-technical progress in construction and architecture : International scientific-technical conf. – Baku: SCUPA of the Republic of Azerbaijan. 2014. — P. 219–224.
7. *Bally R., Udrea L.* On the deformation of the loessial soils // Active Geotechnical Design in Infrastructure Development : Proc. of the XIIIth DanubeEuropean Conf. on Geotechnical Engineering, Vol. 2. – Ljubljana, 2006. — P. 385–390.
8. *Manjriker A., Gunarante I.* Foundation Engineering. – New York: Taylor and Francis, 2006. — 608 p.
9. ДСТУ Б В.2.1-4-96. Грунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості / Державний комітет України у справах містобудування та архітектури. – К.: МНТКС, 1997. — 101 с.
10. *Винников Ю. Л.* Проблеми визначення модуля деформації замкнених лесоподібних ґрунтів // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во). Вип. 3(28). – Полтава: ПНТУ, 2010. — С. 62–68.
11. *Корниенко Н. В., Пятков А. В.* Влияние сил трения на результаты компрессионных испытаний лессовых грунтов // Основания и фундаменты. 1989. Вып. 22. — С. 38–40.
12. *Корнієнко М. В., Поклонський С. В.* Особливості визначення модуля деформації глинистого ґрунту за даними компресійних випробувань // Будівельні конструкції: міжвід. наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво). – К.: ДП НДІБК, 2011. Вип. 75. – Кн. 1. — С. 374–382.
13. Штамп для лабораторного визначення характеристик деформованості ґрунтів в умовах одновісного стиску / Винников Ю. Л., Косточка Н.А. Патент на корисну модель №56742. E02D 1/04 (2011.01). Реєстраційний номер заявки и 2010 08358. Дата подання 05.07.2010. Дата, з якої є чинними права на корисну модель 25.01.2011, Бюл. №2, 2011 р.
14. Пристрій для визначення характеристик деформованості ґрунтів в умовах одновісного стиску / Винников Ю.Л., Косточка Н.А. Патент на корисну модель №56732. E02D 1/02 (2011.01) G01B 5/30 (2011.01). Реєстраційний номер заявки и 2010 08311. Дата подання 05.07.2010. Дата, з якої є чинними права на корисну модель 25.01.2011, Бюл. №2, 2011 р.
15. *Винников Ю. Л.* Математичне моделювання взаємодії фундаментів з ущільненими основами при їх зведенні та наступній роботі: Монографія. – Полтава: ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2004. — 237 с.

© Винников Ю. Л., Косточка Н. А., 2015

Ф. Г. Габитов⁽¹⁾, Х. Р. Баят⁽²⁾

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА И ПОСЛЕДСТВИЯ СОВРЕМЕННЫХ КАТАСТРОФИЧЕСКИХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ ИРАНА

Азербайджанский научно-исследовательский институт строительства и архитектуры⁽¹⁾,
Зенджанский технический университет⁽²⁾

В научной литературе большое внимание уделяется описанию характеристик и последствий катастрофических землетрясений. Подробный анализ землетрясений, в том числе и ретроспективный, играет весомую роль в выявлении основных закономерностей проявления землетрясений, деформаций зданий и сооружений, а также гибели людей и животных. Современное развитие естественных наук и технических систем позволяет делать это достаточно эффективно с постоянным развитием систем сейсмобезопасности. Среда капитальных монографий в этой области можно отметить работы К. Штейнбругге и Д. Морана [1], где дан подробный анализ землетрясения 1952 г. в Южной Калифорнии (США), Н.О. Оразымбетова, М.М. Сердюкова и С.А. Шанина [2], где дан подробный анализ Ашхабадского землетрясения 1948 г. (Туркменистан), коллективную монографию специалистов Японии и США [3], где дается анализ Японского землетрясения 1948 г. и Калифорнийского землетрясения 1954 г., коллективную монографию специалистов бывшего СССР [4], где дается анализ Ташкентского землетрясения 1966 г. (Узбекистан), А.И.Мартемьянова [5], где дается анализ последствий землетрясений 1946 и 1966 г.г. в Ташкенте (Узбекистан), коллективную монографию специалистов бывшего СССР [6], где приводится инженерный анализ последствий Газлинских землетрясений 1976 года (Западный Узбекистан), а также монографии Э. Робертса, П. Руссо, Г. Тазиева, Б. А. Болта и др., Т. Уилхема, И. А. Резанова, Д. А. Эйби, А. В. Друмя и Н. В. Шебалина, Д. Гира и Х. Шаха, А. А. Никонова, С. В. Полякова, М. А. Клячко, Я. М. Айземберга [7], Ю. И. Немчинова [8] и другие, в которых дается обобщенный анализ крупных землетрясений, начиная с древних до современных.

Надо отметить, что в среднем через каждые 6 лет в Иране происходит землетрясение силой не менее 7 баллов по шкале Рихтера. Более 98% территории относятся к сейсмоактивным.

Среди последних катастрофических землетрясений на территории Ирана можно отметить Гилан-Зенджанское, Ардебильское, Бамское и Лористанское .

Гилан – Зенджанское землетрясение произошло 20 июня 1990 года в 0 часов 30 минут. Сила землетрясения 7,3 балла по шкале Рихтера. Гипоцентр землетрясения находился на глубине 11 км. Площадь охваченная землетрясением составила около 600 тысяч км². Карта территории на которой в основном нашло распространение Гилан – Зенджанское землетрясение представлено на рис. 1. Колебания земли продолжались в течение 1 минуты. После землетрясения зафиксировано 34 автершока силой от 4 до 6 баллов по шкале Рихтера. Самый сильный автершок, силой 6 баллов, произошел через 12 часов после основного землетрясения. Это землетрясение вызвало колебания и панику в Тегеране и Табризе. На рис. 2 представлена карта с границами зон по интенсивности землетрясения в баллах по международной шкале (от VI до IX баллов) Гилан – Зенджанского землетрясения.

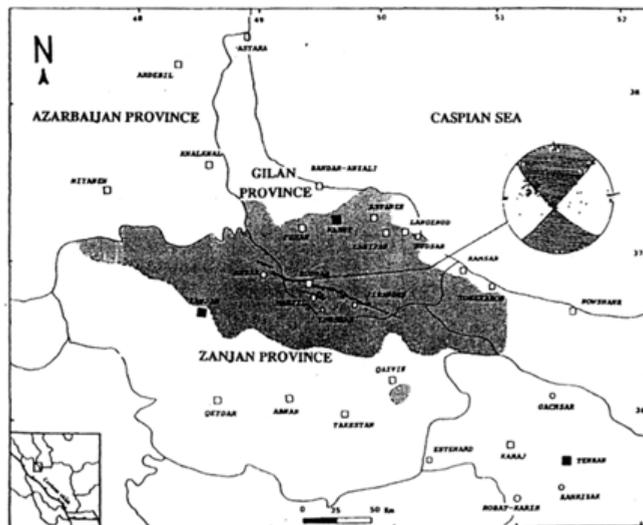


Рис. 1. Карта территории основного распространения Гилан-Зенджанского землетрясения 1990 года

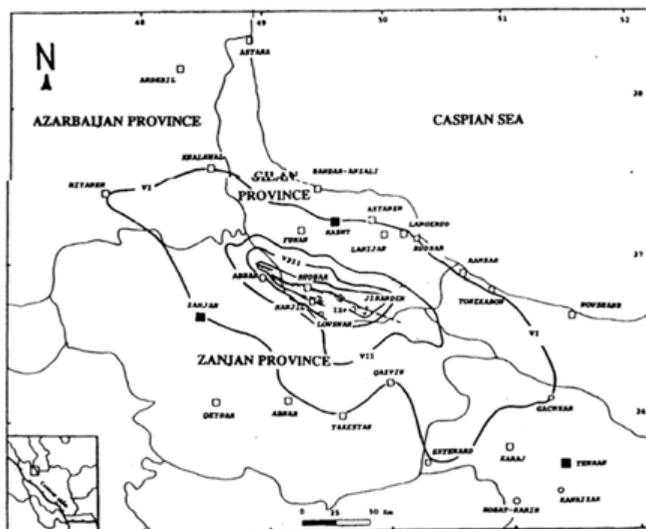


Рис. 2. Карта с границами зон по интенсивности в баллах (МКС) Гилан-Зенджанского землетрясения 1990 года

В результате землетрясения были полностью разрушены города Аббар, Рутбар, Гилван и Манджил. Города Бакте, Джиранда, Дейламан, Рустамабад и Лошан были разрушены на 80–90%. 1600 сел были разрушены полностью или не менее 80%. Погибло более 40 тысяч человек, около 101 тысячи животных и более 88 тысяч домашних птиц. Было разрушено 214 тысяч жилых домов, 2 больницы, 200 медицинских учреждений, 1329 школ, 6 заводов и фабрик, а также многочисленные торговые центры и другие сооружения.

На рис. 3 и 4 представлены фотографии разрушений сооружений, вызванных катастрофическим Гилан-Зенджанским землетрясением.



Рис. 3. Фото разрушенного жилого дома при Гилан-Зенджанском землетрясении 1990 года



Рис. 4. Фото разрушенного жилого дома при Гилан-Зенджанском землетрясении 1990 года

В зоне Гилан-Зенджанского землетрясения находились следующие разломы: Пакте, Эрзевил, Манджил, Северный Пакте, Южный Барбон, Северный Паргасар и Северный Рутбар. Влияния этих разломов на землетрясение не установлено.

Землетрясение вызвало крупные обвалы в горах и оползни склонов. В результате оползней село Фетелек полностью было погребено под грунтом вместе с населением. Были перекрыты некоторые русла рек. Во многих местах поднялся уровень грунтовых вод, песчаные пливуны заполнили колоды, наблюдалось разжиженные и тиксотропия грунтовых масс. В массе грунтовых и скальных обвалов были камни шириной 8–10 м и весом более 1000 тонн. Между четырьмя селами Далдере, Разагул, Голдыян и Гюляштар произошел оползень длиной 3 км, шириной 400 м и глубиной от 20 до 50 м. Объем оползневой массы составил около 20 миллионов м³ грунта.

Были разрушены и повреждены заводы и фабрики (кожевенные, маслобойные, переработки чая, цементные, деревоперерабатывающие), погибло 200 рабочих.

Плотина на реке Сефитрут получила отдельные повреждения. Гидротехнические железобетонные сооружения водохранилища г. Рашт были полностью разрушены. Газопровод из Газвина проходящий через г. Решт за рубеж Ирана на двух участках 2

км и 8 км был поврежден и деформирован из-за разжижения грунта и оползней. Эти участки газопровода были полностью разобраны и заменены.

В зоне землетрясения проживало 2,5 миллиона человек (500 тысяч семей). По ценам на 1991 год ущерб составил 1640 миллиардов реалов (по нынешним ценам 45280 миллиардов реалов или 4193 миллионов долларов США). Из этих средств 75% относится к жилым домам, 25% к имуществу людей, промышленным объектам, дорогам, коммуникациям и сельскохозяйственным объектам. Эти потери относятся к прямым ущербам. Косвенный ущерб по приближенным расчетам превосходил прямой ущерб. В среднем на одного человека ущерб составил 51 тысячу долларов США. Для Ирана ущерб составил 3,4% годового дохода.

Ардебильское землетрясение произошло 28 февраля в 1997 году. Сила землетрясения составила 6,1 балла по шкале Рихтера, гипоцентр находился на глубине 10 км. В результате землетрясения погибло 965 человек, более 2000 человек получили увечия. Первый толчок вызвал трещины во многих зданиях, затем автершоки разрушили эти здания. На рис. 5 и 6 показаны фотографии разрушений жилых объектов (домов) Ардебильского землетрясения 1997 года.



Рис. 5. Фото разрушенных жилых домов при Ардебильском землетрясении 1997 года



Рис. 6. Фото разрушенного сельского дома при Ардебильском землетрясении 1997 года

Это землетрясение причинило ущерб трем городам и 135 селам. Село Джораб, Гюлистан и Ширан были полностью разрушены. Прямой ущерб от землетрясения составил 227,33 миллиардов реалов по ценам 1997 года (по нынешним ценам 1650 миллиардов реалов или 152 миллионов долларов США). 68% ущерба составило частное имущество населения, 32% ущерба составило государственное имущество.

Бамское землетрясение произошло 26 декабря 2003 года в 5 часов 27 минут. Сила землетрясения 6,7 баллов шкале Рихтера. Гипоцентр землетрясения находился на глубине 7 км. История возникновения города Бам уходил в глубокую древность. Этот город расположен на северо-востоке провинции Керман. К моменту катастрофического землетрясения это был один из процветающих городов Ирана. Когда-то именно через него проходил Великий шелковый путь. Тогда и была построена знаменитая крепость. Перед землетрясением Бам уже стал центром туризма. Путешественников привлекала не только знаменитая крепость, но и другие шедевры древней архитектуры. Основу экономики составляло сельское хозяйство. На плодородных землях вокруг города жители выращивали финики и цитрусовые.

В результате землетрясения погибло 31 тысяча человек, 25 тысяч получили увечия, 120 тысяч человек остались без жилья. Город Бам был разрушен на 80%. Город Барават был разрушен на 70%, 250 селам нанесен ощутимый ущерб. Были разрушены и повреждены 57663 здания и сооружения (из них 33321 в городах, 24332 в селах). Надо отметить, что 80% зданий (домов) и построек были сооружены из сырой глины, 90% погибших людей находились в этих домах.

Основными причинами многочисленных жертв Бамского землетрясения являются следующие: 1) гипоцентр землетрясения находился очень близко и поверхности земли; 2) землетрясение произошло в то время, когда люди спали; 3) толстые стены и потолки глинобитных домов способствовали проявлению значительной ударной и компрессионной нагрузок при обрушении, образовали завалы, в связи с этим люди сразу погибли, а раненные не смогли выбраться из завалов.

Знаменитый старинный крепостной комплекс Арг, который был построен более чем 2000 лет назад на 70% был разрушен. Этот комплекс был построен из необожженного сырого кирпича.

В зоне землетрясения находится разлом под названием Бам, который имеет протяженность 50 км от г. Бам до г. Барават. Этот разлом выходит на поверхность и имеет длину 2 км.

Перед основным землетрясением было два форшока, один из которых имел ускорение 0,017 g и был зафиксирован аппаратурой, но за день до землетрясения жители ощутили толчок, который не был зафиксирован аппаратурой, т.к. она была настроена на фиксацию ускорения не менее 0,01 g. Самый сильный толчок, при котором была записана акселерограмма, имел ускорение 0,988 g, что говорит о высокой разрушительной способности землетрясения. После землетрясения наблюдались автершоки. Так в течение 2 минут было зафиксировано 3 автершока.

Исследования показали, что здания возведенные на скальных грунтах и твердых конгломератах пострадали в очень малой степени или проявили полную устойчивость. А здания возведение на мягких грунтах и иловых речных отложениях получили значительный ущерб (полностью разрушились или получили значительные повреждения).

На склонах наблюдались многочисленные оползни. Обрушились борта траншей, в зонах колодцев в песчаных и глинистых грунтах проявилось разжижение и тиксо-

тропия, которые выразились в оплывании грунта и образовании на поверхностях суффозных воронок.

На рис. 7 показан аэрофотоснимок г. Бам с большой высоты после землетрясения. На рис. 8 показана карта, в которой показано расположение г. Бам относительно ближайших разломов и эпицентров старых и современных землетрясений располагаемых в близких территориях и регионах. Как видно указанная территория отличается высокой сейсмичностью. На рис. 9 показана поверхностная трещина от разлома около г. Бам, образовавшаяся после катастрофического землетрясения. На рис. 10–11 показаны полностью разрушенные здания и дома в г. Бам в результате катастрофического землетрясения.

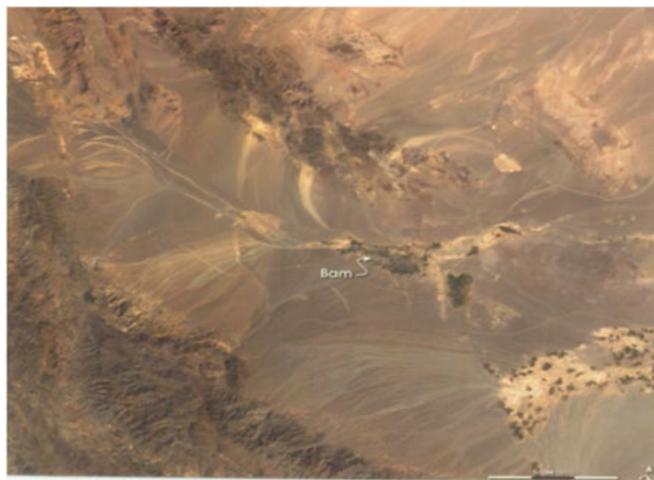


Рис. 7. Аэрофотоснимок г. Бам с большой высоты после землетрясения

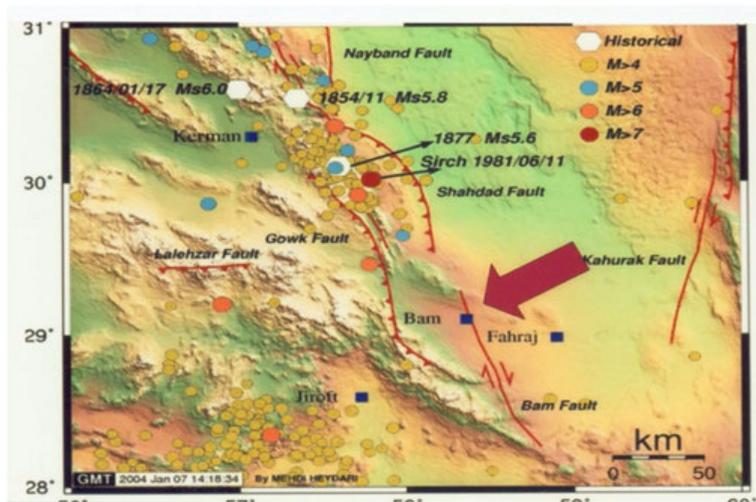


Рис. 8. Карта расположения г. Бам относительно ближайших разломов и эпицентров старых и современных землетрясений



Рис. 9. Поверхностная трещина от разлома около г. Бам, образовавшаяся после катастрофического землетрясения



Рис. 10. Фото разрушенных домов (зданий) при Бамском землетрясении 2003 года



Рис. 11. Фото разрушенных домов (зданий) при Бамском землетрясении 2003 года

На рис. 12 показана сравнительная фотография отдельного сооружения старинного комплекса Арг до землетрясения, и после землетрясения.

Надо отметить, все здания пожарных служб во время землетрясения обрушились и пожарные машины не смогли выехать по вызовам, это значительно осложнило спасательные работы. Больницы и медицинские учреждения были настолько повреждены, что население не смогло воспользоваться их услугами. Из двух зданий красного полумесяца одно было разрушено. Двадцать колодцев, снабжавших город Бам водой, были повреждены и город 24 часа не снабжался водой. Электроснабжение города почти не пострадало.

Лористанское землетрясение произошло 31 марта 2006 года в 4 часа 47 минут. Сила землетрясения составила 6,1 балла по шкале Рихтера. Гипоцентр землетрясения находился на глубине 10–14 км. Эпицентр землетрясения располагался в 5 км от г. Бруджерд, в 335 км от Тегерана. Погибло 64 человека, 1780 человек получили увечия.

Перед основным землетрясением было 2 форшока силой 4,7 и 5,1 балла по шкале Рихтера. Эти форшоки способствовали тому, что люди в большинстве перед основным толчком покинули дома и ночевали на улицах. Несмотря на то, что более 40 тысяч домов полностью разрушились и были серьезно повреждены, жертвы оказались относительно небольшими. В течение 3 дней после землетрясения наблюдалось 60 автершоков.



Рис. 12. Сравнительные фотографии отдельного сооружения старинного крепостного комплекса в г. Бам до и после землетрясения 2003 года

На рис. 13 показана карта с границами зон по интенсивности в баллах (MKS) Лористанского землетрясения. На рис. 14 показана карта расположения эпицентра и автершоков в течение 25 дней после Лористанского землетрясения относительно различных разломов. На рис. 15 показана карта общей сейсмической активности Лористанского землетрясения. Как видно сейсмическая напряженность вытягивается параллельно разломам и имеет удлинённый диагональный характер.

Большой ущерб от землетрясения получили 325 села. Из разрушенных зданий 105 относятся к школам и образовательным учреждениям. Разрушено 20 зданий учреждений здравоохранения, 38 административных зданий, 25 зданий религиозных учреждений, 8 мостов. Разрушены линии водоснабжения 66 сел и линии электро-снабжения 45 сел. По нынешним ценам общий ущерб составил 935 млн. долларов США.

В зонах разломов образовались поверхностные трещины, оползни, провалы и выпоры разжиженного грунта.

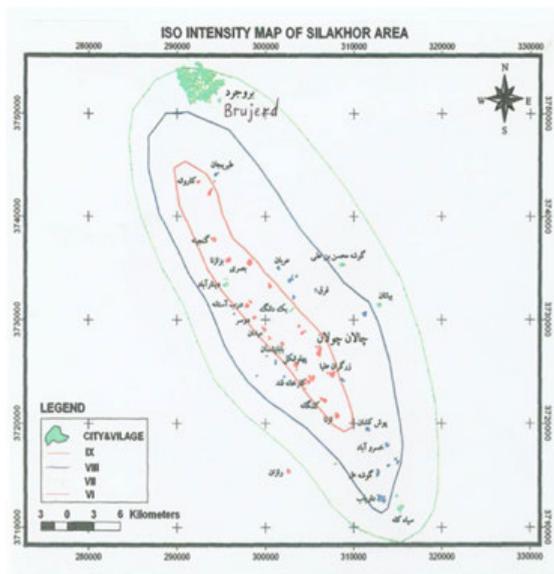


Рис. 13. Карта с границами зон по интенсивности в баллах (МКС) Лористанского землетрясения 2006 года

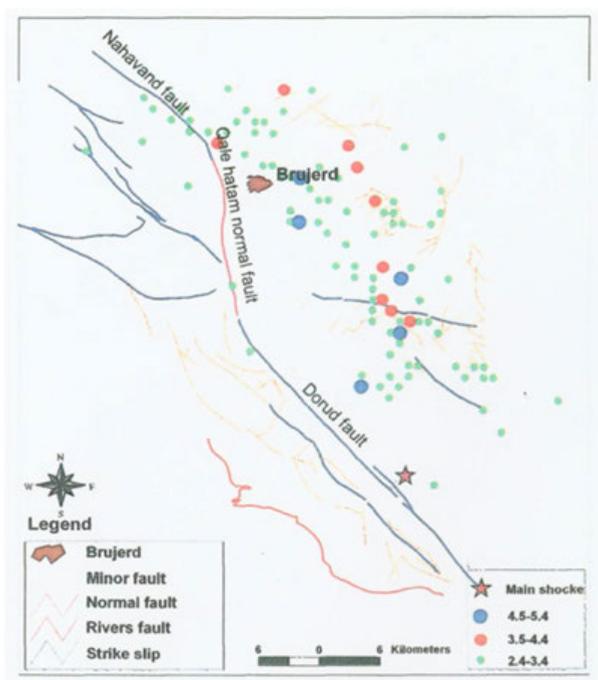


Рис. 14. Карта расположения эпицентра и автершоков в течении 25 дней Лористанского землетрясения 2006 года относительно различных разломов: ★ — эпицентр; ○ — автершоки

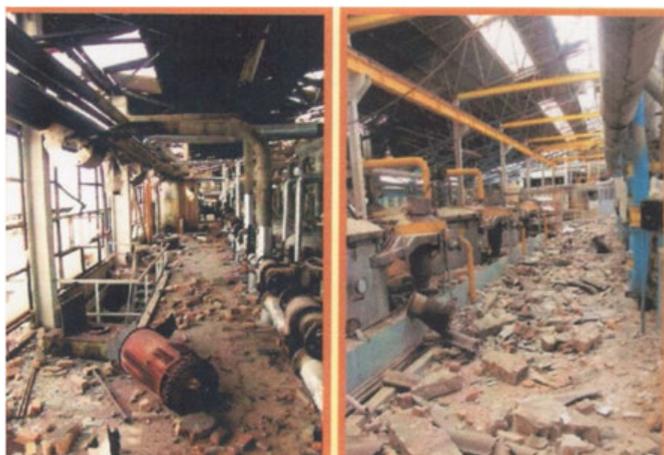


Рис. 17. Фото промышленных зданий, сильно поврежденных и разрушенных при Лористанском землетрясении 2006 года

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Штейнбругг К., Моран Д. Инженерный анализ последствий землетрясений в Южной Калифорнии. – М.: Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1957. — 271 с.
2. Оразымбетов Н. О., Сердюков М. М., Шанин С. А. Ашхабадское землетрясение 1948 г. (Инженерный анализ последствий землетрясения). – М.: Государственное издательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1960. — 308 с.
3. Инженерный анализ последствий землетрясений в Японии и США. – М.: Государственное издательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1961. — 195 с.
4. Ликвидация последствий Ташкентского землетрясения. – Ташкент: «Узбекистан», 1972. — 247 с.
5. Мартемьянов А. И. Инженерный анализ последствий землетрясений 1946 и 1966 гг. в Ташкенте. – М.: Стройиздат, 1967. — 197 с.
6. Газлинские землетрясения 1976 г. Инженерный анализ последствий. – М.: Наука, 1982. — 196 с.
7. Айзенберг Я. М. Уроки последствий разрушительных землетрясений. Совершенствование антисейсмического проектирования и строительства. – М.: ВНИИТПИ, 2000. — 110 с.
8. Немчинов Ю. И. Сейсмостойкость зданий и сооружений. – Киев, 2008. — 480 с.

© Габиров Ф. Г., Баят Х. Р., 2015

Ф. Г. Габиров⁽¹⁾, Х. Р. Баят⁽²⁾

АНАЛИЗ ОРГАНИЗАЦИИ ВОССТАНОВИТЕЛЬНЫХ МЕРОПРИЯТИЙ ПРИ ЧРЕЗВЫЧАЙНЫХ СИТУАЦИЯХ, ВЫЗВАННЫХ СОВРЕМЕННЫМИ КАТАСТРОФИЧЕСКИМИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯМИ В ИРАНЕ

Азербайджанский научно-исследовательский институт строительства и архитектуры⁽¹⁾,
Зенджанский технический университет⁽²⁾

Эффективная организация восстановительных работ после землетрясений и ликвидация последствий катастрофических землетрясений является актуальной проблемой. Отдельные технические, организационные и экономические аспекты указанного направления подробно описаны в известной инженерно-технической литературе [1–6 и др.].

При чрезвычайных ситуациях, вызванных природными катастрофами (землетрясениями, наводнениями, селями) восстановительными работами в Иранской Исламской Республике занимается специальный Комитет по Строительству при Чрезвычайных Ситуациях Иранской Республики (КСЧСИ) .

Вся территория Ирана КСЧСИ разделена на 7 зон. Во время чрезвычайной ситуации специальная комиссия определяет величину ущерба. Если управление отдельной зоны, в пределах которой произошло чрезвычайное событие, способно само справиться с возникшими проблемами, то это зональное Управление и решает все задачи по восстановительным работам.

Если же отдельное зональное Управление не справляется с возникшими проблемами, то этой отдельной пострадавшей зоне оказывается помощь со стороны ближайших зональных Управлений КСЧСИ. При этом определяются материальные и технические ресурсы для каждой отдельной зоны КСЧСИ.

После системного анализа чрезвычайной ситуации и ущерба, выделяются необходимые материальные и технические ресурсы для восстановительных мероприятий и работ. При восстановительных работах обучают население необходимым технологиям, объясняется процесс работы, ее последовательность, указывается время, необходимое для производства восстановительных работ. Все эти действия необходимы, т.к. при этом у пострадавшего населения не создается мнение о безучастности государства к их тяжелому положению, а наоборот они на деле видят, что не будут брошены на произвол судьбы. Кроме этого трудоспособное население привлекается к восстановительным работам.

В табл. 1 приведены статистические данные по степени сейсмостойчивости зданий (домов) в сельской местности Ирана на 1996 год.

Таблица 1

| Степень сейсмостойчивости | Количество, шт. | % |
|---------------------------|-----------------|------|
| Устойчивые | 1092835 | 29,1 |
| Среднеустойчивые | 1397114 | 37,2 |
| Неустойчивые | 1261230 | 33,6 |
| Всего | 3751179 | 100 |

Основные требования при проектировании и строительстве сейсмоустойчивых зданий и домов

Правительство Ирана планирует в год возводить 200000 сейсмоустойчивых зданий и домов.

Главные стратегические требования этого плана:

- 1) Дома и здания должны быть устойчивыми при ожидаемых землетрясениях;
- 2) В каждой отдельной местности при проектировании и строительстве должны учитываться местные традиции и архитектурные стили;
- 3) Вид проектируемого населенного пункта должен быть красивым и привлекательным;
- 4) Здания и дома должны соответствовать необходимым потребностям и желаниям местного населения;
- 5) Все коммуникации, вопросы сбора отходов и гигиены должны соответствовать требованиям мировых стандартов;
- 6) Формирование у населения стимула сохранения постоянного места жительства;
- 7) Создание для населения бытовых условий, отвечающих современным стандартам;
- 8) В проектируемых домах и зданиях расходы энергии должны быть экономичными;
- 9) Обучать население современным технологиям и методам сельского строительства, отличающихся от городского строительства;
- 10) Привлекать к строительным работам местное население, создавая тем самым рабочие места;
- 11) Обучать население сельских районов принципам и законам страхования недвижимости.

Обязанности государства и населения при реализации планов сейсмоустойчивости строительства

Обязанности государства:

- выделение безвозмездных средств;
- выделение беспроцентных кредитов;
- оказание технической и профессиональной помощи;
- проведение технического надзора и экспертизы;
- выдача распоряжений банкам о выделении кредитов;
- выступать в качестве поддержки населению для получения кредитов;
- выделять безвозмездную помощь неимущему населению.

Обязанности населения:

- управлять процессом строительства своих домов;
- участвовать в строительных работах своих домов;
- участвовать в принятии проектных решений по планировке строящегося дома и участка.

Государственная политика финансирования строительно-восстановительных работ

Государство заинтересовано в привлечении в большей степени средств населения, а оставшиеся средства выделять из бюджета.

Средства из бюджета в основном тратятся на объекты общего использования, коммуникации и дороги. Средства населения тратятся на строительство их недвижи-

мости, при этом населению со стороны государства выделяются низкопроцентные и долговременные кредиты.

Технологическая политика Комитета

- Обеспечение высокого качества выполнения строительных и восстановительных работ.
- При производстве работ обеспечение сохранения и охраны окружающей среды.
- При производстве строительных восстановительных работ обеспечение максимального использования местных материалов и трудовых ресурсов.
- При производстве строительных и восстановительных работ достижение разработки эффективных типовых проектов, которые раздаются производителям работ и населению. Обучение населения строительным технологиям по подготовленным макетам и показательным построенным объектам.

Политика Комитета по строительным материалам

- Использование строительных материалов, которые соответствуют утвержденным стандартам.
- Материалы для строительства должны быть доступны для населения.
- Материалы для строительства должны быть технологически простыми.
- Строительные материалы должны быть недорогими и доступными для материальных возможностей большинства населения.
- Материалы должны быть такими, чтобы местное население было знакомо с ними и легко обучалось строительным технологиям, связанным с этими материалами.
- Строительные материалы необходимо выбирать так, чтобы их добыча и производство не разрушало окружающую среду.
- Для обеспечения стабильности стоимостной (ценовой) политики и качества используемых строительных материалов при необходимости производится кредитная помощь для восстановления старых производств и создания новых производственных объектов. Обеспечивается надзор над правильным использованием выделенных средств, предотвращением вывоза строительных материалов за пределы восстановительных работ.

Политика Комитета по управлению строительными и восстановительными работами

- Создание Комиссии по управлению на местах строительными восстановительными работами.
- Размещение пострадавшего населения.
- Расчистка и уборка завалов и вывод разрушенных материалов в специальные установленные места (полигоны).
- Установление места строительства и восстановления разрушенного села или города и разработка его плана.

Политика Комитета по выполнению проектных и планированию производственных работ

- Проекты должны выполняться так, чтобы они были понятны населению.
- Уважительное отношение к традициям и профессиональным возможностям населения.

– При разработке проектов используется существующий опыт проектирования, новые технологии и мастерovitость населения.

– Восстановление разрушенных населенных пунктов (сел, городов) в пределах их территории, за исключением тех случаев, где обоснована невозможность восстановления населенного пункта на исходной территории.

Этапы проведения восстановительных и строительных работ

Начальные работы:

1) Осмотр мест разрушений, создание и доставка комиссии по организации строительных и восстановительных работ, инженерная оценка разрушенного или поврежденного населенного пункта, оценка ущерба, разработка сметы восстановительных и строительных работ;

2) Выполнение проектных работ и их экспертиза;

3) При необходимости составление новых общих генпланов городов и сел;

4) Выявление и зачистка завалов разрушенных зданий и сооружений, вывод строительного мусора в специально отведенные полигоны;

5) Определение банков, которые будут распределять финансовые средства среди пострадавшего населения с надзором и контролем принятых решений;

6) Доставка строительных материалов в зону восстановительных и строительных работ и распределение их среди пострадавшего населения;

7) Обучение населения правильным технологиям строительных работ;

8) При планировании и производстве строительных работ внедрять современные коммуникации и технологии, способствовать обеспечению чистоты и гигиены, обеспечивать охрану окружающей среды;

9) Организация участия местного пострадавшего населения в строительных и восстановительных работах;

10) Производство надзора за правильным исполнением проектов, определение опасных для строительства и проживания зон и постоянно контролировать запрет строительства на этих территориях;

11) Для выполнения охранных и контрольных функций по возможности использовать местное население, увеличивая тем самым возможности их трудоустройства.

Строительные работы:

1) Выбор строящей компании;

2) Получение технического паспорта;

3) Утверждение проекта и назначение инспектора;

4) Направление пострадавшего физического лица в банк для получения кредита;

5) Начало строительства объекта;

6) Проверка этапов строительных работ инспектором;

7) Утверждение муниципалитетом завершенных этапов строительных работ и выдача пострадавшему физическому лицу документов для получения следующих средств из банка;

8) Завершение строительства и получение документов по завершенному строительству;

9) Направление пострадавшего физического лица с документами в главную комиссию;

10) Направление пострадавшего физического лица в банк для получения документов о схеме возвращения полученного кредита.

Народное хозяйство и бюджет Иранской Республики формируется пятилетними планами. За прошедшие 20 лет было разработано и утверждено 4 пятилетних плана

развития страны. При первом пятилетнем плане (1990–1994) затраты на строительство при стихийных бедствиях не предусматривались. В связи с этим для решения указанных проблем приходилось снимать средства с других утвержденных пунктов затрат. Это в свою очередь создавало проблемы в бюджетной политике страны.

Начиная со второго пятилетнего плана (1995–1999) затраты на строительновосстановительные работы уже были учтены в бюджете страны. Но в реальности из-за военных затрат и низкой цены на экспортируемую нефть, а также недостатков в организации и управлении строительновосстановительными работами удалось осуществить только 30% запланированных мероприятий.

Начиная с 2000 года военные затраты Иранской Республики значительно снизились, цена на экспортируемые нефть и газ повысилась и управление строительновосстановительными работами оптимизировалось. Это позволило в годовом государственном бюджете Иранской Республики закладывать средства на строительство 200000 сейсмоустойчивых домов. В настоящее время Иранская Республика с этими планами справляется. При этом восстанавливаются не только поврежденные и разрушенные дома и здания, но, как превентивная мера, в сейсмоопасных районах решением специальных комиссий для населения строятся сейсмоустойчивые дома, здания и сооружения. Для этого выделяются низкопроцентные и долговременные кредиты. Старые строения не всегда сносятся их население может использовать для хозяйственных целей.

Во второй половине XX-го века в Иране относительное процентное содержание сейсмоустойчивых зданий и домов начало заметно увеличивается. В 1966 году сейсмоустойчивые здания и дома составляли 33% от их общего количества, в 1976 году количество сейсмоустойчивых домов и зданий увеличилось до 50%, в 1986 году до 69%, в 1996 году до 78,5%.

Надо отметить, что при катастрофических землетрясениях для восстановительных работ Ирану оказывалась помощь и со стороны международных организаций. Так, например, после Гилан-Зенджанского землетрясения Международный банк предоставил помощь пострадавшим в виде стройматериалов [137]: цемента — 37700 тонн, стальной арматуры — 34000 тонн, металлического профиля — 36000 тонн, алюминия — 7000 тонн, лесоматериалов — 49000 м³.

После Ардебильского землетрясения 1997 года было выявлено, что 12500 домов и зданий разрушены на более чем 60%, 4000 домов и зданий разрушены от 30% до 60%, а 3000 домов к зданий разрушены до 30%.

Надо отметить, что местное пострадавшее от землетрясения население оказалось очень инициативным. Вместе с государственными службами они за короткий срок (7 месяцев) построили 12500 домов, что позволило защититься от воздействия наступившей холодной погоды.

В качестве помощи и для качественного строительства сейсмоустойчивых домов и зданий государство безвозмездно выделило пострадавшему населению 47144480 тонн цемента, 7672497 тонн металлического профиля, 6188780 тонн стальной арматуры, 12467577 штук кирпича, 180 млн. тонн щебня и песка. В табл. 2 приведены данные произведенных затрат по устранению ущерба, вызванного Ардебильским землетрясением.

Таблица 2

| Вид ущерба | Кол-во | Старая цена, млрд. реалов | Современная цена, млрд. реалов | Цена в млн. долларов США |
|---|--------|---------------------------|--------------------------------|--------------------------|
| Здания, дома, шт. | 19500 | 153,63 | 1115,4 | 102,8 |
| Погибшие животные, тыс. шт. | 160 | 32 | 232,3 | 21,41 |
| Линии электроснабжения, км. | 218 | 6,5 | 47,2 | 4,35 |
| Водоснабжение, населенные пункты | 60 | 6,8 | 49,4 | 4,55 |
| Сельское хозяйство | - | 4 | 29 | 2,67 |
| Частное движимое имущество | - | 10 | 72,6 | 6,69 |
| Благоустройство населенных пунктов, шт. | 90 | 7,2 | 52,3 | 4,82 |
| Дороги, км. | 347 | 7,2 | 52,3 | 4,82 |

После Бамского землетрясения для управления и реализации восстановительных работ была создана специальная комиссия, в ведении которой было 20 рабочих групп (11 рабочих групп проводили работы в городах, 9 рабочих групп проводили работы в селах).

В табл. 3 приведены виды кредитов и их распределение для восстановительных работ после Бамского землетрясения.

Таблица 3

| Виды кредитов | Города | | Села | |
|----------------------|--------------------------------|-------------------|--------------------------------|-------------------|
| | Виды работ | | Виды работ | |
| | Новое строительство домов, шт. | Ремонт домов, шт. | Новое строительство домов, шт. | Ремонт домов, шт. |
| Льготный кредит | 24000 | 6000 | 10800 | 3600 |
| Безвозмездный кредит | 8400 | 720 | 3600 | 720 |
| Всего | 32400 | 6720 | 14200 | 4320 |

После Лористанского землетрясения был оценен ущерб, нанесенный зданиям и домам. Результаты этой оценки приведены в табл. 4.

В целом количество пострадавших зданий (домов) превышало 50 тысяч. Эти данные расходились с заявленными данными пострадавших от землетрясения зданий (домов) (см. табл. 4). Это связано с тем, что жители и муниципалитеты населенных пунктов проявили инициативу в замене ветхого и мало пострадавшего старого жилья на новые.

Таблица 4

| Город с прилегающими селами | Количество исследованных зданий (домов), шт. | Количество неповрежденных зданий (домов), шт. | Количество зданий (домов), получивших ущерб до 30%, шт. | Количество зданий (домов), получивших ущерб до 30%, до 60%, шт. | Количество зданий (домов), получивших ущерб более 60%, шт. |
|-----------------------------|--|---|---|---|--|
| Бруджерт | 45090 | 5905 | 20353 | 12494 | 6338 |
| Дорут | 16082 | 4208 | 9346 | 2115 | 413 |
| Всего | 61172 | 10113 | 29699 | 14609 | 6751 |
| Процент, % | 100 | 16,6 | 48,5 | 23,9 | 11 |

В табл. 5 приведены распределения затрат на восстановительные работы по отдельным городам и объектам.

Таблица 5

| Города | Виды затрат, млн. долларов США | | | | | |
|-------------|--------------------------------|--|------------------------|----------------------|-----------------|------------------|
| | Объекты общего назначения | Сельскохозяйственные объекты (растениеводство) | Объекты животноводства | Промышленные объекты | Сельские здания | Городские здания |
| Бруджерт | 30,31 | 29,64 | 3,37 | 8,42 | 282,94 | 202,1 |
| Дорут | 16,84 | 21,56 | 1,68 | 24,42 | 148,2 | - |
| Силсиле | 2,53 | 1,68 | 0,17 | - | 50,52 | - |
| Доррамабад | 4,21 | 1,68 | 0,34 | - | 104,42 | - |
| Всего | 53,89 | 54,56 | 5,56 | 32,84 | 586,08 | 202,1 |
| Проценты, % | 5,8 | 5,9 | 0,7 | 3,5 | 62,6 | 21,5 |

После Лористанского землетрясения погибшие и раненные были обнаружены и эвакуированы в течение 6 часов. В течение 3 дней убирались трупы животных. Было использовано 52000 палаток. Было сооружено 770 временных туалетов и душевых. Детям менее 5 лет были сделаны вакцины. Было сооружено 2 полевых госпиталя, 150 временных школ и 3 ветеринарных центра. Доставлено 1000100 литров горючего, 20000 тонн корма для скота, 80000 животных были подвергнуты вакцинации, 40000 м² площади было подвергнуто санитарной обработке.

Также были организованы культурные мероприятия для поддержки и поднятия духа у пострадавшего населения.

На рис. 1 показана отработанная общая схема организации восстановительных, строительных работ и оказания помощи пострадавшему населению, принятая Комитетом по строительству при чрезвычайных ситуациях Иранской Республики.

На рис. 2 показана фотография жертв Бамского землетрясения.

На рис. 3 показана фотография, на которой запечатлен контроль выполнения восстановительных работ со стороны Специальной комиссии после Лористанского землетрясения.

На рис. 4 показана фотография палаточного городка для пострадавшего населения, устроенного после Лористанского землетрясения.



Рис. 2. Жертвы Бамского землетрясения 2004 года



Рис. 3. Контроль выполнения восстановительных работ со стороны специальной комиссии после Лористанского землетрясения 2006 года

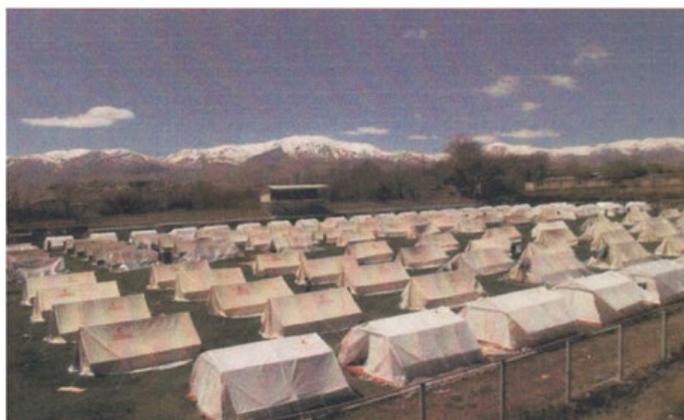


Рис. 4. Палаточный городок, устроенный для пострадавшего населения после Лористанского землетрясения 2006 года



Рис. 5. Уборка строительного мусора после Ардебильского землетрясения 1997 года

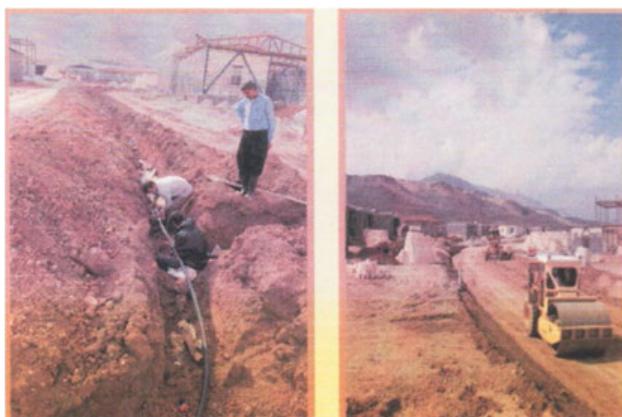


Рис. 6. Фотографии по восстановлению электроснабжения и дорог после Лористанского землетрясения 2006 года



Рис. 7. Доставка и раздача пострадавшему населению гуманитарной помощи от Международного Красного полумесяца после Лористанского землетрясения 2006 года

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Алтунин А. Т. Формирования гражданской обороны в борьбе со стихийными бедствиями. – М.: Стройиздат, 1976. — 224 с.
2. Асамов Х. Пути сокращения ущерба от землетрясений и ускоренной ликвидации их последствий. – Ташкент, Издательство «ФАН» Узбекской ССР, 1983. — 88 с.
3. Баринов А.В. Чрезвычайные ситуации природного характера и защита от них. – М.: Издательство ВЛАДОС-ПРЕСС, 2003. — 496 с.
4. Мартемьянов А. И. Восстановление сооружений в сейсмических районах. – М.: Стройиздат, 1990. — 264 с.
5. Михно Е. П. Ликвидация последствий аварий и стихийных бедствий. – М.: Атомиздат, 1979. — 287 с.
6. Харитонов В. А., Шолоков В. А. Организация восстановительных работ после землетрясения. – М.: Стройиздат, 1989. — 272 с.

© Габитов Ф. Г., Баят Х. Р., 2015

Ф. Г. Габиев⁽¹⁾, Т. С. Гасанов⁽²⁾

РАЗРАБОТКА НОВЫХ БЕЗОПАСНЫХ УСТРОЙСТВ ДЛЯ ВЫПОЛНЕНИЯ МОНОЛИТНОЙ ОБЛИЦОВКИ КАНАЛА

Азербайджанский научно-исследовательский институт строительства и архитектуры⁽¹⁾,
Азербайджанский научно-исследовательский институт гидротехники и мелиорации⁽²⁾

В последние годы предложены эффективные технические решения устройств для выполнения монолитной облицовки гидротехнического канала, в которых вместо скользящей опалубки используются перекатывающиеся опалубки из торообразных гибких оболочек.

Известно устройство для выполнения монолитной облицовки канала, включающее желобообразный корпус с блоком, ходовым механизмом и растворораспределительным устройством, гибкую опалубку в виде тороидального цилиндра, установленную в корпусе, и приводную гибкую замкнутую связь, запасованную в блок корпуса и проходящую через середину опалубки [1].

Недостатками указанного устройства являются недостаточная надежность работы, т.к. при повреждениях и разгерметизации оболочки опалубки устройство выходит из строя из-за вытекания воздуха из полости опалубки, наличие возможности пробуксовывания гибкой связи по внутренним стенкам опалубки, и сравнительно меньший срок службы из-за неравномерного износа материала оболочки опалубки и необходимости создания в полости опалубки избыточного давления для надежного защемления гибкой связи внутренними стенками опалубки.

Также известно устройство для выполнения монолитной облицовки канала, включающее желобообразный корпус с блоком, ходовым механизмом и растворораспределительным устройством, гибкую опалубку в виде тороидального цилиндра с внутренними стенками винтообразно скрученными между собой относительно продольной ее оси, установленную в корпусе, и приводную гибкую замкнутую связь, запасованную в блок корпуса и проходящую через середину опалубки [2].

Недостатком этого устройства является недостаточная надежность работы, т.к. при повреждениях и разгерметизации оболочки опалубки устройство выходит из строя из-за вытекания воздуха из полости опалубки.

Нами разработаны два варианта устройств для выполнения монолитной облицовки канала.

В первом варианте устройства в полости торообразной перекатывающейся опалубки установлен жесткий полый вкладыш с антифрикционным покрытием.

На рис. 1 показано устройство, расположенное по трассе канала, вид спереди. На рис. 2 показан разрез А–А на рис. 1, на рис. 3 показан отдельно вкладыш, продольный разрез, на рис. 4 показан вкладыш, поперечный разрез.

Устройство для выполнения монолитной облицовки канала содержит гибкую опалубку 1, выполненную в виде гибкого тороидального цилиндра, внутренние стенки 2 которого винтообразно скручены между собой относительно продольной оси опалубки. В полости опалубки установлен жесткий полый вкладыш 3 в форме тороидального цилиндра с центральным отверстием 4 по оси. Скрученные внутренние стенки 2 обеспечивают защемление гибкой связи 5. Поверхность вкладыша покрыта антифрикционной смазкой. Кроме того, гибкий тороидальный цилиндр (опалубка) 1 взаимосвязан посредством гибкой связи 5 и блока 6 с фиксирующим желобом 7.

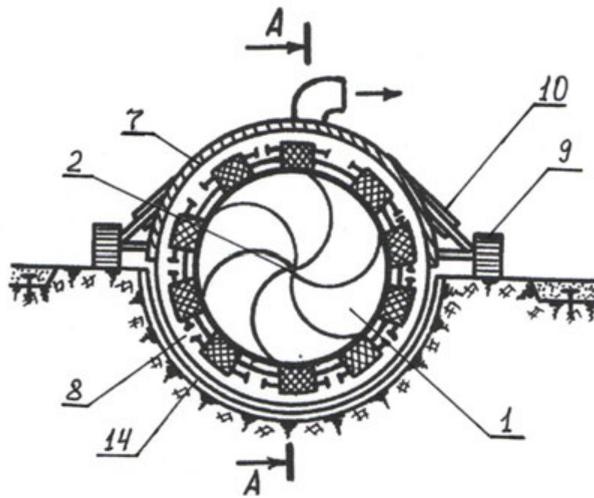


Рис. 1

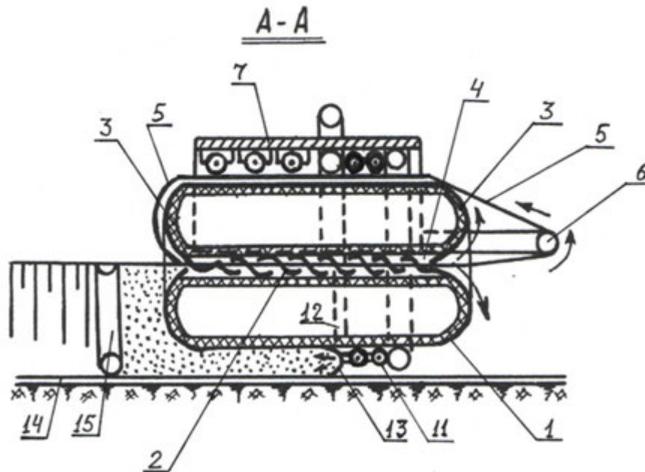


Рис. 2

При работе устройства приложением силы к блоку 6 в направлении продольной оси канала осуществляется выворачивание гибкой связью 5 внутренних скрученных стенок 2 опалубки 1, чем и достигается его перемещение вместе с вкладышем 3 по руслу канала. При перекачивании тороидальной опалубки 1 внешние стенки переходя во внутренние 2 скручиваются, а с противоположной стороны внутренние скрученные стенки 2 переходя во внешние наоборот раскручиваются. Наличие жесткого полого вкладыша 3, изготовленного из жесткого материала, например из пластмассы или металла не мешает перекачиванию опалубки 1, т.к. вся поверхность последнего покрыта антифрикционной смазкой, например техническим маслом, которая устраняет избыточное трение между поверхностью вкладыша 3 и внутренней поверхностью тороидальной оболочки опалубки 1. Внутренние стенки 2 опалубки вместе с гибкой связью 5 при перекачивании опалубки 1 свободно проходят через центральное отверстие 4 вкладыша 3, т.к. его диаметр превышает суммарный диаметр внутренних стенок 2 опалубки и гибкой связи 5.

Растворораспределительное устройство выполнено в виде кольцевой растворораспределительной формы 8 на пневмоколесном ходу 9 с амортизаторами 10. Кроме того растворораспределитель 8 снабжен роликами 11 со стороны гибкой опалубки 1, обеспечивая одновременное перемещение растворораспределителя 8 по дамбе канала, а также свободное скольжение его нижней части по руслу канала и фиксации его и гибкой опалубки 1 как относительно русла канала, так и относительно дна канала независимо от отметок дамбы канала.

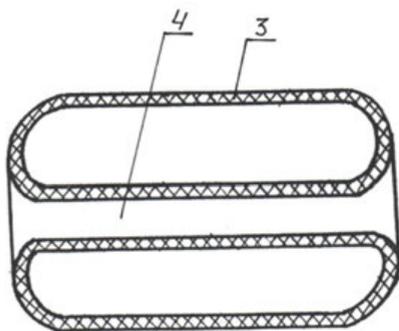


Рис. 3

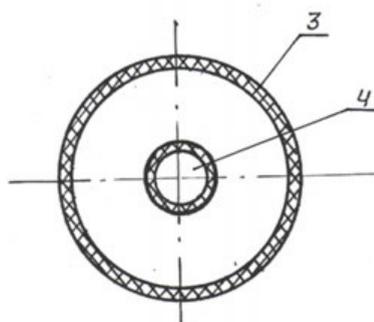


Рис. 4

Нижняя часть кольцевого растворораспределителя 8 выполнена в виде растворораспределительного лотка 12, снабженного гибкими уплотнительными лентами 13, размещенными в местах сопряжения растворораспределительного лотка 12 с руслом канала и гибким тороидальным цилиндром.

Устройство эксплуатируется следующим образом. По периметру земляного русла раскладывают противодиффузионный экран 14 и прикрепляют его к дамбам канала. Затем в начале трассы канала по периметру русла закрепляют поперечный гибкий шланг 15 и заполняют его с помощью компрессора воздухом под избыточным давлением, создав, таким образом строительный шов. Затем устанавливают в русло канала фиксирующий желоб 7 с кольцевым растворораспределителем 8 и гибкую опалубку 1 с вкладышем 3, предварительно взаимосвязанную с ними, после чего осуществляют устройство монолитной облицовки канала одновременно по всему периметру канала путем перемещения фиксируемого желоба 7 с кольцевым растворораспределителем 8 по руслу канала и распределения раствора облицовки с двух сторон от опалубки 1. После того как монолитная облицовка будет выполнена на участке канала, в пределах от 1/3 до 2/3 длины опалубки 1, устройство облицовки канала осуществляется одновременно с перемещением гибкой опалубки.

Во втором варианте устройства в полости торообразной перекатывающейся опалубки установлен вкладыш из нетекучего материала в форме тороидального цилиндра с антифрикционным покрытием.

Во втором варианте устройства в полости торообразной перекатывающейся опалубки установлен вкладыш из нетекучего материала в форме тороидального цилиндра с антифрикционным покрытием.

На рис. 5 показано устройство, расположенное по трассе канала, вид спереди. На рис. 6 показан разрез А-А на фиг.1, на рис. 7 показан отдельно вкладыш, продольный разрез; на рис.8 показан вкладыш, поперечный разрез.

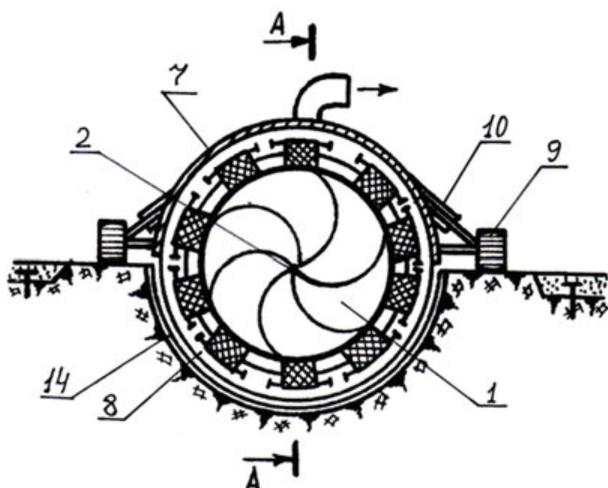


Рис. 5

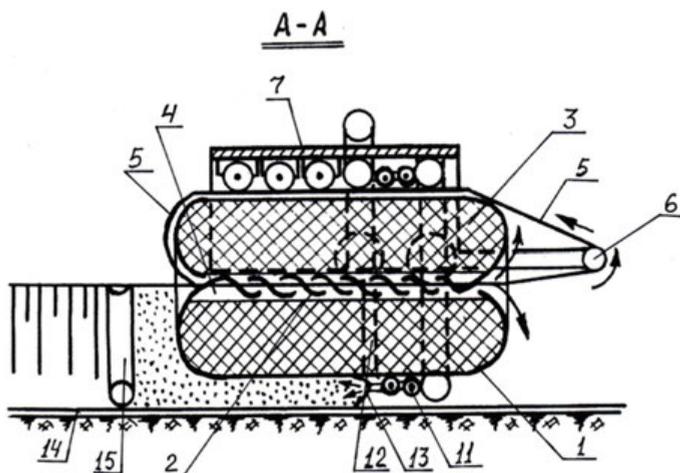


Рис. 6

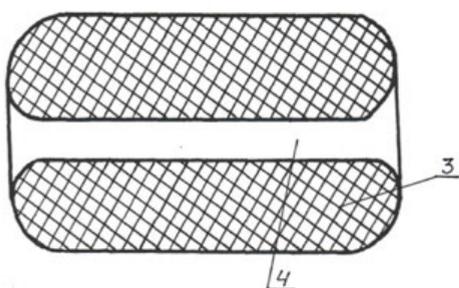


Рис. 7

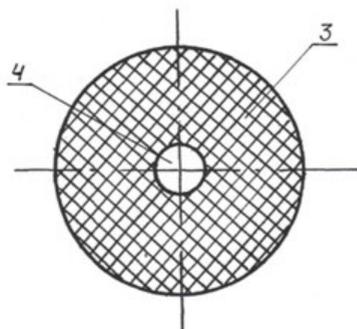


Рис. 8

Устройство для выполнения монолитной облицовки канала содержит гибкую опалубку 1, выполненную в виде гибкого тороидального цилиндра, внутренние стенки 2 которого винтообразно скручены между собой относительно продольной оси опалубки. В полости опалубки установлен вкладыш 3 в форме нетекучего легкого материала в форме тороидального цилиндра с центральным отверстием 4 по оси. Скрученные внутренние стенки 2 обеспечивают защемление гибкой связи 5. Поверхность вкладыша покрыта антифрикционной смазкой. Кроме того, гибкий тороидальный цилиндр (опалубка) 1 взаимосвязан посредством гибкой связи 5 и блока 6 с фиксирующим желобом 7.

При работе устройства приложением силы к блоку 6 в направлении продольной оси канала осуществляется выворачивание гибкой связью 5 внутренних скрученных стенок 2 опалубки 1, чем и достигается его перемещение вместе с вкладышем 3 по руслу канала. При перекачивании тороидальной опалубки 1 внешние стенки переходя во внутренние 2 скручиваются, а с противоположной стороны внутренние скрученные стенки 2 переходя во внешние наоборот раскручиваются. Наличие нетекучего вкладыша 3, изготовленного из нетекучего материала, например из пенопласта, не мешает перекачиванию опалубки 1, т.к. вся поверхность последнего покрыта антифрикционной смазкой, например техническим маслом, которая устраняет избыточное трение между поверхностью вкладыша 3 и внутренней поверхностью тороидальной оболочки опалубки 1. Внутренние стенки 2 опалубки вместе с гибкой связью 5 при перекачивании опалубки 1 свободно проходят через центральное отверстие 4 вкладыша 3, т.к. его диаметр превышает суммарный диаметр внутренних стенок 2 опалубки и гибкой связи 5. Остальные все элементы этого устройства работают, а также эксплуатация устройства как и в первом варианте.

Технико-экономическая эффективность предложенных устройств по сравнению с известным устройством [2] заключается в том, что при проколе или повреждениях оболочки опалубки, устройство не теряет свою работоспособность, т.к. нетекучие вкладыши не способны вытечь из полости опалубки, а это способствует к значительному повышению надежности работы новых устройств.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Авторское свидетельство СССР на изобретение № 1583520, 1988.
2. Патент Азербайджанской Республики на изобретение № i 2011 0032, 2011.

© Габиров Ф. Г., Гасанов С. Т., 2015

СВЕДЕНИЯ ОБ АВТОРАХ

Алексеев Алексей Федорович — к.г.-м.н., доц. каф. «Гидрогеология, инженерная геология и геоэкология» Уральского государственного горного университета.
e-mail: alekseev_af@mail.ru

Анисимов Леонид Алексеевич — д.г.-м.н., проф., проф. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения» Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета.
e-mail: info@vgasu.ru

Бартоломей Игорь Леонидович — к.т.н., ст. преп. каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: barmadesu@mail.ru

Балобанова Ольга Игоревна — студ. гр. ГСХ-10-1 каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: olechk_a-55-chus@mail.ru

Баят Хусейн Рустам оглы — преподаватель Зенджанского технического университета (г. Зенджан, Иран).
e-mail: farchad@yandex.ru

Богомолов Александр Николаевич — д.т.н., проф., зав. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения» Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета, проф. каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: banzaritcyn@mail.ru

Богомоллова Оксана Александровна — к.т.н., доц., проф. каф. «Математика и информационные технологии» Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета.
e-mail: boazaritcyn@mail.ru

Бочкарева Татьяна Михайловна — к.т.н., доц. каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: tsp-btm@mail.ru

Бочкарева Татьяна Михайловна — к.т.н., доц. каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: tsp-btm@mail.ru

Вахрушев Сергей Иванович — к.т.н., доц. каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: spstf@pstu.ru

Винников Юрий Леонидович — д.т.н., проф., проф. каф. «Добыча нефти, газа и геотехника» Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка (Украина).
e-mail: vyunnykov@yandex.ru

Вольская Ольга Николаевна — к.т.н., доц. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения» Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета.
e-mail: info@vgasu.ru

Габиров Фахраддин Гасан оглы — к.т.н., с.н.с., зав. лаб. «Механика грунтов, основания и фундаменты» Азербайджанского научно-исследовательского института строительства и архитектуры (г. Баку, Азербайджан).
e-mail: farchad@yandex.ru

Галай Борис Федорович — д.г.-м.н., проф., проф. каф. «Строительство» Северо-Кавказского федерального университета.
e-mail: galaybf@mail.ru

Гасанов С. Т. — научный сотрудник лаборатории «Механика грунтов, основания и фундаменты» Азербайджанского

научно-исследовательского института строительства и архитектуры (г. Баку, Азербайджан).

e-mail: farchad@yandex.ru

Глаголевская Любовь Владимировна — магистрант по профилю подготовки «Техническая эксплуатация и реконструкция зданий и сооружений» каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: spstf@pstu.ru.

Донсков Роман Евгеньевич — асп. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения» Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета.
e-mail: info@vgasu.ru

Ермаков Олег Васильевич — к.т.н., докторант каф. «Гидротехнические и земляные сооружения» Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета.
e-mail: info@vgasu.ru

Золотозубов Дмитрий Геннадьевич — к.т.н., доц. каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: spstf@pstu.ru

Игошева Любовь Александровна — студ. строительного факультета Пермского национального исследовательского политехнического университета

Исакова Елена Александровна — студ. гр. ПГС 1-14-1м Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: can_88@list.ru

Казанцева Полина Александровна — магистр 1 курса каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: lina_kazanseva@mail.ru

Калиновский Сергей Андреевич — к.т.н., ст. преп. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения» Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета.
e-mail: sk0522@yandex.com

Калошина Светлана Валентиновна — к.т.н., доц. каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: spstf@pstu.ru.

Конашинская Елена Павловна — к.г.-м.н., доц. каф. «Прикладная геология» Южно-Российского государственного политехнического университета (НПИ) имени М. И. Платова.
e-mail: skibingm@mail.ru

Каныгин Владимир Алексеевич — к.т.н., доц. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения» Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета.
e-mail: info@vgasu.ru

Карманова Ольга Игоревна — студ. гр. ГСХ-11-1 каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: wow_mmm@bk.ru

Карманова Ольга Сергеевна — студ. Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: olga_2810@bk.ru

Кашапова Катарина Равиловна — студ. гр. ГСХ 11-16 каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: katenka789@yandex.ru

Клевеко Владимир Иванович — к.т.н., доц., доц. каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: vlivkl@pochta.ru

Колечкина Анастасия Юрьевна — студ. Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: as.kolechkina2012@yandex.ru

Косточка Наталия Аркадьевна — асп. каф. «Добыча нефти, газа и геотехника», Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка (Украина).
e-mail: vynyukov@yandex.ru

Кузнецова (Гришина) А. С. — асп., асс. каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: koallita@yandex.ru

Кузнецова Светлана Васильевна — д.г.-м.н., проф., проф. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения» Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета.
e-mail: info@vgasu.ru

Кузьменко Ирина Юрьевна — асп. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения» Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета.
e-mail: info@vgasu.ru

Махова Светлана Ивановна — к.г.-м.н., доц., доц. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения» Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета.
e-mail: info@vgasu.ru

Мащенко Александра Витальевна — асп. каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: spstf@hstu.ru

Моисеева Олеся Васильевна — студ. гр. ГСХ 11-16 каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: lesja.moiseeva@mail.ru

Мусаелян Саркис Мовсесович — д.т.н., проф., проф. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения» Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета.
e-mail: info@vgasu.ru

Мухин Константин Олегович — магистрант по профилю подготовки «Техническая эксплуатация и реконструкция зданий и сооружений» каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: spstf@pstu.ru

Новиков Владислав Валентинович — студент-магистрант II курса каф.

«Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: vldslv92@yandex.ru

Огаркова М. М. — магистрант каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: spstf@pstu.ru

Олянский Юрий Иванович — д.г.-м.н., проф., проф. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения» Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета.
e-mail: olyansk@list.ru

Петренива Ольга Владимировна — доц. каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: petrenevao@mail.ru.

Пикулева Валерия Олеговна — студ. гр. ГСХ-11-1 каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: lerapik10@gmail.com

Пикулева Эльвира Анатольевна — учеб. мастер каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: spstf@hstu.ru

Подтелков В. В. — к.т.н., проф., докторант каф. «Гидротехнические и земляные сооружения» Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета.
e-mail: info@vgasu.ru

Пономарев Андрей Будимирович — д.т.н., проф., зав. каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: spstf@pstu.ac.ru

Пристансков Андрей Александрович — асп. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения» Волгоградского государственного архитектурно-

строительного университета.
e-mail: info@vgasu.ru

Прокопенко Алексей Васильевич — асп. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения» Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета.
e-mail: info@vgasu.ru

Сазонова Светлана Александровна — асп. каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: feliks150@mail.ru

Синцова Ксения Константиновна — студ. гр. ГСХ-10-1 каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: ksuha5757@yandex.ru

Синяков Владимир Николаевич — д.г.-м.н., проф., проф. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения» Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета.
e-mail: info@vgasu.ru

Скибин Геннадий Михайлович — д.т.н., проф., зав. каф. «Основания и фундаменты» Южно-Российского государственного политехнического университета (НПИ) имени М.И. Платова.
e-mail: skibingm@mail.ru

Спирова Тамара Аркадьевна — ст. преп. каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: spstf@hstu.ru

Степанова Екатерина А. — асп. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения» Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета

Сурсанов Дмитрий Николаевич — асп. каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: spstf@hstu.ru

Сычкина Евгения Николаевна — асп. каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального

исследовательского политехнического университета.
e-mail: spstf@hstu.ru

Татьянников Даниил Андреевич — асп., асс. каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: rshen@list.ru

Туманов Сергей Леонидович — к.т.н., доц., проф. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения» Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета.
e-mail: info@vgasu.ru

Туманова Софья Сергеевна — магистр группы СМ-3-14 Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета.
e-mail: info@vgasu.ru

Цветкова Елена Владимировна — к.т.н., доц. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения» Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета.
e-mail: info@vgasu.ru

Чарыкова Светлана Анатольевна — к.г.-м.н., специалист отдела аспирантуры и докторантуры Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета.
e-mail: info@vgasu.ru

Шаламова Елена Андреевна — асс. каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: spstf@hstu.ru

Шенкман Р. И. — асп., асс. каф. «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета.
e-mail: rshen@list.ru

Щекочихина Евгения Викторовна — к.г.-м.н., асс. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения» Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета.
e-mail: evg-schek@yandex.ru

Научное издание

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ,
ПОСВЯЩЕННАЯ
55-ЛЕТИЮ КАФЕДРЫ СТРОИТЕЛЬНОГО
ПРОИЗВОДСТВА И ГЕОТЕХНИКИ ПНИПУ
И 60-ЛЕТИЮ КАФЕДРЫ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ
И ЗЕМЛЯНЫХ СООРУЖЕНИЙ ВОЛГГАСУ

Материалы конференции

10—13 февраля 2015 г., Волгоград

Материалы публикуются в авторской редакции

Ответственный за выпуск *А.В. Жиделёв*

Компьютерная правка и верстка *А.В. Жиделёв*

Компьютерный дизайн обложки *А.В. Жиделёв*

Подписано в печать 01.10.2015.

Формат 70x108/16. Бумага офсетная. Печать трафаретная.

Уч.-изд. л. 30,0. Усл. печ. л. 27,9. Тираж 50 экз. Заказ № ____

Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего профессионального образования
«Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет»
Отпечатано в Отделе оперативной полиграфии ВолгГАСУ в полном соответствии
с макетом, предоставленным Отделом научно-информационного обеспечения,
интеллектуальной и инновационной деятельности ВолгГАСУ
400074, г. Волгоград, ул. Академическая, 1