

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Строительный факультет

ГЕОТЕХНИКА БЕЛАРУСИ:
НАУКА И ПРАКТИКА

Материалы Международной конференции

Минск, 23–26 октября 2018 г.

GEOTECHNICS IN BELARUS:
SCIENCE AND PRACTICE

Proceedings of the International Conference

Minsk, October 23–26, 2018

Минск
БНТУ
2018

УДК 624.131

Составители:

*В.А. Сернов, М.И. Никитенко, Д.Ю. Соболевский,
Т.М. Уласик, Т.В. Тронда*

В сборнике представлены статьи, отражающие теоретические и практические исследования в области геотехники – инженерной геологии, механике грунтов, оснований и фундаментов, проводимые в вузах и научных учреждениях Республики Беларусь, Российской Федерации, Украины, Польши, Словакии, Чехии, Казахстана. В них освещены теоретические и методологические проблемы механики грунтов и фундаментостроения, рассмотрены инновационные геотехнические технологии и конструктивные решения фундаментов. Должное внимание уделено искусственным основаниям и свайным фундаментам, отражены экологические аспекты в строительстве, актуальные вопросы геотехнического мониторинга, нормативное обеспечение инженерно-геологических изысканий, проектирования и устройства оснований и фундаментов.

Материалы конференции будут полезны научным работникам, специалистам проектных, производственных, научно-исследовательских и изыскательских организаций, преподавателям, докторантам, аспирантам, магистрантам и студентам учебных заведений строительного профиля.

Статьи печатаются в авторской редакции.

ISBN 978-985-583-319-3

© Белорусский национальный
технический университет, 2018

**СОБОЛЕВСКИЙ ЮРИЙ АЛЕКСАНДРОВИЧ.
КРАТКОЕ ЖИЗНЕОПИСАНИЕ**



1923-2002

Профессор Соболевский Юрий Александрович

Уважаемые Коллеги!

Собравшись писать биографию отца как одного из основателей национальной школы геотехники, вернулся к тексту 5-летней давности. Прочитав его, я пришел к выводу, что лучшим решением будет сделать некоторые дополнения и уточнения.

Мой отец, Соболевский Юрий Александрович, родился 29 сентября 1923 года в семье белорусской интеллигенции. Дед, Александр Антонович, в довоенные годы был видным деятелем народного образования, а бабушка школьной учительницей.



Памятный бюст Ю.А. Соболевского в г. Глубокое

Семья проживала в Минске, в то время как все ее родственники остались в г. Глубокое Витебской области, отошедшим к Польше согласно условиям Брестского мира. Город этот подарил миру многих выдающихся людей, таких как Павел Сухой, Вацлав Ластовский, Игнат Буйницкий, Элизар Бен-Иегуда.

В 1941 году отец с отличием окончил среднюю школу. Я помню его рассказы о том, что в выпускной вечер 22 июня в небе уже были слышны немецкие самолеты. Назавтра Минск сильно бомбили. Сразу был разрушен дом, в котором жила семья отца. Дед был неожиданно арестован НКВД по доносу, но через несколько дней также неожиданно освобожден. Семья с тремя детьми вынуждена была перебраться на родину в г. Глубокое.



На фото (слева направо): У прибора ЭГДА (электрогидродинамический анализатор) Баранов Н.Н., Суходоев В.Н., Соболевский Ю.А., Прытков Л., студентка БПИ.

22 июня 1941 года – день окончания счастливого детства моего отца. Как внук я успел застать родителей отца здоровыми, полными сил и мне понятна та редкая сейчас атмосфера спокойного достоинства, размеренного патриархального быта и взаимного уважения, в которой рос и воспитывался отец.

Счастливая юность, враз оборвавшаяся войной, заложила в характер моего отца тот стержень, который давал ему силу в течение всей дальнейшей непростой жизни в сложную эпоху.

Семья Соболевских с первых дней войны активно участвует в сопротивлении фашистским захватчикам. Уже в 19 лет отец становится заместителем командира, а затем командиром Глубокской подпольной организации. Рискуя жизнью он добывает секретные документы, проводит разведывательные операции, планирует диверсионные акции.

Деятельность Соболевского Юрия Александровича весьма заметна в истории партизанского движения Беларуси и после освобождения Беларуси была отмечена правительственными наградами.

В начале 1945 года отец был призван в регулярную армию и в составе 1-го Украинского фронта как наводчик батальонного миномета прошел с боями Польшу, Германию и Чехословакию. В мае 1945 года он участвовал в штурме Берлина и едва не погиб в 300 м от рейхстага.

Сохранились фронтовые награды отца. Среди них он более всего ценит медаль «За отвагу», полученную за героическую защиту моста через Одер. В сентябре 1945 года, сразу после демобилизации, отец вернулся в разрушенный войной Минск и поступил на строительный факультет Белорусского политехнического института. Закончив его, преподавал на кафедре «Строительные конструкции», занимаясь в аспирантуре.



Памятник в г. Глубокое, установленный в честь деятельности подпольной организации, которую возглавлял Ю.А. Соболевский



Дом рода Соболевских в г. Глубокое

Вспоминаю рассказы отца о жизни в общежитии в комнате на 8 человек аспирантов и о жадном стремлении к образованию, которое объединяло послевоенную молодежь. В своих воспоминаниях отец особенно выделял своего друга из Армении Константина Ашотовича Тер-Мкрчяна, впоследствии проректора Ереванского политехнического института.

В 1953 году отец успешно защитил кандидатскую диссертацию на тему: «О горизонтальных смещениях гидротехнических сооружений». Как-то я задал ему вопрос о том, кого он считает своим учителем? Отец сразу ответил – Дмитрия Егоровича Польшина. На другой вопрос, как часто он с ним общался, был ответ – возможно около часа перед окончанием аспирантуры. Впоследствии я стал понимать, что иногда короткое общение с выдающейся личностью может стать поворотным моментом жизни.

Д.Е. Польшин неоднократно посещал нашу семью, и мне повезло его узнать. Отец дружил с немногими людьми, но, как правило, это были выдающиеся личности. Образ семьи деда, круг общения отца позволили мне понять ту великую инерцию фундаментального, еще дореволюционного образования, которая обеспечила высокий стандарт науки советского периода. Инерции, иссякающей, к сожалению, на наших глазах.

Ю.А.Соболевский в 1953 году совместно с профессором М.Ф.Макарочкиным участвует в создании новой кафедры «Основания, фундаменты и инженерная геология». В 1965 году он становится заведующим этой кафедры и сохраняет этот пост неизменно до 1993 года. Докторскую диссертацию на тему: «Исследование устойчивости мелиоративных каналов» отец защитил в 1968 году в Совете НИИ оснований и подземных сооружений.

Профессор Ю.А.Соболевский был выдающимся педагогом и лектором. Лектором, который доносил слушателю знания в форме законченных лаконичных определений. Отец понимал механику грунтов как науку, синтезирующую разнообразие физических и механических свойств разных сред и, казалось, чувствовал это взаимодействие на уровне искусства. И он умел объединять и разъяснять сложные закономерности четко, лаконично и ясно. В сознании очень многих инженеров и ученых, которые имели счастье посещать лекции, либо обучаться в аспирантуре, отец остался самым ярким событием образования. А нередко и воспитания.

Юрий Александрович был великолепным инженером. Мне повезло с ранних лет сопровождать его в так называемых консультациях: предотвращении либо расследовании аварийных случаев, реконструкций, усилений, закреплений грунта. На уровне высочайшего искусства он воспринимал сооружение и грунт как единую систему, принимая четкие, быстрые, а иногда и парадоксальные решения. К примеру: усиление аварийного здания через его надстройку, либо обеспечение устойчивости оползневых склонов через изменение направления фильтрационного потока с помощью системы дренажей и многое другое. Отец обследовал тысячи объектов и имел феноменальный по своему разнообразию инженерный опыт.

В этом опыте три больших темы являются особенными: гидротехника, метростроение и горные оползни. Занятие проблемами устойчивости откосов гидротехнических сооружений было связано с активной мелиорацией 60-х и начала 70-х годов, часто бездумным увлечением советской власти, пиком которого стала идея поворота сибирских рек. Отец занимал активную гражданскую позицию и совершенно не боялся заявить протест в случаях своего несогласия с выдвигаемыми проектами.

Начало строительства Минского метрополитена в конце 70-х и 80-е годы ознаменовалось большими достижениями в технологиях проходки тоннелей на малой глубине в обводненных грунтах, а также возведения станций открытым способом в условиях плотной городской застройки. Именно тогда под научным руководством профессора Соболевского Минский метрострой стал наиболее передовой организацией отрасли в Советском Союзе. Под его руководством были успешно внедрены новые интенсивные технологии, такие как «стена в грунте», инъекционное анкерование, армирование грунта и другие.

За время заведования профессором Ю.А.Соболевским кафедра «Основания, фундаменты и инженерная геология» стала сильным научно-исследовательским центром, признанным в научном сообществе. Под его руководством было подготовлено 20 кандидатов технических наук. Широта научных интересов и эрудиции отца определили и разнообразие тем исследований, хотя важнейшими, на мой взгляд, было также три: исследование фильтрационных сил, интенсивные технологии глубокого фундаментостроения и прочность грунтов как симбиоз объемных фильтрационных сил и дилатансии.

Инженерное мастерство и исключительная компетентность профессора Соболевского раскрылись ярко в его последних работах в 90-е годы по креплению оползней Южного берега Крыма. Изящными инженерными методами при минимальных инвестициях были достигнуты выдающиеся результаты по спасению десятков сооружений.

Отцом опубликованы книги: «Фундаменты под машины» (совместно с проф. Макаровичем), «Устойчивость откосов мелиоративных каналов», «Равноустойчивые контуры откосов», «Очертания однородных откосов» и «Водонасыщенные откосы и основания». В 1986 году вышел в свет учебник «Механика грунтов».

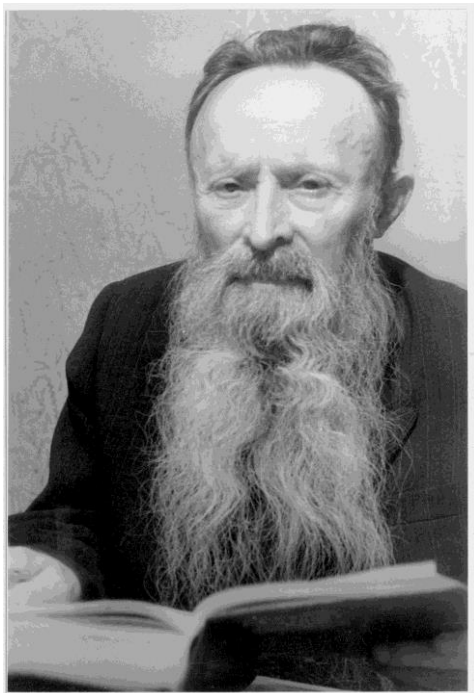
Юрий Александрович был скромным, исключительно отзывчивым человеком. В то же время в делах, которые не соответствовали его жизненным установкам или убеждениям он проявлял несгибаемую твердость, прямоту и бесстрашие. Он крайне болезненно воспринял развал великой страны понимая его и как бесславную кончину большой науки.

Отец ушел из жизни 24 октября 2002 года. Сказалась болезнь легких, полученная на фронте.

Имя выдающегося белорусского ученого, инженера, патриота Соболевского Юрия Александровича помнят и ценят его земляки. В городе рода Соболевских Глубокое его именем названа улица. В центре города на аллее выдающихся земляков установлен памятный бюст.

Дмитрий Соболевский, д-р техн. наук., профессор БНТУ

**ОСНОВАТЕЛЬ КАФЕДРЫ
«ОСНОВАНИЯ, ФУНДАМЕНТЫ И ИНЖЕНЕРНАЯ
ГЕОЛОГИЯ»
В БЕЛОРУССКОМ ПОЛИТЕХНИЧЕСКОМ ИНСТИТУТЕ –
МАКАРОЧКИН МИХАИЛ ФЕДОРОВИЧ**



Макарочкин Михаил Фёдорович, доктор технических наук, профессор

Родился 17.11.1891 г. в селе Глубки, Новосильского уезда, Тульской губернии (ныне Орловская область) в семье крестьянина. Мать умерла, когда ему было 8 лет, отец умер в 1936 году. Русский.

Окончил: 1912-1915 г.г. – Учительский институт, г. Тула, специальность-преподаватель. 1922-1926 г.г. – Институт инженеров путей сообщения, г. Москва, специальность – инженер строитель. 1927-1929 г.г. – Высший педагогический институт инженеров, специальность – преподаватель.

1.09.1908-1.09.1912 г.г. – учитель начального училища Министерства просвещения. Новосильский район Орловской области.

1.09.1912-1.09.1915 г.г. – студент Учительского института и учитель сиротского приюта, г. Тула.

8.12.1915-по 1917 г.г. – служба в царской армии, прапорщик. До 1918 г. преподаватель математики Высшего начального училища, с 1918 г. по 1922 г. – преподаватель математики школы 2-ой ступени. Станция Верховье Юго-Восточной железной дороги, Орловская область.

12.1920-03.1921 г.г. – служба в Красной армии, командир взвода.

1.09.1922-1.01.1926 г.г. – студент института инженеров путей сообщения и преподаватель математики рабфака, г. Москва.

1.01.1926-1.09.1930 г.г. – инженер, старший инженер, начальник партии, заместитель начальника экспедиции по изысканиям, проектированию и постройке железных дорог в системе Народного комиссариата путей сообщения, г. Москва, Дальний Восток, Украина, Урал. В 1927-1929 г.г. учился в вечернем университете марксизма – ленинизма.

1.08.1930-8.10.1947 г.г. – ассистент, доцент, доктор технических наук, профессор по кафедре «Механика грунтов, основания и фундаменты сооружений» Московского института инженеров путей сообщения. По совместительству – в этом же учреждении с 1638 по 1637 гг. – зам. декана, а с 1937 по 1947 г.г. – декан факультета.

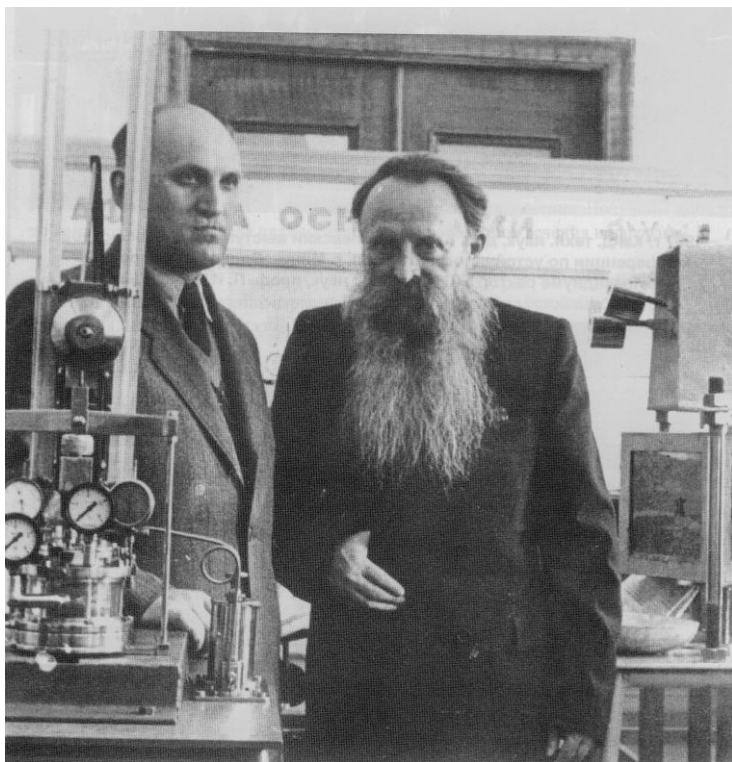
4.10.1945 г. – выдан аттестат профессора по кафедре «Основания и фундаменты».

4.10.1945 г. – выдан диплом доктора технических наук.

1.10.1947-8.10.1950 г.г. – отбывал наказание в ИТЛ по ст. 58, п.10 (3 года). Поражений в правах не имел.

Позже проф. Макарович М. Ф. был реабилитирован, что подтверждено в выданной ему 2.02.1955 г. Транспортной Коллегией Верховного Суда СССР справке за № 05-7345-54.

10.01.1951-30.07.1953 г.г. – преподаватель математики в старших классах 11-й средней школы г. Могилева.



1956 год, у истоков создания кафедры: Ю.А. Соболевский и зав. кафедрой «Основания, фундаменты и инженерная геология» профессор М.Ф. Макарович

В июле 1953 года был избран по конкурсу в Белорусском политехническом институте им. И. В. Сталина профессором кафедры оснований и фундаментов, а с сентября этого же года утвержден в должности заведующего кафедрой.

В характеристике, выданной 20 ноября 1959 года на заведующего кафедрой «Основания и фундаменты сооружений» Белорусского политехнического института им. И. В. Сталина, доктора технических наук, профессора, члена-корреспондента Академии строительства и архитектуры СССР Макаровича М. Ф. для представления в Академию Наук БССР и подписанной и. о. директора института В. Трейером и председателем месткома И. Чечко, было отмечено следующее: «За годы работы в институте профессор Макарович М. Ф.

проявил себя с самой положительной стороны как гражданин Советского Союза и как научный работник. С первых дней профессор Макарович М. Ф. включился в общественную жизнь института, принимал активное участие в выборах в Верховные Советы БССР и СССР, выполнял ряд поручений общественных и партийных организаций института. Читает лекции ВНИТО строителей в производственных и проектных организациях, в порядке сотрудничества с производством проводит экспертизы по стройкам БССР, давших экономии в деньгах и материалах.

Профессор Макарович М. Ф. через вверенную ему геотехническую лабораторию оказывает большую помощь строительным организациям. Лекции профессора Макаровича М. Ф. всегда иллюстрируются примерами из богатой практики строительства в нашей стране и заслуженно пользуются большим вниманием со стороны студентов.

Профессор Макарович М. Ф. за годы работы в институте приобрел любовь студентов и уважение всего коллектива научных работников и служащих.

Профессор Макарович М. Ф. имел следующие правительственные награды:

1. Медаль «За доблестный труд в период Великой Отечественной войны».

2. Медаль «За трудовое отличие».

3. Медаль «За оборону Москвы».

4. Правительственная благодарность за участие в строительстве метро.

5. Значек «Почетному железнодорожнику».

6. Значек «Ударнику Сталинского призыва».

7. Значек «Отличный строитель».

Умер профессор Макарович М. Ф. 5.08.1963 г.

**К 90-ЛЕТИЮ ДОКТОРА ГЕОЛОГО-
МИНЕРАЛОГИЧЕСКИХ НАУК, ПРОФЕССОРА
КОЛПАШНИКОВА ГЕННАДИЯ АЛЕКСАНДРОВИЧА**



Доктор геолого-минералогических наук,
профессор кафедры «Геотехника и экология в строительстве»,
отличник разведки недр, изобретатель СССР, ветеран труда
Колпашников Геннадий Александрович

Колпашников Геннадий Александрович, 1928 года, место рождения – г. Ржев, Тверская область, доктор геолого-минералогических наук, профессор, работает в БНТУ на кафедре «Геотехника и экология в строительстве».

Окончил Московский торфяной институт в 1952 г., получил специальность инженер-геолог. Свою трудовую деятельность начал в Белгипроводхозе Министерства мелиорации в качестве начальника геологического отряда. В 1957 году перешел на работу в Белгипроторф, ныне «Белтопроект». Проводил изыскания на болотных массивах Беларуси по изучению гидрогеологических и инженерно-

геологических условий с целью их осушения. Составил около сорока отчетов по результатам изысканий для их освоения. В конце 60-х годов, прошлого века по результатам своих исследований написал и успешно защитил кандидатскую диссертацию по теме «Антропогенные отложения Днепро-Припятского междуречья». В работе была предложена и впоследствии на основе собранного в полевых условиях материала доказана новая концепция образования надпойменных террас Днестра и Припяти, что позволило выделить вторые надпойменные террасы в рельефе и их закартировать. В дальнейшем это имело важное значение для оценки мощности торфяных месторождений и особенностей строительных свойств грунтов, залегающих в приповерхностных отложениях. Доказано, что на вторых надпойменных террасах Днестра и Припяти, которые представляли собой древние дельты, под маломощными флювиогляциальными отложениями залегают супеси и суглинки озерного типа, обладающие слабыми несущими свойствами как основания для зданий и сооружений. Особенно это необходимо было учитывать при строительстве мостовых переходов, поскольку были случаи провала свай в супесях и суглинках.

После защиты кандидатской диссертации Г.А. Колпашников перешел на научную работу в Институт геологических наук АН БССР, в последствии Белорусский научно-исследовательский геологоразведочный институт, где занял должность зав. лабораторией инженерной геологии. За время работы в этой должности под его руководством сформировалась школа инженеров-геологов, давшая затем двух кандидатов геолого-минералогических наук. Работая в лаборатории, Г.А. Колпашников организовал новое направление ПО охране окружающей среды. Выполнены фундаментальные исследования по оценке влияния на окружающую среду таких крупных объединений, как «Полимир», Гродненское объединение «Азот», Светлогорский завод искусственного волокна, «Беларуськалий» и др.

Особо значимые работы проведены Г.А. Колпашниковым в объединении «Беларуськалий». В результате многолетних исследований получены важные результаты по оценке устойчивости тела солевых валов, водно-солевому балансу, закономерностям формирования ореолов засоленных подземных вод. На основе системного подхода изучены условия накопления отходов калийного производ-

ства в терриконах и чашах шламонакопителей. Были получены ранее неизвестные изменения свойств этих отходов, что послужило основанием для создания двух авторских свидетельств по защите подземных вод от засоления, внедренных на предприятиях калийной промышленности. Изучение пространственно-временных закономерностей формирования гидрохимических условий явились основой для прогноза изменения инженерно-геологической обстановки в районе очагов засоления.

Важными для науки и практики явились исследования, проведенные Г.А. Колпашниковым на мелиорированных территориях. Изучены такие техногенные процессы как дефляция и сработка торфяной залежи за счет её минерализации.

Г.А. Колпашников возглавлял экспедицию в загрязненные районы в результате аварии на Чернобыльской АЭС. По результатам работ дана оценка скоростей миграции радионуклидов в разновидностях горных пород и составлен отчет для правительственных органов о загрязнении подземных вод и возможности их использования для питьевого водоснабжения.

Г.А. Колпашниковым разработаны основные теоретические положения мониторинга геологической среды и разработан мониторинг экзогенных геологических процессов Беларуси.

В период работы в БелНИГРИ Г.А. Колпашников являлся членом научного совета СССР по гидрогеологии и инженерной геологии, членом Международной ассоциации по инженерной геологии, членом постоянно действующего бюро АН СССР по этой же специальности. Принимал участие в работе ВАКа по присуждению ученых степеней кандидатов и докторов наук в геологических областях знаний.

По результатам своих полевых и лабораторных исследований Г.А. Колпашников защитил докторскую диссертацию в Московском государственном университете им. М.В. Ломоносова по теме «Пространственно-временные закономерности инженерно-геологических условий Республики Беларусь и их изменение под влиянием техногенных воздействий».

Опубликовал свыше 150 научных статей, причем после защиты докторской диссертации 44 научные работы. За последние 5 лет издано 3 монографии в России, 1 монография в Беларуси, 5 пособий

(1 в соавторстве), читает лекции на международных курсах по гидрогеологии в РФ и инженерной геологии в РБ.

Читает курс лекций по специальности «Инженерная геология», «Основы экологии», «Экология», «Ведение буровых работ». Принимал участие в разработке базовых и рабочих программ по указанным отраслям знаний. Лекции реализует на высоком научно-педагогическом уровне. Провел ряд открытых занятий. До вступления в должность профессора БНТУ читал лекции в Гомельском государственном университете, на курсах повышения квалификации в Московском государственном университете и др. Ведет активную работу со студентами на базе подготовки последними рефератов и научных докладов. Подготовил и опубликовал с грифом Министерства образования Республики Беларусь учебное пособие «Инженерная геология» (2005) и комплект инженерно-геологических карт, в которых нашли отражение инженерно-геологические условия территории Беларуси. Это пособие вместе с комплектом карт является базовым документом в реализации знаний будущих инженеров-строителей.

В помощь экологам написана и опубликована единолично монография «Техногенез и геологическая среда» (2006).

Основные научные интересы: изучение и прогнозирование опасных геологических процессов в строительстве, инженерно-геологическое и геоэкологическое картографирование, проектирование артезианских скважин на воду.

Ведет научно-исследовательскую работу. В 2005 году под его руководством и при участии завершена и успешно защищена 4-годичная научная работа «Влияние техногенной деятельности на устойчивость строительных конструкций». Результаты исследований неоднократно докладывались на Международных конференциях (Москва, Санкт-Петербург, Волгоград, Киев, Могилев, Брест и др.). Подготовил ТКП «Инженерно-геоэкологические изыскания в строительстве». Руководит аспирантами в БНТУ и в НИИ Проблем использования природных ресурсов и экологии НАН Беларуси.

Награждён Грамотой Верховного Совета БССР (1977), знаками «Отличник разведки недр» Министерства геологии СССР (1978), «Изобретатель СССР» (1979), медалью «Ветеран труда». За научную и педагогическую деятельность имеет благодарности руководства БелНИГРИ и БНТУ. Член технического комитета по стандар-

тизации ТКС-2 «Основания и фундаменты, инженерные изысканиям при РУП «Сфойтехнорм» Минстройархитектуры Республики Беларусь. Член советов при БНТУ Д02.05.09 «Основания и фундаменты, подземные сооружения» и Д01.22.01 при Институте геохимии и геофизики НАН Беларуси.

Участник ликвидации последствий аварий на Чернобыльской АЭС (1987).

Биография Г.А. Колпашникова опубликована в Белорусской энциклопедии (1998, т.7) и в справочнике «Кто есть кто» (изд-во БНТУ, 2000).

К 90-ЛЕТИЮ КАНДИДАТА ТЕХНИЧЕСКИХ НАУК, ДОЦЕНТА ШАЙТАРОВА ЛЕОНИДА ДЕНИСОВИЧА

Леонид Денисович родился 20 ноября 1928 г.

Он вместе с Ю.А. Соболевским в послевоенный период обучался по специальности «Промышленное и гражданское строительство» в Белорусском политехническом институте (БПИ) и окончил его в 1950 году. В дальнейшем вся трудовая деятельность Леонида Денисовича прошла в стенах БПИ.



Шайтаров Леонид Денисович в марте 1963 г. защитил кандидатскую диссертацию и получил ученую степень кандидата технических наук, а в сентябре 1963 г. был избран по конкурсу на должность заведующего научно-исследовательской лаборатории антикоррозионной защиты строительных конструкций. Знания и опыт по данному научному направлению пригодились Леониду Денисовичу также и в геотехнической сфере при его переходе 28.12.1970 г. работать ассистентом кафедры «Основания и фундаменты, инженерная геология». Затем, 01.02.1973 г. он был избран по конкурсу на должность доцента этой же кафедры, а 12.07.1974 г. утвержден ВАК в ученое звание доцента.

Свой научный багаж Леонид Денисович постоянно обогащал при выполнении госбюджетных и хоздоговорных НИР. Вместе с бывшим (вторым после проф. М.Ф. Макаровича) заведующим кафедрой к. т. н., доцентом М.А. Ситниковым он был инициатором внедрения в строительную практику Беларуси прогрессивных забивных пирамидальных свай. Такие их конструкции обеспечили более эффективное погружение в грунты на проектные отметки при экономии трудозатрат, материалов и средств по сравнению с традиционными призматическими. Исследования к.т.н, доцента Л.Д. Шайтарова вместе с сотрудниками кафедры под руководством ее заведующего д.т.н., проф. Ю.А.Соболевского посвящались другим современным прогрессивным геотехническим технологиям (мето-

ду «стена в грунте», анкерованию ограждений, армированию грунтов, геотехническим реконструкциям), решению экологических задач и др.

Работая на кафедре, Леонид Денисович на высоком методическом уровне преподавал «Инженерную геологию», «Механику грунтов», «Основания и фундаменты» в виде лекций, руководства курсовым и дипломным проектированием, инженерно-геологической практикой. Вместе с глубокими профессиональными знаниями он передавал студентам свой богатый научный опыт в рамках НИРС, высоко оцениваемых на вузовских конференциях и республиканских смотрах.

При достижении 70-летнего возраста Леонид Денисович 25.03.2007 г. перешел на должность инженера первой категории своей кафедры, а после увольнения по соглашению сторон вместе с женой уехал в Канаду к своим дочерям, которым до сих пор с подobaющим ему усердием помогает в воспитании внуков и правнуков.

Находясь далеко от своей Родины, к.т.н., доцент Л.Д. Шайтаров постоянно поддерживает связь со своими кафедральными и другими коллегами, живо интересуясь положением дел и достижениями кафедры, факультета и университета, давая зачастую полезные советы, которые все мы очень ценим и за них ему очень благодарны.

Сотрудники кафедры геотехники и экологии в строительстве, а также Строительного факультета БНТУ от всей души желают **дорогому Леониду Денисовичу** долгих счастливых лет жизни, благополучия в его дружной семье.

Коллектив единомышленников

Михаил Иванович Никитенко,
д-р техн. наук., профессор, заведующий кафедрой
«Геотехника и экология в строительстве» БНТУ

РОЛЬ КАФЕДРЫ «ГЕОТЕХНИКА И ЭКОЛОГИЯ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ» БНТУ В ПОДГОТОВКЕ ВЫСОКОКВАЛИФИЦИРОВАННЫХ СПЕЦИАЛИСТОВ И НАУЧНЫЕ ДОСТИЖЕНИЯ

Кадровый состав и педагогическая деятельность кафедры

В Белоруссии до 1953 г. не было специализированного центра (учебного и научного), который бы систематически занимался вопросами механики грунтов и фундаментостроения. До этого времени дисциплина «Основания и фундаменты» преподавалась в виде перечня практических рекомендаций для инженера-строителя на кафедре строительного производства. Курс «Инженерной геологии» читался доцентом Верой Нестеровной Шарай на кафедре «Силикаты» химико-технологического факультета. Первые практикумы по механике грунтов и инженерной геологии со студентами строительных специальностей стали проводиться с 1951 г. на гидрофаке. Главным назначением геотехнической лаборатории тогда было обслуживание нужд производства, проектных и строительных организаций. Велики заслуги первого руководителя этой лаборатории доцента С. П. Михайлова в ее создании и налаживании тесной связи с производством.

Предмет «Механика грунтов, основания и фундаменты» с проведением лабораторного практикума впервые был прочитан ассистентом кафедры «Строительные конструкции» Ю. А. Соболевским в 1952 г. для студентов 4-го курса специальности «Гидротехническое строительство». Этому курсу предшествовало изучение инженерной геологии с выполнением лабораторных работ.

В то время некоторые научные вопросы по механике грунтов и фундаментостроению решались на кафедрах «Строительная механика», «Гидротехническое строительство», «Строительные конструкции», а применительно к запросам мелиорации и гидротехники – в Белорусском научно-исследовательском институте болотного хозяйства.

Организатором и первым заведующим кафедрой стал д.т.н., профессор М. Ф. Макарович (1891 – 1963 гг.), долгое время до этого работавший в одном из старейших вузов России – Московском институте инженеров транспорта (МИИТ). Его после трехлетнего пребывания в Воркутинских лагерях ГУЛАГА и последовавшей затем опалы пригласил из Могилева на должность зав.кафедрой тогдашний ректор БПИ профессор М. В. Дорошевич. Кафедра была создана на базе объединения лабораторий минералогии и кристаллографии с геотехнической. Ее первоначальный профессорско-преподавательский штат состоял из профессора М. Ф. Макаровича, доцента В. Н. Шарай, ассистентов Ю. А. Соболевского и В. В. Цитовича; учебно-вспомогательный состав – из старших лаборантов А. И. Зайцевой и О. Г. Савицкой и препаратора М. В. Садовской, работника геотехнической лаборатории по НИСу старшего лаборанта Л. П. Сташевской.

Профессором М. Ф. Макаровичим в 1957-58 гг. было организовано, а доцентом Ю. А. Соболевским реализовано руководство преддипломными практиками на строительстве станций Московского метрополитена («Мир», «ВДНХ», «Университетская», «Вернадского») для студентов строительного факультета БПИ. По результатам этих практик были выполнены и защищены дипломные проекты на тему «Станции метрополитена глубокого заложения». Запомнились слова М. Ф. Макаровича, сказанные им за два десятилетия до начала строительства Минского метро: «Поверьте, в Минске будет свое метро». Следует отметить, что в предвоенные годы профессор М. Ф. Макарович был некоторое время первым деканом единственного в мире факультета метро. В основу деятельности созданной им кафедры при БПИ была заложена восходящая к патриарху советского фундаментостроения, проф. В. К. Дмоховскому традиция – широкая связь с производством, помощь строительству, решение насущных практических вопросов. В разработке научных задач традиция восходит к Н. М. Герсванову и Д. Е. Польшину – основоположникам советской школы механики грунтов.

К середине 1953 г. было защищено несколько кандидатских диссертаций по механике грунтов, в том числе Ю. А. Соболевским «О горизонтальных смещениях гидротехнических сооружений» и Е. Ф. Винокуровым «Об определении напряжений и осадок в грунтах с наклонным подстилающим слоем», в основу которых были положены концепции теории линейно-деформируемой грунтовой среды.

После смерти проф. М. Ф. Макаровича в 1963 г. кафедру до ноября 1964 г. возглавлял к.т.н., доц. М.А. Ситников, а затем до августа 1965 г. к.т.н., доц. В.Н. Шарай.

После обучения в докторантуре и избрания по конкурсу с 1965 г. вплоть до ухода на пенсию в июле 1993 г. кафедрой руководил д.т.н., проф. Ю. А. Соболевский, которого сменил и возглавлял его до апреля 1994 г. к.т.н., доц. Н. Н. Баранов.

5 апреля 1994 г. кафедра «Основания, фундаменты и инженерная геология» была реорганизована в кафедру «Геотехника и экология в строительстве» под руководством к.т.н., с.н.с. Д. Ю. Соболевского (ныне д.т.н.), проработавшим в этой должности до 4 сентября 1995 г. С сентября 1995 г. по июль 2014 г. кафедрой руководил д.т.н., проф. М. И. Никитенко. С мая 2014г. по октябрь 2016г. эти обязанности были возложены на к.т.н., доц. Т. М. Уласик. С ноября 2016г. по настоящее время кафедрой возглавляет к.т.н., доц. В. А. Сернов.

На протяжении периода существования кафедры изменялись численность и персональный состав ее сотрудников с учетом набора контингента студентов, объема и характера учебной нагрузки, структурных преобразований вузовских, факультетских и кафедральных. Изменения выразились также в различии соотношения бюджетной и внебюджетной форм оплаты обучения студентов, а соответственно и ППС. Изменяются также соотношения дневной и заочной форм обучения после ликвидации вечерней.

Вместе со штатными сотрудниками ППС и УВП определенное время при кафедре работали инженеры и научные сотрудники НИС (НИЧ), для выполнения разработок и исследований по хозяйственным договорам. Некоторые из них (М.И.Никитенко, Н.Н. Баранов, О.К.Кривопишина) стали резервом для пополнения ППС, но основным источником для кадров ППС являются магистратура, аспирантура и докторантура при кафедре по спец. 05.23.02 – «Основания и фундаменты, подземные сооружения».

Кафедра традиционно ведет учебный процесс на факультетах строительного профиля и читает дисциплины «Инженерная геология», «Инженерная геология и гидрогеология», «Основания и фундаменты». В конце 70-х годов часть нагрузки по геотехническим дисциплинам перешла на ФДС, преобразованного затем в ФТК.

После реорганизации кафедры в 1994 г. диапазон читаемых дисциплин был расширен за счет передачи части учебной нагрузки

применительно к строительным специальностям с кафедры «Экология» и ликвидированной кафедры «Гражданская оборона». В настоящее время к традиционным для кафедры дисциплинам добавились новые, т.е. «Основы экологии», «Защита населения в чрезвычайных ситуациях и экологическая безопасность», «Основы радиационной экологии и радиационной безопасности».

В этой связи был также увеличен штат сотрудников за счет перевода на кафедру опытных специалистов, которые передавали свои богатые практические знания не только студентам, но и молодым коллегам, подключавшимся к освоению и ведению соответствующих дисциплин.

Ежегодно повышается уровень учебной инженерно-геологической практики. Должное внимание уделяется учебно-методической работе. Издано свыше 50-ти методических и учебных пособий, в том числе 3 с грифом министерства. Регулярно обновляются рабочие программы по читаемым дисциплинам. В лекциях отражаются современные достижения в геотехнике и новейшие научные разработки зарубежных и отечественных ученых, включая сотрудников кафедры.

В *курсовых и дипломных проектах* получают отражение новые конструкции фундаментов и способы их возведения, геотехнические реконструкции и возведение подземных сооружений на реальных объектах, в том числе на Минском метрополитене.

Сотрудники кафедры на протяжении многих лет задействованы в вопросе повышения квалификации специалистов строительного профиля путем чтения лекций. Помимо этого, они сами регулярно повышают свою квалификацию через стажировки за границей, в РИИТ, научных организациях и других вузах.

Особо важную роль сыграли стажировки в Словацком техническом университете в 1977/78 и 1978/79 гг. доцентов Никитенко М.И. и Баранова Н.Н.

Научно-исследовательская работа и подготовка кадров высшей квалификации

С первых дней своего создания кафедра «Основания, фундаменты и инженерная геология» живо откликалась на запросы производства, поддерживая тесную связь со строительными организациями. В Беларуси много крупных промышленных объектов или строек, где кафедра участвовала в экспертизах, заключениях или консуль-

тациях по вопросам оснований и фундаментов, производству работ или выяснению причин аварий и деформаций сооружений.

Под руководством профессора М. Ф. Макаровича было начато систематическое изучение региональных свойств грунтов Беларуси. В результате первой такой работы Н. И. Ловыгиным в 1958 г. была защищена кандидатская диссертация «Исследование строительных свойств лессовидных грунтов Белоруссии». В последующем изучению подверглись моренные и песчаные ленточные отложения севера Белоруссии (И. Г. Лукинская, 1972 г.), в определенной мере торфы и заторфованные грунты, а также мергели. Строительные свойства моренных грунтов исследовали Е. Ф. Винокуров и его школа. Деформативные и прочностные свойства песчаных грунтов изучали А. Г. Петрович, И. А. Голубев и Л. К. Морозова.

Результаты массовых наблюдений за осадками зданий по заданию Госстроя БССР в течение десяти лет (1956-1966), а полученные при этом данные были использованы для составления таблиц предельно допустимых деформаций оснований в главах СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений и дали материал для написания диссертационных работ в 1958 г. Л. К. Морозовой, в 1970 г. И. А. Голубева, а в 1966 г. С. Н. Яголковского.

Следует отметить, что метод определения горизонтальных смещений подпорных гидротехнических сооружений, разработанный и защищенный в кандидатской диссертации Ю. А. Соболевским в 1953 г., был включен в СНиП II 16 – 76 «Основания гидротехнических сооружений».

Сотрудники и аспиранты кафедры занимались также исследованием эффективности новых конструкций фундаментов. Эти данные легли в основу защищенной в 1959 г. М. А. Ситниковым кандидатской диссертации «Некоторые вопросы индустриализации фундаментостроения зданий».

С учетом потребностей энергетического строительства на кафедре выполнен значительный объем хозяйственных работ в тесном сотрудничестве с НИИ оснований и подземных сооружений (г. Москва) с широким привлечением студентов к экспериментам. В результате защищены кандидатские диссертации М. И. Никитенко в 1971 г., И. А. Жезницким в 1973 г., В. Н. Суходоевым в 1975 г., С. Д. Шашко в 1982 г. Велика заслуга в этих исследованиях ст. научн. сотрудника ВНИИОСП им. Н. М. Герсманова, к. т. н.

А. С. Каняняна, одного из сильнейших экспериментаторов в геотехнике бывшего Советского Союза, передававшего богатый опыт своим ученикам в Беларуси.

Благодаря этим работам на кафедре был сформулирован и развит метод приближенного моделирования при расчете оснований фундаментов по деформациям и несущей способности согласно принципу, высказанному Д. Е. Польшиным в 50-е годы. Этот метод доложен на республиканской научно-технической конференции "Проблемы применения рациональных конструкций фундаментов в условиях Белорусской ССР (г. Витебск, 27-28 мая 1976 г.) и отражен в трудах IX Международного конгресса по механике грунтов и фундаментостроению в г. Токио в 1977 г., а также в ряде чехословацких и отечественных печатных изданий.

Начиная с 1955 г. кафедра активно включилась в изучение проблем мелиоративного строительства и обеспечение устойчивости фильтрующих откосов, причем 7-10 октября 1969 г. в г. Минске было проведено Всесоюзное совещание. Этой проблеме посвящена серия монографий Ю. А. Соболевского (1965 г. и 1975 г.), в которых доказана необходимость креплений даже невысоких откосов мелиоративных каналов, что позволило принять в 1972 г. схему двойного регулирования грунтового потока при строительстве гидромелиоративных систем в Беларуси.

По данной проблеме в 1968 г. Ю. А. Соболевским защищена докторская диссертация «Исследование устойчивости откосов мелиоративных каналов». Затем под его руководством был решен широкий круг задач по исследованию напряженно-деформированного состояния водонасыщенных анизотропных по фильтрации оснований при их нагружении полосовой нагрузкой. Эти результаты позволили ученикам проф. Ю.А Соболевского защитить кандидатские диссертации: Ю.В.Сапуновым в 1969 г., В. А. Рыжковым в 1973 г., Н. Н. Барановым в 1975 г.), Н. Д. Банниковым в 1982 г., аспирантом из Сирии Фуад Иса Аль-Джауабри в 1985 г., С. В. Соболевским в 1993 г.

В итоге оформилось теоретическое направление мирового значения для механики грунтов, которое учитывает фильтрационную анизотропию оснований в решаемых задачах консолидации и предельного состояния грунтов.

В 70-е и последующие годы кафедрой (Ю. А. Соболевский, Н. Н. Баранов) выполнен ряд важнейших научно-практических работ:

– 1970 – 1972 гг. – рекомендации по устранению разрушений аэротенков Минской станции аэрации в д. Шабаны (девятой одно-типной аварии в СНГ) послужили прекращению повторений подобных аварий на всей территории страны;

– 1973 – 1974 гг. – участие кафедры (совместно с «Укрюжгидропроектом») в работах по обеспечению устойчивости откосов гидротвала «Березовый Лог» для складирования вскрышных пород Лебединского и Южно-Лебединского карьеров Курской магнитной аномалии. Карьер имел высоту более 60 м над тальвегом оврага и емкость более 120 млн. м³ складированного водонасыщенного зыбкого грунта. Нависла реальная опасность огромного оползня. Под угрозой находились поселок, ТЭЦ г. Губкина, шоссейная дорога Москва-Симферополь. Рекомендованные кафедрой дренажные мероприятия позволили не только предотвратить катастрофу, но и способствовали ускоренной консолидации грунта на площади более 10 кв. км. Появилась возможность использовать площади гидротвала для последующего намыва пород до высоты 100 м с доведением его расчетного объема до 200 – 220 млн. м³;

– 1981 – 1982 гг. – обоснована (совместно с Минскметростроем) возможность проходки тоннелей в русловых отложениях под рекой Свислочь – впервые в мировой практике тоннелестроения под защитой только водопонижения взамен искусственного закрепления или замораживания грунтов.

По устойчивости водонасыщенных грунтовых масс сделаны доклады на международных форумах: Интернациональном конгрессе по механике грунтов и фундаментостроению (г. Москва, 1973 г.), первой и четвертой (1974 г.) Дунайско-Европейских конференциях по механике грунтов и фундаментостроению, 1-й Международной конференции по применению синтетических тканей в геотехнике (г. Париж, 1977 г.).

Кафедра является активным проводником новейших технологий в фундаментостроении и подземном строительстве в Беларуси. Еще в 1972 г., опираясь на достижения института ВНИИГС (г. Ленинград), через трест «Промбурвод» и трест № 15 «Спецстрой» Минпромстроя БССР с помощью виброкомплексов было осуществлено

изготовление буронабивных свай. Это же оборудование использовано в 1976 г. для выполнения подземной части вычислительного центра Минжилкомхоза БССР методом «стена в грунте» по способу секущихся скважин в соответствии с разработанным кафедрой проектом. Здесь были реализованы рекомендации института ВНИИГС по вибрационной подводной укладке малоподвижных бетонных смесей, что обеспечивало высокое качество конструкций, выполненных по методу «стена в грунте».

По инициативе проф. Ю. А. Соболевского, получившей в 1975 г. поддержку первого секретаря ЦК КПБ П. М. Машерова, начато применение метода «стена в грунте» при подземном строительстве, причем была выделена валюта на приобретение импортной техники для ведения работ по данной и буроинъекционной технологиям. В системе комбината «Минскстрой», а затем и «Минскметростроя» были организованы подразделения для ведения работ по этим технологиям. Научное обеспечение (вплоть до составления проектов) приняли на себя сотрудники кафедры.

В 1977 г. была составлена и утверждена в качестве Республиканских строительных норм (РСН-20-77) «Временная инструкция по технологии устройства траншейных стен (метод «стена в грунте»)», а в 1987 г. издан переработанный вариант РСН-20-87 «Проектирование и устройство траншейных и свайных стен методом «стена в грунте». С 2001 взамен этих документов в Беларуси действует Пособие П14-01 «Проектирование и устройство свайных и траншейных стен» к СНБ 5.01.01-99 «Основания и фундаменты зданий и сооружений». Появление этих документов явилась началом большой работы сотрудников кафедры по созданию многих других нормативных документов Национального комплекса нормативно-технических документов Беларуси.

В 1980 г. творческому коллективу из 10-ти представителей кафедры (руководитель – проф. Ю.А.Соболевский, соавтор доц. М.И.Никитенко), Минпромстроя и ВНИИГС за внедрение метода «стена в грунте» в строительную практику Беларуси была присуждена первая учрежденная тогда премия Совета Министров БССР.

От самого начала строительства Минского метрополитена в мае 1977 г. кафедра в лице ее тогдашнего заведующего проф. Ю. А. Соболевского совместно с руководством «Минскметростроя» и Дирекции строящегося метрополитена в г. Минске включились в рабо-

ту по возведению объектов метрополитена методом «стена в грунте», причем в тот период «Минскметрострой» даже стал лидером в СНГ по его применению.

В Минске с использованием этой прогрессивной технологии и креплениями ограждений котлованов буроинъекционными анкерами возведены станции метрополитена «Площадь Ленина», «Восток», «Тракторный завод», «Купаловская» и «Фрунзенская», «Молодежная», «Пушкинская», «Партизанская», «Автозаводская», «Могилевская».

За оригинальное решение конструкции станции «Восток» с использованием в ее составе траншейных стен в конце 90-х годов ряд работников «Минскметростроя» и «Минскметропроекта», а также проф. Ю.А. Соболевский стали лауреатами премии Совета Министров СССР.

Преимущества и достоинства этих передовых технологий в полной мере проявили себя в 1987 – 1989 гг., когда проходка трассы метрополитена выполнялась в историческом центре города. В то время кафедра взяла на себя руководство работами по спасению памятников архитектуры в центре Минска (жилые дома по ул. Энгельса, здание театра им. Я. Купалы, Облсовпроф – бывший Бернардинский женский монастырь, Свято-Духов кафедральный собор – ХУП в., обелиск Победы и др.).

В связи с этим можно отметить совместные научные, организационные и проектные работы по стабилизации оползней с помощью буроинъекционных анкеров на площадках санатория «Белоруссия» в Мисхоре, пансионата «Криворожский Горняк» на грандиозном Кучук-Койском оползне и «Солнечный» Севморзавода в пос. Форос в Крыму. Анкерное крепление оползней распространилось по Южному Берегу Крыма.

Весь накопленный кафедрой опыт по буроинъекционной технологии аккумулирован в утвержденном Госстроем Республики Беларусь пособии 1-93 «Проектирование и устройство буроинъекционных анкеров и свай» к СНиП 2.02.03-85 (Разработчики – д.т.н., проф. Ю. А. Соболевский и к.т.н., доц. М. И. Никитенко). В настоящее время этот нормативный документ при участии к.т.н. К.Э. Повколаса переработан под шифром П18-03 к СНБ 5.01.01-99 с учетом внесенных изменений.

Исследования, посвященные буроинъекционной технологии, нашли отражение в ряде успешно защищенных кандидатских диссертаций (Д.Ю. Соболевский, О.В. Попов, Аль Масри Абдул Салам, Мохаммад Хелло Муса, И.М. Клейнер, Г.О. Дегиль, Лал Судхир Кумар, К.Э. Повколас, С.В. Игнатов). Итог многолетних исследований, посвященных буроинъекционной технологии, отражен в изданной в 2007 г. монографии М.И. Никитенко «Буроинъекционные анкеры и сваи при возведении и реконструкции зданий и сооружений» и защищенной им в 2009 г. докторской диссертации с тем же названием.

Фильтрационный подход к технологиям буроинъекционного изготовления анкеров и свай, оценка их несущей способности с позиций стесненной дилатансии, разработанные доктором технических наук Д. Ю. Соболевским для сыпучих грунтов в его кандидатской (1985 г.) и докторской (1998 г.) диссертациях, явились новым научным направлением в механике грунтов. Вопросам дилатантной составляющей прочности несвязных грунтов посвящены кандидатские диссертации О.В. Попова и Т.М. Уласик.

Ранее (в 70-е годы) на кафедре исследованиями по пирамидальным сваям и их успешным внедрением в строительную практику нашей страны занимались канд. техн. наук, доценты М. А. Ситников, Л. Д. Шайтаров, Б. И. Циунчик и асс. М. М. Борисевич, что нашло отражение при разработке ими национальных нормативных документов.

За последние годы происходит бурное интенсивное внедрение в строительную практику Беларуси многих других новых геотехнических технологий, среди которых весьма перспективна струйная. Этому в значительной мере способствуют научные разработки сотрудников кафедры, подкрепленные составлением нормативных документов. В частности, очень эффективными оказываются вибронабивные и виброштампованные сваи, в том числе с коническими стволами и уширениями под нижними концами.

Особое значение имеет использование в составе свайных фундаментов сопротивления грунта под подошвами несущих ростверков, что приводит к существенному сокращению потребного количества свай. Такая возможность обоснована экспериментальными и теоретическими исследованиями В.А.Сернова, подготовившего под руководством д.т.н. М.И.Никитенко по данной проблеме кандидат-

скую диссертацию, а в настоящее время продолжающего свои исследования в рамках докторской.

При содействии кафедры новые технологии успешно освоены и применены на практике вновь созданными специализированными фирмами («Анкер», «Фундаменты», «Специнжстрой», «ОптиОСтрой», «Атавия», «АлВитС», «Буровая компания «Дельта», «Спецгеострой», «Абиком» («Геотпарк») и др., причем некоторые из них учреждены или возглавлены бывшими или нынешними сотрудниками кафедры (Д.Ю.Соболевский, О.В.Попов, Ю.В.Анисимов, А.В.Никифоров). Проводниками новых идей и научных разработок являются выпускники факультетов строительного профиля, многие из которых активно участвовали в научных кружках при кафедре и выполняли сами исследования по линии НИРС, а сейчас работают в проектных и строительных организациях.

Столь значительный размах научно-исследовательской работы кафедры и ее связи с производством, кроме прямой выгоды народному хозяйству, приносит большую пользу и учебному процессу. За весь период существования сотрудниками кафедры выдано несколько тысяч заключений и экспертиз, издано 8 монографий (из них одна на английском языке), опубликовано более тысячи статей.

Значительный размах получила работа по хозяйственным договорам и госбюджетным темам, которая стимулировала написание диссертационных работ.

Кафедра готовит специалистов высшей квалификации не только для Беларуси, но и для зарубежных стран: Сирии (Фуад Исса Аль-Джауабри, Аль Масри Абдул Салам, Мохаммад Хелло Муса, Джазаа Басем Фаузи), Руанды (Огюстен Безимана), Непала (Лал Судхир Кумар, Упендры Махато), Ливана (Михаил Ильич Казан и Хайсан Хасан Заят), Ирана (Бабак Моради Сани), Палестины (Абу Файха Ибрагим Халаф).

Подготовкой специалистов высшей квалификации и руководством дипломных проектов руководят профессора Никитенко М.И., Колпашников Г.А., Бойко И.Л., Кравцов В.Н., Сернов В.А, Бабак Моради Сани.

В конце 2002 г. завершили обучение в докторантуре при кафедре к. т. н. О. В. Попов, а в 2004 г. сотрудник Полоцкого технического университета к.т.н. А. П. Кремнев (у обоих научный консультант –

доктор технических наук Д. Ю. Соболевский). В 2015г. окончил обучение в докторантуре к.т.н., доц. Сернов В.А.

Круг научных интересов сотрудников кафедры аккумулируется в госбюджетных тема на пятилетние сроки. Научный потенциал кафедры позволяет решать широкий спектр затрагиваемых этими темами вопросов. Их успешному решению способствует традиционная тесная связь со специалистами родственных вузовских кафедр, научно-исследовательских коллективов, изыскательских, проектных и производственных организаций Беларуси. Важная роль при этом отводится научным контактам со специалистами ближнего (Россия, Украина, Литва, Эстония, Казахстан) и дальнего (Чехия, Словакия, Польша, Германия) зарубежья. Ранее эти контакты были на плановой основе, а в последние годы – путем участия в международных научно-технических конференциях.

Следует отметить удачное выступление с докладами на международных конференциях в г. Париже в июле 2013 г., в г. Астане в августе 2016 г. и в г. Сеуле в сентябре 2017г. ст. преподавателя Тронда Т.В.

Важное значение в деятельности кафедры принадлежит оказанию помощи производству и разработке национальных нормативных документов через РУП «Стройтехнорм» Минстройархитектуры РБ. Д.т.н., проф. М. И. Никитенко является председателем технического комитета по нормированию – ТКС 02 «Основания и фундаменты, инженерные изыскания». В состав этого ТКС входят сотрудники кафедры: профессор Г. А. Колпашников, доценты Н. Н. Баранов, К.Э.Повколас, И.Л.Бойко, Сернов В.А., Кравцов В.Н. Ранее в состав ТКС входили ушедшие из жизни профессор П.Н. Костюкович, доценты Н.Д. Банников и Б.И.Циунчик. Эти специалисты принимали участие в составлении большого числа нормативных документов.

В современных условиях весьма актуальна в строительной отрасли Беларуси проблема перехода на европейские нормы и гармонизации с ними отечественных норм в качестве национальных приложений. В ее решении активно участвуют сотрудники кафедры. В частности, ими под руководством профессора кафедры д.т.н., проф. М.И.Никитенко осуществлен перевод с английского Еврокода -7, который утвержден Минархстроем РБ и издан на русском языке двух частях: ТКП-ЕН Ч.1 «Геотехническое проектирование. Общие

правила», Ч.2 «Геотехническое проектирование. Испытания и исследования грунтов».

Выводы

1. Созданная в 1953 г. кафедра «Инженерная геология, основания и фундаменты», реорганизованная в 1994 г. и получившая название «Геотехника и экология в строительстве» в настоящее время является специализированным учебным и научным центром геотехники Беларуси.

2. От момента своего создания и до сих пор наша кафедра, следуя заветам своих организаторов, первого заведующего д.т.н., профессора М. Ф. Макаровича и его последователя д.т.н., профессора Ю.А.Соболевского, продолжает традицию широкой связи с производством и помощи строительству в решении насущных практических вопросов, обеспечивая высокий уровень и достойное место геотехники Беларуси среди стран СНГ.

3. Имеющийся на кафедре научный потенциал с учетом взятого курса на омоложение преподавательского состава обеспечивает возможность подготовки высококвалифицированных инженерных кадров и специалистов высшей квалификации для нужд строительных отраслей Беларуси.

4. Кафедра «Геотехника и экология в строительстве» активно влияет на процессы освоения и внедрения новых прогрессивных геотехнических технологий и решение ответственных задач исходя из сложных геологических и гидрогеологических условий, а также с учетом экономии энергоресурсов, обеспечения безопасных условий работ нулевого цикла и охраны окружающей среды.

5. Сотрудники кафедры благодаря своим исследованиям и осведомленности о новейших мировых достижениях в геотехнике вносят весомый вклад в реализацию плана разработки Национального комплекса нормативно-технических документов Беларуси.

ЛИТЕРАТУРА

1. Соболевский Ю. А. 40 лет кафедре «Основания, фундаменты и инженерная геология» Белорусской государственной политехнической академии // Водное хозяйство и гидротехническое строительство. – Вып. 20. – Минск: Урожай, 1993. – С.107-116.

2. 50 лет со дня создания кафедры «Основания, фундаменты и инженерная геология» БПИ (в настоящее время кафедра «Геотехника и экология в строительстве БНТУ) // Будавніцтва-Строительство-Construction. № 1-2, 3003. – С. 5-17.

3. Никитенко М.И. Роль кафедры «Геотехника и экология в строительстве» Белорусского национального технического университета в подготовке высококвалифицированных специалистов для строительной отрасли Республики Беларусь // Строительная наука и техника. – 2008. – №5(20) – С.64-73.

СЕКЦИЯ 1. ИНЖЕНЕРНЫЕ ИЗЫСКАНИЯ И ГЕОТЕХНИЧЕСКИЙ МОНИТОРИНГ

УДК 691.32.008.6

ИССЛЕДОВАНИЕ СПЛОШНОСТИ СТВОЛА БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ, ВЫПОЛНЕННЫХ В СЛОЖНЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

Бойко И.Л., канд. техн. наук, доцент, **Бойко В.И.**
(Белорусский национальный технический университет,
г. Минск, Беларусь)
Назаров Н.А.
(ОАО «Стройкомплекс»)

Надежность и долговечность зданий и сооружений в значительной мере зависит от надежности фундаментов. В сложных геологических условиях в качестве фундаментов часто применяют набивные сваи. Опыт их использования свидетельствует, что технология их устройства в сложных инженерно-геологических условиях не всегда обеспечивает требуемое качество. Одним из наиболее часто встречающихся дефектов – нарушение сплошности бетона ствола свай. Выявить такие дефекты возможно только с использованием специального оборудования и приборов. Используемые в Беларуси оборудование и методы их выявления в буронабивных сваях зачастую дают противоречивые результаты. Этот факт служит основанием для проведения исследований, позволяющих выявить область применения различных методов определения сплошности ствола набивных свай.

Приведенные в статье результаты исследований, посвящены оценке и определению рациональной области применения различных методов диагностики сплошности ствола буронабивных свай, применяемых в Республике Беларусь.

К *разрушающим методам* относится контроль качества и прочности бетона свай по результатам испытаний контрольных кубиков, изготовленных из проб бетонной смеси, которые должны твердеть в условиях, идентичных с условиями твердения конструкций [1].

В действительности контрольные образцы твердеют на улице, в условиях, существенно отличающихся от условий твердения бетона в скважинах и не отражают фактического состояния бетона в объеме свай. Более доказательными являются испытания прочности кернов, выбуренных из ствола свай. К основным *неразрушающим методам* контроля сплошности бетона свай в практике строительства в Беларуси относят акустические и ультразвуковые [2]. Применение их основано на возбуждении импульсов, имеющих центральную частоту в достаточно высоком диапазоне (от сотен Гц до десятков КГц).

Для оценки достоверности методов определения сплошности бетона стволов свай она определялась с использованием акустического, ультразвукового методов и по выбуренным кернам. Исследования проводились на одном из объектов на натуральных сваях.

Инженерно-геологические условия площадки характеризуются наличием верховодки, вод sporadического распространения, и напорных. Водовмещающие грунты – пески пылеватые, мелкие, средние. Водоупором служат моренные отложения. Площадка сложена глинстыми грунтами (супеси и суглинки моренные) и песками различной крупности. Сваями прорезают несколько водоносных горизонтов, что создает сложности при их изготовлении из-за напорного характера грунтовой воды.

В качестве исследуемых использованы 5 буронабивных свай-столбов диаметром 1180 мм. Фактическая длина их уточнялась при изготовлении. Скважины под свай-столбы выполнялись под защитой обсадной трубы с гидропригрузом. Затем в скважину устанавливался арматурный каркас, и она заполнялась бетоном методом ВПТ с извлечением обсадной трубы.

Применение сейсмоакустического метода контроля сплошности ствола свай (Sonic Integrity Testing) позволило установить отметку пяты свай, выявить значительные включения (размером 10-20% от радиуса свай), участки резкого сужения или расширения свай. Этот метод также позволил выявить крупные дефекты в сваях, а последующая локализация их выполнялась с помощью ультразвуковых исследований и контрольного бурения.

При производстве сейсмоакустических наблюдений использовалась двухканальная высокочастотная сейсмостанция ИДС-1, производства фирмы «ЛОГИС» (рисунок 1).



Рис. 1. Оборудование для определения сплошности бетона ствола свай

Результатом фиксации прибором отраженных волн является рефлектограмма (рисунок 2).

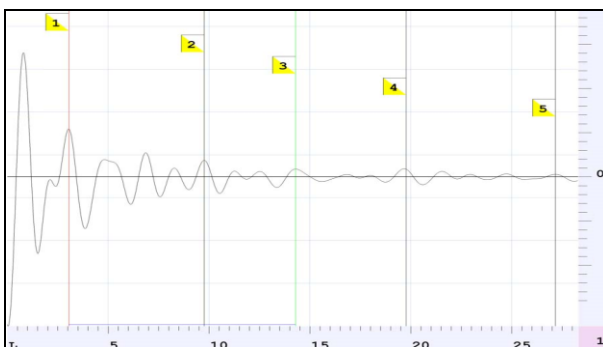


Рис. 2. Рефлектограмма сваи

Ультразвуковой метод контроля сплошности ствола свай (Cross Hole Ultrasonic Monitor Method) основан на связи между скоростью распространения звуковой волны со сплошностью и плотностью бетона. Ультразвуковая волна передается от излучателя к приемнику в виде импульсов с заданной частотой (рисунок 3).

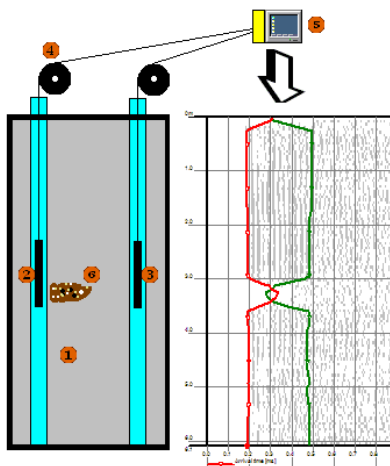


Рис. 3. Схема исследования ультразвуковым методом

Исследования выполнялись с соблюдением требований ГОСТ 17624 по схеме сквозного прозвучивания. Измерения выполнялись дискретно с шагом 200 мм по длине сваи.

Исследование бетона свай методом ультразвукового контроля выполнялось ООО «Технотест». При производстве ультразвуковых исследований использовался прибор ПУЛЬСАР-2.2 «ДБС».

Работы на площадке строительства выполнялись в следующей последовательности: проверка состояния инъекционных трубок, заполнение трубок водой, установка счетчиков положения излучателя и приемника на инъекционную трубку, измерение расстояния между осями датчиков, регистрация полученных данных через каждые 200 мм при погружении датчиков, перестановка датчиков на другое сечение.

По результатам ультразвуковых исследований, для каждой обследованной сваи составлен график изменения скорости прохождения звука (рисунок 3).

Контрольное бурение свай и отбор кернов выполнялось алмазными коронками Ø 96 мм по всей длине сваи с последующим испытанием их в лаборатории. Для исследования были выбраны сваи, в которых выявлены дефекты по результатам ультразвуковых и сейсмоакустических исследований.

При выбуривании кернов велся журнал, где фиксировались скорость бурения, время отбора кернов.

Заключение.

Сейсмоакустический метод позволяет оценивать сплошность бетона свай без удорожания их стоимости. Проведенные исследования показали, что применение метода сейсмоакустического контроля (Sonic Integrity Testing) позволяет выполнить предварительный поиск крупных дефектов в сваях. Для их последующей локализации следует применять ультразвуковые исследования и (или) контрольное бурение.

Ультразвуковой контроль сплошности бетона ствола буронабивных свай (Cross Hole Ultrasonic Monitor Method) позволяет определять и локализовать дефекты бетонирования ствола сваи. Однако этот метод требует установку дополнительных труб и является более дорогостоящим.

При выборе метода следует учитывать требуемую полноту получаемых данных о сплошности бетона буронабивных свай. На первом этапе следует применять сейсмоакустический метод как наиболее дешевый и не требующий дополнительных затрат. В случае выявления дефектов их положение следует определять выбуриванием кернов. Если предполагается применение ультразвукового метода при изготовлении свай необходимо предусмотреть установку дополнительных трубок, что позволит избежать отбора кернов.

Наиболее достоверно определять наличие и вид нарушения сплошности бетона ствола буронабивных свай позволяет бурение кернов. Применение этого метода ограничивается высокой стоимостью работ, а также необходимостью ликвидировать полости после извлечения кернов.

ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ 18105-2010. Бетоны. Правила контроля и оценки прочности / НИЦ Строительство; НИИЖБ – М, 2010.

2. Клевцов В.А., Коревицкая М.Г., Матвеев Ю.К. Применение неразрушающих методов испытаний при обследовании монолитных конструкций // Бетон и железобетон – 1991– № 7 – С. 1920

ОСНОВЫ МЕТОДОЛОГИИ СТРОЙИНЖИНИРИНГА

Бусел И.А., доктор геолого-минералогических наук
(ЗАО «Стройизыскания», Республика Беларусь, г. Минск)

Любая инженерная, конструкторская, экономическая деятельность всегда связана с выбором варианта решений. Надо не просто создать конструкцию, но и добиться, чтобы она стала наилучшей по тем или иным показателям, чтобы она наилучшим образом служила тем целям, для которых она создается.

Сложность строящихся зданий и сооружений возрастает по экспоненте. В этом и состоит главная особенность современной эпохи развития строительного производства.

Конструкции, которые создают инженеры, во все большей степени используют знания смежных наук. Резкое усложнение всевозможных производственных связей, технологий, переход к новым материалам качественно усложняют работу изыскателей, проектировщиков, производителей стройматериалов, строителей и эксплуатирующих организаций.

По оценкам специалистов сложность строительной продукции возросла в 5 и более раз за последние три десятилетия.

А как изменился «арсенал» конструктора за эти годы? Какими новыми инструментами оснащен сейчас конструктор для того, чтобы справляться с этими сложностями, с тем новым потоком информации, который должен быть увязан в одно целое, именуемое конструкцией? Как изменилась сама технология проектирования?

Анализ показывает, что изменения здесь не столь уж велики. Сегодня в распоряжении конструктора есть технические средства (компьютеры, принтеры, сканеры и др.), отдельные программные продукты. Но не в одной технике дело. Точнее, главное даже не в технике. Суть трудностей заключается прежде всего в том, что рост сложности создаваемых конструкций привел к резкому расширению задач, стоящих перед проектировщиком, и к не менее резкому их усложнению. Ему приходится учитывать обстоятельства, часто недостаточно изученные наукой, которая, как правило, не поспевает

за потребностями конструктора. Она развивается своими путями – самобытными, оригинальными, но не всегда совпадающими с интересами практики. Такое рассогласование неизбежно. Так или иначе, но усложнение конструкций всегда служило мощным ускорителем прикладной строительной науки. В проектных институтах сейчас начинают использовать во все большей степени сложные методы решения инженерных задач.

По существу, это означает необходимость создания специальной системы правил и алгоритмов, которые и составят основу новой технологии автоматизированного проектирования сложных объектов, их строительства и эксплуатации.

Создание любых сложных технических конструкций – это прежде всего акт творчества. И он, наверное, никогда не может быть, формализован до конца.

Анализ научно-технологических достижений в строительной области и современного развития информационных ресурсов и технологий позволяет утверждать, что достижение оптимальной эффективности и требуемого уровня качества строительной продукции возможно только на основе комплексной методологии изыскательских, проектных, строительных и эксплуатационных работ как единой организационно-технической системы.

В последние годы в мировой науке определилось новое научно-техническое направление – «рок инжиниринг», охватывающее теоретические и методологические основы проектно-изыскательных и строительных работ. Становление этого направления характеризуется необыкновенно быстрым развитием и широким распространением в передовых научно-индустриальных странах (США, Японии, Германии, Великобритании) и сопровождается многочисленными обсуждениями на международных конференциях и симпозиумах, а также появлением множества публикаций (З.Т. Биенявский, Дж. Хадсон и др.).

Нельзя не отметить малую известность этого нового направления среди специалистов постсоветского пространства и его слабую освещенность в научно-технической литературе в этих странах.

Практическая невозможность разработки единой теории для строительства на скальных и дисперсных породах и необходимость создания специальной методологии для дисперсных грунтов связаны главным образом с коренным различием строениями свойств

грунтов, а также методом их изучения и оценки устойчивости. Сильно различаются и механизмы процессов взаимодействия этих типов грунтов с инженерными сооружениями.

В самом общем понимании объектом исследований стройинжиниринга является жизненный цикл строительной продукции (проекта).

В связи с изложенным, предметом стройинжиниринга является комплексная методология изыскательских, проектных, строительных и эксплуатационных работ, направленных на эффективную и качественную реализацию строительных проектов, а его содержание выражается в разработке, изменении (в целях улучшения) и контроле воплощения в жизнь технологических, организационных и финансово-экономических моделей технических систем (объектов) в соответствии с поставленными целями.

В строительстве цель инжиниринга – разработать информационную модель объекта, систему управления строительным проектом и создать объект, как можно более близко соответствующий этой модели. При эксплуатации необходимо в первую очередь корректно моделировать технологические процессы с учетом реальных событий жизненного цикла объекта. Таким образом, на всех этапах инжиниринга требуется *непрерывное моделирование*: в период изысканий, проектирования и строительства – *моделирование устройства объекта*, на стадии эксплуатации – *моделирование процессов*.

Стремление к созданию строго научной методологии стройинжиниринга наиболее четко проявилось в основных в принципах, предназначенных как для оценки и оптимизации проектируемых сооружений, так и для улучшения технологических процессов их создания. Эти принципы, сформулированные З.Т. Биенявским путем приспособления аксиом общей теории инженерного творчества к специфическим условиям проектирования и строительства инженерных сооружений на скальных породах, включают:

1. ***Принцип независимости функциональных требований*** (существует минимальное количество независимых функциональных требований, которые полностью характеризуют потребности проектируемого объекта).

2. ***Принцип минимальной геологической неопределенности*** (наилучший проект тот, который характеризуется наибольшей изменчивостью инженерно-геологических условий).

3. **Принцип простоты проектных решений** (наилучший проект должен быть максимально упрощенным для экономии затрат на проектирование).

4. **Принцип нерегламентированного творческого подхода** (наилучший проект, в котором максимально использованы инженерно-эвристические методы, результаты научных исследований и достижения передового опыта).

5. **Принцип оптимизации** (наилучший проект является оптимальным с позиции теории оптимизации, включающей компьютерный анализ эффективности и стоимости проекта).

6. **Принцип оптимизации строительных работ** – principle «constructability» (наилучший проект, который предусматривает наиболее эффективные методы строительных работ и обеспечивает максимальную эффективность строительства).

Указанные принципы можно адаптировать для проектирования и строительства зданий и сооружений на дисперсных грунтах, с учетом их генетического типа, состава, строения, физико-механических свойств, характера пространственной изменчивости, гидрогеологических условий и др. При этом степень изученности инженерно-геологических условий должна обеспечивать получение оптимального объема информации, необходимого и достаточного для разработки эффективных проектных решений.

Важную роль в методологии имеет структурирование объединенного технологического процесса на стадии жизненного цикла строительного проекта. Такая логическая последовательность в увязке с перечисленными принципами, позволяющими оперативно оценить качество работ и принятые решения на каждом этапе. Здесь подразумевается гибкая структура технологического процесса, допускающая его оптимизацию в соответствии с конкретными условиями, а также применение инженерно-эвристических методов.

Решения, основанные на личном интуитивно-эмпирическом подходе специалиста, ускоряют проектирование, но заведомо отличаются неточностью и субъективностью, не гарантируют успех и могут противоречить другим эвристическим выводам. Сам термин происходит от греческого слова – «эвристик», что означает «помогающий обнаружить». По существу этот подход давно используется как всякого рода «эмпирические правила», различные аналоги, личные мнения и т.д. В стройинжиниринге он может влиять на выбор

расчетных показателей, планирование финансовых затрат, материальных ресурсов, распределение денег среди изыскателей, проектировщиков и строителей по разным направлениям и т.д. Таким образом, предлагаемый метод как бы научно «легализует» творческий выбор оптимального решения в каждом случае, исходя из личных представлений о наилучшем на момент выбора решения. По мнению Биенявского, технологические процессы в современной методологии рок инжиниринга можно охарактеризовать как использование инженерно-эвристического метода в рамках научно регламентированного подхода.

Большие перспективы имеют дальнейшая разработка и внедрение в процессы стройинжиниринга методов эмпирических классификаций, построенных на использовании богатейшего опыта проектно-изыскательских работ и заключающихся в упрощенном пересчете геологических параметров в обобщенную количественную характеристику (рейтинг) массива и в геомеханические свойства массива с выдачей некоторых предварительных проектных рекомендаций, минуя обычные расчеты и игнорируя незнание масштабного фактора. Эти классификации можно использовать для строительства зданий и сооружений, оценки устойчивости откосов и решения других задач.

Неточность непосредственного пересчета геологических параметров в свойства массива здесь обычно компенсируется большим объемом исследуемого пространства, дешевизной и быстротой исследования. Их применение позволяет улучшить инженерно-геологическое моделирование массива и его опробование, ограничив последнее только контролем и уточнением оценки свойств, полученных ранее с помощью эмпирических классификаций. Особенно целесообразно применение этих методов на небольших объектах и на начальных этапах проектирования крупных сооружений, а также там, где по тем или иным причинам оказалось невозможным проведение полевых геомеханических опытов.

Применение единой методики проектно-изыскательских и строительных работ открыло дорогу весьма эффективному методу активного проектирования (называемому также «наблюдательным» методом или «проектированием при проходке»). Вначале он был предложен для проектно-изыскательских работ по подземным сооружениям, при которых затруднительно и дорого проводить до-

проектные изыскания, требующие большого количества глубоких скважин и подземных выработок. Сущность метода заключается в сокращении допроектных изысканий с использованием для них методов эмпирических классификаций и в принятии приближенных проектных решений, которые затем должны уточняться непосредственно в процессе строительства с помощью оперативного мониторинга. Для совершения, ускорения и интерпретации результатов мониторинга и детализации проектных решений целесообразно использовать постоянно действующую математическую модель.

Учитывая ситуацию, которая сложилась в настоящее время в строительной отрасли назрела необходимость пересмотра устоявшихся подходов к разработке и реализации строительных проектов путем проведения комплексного реинжиниринга бизнес-процессов всего жизненного цикла строительной продукции и последующей информатизации систем управления проектами с применением современных информационных ресурсов и технологий.

Методологической основой таких работ может служить стройинжиниринг, как комплексная технология изыскательских, проектных, строительных и эксплуатационных работ, направленная на эффективную и качественную реализацию строительных проектов и организацию управления ими в реальном режиме времени на имитационных моделях объектов.

УДК 624.159.4

РАДИОВОЛНОВОЕ СКАНИРОВАНИЕ НЕДР

Бусел И.А., доктор геолого-минералогических наук
(ЗАО «Стройизыскания», Республика Беларусь, г. Минск)

Разработка и освоение новых и инновационных технологий геологических исследований недр для различных целей имеет важное значение как для экономики геологоразведочных работ, так и их последующей цифровизации.

В ЗАО «Стройизыскания» разрабатывается технология радиоволнового сканирования (РВС) грунтовых массивов и недр, предназначенная для оценки инженерно-геологических условий при строитель-

стве зданий и сооружений, а также поиска и разведки полезных ископаемых.

Предлагаемая технология РВС грунтовых толщ позволяет получать данные о структуре, формах и геологическом строении разреза на заданном участке глубиной до 5-10 км. Результатом является 3D активная модель распределения электродинамических, электрофизических (электромагнитных) параметров геологического разреза, по результатам пространственного распределения которых строится адекватная модель геологического строения исследуемой площадки проектируемого строительства или участка поиска или разведки полезного ископаемого при максимальном использовании результатов инженерно-геологических изысканий и материалов геологической разведки прошлых лет, а также априорных геолого-геофизических данных (каротаж, керн и т.п.).

Предлагаемый метод базируется на ряде ноу-хау, в основе которых лежат способы создания низкорективных волноводов в реальных средах. Для их создания формируется электромагнитное поле с управляемыми по специальным алгоритмам поляризационными, частотными, фазовыми и временными характеристиками с сохранением винтовой (геликоидальной) формы волнового фронта. При этом обязательным условием является управление частотой вращения вектора поляризации поля в широком диапазоне частот в течение длительности зондирующего сигнала. В результате взаимодействия с винтовым (геликоидальным) фронтом электромагнитной волны в реальной среде создаются необходимые для формирования волновода условия, обеспечивающие распространение нормальных радиоволн различного типа, при которых элементы реальной среды будут являть собой цепочку связанных волноводных ячеек, где каждая из предыдущих служит источником внешнего воздействия для последующей. Управление частотными, фазовыми и временными параметрами обеспечивает формирование зондирующего сигнала различной топологии, позволяющего получать резонансно-интерференционные отклики (биения, режимы бегущей и стоячей волны и пр.) от границ разделов сред, на выделение которых нацелены алгоритмы работы приемной части измерительного комплекса.

Основными интерпретационными параметрами в РВС являются: диэлектрическая и магнитная проницаемости, проводимость, скорость распространения электромагнитных волн, емкостные харак-

теристики геологических слоев и геоэлектрических неоднородностей, вычисляемые из параметров электромагнитного поля и его компонент.

Время измерения на точке зондирования не более 3-5 минут. При этом существует возможность предварительной оценки геологического разреза непосредственно на точке наблюдения.

В рамках проекта осуществляется:

1. Создание программно-аппаратного комплекса для радиоволнового сканирования грунтовых толщ, позволяющего по результатам площадного сканирования строить активные 3D модели распределения физических параметров, воспроизводить трехмерные представления конфигурации геологических тел, структур и т.д.

2. Разработка и освоения на основе этого комплекса технологий изучения и оценки инженерно-геологических условий площадок проектируемого строительства, а также поиска и разведки полезных ископаемых.

Технология РВС разрабатывается в двух вариантах:

1. Инженерное радиоволновое сканирование (ИРВС) грунтовых массивов для оценки инженерно-геологических и геоэкологических условий площадок проектируемого строительства зданий и сооружений, мостов и др. до глубин 100-200 м., а также линейных сооружений (дороги, трубопроводы различного назначения и др.).

2. Разведочное радиоволновое сканирование (РРВС) недр для поиска и разведки месторождений полезных ископаемых (нефть, газ, калийные и каменные соли, угли, минеральные воды и др.) до глубины 5-10 км.

Технология инженерного радиоволнового сканирования грунтовых массивов предназначена для изучения строения, свойств и состояния пород и отложений для целей инженерной геологии и строительства.

Эффективность метода ИРВС позволит этому виду исследований стать основной составной частью комплекса инженерно-геологических изысканий.

Безусловным достоинством ИРВС является возможность быстро и сравнительно недорого изучить значительную площадь и объем грунтовых массивов.

Взаимозависимость электромагнитных характеристик и инженерно-геологических показателей свойств грунтов обуславливает воз-

возможность косвенного определения последних по значениям электромагнитных параметров.

Установление корреляционных и теоретических зависимостей физических, прочностных и деформационных свойств грунтов исследуемых массивов от их электромагнитных характеристик позволит перейти к разработке расчетных геомеханических моделей массивов грунтов с использованием статистической механики композитных материалов.

Благодаря простоте и массовости исследований ИРВС-методы позволяют обоснованно распространять результаты единичных определений тех или иных инженерно-геологических показателей по площади и в глубину. Наконец ИРВС-методы позволяют изучать интересные нас свойства грунтов в любых объемах, соизмеримых с размерами будущего сооружения. Ни один из прямых методов не обладает такой возможностью.

При разведочном РВС недр метод позволяет обеспечить:

- бесконтактное сканирование геологического разреза до глубин 5–10 км;
- обнаружение и 3D оконтуривание неоднородностей геологического разреза;
- выявление пространственной формы геологических тел с одновременным определением их электромагнитных и морфологических (глубина, мощность, объем) параметров;
- высокую скорость ведения разведки (не менее чем в 3–5 раз по сравнению с традиционными, сроки выполнения полевых работ на 1 кв.км. до 1 месяца);
- минимизация затрат на проведение геологоразведочных работ;
- оперативный контроль за формированием и параметрами 3D модели структуры массива непосредственно в процессе полевых работ, позволяющий корректировать режимы и детальность съема данных.

Основные области применения ИРВС и РВС: инженерно-геологические и геоэкологические изыскания, поиск и разведка месторождений полезных ископаемых, в том числе водных ресурсов, мониторинг добычи, геофизическая разведка на шельфе и его ледяных полях, проектирование трасс продуктопроводов различного назначения, оценка состояния приповерхностного слоя в зонах вечной мерзлоты (в том числе оконтуривание водяных линз

для задач технического бурения), наземная заверка аномалий, выявленных в результате аэро– и космосъемок и др.

Аппаратура для реализации метода является автономным, мобильным измерительным комплексом, состоящим из следующих основных модулей:

- многоканального передатчика, обеспечивающего формирование и управление электромагнитным сигналом;
- многоканального приемника электромагнитного сигнала, обеспечивающего прием, селекцию и предварительную обработку ответного сигнала;
- приемной и передающей антенных систем;
- системы управления работой комплекса, обеспечивающего задание режимов и контроль работы комплекса, сбор, хранение, первичную обработку и визуализацию результатов измерения;
- автономной системы энергосбережения.

УДК 556.382.681.3 (476)

ВЛИЯНИЕ НЕОТЕКТОНИКИ НА ФОРМИРОВАНИЕ ПОКРОВНЫХ ОТЛОЖЕНИЙ В БЕЛОРУССКОМ РЕГИОНЕ

Колпашников Г. А. д-р геол.-минерал. наук, профессор
(Белорусский национальный технический университет,
г. Минск, Беларусь)

Изложен механизм растворения пород, вызывающий образование карстовых полостей. Описано техническое решение сборного ленточного фундамента с вкладышами, позволяющими произвести реставрацию основания и фундамента существующего здания.

Рассматривается возможность применения сборного фундамента мелкого заложения с дополнительным армированием на карстующихся основаниях.

The mechanism of rock dissolution, which causes the formation of karst cavities, is presented in the article. The author describes the tech-

nical solutions of the prefabricated perimeter foundation with a lining, which makes the restoration of the basis and foundation of the existing building possible.

The possibility of using a prefabricated foundation of shallow laying with additional reinforcement on karst basis is considered in the text.

История развития земной коры пережила несколько этапов тектонической деятельности. В конце 30-х годов многие исследователи пришли к важному выводу, определившему новое направление в развитии геологии. Была осознана ошибочность ранее принятых взглядов на новейшее время как период тектонического покоя и доказана широкая распространенность новейших тектонических движений. В 1948 году на конференции в Московском обществе испытателей природы В.А. Обручев предложил выделить новый раздел геологии – неотектонику – учение о структурах земной коры, образованных в результате молодых движений в конце третичного и первой половине четвертичного периодов и обусловивших формирование основных черт современного рельефа. Дальнейшие работы привели к обоснованию выделения нового, самого молодого неотектонического этапа в развитии земной коры.

Изучение неотектоники, помимо решения многих научных вопросов, позволяет оценить её влияние на формирование покровных отложений, интенсивность и направленность современных геологических процессов, установить степень надежности инженерных сооружений, построенных в различных условиях. Неотектоника определила современный облик территории.

Многочисленными исследованиями доказано, что активизация тектонических процессов произошла в неогеновый и четвертичный периоды, которые выделяются в последний самостоятельный этап тектонического развития Земли. На этом этапе созданы основные черты современного рельефа Республики Беларусь.

При изучении новейших движений в Беларуси были использованы материалы, опубликованные в различных изданиях, и карты по геотектонике. В основу всех построений положен метод, который позволил с учетом существующих представлений установить закономерности, вскрыть характер преобразования поверхности в результате изучения неотектоники. При всем многообразии существующих методов в основу предложенных построений положены

историко-геологические методы с применением принципа унаследованности, а также геоморфологические – изучение развития древней и современной гидрографической сети, времени заложения основных форм земной поверхности и геологического строения территории.

Неотектонический этап развития структур и формирования геологических тел начался с момента установления континентальных условий и регрессии последнего для этой территории Харьковского моря. Исходя из особенностей геологического развития территории, на нетектоническом этапе выделяются две стадии формирования земной коры.

На первой стадии в позднем олигоцене и в неогене продолжались активные неотектонические движения в пределах всех выраженных в рельефе тектонических структур, в основном, вдоль линий древних разломов, а также в районах, осложненных соляной тектоникой.

В середине плиоцена началось заметное воздымание юго-востока, причем наиболее значительным оно было у южного борта Припятского прогиба, и, видимо, достигло порядка 60 м. Это вызвало размыв на многих участках ранее накопившихся отложений и привело к тому, что к концу неогена площади, занятые этим прогибом, Жлобинской седловиной и западными склонами Воронежской антеклизы, оказались приподнятыми относительно западных и северо-западных структур того же ранга.

Таким образом, основные черты доантропогенного рельефа Беларуси сложились в палеоген-неогеновое время, когда произошли последние морские трансгрессии и были сnivelированы неровности рельефа малого времени. В плейстоценовое время пришедшим с севера ледником был в определенной степени сглажен доледниковый рельеф и погребен его под мощной толщей собственнотектонических и межледниковых осадков.

В своем основном распространении плейстоценовые отложения косвенно отразили общий структурный план доантропогенной поверхности, что отчетливо прослеживается на геоморфологических картах и картах мощностей четвертичных отложений. В ходе неотектонического развития в результате более резкого воздымания востока и юга, и относительного отставания в подъеме северо-запада образовался общий перекосяк поверхности с юго-востока на

северо-запад и на этом фоне более приподнятыми оказались восточные и южные края. Это нашло отражение в характере и мощности накопления четвертичных отложений (рис.1).

Плейстоценовая стадия испытывала заметное влияние неотектонических процессов на характер распространения материковых оледенений, неоднократно проникавших в пределы Беларуси. Так, в результате приподнятости юго-востока белорусский (наревский) ледник обошел это поднятие и продвинулся по более опущенному западному участку. Позднее территория Припятского прогиба была захвачена нисходящими движениями, поэтому следующий березинский ледник частично проник и сюда, оставив горизонт водноледниковых образований. На рубеже раннего и среднего антропогена отмечались дифференцированные восходящие движения, что на ряде участков привело к врезанию крупных рек до коренных пород. Заметное погружение поверхности происходит в период отрицательных движений при наступлении днепровского ледника, особенно мощного вдоль долины Днепра. После деградации этого ледника интенсивно воздымалась восточная часть Беларуси.

На основании анализа мощностей и характера распространения московского (сожского) ледника можно заключить, что в эту ледниковую эпоху юго-восток Беларуси был приподнят относительно юго-западной части.

Последний валдайский (поозерский) ледник охватил лишь площадь Белорусского Поозерья, вызвав заметные гляциоизостатические движения в этой области и примыкающей с юга полосе.

Совершенно очевидно, что развитие рассматриваемого региона в течение неотектонического этапа было неоднородным. Если в первую стадию опускания вошла южная часть Беларуси (Припятский прогиб, Полесская седловина, Подляско-Брестская впадина и юго-западные склоны Белорусской антеклизы), то в плейстоценовую – произошло смещение основного прогибания к западу и северо-западу.

Это нашло отражение на особенностях залегания покровных четвертичных отложений. На прилагаемой карте видно распределение разных генетических типов пород, расположенных в границах оледенений различного возраста – преобладание глинистых в северной части и песчаных в южной. Этим определяется изменение

водно-физических и физико-механических свойств пород. На всем протяжении территории в Республике Беларусь.

ЛИТЕРАТУРА

1. Асеев А.А. Роль тектонических и климатических факторов в формировании аллювиальных рек // Изв. АН СССР, сер. географ. 1960. № – С. 17-27

2. Горелик З.А. Связь современного рельефа Полесской низменности с тектоническими структурами. // Изв. Выс. учебн. зав. Геология и разведка, 1958. № 11. -С. 9-22.

3. Коржув С.С. Новейшие движения в Припятском Полесье и некоторые особенности их проявления // Матер. всесоюз. совещ. по изуч. четверт. периода. – М.: Изд-во АН СССР, 1961. –Т. 1. – С. 122-127.

4. Мещерков Ю.А. Молодые тектонические движения и эрозионно-аккумулятивные процессы северо-западной части Русской равнины. -М.:Изд-во АН СССР. 1961. – 88 с.

5. Николаев Н.И. Об использовании данных новейшей тектоники // Советская геология.1961. –№ 8. – С. 130-131.

УДК 624.159.4

КОНСТРУКЦИЯ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ ПРИ КАРСТОПРОЯВЛЕНИЯХ

Э. И. Мулюков, д-р. техн. наук, **Н. Э. Урманшина**, канд. техн. наук.,
О. В. Галимнурова, канд. техн. наук.

(Уфимский государственный нефтяной технический университет,
г. Уфа, Россия)

Изложен механизм растворения пород, вызывающий образование карстовых полостей. Описано техническое решение сборного ленточного фундамента с вкладышами, позволяющими произвести реставрацию основания и фундамента существующего здания.

Рассматривается возможность применения сборного фундамента мелкого заложения с дополнительным армированием на карстующих основаниях.

The mechanism of rock dissolution, which causes the formation of karst cavities, is presented in the article. The author describes the technical solutions of the prefabricated perimeter foundation with a lining, which makes the restoration of the basis and foundation of the existing building possible.

The possibility of using a prefabricated foundation of shallow laying with additional reinforcement on karst basis is considered in the text.

Процесс растворения пород в воде происходит в гетерогенной системе и сопровождается возникновением поверхностного концентрированного слоя, взаимодействующего с окружающей жидкой фазой (водой), имеющей какую-то (обычно уменьшенную) концентрацию. При этом самопроизвольно возникает стремление системы к выравниванию концентраций, что зависит от скорости диффузии, а также от факторов её ускоряющих.

Этот процесс в нормальных условиях протекает в две стадии. На первой стадии вокруг/на поверхности, как выше отмечено, образуется диффузионный слой в виде жидкой плёнки насыщенного раствора, благодаря отрыву (растворению) полярными молекулами воды молекул породы. На второй стадии происходит отвод растворённого вещества из диффузионного слоя в объём жидкой фазы путём взаимного проникновения соприкасающихся жидкостей. Это происходит самопроизвольно благодаря тепловому движению молекул в направлении меньшей концентрации вещества и ведёт к выравниванию химического потенциала в закрытой (изолированной) схеме. При проточной (открытой) схеме возможность отвода вещества из слоя зависит от концентрации вещества в проточной воде [1].

В обеих стадиях концентрация вещества в диффузионном слое сохраняется насыщенной насыщенной, равной растворимости породы, благодаря продолжающемуся отрыву продукта из твёрдой фазы. Скорость диффузии вещества на второй стадии при отсутствии внешних воздействий описывается первым законом *А.Фика*, устанавливающим пропорциональность диффузионного потока частиц градиенту их концентрации [2]:

$$v = D \frac{c_{\infty} - c}{\delta}, \quad (1)$$

где v – скорость диффузии;

D – коэффициент диффузии;

δ – толщина диффузионного слоя (плёнки), через который идёт диффузия;

c_{∞} – предельная концентрация вещества (растворимость) в плёнке;

c – концентрация вещества в жидкой фазе (в растворе), характеризующая минерализацию контактирующей воды.

Из формулы (1) видно, что при равенстве концентраций ($c_{\infty} = c$) растворение породы прекращается.

Зависимость скорости растворения пород от окружающей температуры t °С описывается уравнением *С.Аррениуса*:

$$K = A \exp(-E/RT), \quad (2)$$

где K – константа скорости растворения для соответствующего типа карстующейся породы;

A – множитель с размерностью $[\text{г} \cdot \text{см}^{-2} \cdot \text{сек}^{-1}]$;

E – энергия активации, определяющая скорость растворения при данной температуре;

R – газовая постоянная;

T – температура термодинамическая по шкале Кельвина, $T = t$ °С + 273,15 К.

Скорость диффузионных процессов при повышении температуры на один градус растёт на 1...3 % по данным *В.В. Кузнецова* [2]. Это подтверждается на практике.

В работах *А.Н. Щукарева* и *В.Нернста* [3] показано, что процесс растворения пропорционален площади растворяющейся поверхности:

$$\pm \frac{dc}{d\tau} = S \cdot \frac{D}{\delta} (c_{\infty} - c), \quad (3)$$

где S – поверхность раздела фаз (контактирующая с водой поверхность).

Растворение породы ускоряется также при наличии трещин, карверности. Существенно процесс активизируется при дефектах в кристаллических решётках. Расклинивающее давление плёнок жидкости в промежутках между твёрдыми поверхностями, также активизирует физико-химический процесс взаимодействия породы с водой.

Скорость растворения карстующейся породы в реальных условиях зависит от режима движения подземной воды. В ламинарном режиме растворение будет пролонгированным благодаря постоянной толщине диффузионного слоя и отсутствию перемешивания воды. Турбулентный режим характеризуется самоперемешиванием слоёв воды, нарушением сплошности диффузионного слоя, что существенно ускоряет процесс растворения. Естественно имеет значение наличие в потоке нерастворимых тонкодисперсных фракций, рН среды, что превращает подземную воду в суспензию, а собственно процесс взаимодействия породы с водой – в карстово-суффозионный. При этом наблюдается выщелачивание растворённых солей, нарушение микроагрегатной структуры грунтов (размыв) и вмывание в полости тончайших частиц породы с нисходящими токами воды.

Следует отметить, что естественный карстово-суффозионный процесс происходит в сложных инженерно-геологических и гидрогеологических условиях, не стабильных в пространстве и во времени.

Много трудностей и вопросов возникает при диагностике причин аномального поведения оснований эксплуатирующихся зданий и сооружений. Очень сложной является реализация технических решений по их стабилизации. В связи с этим могут представить интерес ремонтпригодные фундаменты, приспособленные для обследования состояния и усиления основания фундамента.

В разное время были предложены следующие технические и конструктивные решения сборных фундаментов мелкого заложения (ФМЗ) с учетом возможного возникновения сверхнормативных деформаций основания и провалов.

Для диагностики аномального поведения основания разработано техническое решение сборного ленточного фундамента с вкладышами на естественном основании включает модернизированные фундаментные плиты (подушки), снабженные торцевыми вырезами

размером, например, 160x320 мм, на обоих торцах плиты по середине. При монтаже плит возникают “окна” размером 300x320x320 мм, заполняемые грунтом. При монтаже по плитам фундаментных стеновых блоков над “окнами” оставляются проёмы размерами 400x600 мм (1200) мм на ширину блока, закладываемые малопрочным материалом (тощий бетон, кирпичная кладка на глиняном растворе) по ходу монтажа либо бетонирования. Шаг таких “окон” и проёмов 4,8...7,2 м (рис.1).

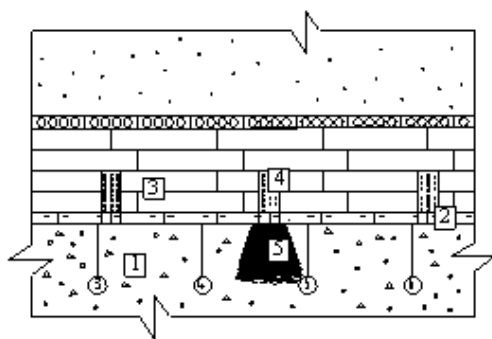


Рис. 1. Сборный ленточный фундамент с вкладышами:

- 1 – основание фундамента; 2 – фундаментные подушки с вырезами торцевыми;
- 3 – фундаментные стеновые блоки; 4 – вкладыши из малопрочного материала;
- 5 – отказ основания (осадка локальная, проседание, провал)

При отказе основания и появлении деформаций осадочного характера проём разбирается, “окно” в фундаментной плите расчищается. Затем производится диагностика состояния основания. Проём в плите позволяет осмотреть контактную зону между основанием с подошвой, отобрать пробы грунта и воды, произвести усиление основания либо фундамента. Полость, обнаруженная под подошвой, позволяет сфотографировать внутренность.

При необходимости подошва фундамента обжатием основания включается в работу либо подводятся (вдавливаются) многосекционные сваи, до заданного сопротивления, упираясь домкратом в перемышку проёма [4].

Рассмотрим работу типового сборного ленточного фундамента без картозащиты, оказавшегося над провалом. Такое происходит по закону редких событий (Пуассона) [5], что влечёт за собой раз-

рушение, хотя и на локальном участке, фундамента и даже его частичное обрушение в полость. Потеря геостойкости фундаментом одновременно сопровождается повреждением несущих перекрытий и стен в зоне провала и даже их возможным разрушением вслед за обрушением фундаментных плит и блоков. Провальное исчезновение основания либо утрата им несущей способности ведёт к перераспределению нагрузки, которая с провальной зоны “перемещается” на соседние работоспособные участки фундамента и его основания, догружая их.

В результате этого в основании фундамента здания (сооружения) в зоне карстовых проявлений будут возникать пластические напряжения и деформации. По этой причине несущая способность грунтов у границ карстовой полости снижается в связи с разуплотнением грунта вокруг полости и ростом давления в основании при перераспределении нагрузки на грунты от зданий и сооружений. Сохранившаяся часть здания висит над провалом с образованием на несущих стенах трещин арочного очертания с раскалыванием и сдвигом кирпичей [6].

Предлагается рассматриваемый фундамент превратить в жёсткую балку-стенку, которая сможет включиться в работу при возникновении карстовой особой нагрузки. Это достигается расчётным армированием сборного фундамента в горизонтальных и вертикальных швах между фундаментными плитами, стеновыми блоками и в стыках между блоками [7]. Естественно, балка-стенка может получить некоторый прогиб f и незначительное перераспределение нагрузки. При этом потеря геостойкости (обрушение) не произойдет.

Противокарстовый сборный ленточный фундамент, заармированный по определённой схеме, превращается в сплошной железобетонный массив. В условиях аварийных деформаций такой фундамент срабатывает как единая неразрезная жёсткая балка-стенка, перекрывающая зону провала и сохраняя геостойкость здания, сооружения.

При отсутствии отказа в основании рассмотренный фундамент работает как обычный сборный ленточный без реализации внешнего армирования, сохраняясь в запасе на случай возникновения провала. На рисунке 2 показано поведение сборного ленточного фундамента с внешним (габионным) армированием в условиях возникшей полости под подошвой фундамента. Полость может быть карстовой либо возникшей при просадке в лёссовых грунтах.

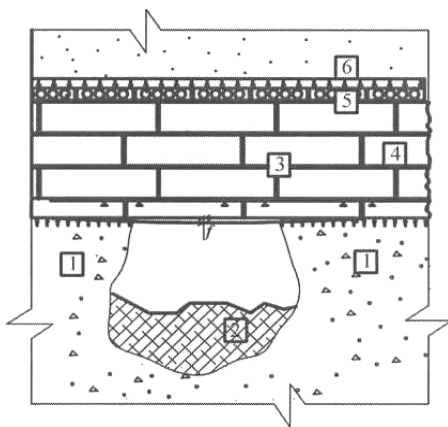


Рис. 2. Схема сборного ленточного армированного фундамента над карстовым провалом:

- 1 – основание фундамента; 2 – обрушенный грунт; 3 – объемное неразрезное армирование в монтажных петлях, в горизонтальных и вертикальных швах фундаментных плит и блоков; 4 – фундаментные плиты и блоки; 5 – плиты перекрытия; 6 – нагрузка на фундамент; f – расчетный прогиб

Использование при необходимости различных инженерных решений, включая вышеперечисленные, позволяют предотвращать сверхнормативные деформации зданий и сооружений, а также их аварии.

ЛИТЕРАТУРА

1. Мулюков Э.И., Урманшина Н.Э. Об инженерно-строительной карстологии. // Тр. Междун. конф. по геотехнике: Геотехнические проблемы мегаполисов. – М. НИИОСП, ПИ «Геореконструкция», – 2010. – В 5т. Т.4. – с. 1891-1896.
2. Кузнецов В.В. Физическая и коллоидная химия. М.: Высш. шк.-1968.-390 с.
3. Полак А.Ф. Твердение мономинеральных вяжущих веществ (вопросы теории). М.: Стройиздат.-1966.-208 с.
4. Способ усиления фундамента здания, сооружения: а.с.2037604СССР: МКУ Е О2D 27/08/-25.09.1991. - Мулюков Э.И.Опубл.19.06.95. Бюл.№17, 1995.

5. Мулюков Э.И. Карстовый процесс и строительное освоение закарстованных территорий Республики Башкортостан / Вестник АН РБ.-1999.– Т.4.-№3.-С.39-46.

6. Мулюков Э.И., Урманшина Н.Э. История строительства и ликвидации здания, построенного на палеокарстовых воронках/Тр. Межд. научно-техн.конф. к 50-летию БашНИИСтроя//Фунд-ты в сложн. грунт.усл. и противооползн. сооруж.-Уфа, БашНИИСтрой.-2006.-Т.2.-С.98-106.

7. Противокарстовый сборный ленточный фундамент: патент на изобретение 2397292С1. Росс.Федерация: МПК E02D 27/00 (2006.01) Мулюков Э.И., Урманшина Н.Э. и др. RU/УГНТУ – 2009114195/03; заявл.14.04.2009; опубл. 20.08.2010, Бюлл.№23. – 12с.: ил.7

УДК 55:57(069)

ПРОЯВЛЕНИЕ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКОГО РИСКА НА ТРАССАХ МАГИСТРАЛЬНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ

Мякота В.Г., ассистент

(Белорусский национальный технический университет,
г. Минск Беларусь)

Среди рисков, которым подвергается магистральный трубопровод, особое место занимает инженерно-геологический риск, который включает в себя как природную, так и антропоцентрическую составляющую. Его реализация во многом определится не только природными воздействиями, но и человеческим фактором, а также критериями ценности территории.

Among the risks faced by the trunk pipeline, occupies a special place engineering-geological risk, which includes natural and anthropocentric component. Its implementation largely determined by not only natural factors, but also the human factor, and also criteria of the value of the territory.

Магистральные трубопроводы представляют собой потенциально-опасные объекты для прилегающих к ним территорий. Опасность обусловлена, прежде всего, тем, что по ним транспортируются легко-воспламеняемые и токсичные вещества. А это значит, что в случае реализации любой нештатной ситуации может произойти их разрушение, результатом чего будет трансформация или уничтожение природных комплексов, а также повреждение инфраструктуры территории.

Вопросам проявления риска на магистральных трубопроводах посвящено ряд публикаций [2, 4, 5, 9]. В них рассматриваются разнообразные риски, возникающие на трассах магистральных трубопроводов, а также причины, вызывающие их. В настоящее время в сфере безопасности магистральных трубопроводов большое влияние уделяется безопасности его линейной части. С одной стороны, такой подход является обоснованным, так как магистральные трубопроводы – это источники опасности, а, следовательно, надо знать все причины возникновения аварий. А это затруднительно, так как трубопровод – это сложный технический объект. Он представляет собой часть природно-технической системы, в которой большое значение имеют процессы, происходящие в геологической среде. Поэтому мы имеем полное право рассматривать применительно к магистральным трубопроводам такой вид риска, как инженерно-геологический.

Так как инженерно-геологический риск – это один из видов риска, то следует разобраться в понятии «риск», которое существует в современной литературе. Проведенный анализ публикаций по данной тематике позволяет сформулировать определение риска, под которым понимается вероятность возникновения какого-либо события с предсказуемыми последствиями за определенный промежуток времени [4, 7, 8]. Исходя из этого определения под *инженерно-геологическим риском* будут пониматься изменения в инженерно-геологических условиях, которые приведут к разрыву трубопровода с последующим загрязнением или трансформацией прилегающих территории и (или) повреждением транспортной инфраструктуры. В основе инженерно-геологического риска лежит взаимодействие природных и антропогенных факторов, обеспечивающих безопасность трубопровода.

Природные факторы включают в себя проявления опасных геологических процессов, которые могут быть связаны с резкими климатическими изменениями. Данные изменения трудно предсказуемы, поэтому чтобы минимизировать последствия требуется анализировать многолетние данные по геофизическим, климатическим и гидрологическим факторам, которые влияют на инженерно-геологические условия. Надо отметить, что по причине влияния природных факторов происходит около 17% от общего количества аварий [1].

Антропогенные факторы подразделяются на внешнее антропогенное воздействие и ошибку управления на стадиях существования магистральных трубопроводов. В первом случае происходит умышленное или случайное повреждение трубопровода с последующим загрязнением территории. Изменение инженерно-геологических условий в данном случае будет связано с несоблюдением правил проведения земляных работ, несанкционированными врезками и проведением ремонтных работ. Все выше перечисленное приводит к повреждению трубопровода, а, следовательно, к трансформации территории (загрязнение и изменение почв, вырубка растительности и др.). Особенно это видно при нарушении технологии сооружения валика, следствием чего выступает заболачивание территории.

К ошибке управления относятся: брак при монтажных и сварочных работах, недостоверность инженерно-геологических данных, которые могут в дальнейшем стать первоисточником проблем магистрального трубопроводного транспорта. Включение первых двух в инженерно-геологический риск не случайно, так как резкое изменение инженерно-геологических условий может выявить «слабые» места, которые до этого спокойно существовали и нормально могли бы просуществовать до замены.

В свою очередь ошибки управления можно подразделить на *случайные* и *преднамеренные*. К первым относятся брак при проведении монтажных работ. Как было сказано выше, это одно из самых уязвимых мест при эксплуатации трубопроводного транспорта, когда любое незначительное изменение в геологической среде или условий транспортировки может спровоцировать разрыв трубопровода в этом месте. К проявлению случайного риска можно отнести и недоучет инженерно-геологических условий трассы трубопровода. Однако в последнее время в связи с тем, что происходит посте-

пенное изменение подходов к безопасности за счет экономии при проведении изысканий и обслуживания трубопроводного транспорта, такой риск уже случаен. Таким образом, выделяется еще один подвид риска – профессиональный, связанный с тем, когда принятие решения доверяется непрофессионалу. *Преднамеренный риск* – это когда человек знает о последствиях своего решения, но все равно поступает именно так. Примером может быть прохождение трассы трубопровода по территории особо охраняемых природных территорий, несмотря на запрет такого строительства. На рис. 1 представлена структура инженерно-геологического риска и его последствия для территории.

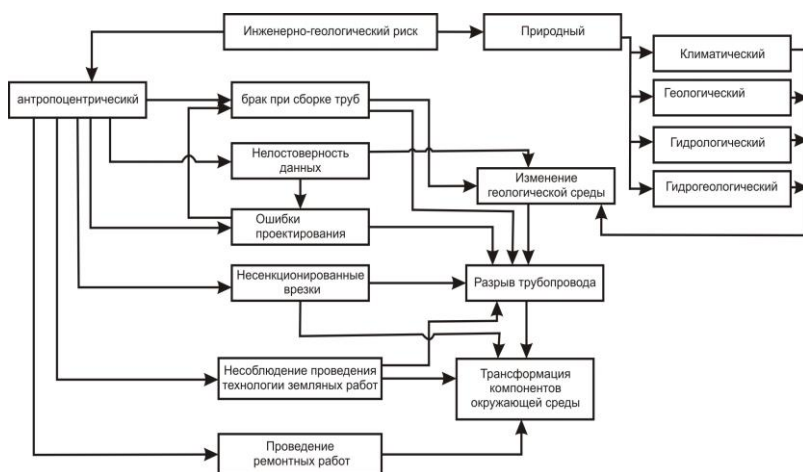


Рис. 1. Структура инженерно-геологического риска

Риск – эта мера опасности, включающая вероятность ущерба. Поэтому можно вести речь о подверженности объекта опасным природным или техногенным воздействиям, или уязвимость к этим воздействиям [8]. В нашем случае под объектом выступает магистральный трубопровод, а под опасностями – изменение инженерно-геологических условий, приводящих к возникновению аварийных ситуаций, которые становятся источником опасности для природных комплексов. Таким образом, происходит расширение области применения определения термина «риск» на прилегающие к магистральному трубопроводу территории. Это связано с тем, что

в результате изменений инженерно-геологических условий может произойти разрыв трубопровода, что в свою очередь повлечет за собой повышение вероятности возникновения риска для природных комплексов вблизи магистральных трубопроводов. Из-за того, что рассматриваемый нами риск – антропоцентрический, опасность для природных комплексов может быть заложена в самом проекте.

Надо отметить, что условия возникновения инженерно-геологического риска закладывается уже на стадии строительства магистрального трубопровода. Это связано с тем, что, что при все своем желании при отрывке траншеи сделать ровное дно траншеи нереально. Следовательно, на дне траншеи существуют неровности. При эксплуатации трубопровода на дно траншеи оказывается значительно давление, которое включает в себя вес насыпного грунта и трубы с содержимым, а как оно неоднородно, то существует риск разгерметизации трубопровода.

Ситуация ухудшается в том, что обнаружить место разгерметизации очень сложно. Таким образом, применение современных средств диагностики является одним из важнейших и актуальных вопросов в сфере безопасности магистральных трубопроводов.

К сожалению, избежать инженерно-геологический риск путем постройки наземного трубопровода практически невозможно, так при данном виде строительства будут проблемы, как с экологическим законодательством, так и мнением различных государственных и международных организаций, которые будут доказывать о негативном влиянии такого способа строительства на окружающую среду, таким образом, в современном мире преобладает подземный способ прокладки трубопровода, а следовательно, проявление инженерно-геологического риска будет возрастать.

Кроме отрыва траншеи, которая автоматически приводит к условиям возникновения инженерно-геологического риска, существует многообразие инженерно-геологических условий на трассах магистральных трубопроводов.

Особое место среди них занимает проявление опасных геологических процессов на трассах магистральных трубопроводов. В пределах республики Беларусь к ним относятся: карст, просадочность лессовых пород, проявление агрессивности подземных вод. Все вышеперечисленное является одной из причин активизации проявления инженерно-геологического риска.

По территории Беларуси проходит ряд магистральных трубопроводов, представленных газопроводами: Торжок-Минск-Ивацевичи; Щорс-Гомель-Минск-Вильнюс; «Ямал-Европа»; Ивацевичи-Брест; Кобрин – Брест-госграница и нефтепроводом «Дружба». Общая протяженность газопроводов по территории Республики Беларусь составляет 7220,4 км, в одноточном исчислении – 3009,6км, а протяженность нефтепровода – около 2500км [7].

В таблице 1 представлен процент распространения проявления опасных инженерно-геологических процессов в пределах трасс магистральных трубопроводов, пересекающих территорию Республики Беларусь.

Таблица 1

Проявление опасных геологических процессов
на трассах трубопроводов [7]

Трубопроводы	Опасные геологические процессы, %		
	Карст	Просадочность лесовых пород	Агрессивные подземные воды
Нефтепровод «Дружба»			
Широтная ветка	–	–	60
Меридиональная ветка	23	9	18
Газопроводы			
Торжок-Минск-Ивацевичи	9	26	2
Щорс-Гомель-Минск-Вильнюс	11	2	8
Ямал-Европа	29	8	3
Ивацевичи-Брест	15	–	100
Витебск-Могилёв	13	10	6
Ивацевичи – государственная граница Литвы	3	9	9

Таким образом, можно увидеть, что наименее подвержен инженерно-геологическому риску трубопровод «Щорс-Гомель-Минск-Вильнюс», где самая низкая доля проявления магистральных трубопроводов. А наибольшей опасностью подвергается трубопровод Ивацевичи-Брест.

Следовательно, чтоб избежать последствий проявления инженерно-геологического риска для территории требуется комплексный подход при проведении изысканий. Он позволяет оценить не только инженерно-геологические условия трасс, но выявить ряд элементов, представляющих ценность территории. К ним относятся: инфраструктура территории (пути сообщения, жилые и промышленные здания), сельскохозяйственные земли и особо охраняемые природные территории. На этих участках в случае реализации инженерно-геологического и других видов риска территория пострадает намного сильнее. Для минимизации последствий данные участки должны быть хорошо исследованы. И если с инфраструктурой территории все более или менее понятно (в качестве оценочных показателей можно использовать интенсивность движения автомобилей и поездов, но с учетом взвешенных коэффициентов для территории), то в случае с уникальностью территории возникают проблемы. Они обусловлены в первую очередь тем, что в настоящее время в литературе ценность территории в основном представлена для площадных объектов, а магистральный трубопровод представляет собой линейный объект. Вторая сложность в том, что при учете антропогенной преобразованности территории приведенная балльная оценка неприемлема для магистрального трубопровода. Например, лесные угодья относятся к слабой степени преобразованности. В нашем случае они будут выступать как одни из самых уязвимых участков в пределах трасс магистральных трубопроводов. Таким образом, изыскателю трудно оценить ценность территории, на которой располагается магистральный трубопровод или в дальнейшем планируется его строительство.

Таким образом, инженерно-геологический риск является одной из составляющей геоэкологической оценки трасс магистральных трубопроводов, при проведении которой выявляются участки, где в случае его реализации наиболее значимыми последствия. Проектировщику, строителю или изыскателю может не хватить знаний экологического направления по определению ценности территории.

Отягощающим фактором является желание удешевить проект в данном случае ограничить участие специалистов из других областей знаний, не связанных с технической или экономической составляющей проекта, а это в свою очередь повышает проявление инженерно-геологического риска, как на магистральном трубопроводе, так и для территории.

Выводы

1. Инженерно-геологический риск нельзя рассматривать обособлено, он имеет тесную взаимосвязь с другими видами риска.

2. Инженерно-геологический риск закладывается на стадии строительства магистрального трубопровода.

3 Резкая смена инженерно-геологических условий может привести к инициации разрыва в тех местах трубопровода, где был совершен брак в результате монтажных, сварочных и других видов работ, которые до этого момента существовали спокойно.

4 Проявление опасных инженерно-геологических процессов явятся одним из факторов, влияющих на условия проявления инженерно-геологического риска. В пределах Республики Беларусь наиболее подвержен инженерно-геологическому риску трубопровод Ивацкевичи-Брест.

5. При проведении инженерно-геологического риска следует уделять внимание не только инженерно-геологическим условиям и состоянию трубы, а также и территории, по которой проложен трубопровод (вид угодий, инфраструктура территории, наличие ценных, редких и исчезающих растений).

ЛИТЕРАТУРА

1. Власова, Л.В. Природные факторы при аварийности газопроводов / Л.В. Власова // Геоэкология – 2009– №3. – С.246-270.

2. Методическое руководство по оценке степени риска на магистральных нефтепроводах: Серия 27, выпуск 1 /Кол. авт. – М.: государственное предприятие Научно-технический центр по безопасности промышленности Госгортехнадзора России, 2000 – 96с.

3. Мякота, В.Г. Критерии геоэкологической оценки трасс магистральных трубопроводов / В.Г. Мякота // Наукові записки Сумського державного педагогічного університету. Географічне навуки. –

Вип. 3: [Збірник наукових прац / Наук. ред. Б.М. Нештаєв, А.О. Корнус та інш.]. – Суми: СуМДПУ, 2012. – С.

4. Мякота, В.Г. Методические подходы к оценке экологического риска на трассах магистральных трубопроводов/ В.Г. Мякота, // Материалы международной научно-технической конференции: Материалы, оборудование и ресурсосберегающие технологии» – Часть 2: Могилев. БРУ – С.147-148

5. Мякота, В.Г. Некоторые методические подходы к оценке и классификации экологического риска на трассах магистральных трубопроводов / В.Г. Мякота, // Научные труды тринадцатой международной межвузовской научно-практической конференции молодых ученых, аспирантов и докторантов «Строительство – формирование среды жизнедеятельности» – М.: МГСУ, Изд-во АСВ, 2010. – С.301-304.

6. Мякота, В.Г. Оценка опасных геологических процессов на трассах магистральных трубопроводов Республики Беларусь с использованием материалов дистанционных съёмок / В.Г. Мякота – Мн.: «Ривш», 2006 – С.145-147.

7. Природно– хозяйственные регионы Беларуси: Монография / Под науч. ред. А.Н. Витченко – Мн.: БГПУ, 2005. – 278с.

8. Хомич, В.С. Методические подходы и опыт оценки экологического риска / В.С. Хомич [и др.]// Природопользование – 2005.– №11. – С.13-22.

9. Швырев, А.А. Анализ риска для опасных производственных объектов транспортных предприятий АОО «Газпром»/ А.А Швырев. //Энергия: экономика, техника, экология – 2011 – №11. – С.53-58

СЕКЦИЯ 2. МЕХАНИКА ГРУНТОВ КАК ТЕОРЕТИЧЕСКАЯ ОСНОВА СОВРЕМЕННОЙ ГЕОТЕХНИКИ

УДК 691.32.008.6

МЕХАНИЧЕСКИЕ МОДЕЛИ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ С ОСНОВАНИЕМ

Балыш А.В. маг. техн. наук,
Сернов В. А. канд. техн. наук, доцент
(Белорусский национальный технический университет,
г. Минск, Беларусь)

На различных стадиях формирования и работы ствола буронабивной сваи её взаимодействие с грунтами основания изменяется. Зарубежными исследователями E. Di Biago, J.A. Roti, C.S. Otero, S. Uriel [1, 2] было установлено, что для свежего бетона начиная с некоторой глубины характер давления бетонной смеси на стенки скважины отклоняется от гидростатического давления жидкости данной плотности, что объясняется внутренним трением бетонной смеси и трением о стенки грунта. После твердения бетона это радиальное давление бетона уменьшается. Но не исчезает полностью.

В последующей фазе, когда ствол сваи воспринимает и передает на грунты основания внешнюю нагрузку, как показали опыты, проведенные D. Mohan [3], усилия по длине сваи распределяются неравномерно и характер этого распределения зависит от степени нагружения сваи.

Анализ графиков показывает, что смещение пикового значения сил трения по боковой поверхности с увеличением внешней нагрузки происходит вниз. После достижения максимальных значений касательные напряжения убывают по направлению к пяте сваи. И чем больше внешняя нагрузка, тем стремительнее они уменьшаются.

Как показали результаты работы, проведенной Г.С. Колесником и И.Ш. Фазуллиным [4], характер распределения касательных напряжений по боковой поверхности одиночных свай зависит и от соотношения продольной жесткости материала самих свай (рис. 3).

В качестве моделей использовались упругая и жесткая сваи – резиновая и стальная соответственно. Из рисунка 3б видно, что для жесткой сваи характерно равномерное распределение касательных напряжений по длине сваи, поскольку в любое поперечное сечение при приложении нагрузки получает одинаковое перемещение в силу несжимаемости материала сваи. В реальных условиях для свай характер распределения касательных напряжений будет промежуточным по сравнению с данными двумя моделями.

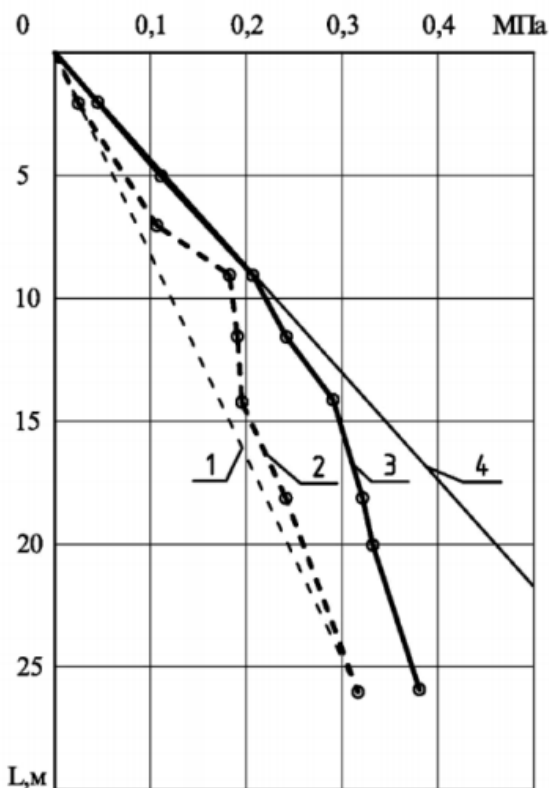
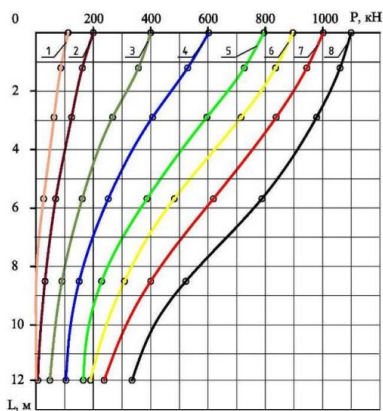
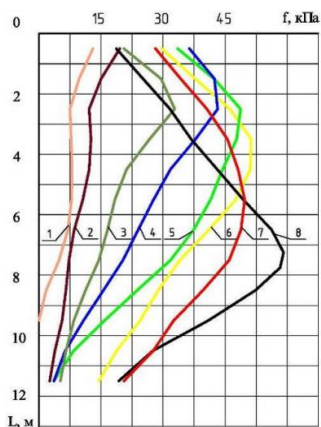


Рис. 1. Зависимость давления на стенки скважины от глубины по [48]:
 1 – гидростатическое давление жидкости с плотностью 1,2 г/см³; 2 – давление бетона на грунт после 24 ч; 3 – давление бетонной смеси на грунт;
 4 – гидростатическое давление жидкости плотностью 2,3 г/см³



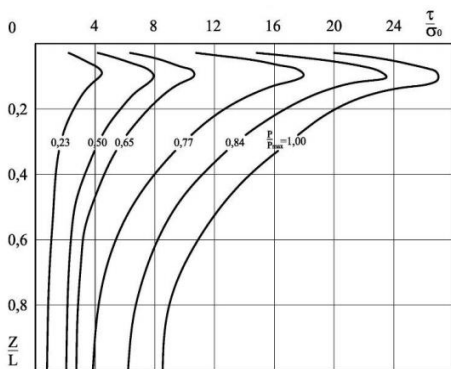
a



б

Рис. 2. Эпюры распределения внутренних усилий в буронабивной свае $L=12$ м при разных уровнях нагружения согласно:

a – распределение осевого усилия по длине сваи для разных значений внешней нагрузки; *б* – изменение касательных напряжений по боковой поверхности с глубиной; 1–8 – при $P=100,200,400,600,800,900,1000,1100$ кН



a



б

Рис. 3. Эпюры и изополя касательных напряжений для упругой и жесткой свай [4]:

a – эпюры касательных напряжений по длине упругой сваи; *б* – изополя касательных напряжений для жесткой и упругой свай, полученные поляризационно-оптическим методом

Согласно проведенным экспериментальным исследованиям [5] с маломасштабными буронабивными сваями было установлено, что при достижении сваей предельного состояния по грунту глубина активной зоны ниже торца составляет около двух её диаметров и двух диаметров в сторону от оси сваи. При этом срыв сваи происходил не по контакту «грунт – бетон», а на расстоянии 3 – 6 мм от ее поверхности.

Из рисунка 4 видно, что глубина сжимаемой толщи увеличивается с возрастанием нагрузки на сваю [5].

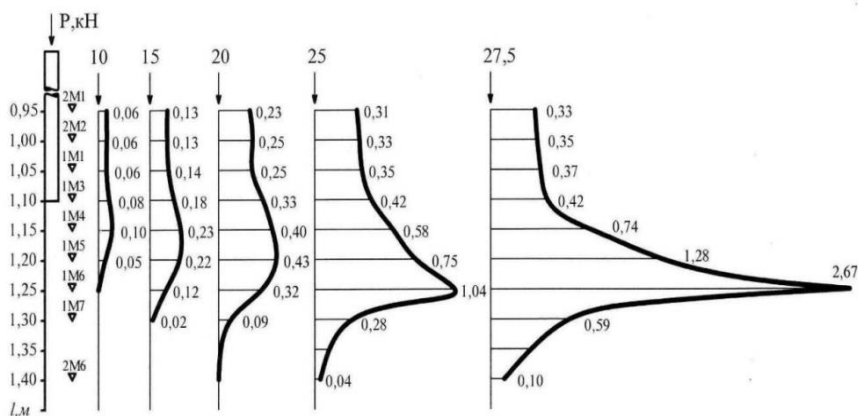


Рис. 4. Эпюры перемещения грунта основания в вертикальном сечении на расстоянии 50 мм от сваи в зависимости от приложенной нагрузки [5]

В работе [6] рассматривается геомеханическая модель взаимодействия одиночной длинной сваи с однородным и многослойным основанием, которая представлена в виде цилиндра диаметром $D=2b$ и длиной $L>b$, внутри которого размещена свая диаметром $d=2a$ и длиной $l>20d$ (рисунок 5а-в). Отличительной особенностью данной модели является то, что осадка сваи от действия сил трения по её боковой поверхности определяется по схеме взаимодействия сваи с грунтовым цилиндром ограниченных размеров. Последовательно рассматриваются два состояния: в первом случае отсутствует реакция на уровне нижнего конца сваи (рисунок 5б), во втором – отсутствуют силы трения по боковой поверхности (рисунок 5в). Из условия равенства осадок нижнего конца S_0 сваи и боковой повер-

ности S_{δ} и из условия равновесия $P_c = P_o + P_{\delta}$ определяются значения P_o и P_{δ} .

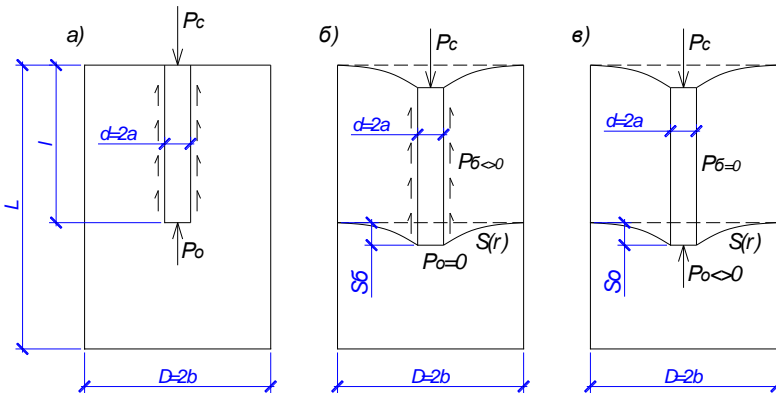


Рисунок 5 – Геомеханическая модель взаимодействия одиночной сваи с однородным грунтовым массивом ограниченных размеров по [6]: a – расчётная схема; b – первое состояние (отсутствует реакция грунта у нижнего конца сваи); $в$ – второе состояние (отсутствуют силы трения по боковой поверхности сваи)

В случае однородного (однослойного) основания сила трения по боковой поверхности сваи P_{δ} , сила реакции грунта под нижним концом сваи P_o , а также значение осадки S_c согласно [6] определяются по формулам

$$P_{\delta} = \frac{P_c}{1 + \beta_1}, \quad (1)$$

$$P_o = P_c \frac{\beta_1}{1 + \beta_1}, \quad (2)$$

$$S_c = \frac{P_c}{1 + \beta_1} \cdot \frac{\ln(b/a)}{2\pi lG}, \quad (3)$$

где P_c – нагрузка на оголовок сваи, кН;

b – радиус грунтового цилиндра, в пределах которого силы трения загущают, м;

a – радиус ствола сваи, м;
 l – длина сваи, м;
 G – модуль сдвига, Па;

$$\beta_1 = \frac{2a}{\pi l(1-\nu)K(l)} \ln\left(\frac{b}{a}\right);$$

$K(l)$ – коэффициент, учитывающий глубину вдавливания жёсткого круглого штампа от поверхности земли.

ЛИТЕРАТУРА

1. Di Biagio E., Roti J.A. Earth pressure measurements on a braced slurry trench wall in soft clay // Proc. 5th European Conf/ on SMFE, Madrid, Spain, 1972.
2. Uriel S., Otero C.S. Stress and strain beside a circular trench wall // Proc. Int. Conf. SMFE, Tokyo, Japan, 1977, vol.1, pp. 781 – 788.
3. O’Neill M.W., Resse L.C. Behaviour of axially loaded drilled shafts in Beaumont clay. Research Report 89.8. Center for Highway Research. The University of Texas at Austin. Austin, Texas, 1970. – 749 pp.
4. Колесник, Г.С. Определение несущей способности свай по результатам статического зондирования: дис. ... канд. наук. – Одесса, 1971. – 150с.
5. Глазачев, А.О. Исследование взаимодействия вертикально нагруженных буронабивных свай с основанием и их расчет с использованием статического зондирования: дис. ... канд. техн. наук. – Пермь, 2014. – 187с.
6. Динь Хоанг Нам. Взаимодействие длинных свай с грунтом в свайном фундаменте: дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02/ Динь Хоанг Нам. – Москва, 2006. – 163 с.

УСТОЙЧИВОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ АРМИРОВАННЫХ ОСНОВАНИЙ

Банников С. Н., канд. техн. наук

Ерохина Ю.А., маг. техн.наук

Архангельская Т.М., ст. преп.

(Белорусский национальный технический университет,
г. Минск, Беларусь)

В статье описывается методики оценки устойчивости и определения осадки водонасыщенных армированных оснований. Армированная среда рассматривается как трансверсально-изотропный слой грунта, лежащий на сжимаемом или несжимаемом изотропном основании. Приводятся данные о влиянии на осадку и устойчивость механических характеристик армированного грунта.

In article it is described methods of stability assessment and computation of the water-saturated reinforced bases settlement. The reinforced base is considered as a transversally isotropic soil layer lying on a compressible or incompressible isotropic base. Provides information about the mechanical characteristics reinforced soil influence on settlement and stability.

Строительство сооружений на слабых водонасыщенных грунтах связано со значительными трудностями в первую очередь это нарушением устойчивости оснований при их быстром загрузении, что проявляется в виде бокового выдавливания или выпора грунта основания за пределы подошвы в условиях нарушения его прочности. В связи с этим в настоящее время на первый план выходят мероприятия, связанные с повышением деформационных и прочностных характеристик грунта, что наиболее эффективно достигается за счет усиления грунта армирующими элементами в виде песчаных, гравийных, цементогрунтовых свай.

Нами предлагается вести оценку устойчивости армированного основания исход изизменения напряженного состояния основания при увеличении внешней нагрузки и на установлении непосред-

ственного безопасного (или допустимого) по условию работы сооружения напряженного состояния.

В качестве критерия при определении безопасной нагрузки применительно к строительству сооружений на армированных грунтах следует принять условие недопущения развития в основании зон разрушения.

Значение безопасной нагрузки $R_{кр}$ при которой развитие в усиленном основании сооружения областей предельного напряженного состояния грунта (областей разрушения) полностью исключается, если выполняется следующее условие:

$$\tau_{\max} \leq \tau_u, \quad (1)$$

Или

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x_0} - \sigma_{z_0}}{2}\right)^2} + \tau_{xz}^2 \leq (\sigma_{z_0} + \gamma_{II} \cdot z) \cdot \operatorname{tg} \varphi_{II}, \quad (2)$$

где τ_{\max} – максимальные касательные напряжения;

τ_u – предельное сопротивление грунта сдвигу;

c_{II}, φ_{II} – соответственно удельная сила сцепления и угол внутреннего трения усиленного грунта на глубине z ;

γ_{II} – удельный вес армированного грунта;

$\sigma_{x_0}, \sigma_{z_0}, \tau_{xz}$ – компоненты напряжений для начального момента после загрузки основания (для расчетной схемы показанной на (рис.1).

Начальные напряжения в скелете грунта нами предложено определять соответствии с выражениями:

$$\sigma_{z_0} = (1 - A)(\sigma_z - \sigma_x) ; \sigma_{x_0} = -A(\sigma_z - \sigma_x) ;$$

$$\tau_{x_0} = \tau_{xz} .$$

$$A = \frac{1}{1 + \Psi} ; \Psi = \frac{S_{11} + S_{13}}{S_{13} + S_{33}} .$$

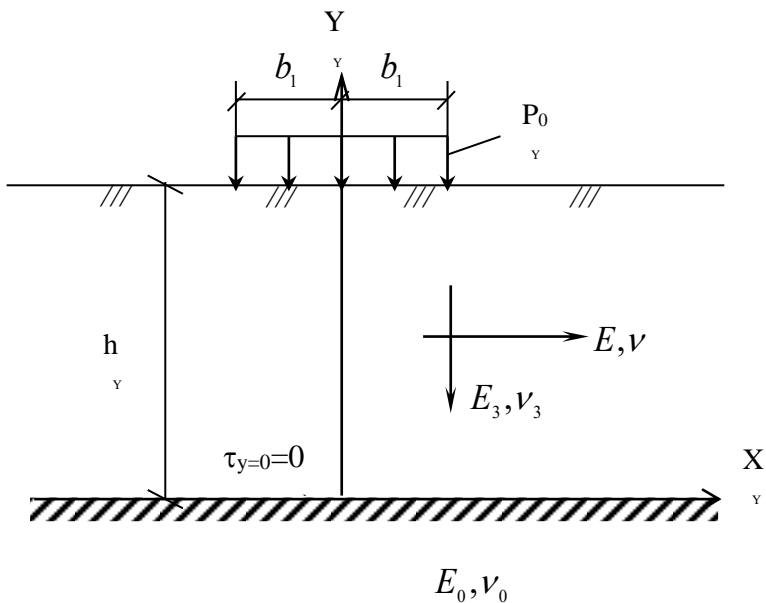


Рис. 1. Расчетная модель армированного грунта

Представляя левую часть выражения (2) в виде $\tau_{\max} = (P - \gamma_{II} \cdot d) \cdot \beta$ и проводя соответствующие преобразования, нашли

$$P_{\hat{e}\delta} = \frac{\sigma_{z0} [tg\varphi_{II} + \alpha_1 (tg\varphi_{II, \bar{n}\bar{a}} - tg\varphi_{II})] + (1 - \alpha_1) C_{II}}{\beta} + \gamma_{II} d \quad , (3)$$

где

$$\beta = (\sigma_x + \sigma_z + \tau_{xz}) / P_0 .$$

$$\sigma_z = \frac{2P_0}{\pi h} \int_0^{\infty} \left[A_1 ch \left(\frac{\gamma_1 z \alpha}{h} \right) + C ch \left(\frac{\gamma_2 z \alpha}{h} \right) \right] \cos \left(\frac{x \alpha}{h} \right) d\alpha \quad ;$$

$$\tau_{xz} = \frac{2P_0}{\pi h} \int_0^{\infty} \left[A_1 \gamma_1 ch \left(\frac{\gamma_1 z \alpha}{h} \right) + C \gamma_2 ch \left(\frac{\gamma_2 z \alpha}{h} \right) \right] \sin \left(\frac{x \alpha}{h} \right) d\alpha \quad ;$$

P – общая удельная нагрузка под подошвой фундамента (включая и собственный вес грунта);

d – глубина заложения подошвы фундамента.

$\alpha_1 = \frac{V_{\bar{a}\bar{d}}}{V_{\bar{a}\bar{d}}}$ – коэффициент, характеризующий долю армирующих

элементов в объеме усиливаемого грунта;

$V_{\text{ар}}$ – объем армирующих элементов;

$V_{\text{гр}}$ – объем грунта.

Значения коэффициентов S_{11} , S_{13} , S_{33} , A_1 , C и формулы для определения корней γ_1, γ_2 приведены в работе [1].

По своему физическому смыслу $\beta = \tau_{\text{max}}/P_0$ представляет собой безразмерную величину выраженную в долях от внешней нагрузки части касательных напряжений, действующих по наиболее опасным площадкам, которая должна быть компенсирована силами сцепления и трения для исключения нарушения его прочности.

В работе [2] показано, что максимальные значения β находятся под краем фундамента (площадки загрузки) на глубине, а конкретная величина зависит от толщины уплотняемого слоя и коэффициента анизотропии ($m = E/E_3$). Так, например, для коэффициента ($m=0.1$) значения β уменьшаются в 2 раза по сравнению с изотропным основанием, что в свою очередь ведет к увеличению допустимой нагрузки на основание в 2 раза. Таким образом, армирование вертикальными элементами существенно увеличивает несущую способность основания.

Нами также предложено производить расчет нестабилизированных осадок армированных водонасыщенных грунтов по следующей формуле:

$$S_t = S_k U_{\text{ср}} \quad , \quad (4)$$

где S_k – конечная стабилизированная осадка слоя грунта, усиленного дренающими элементами;

$U_{\text{ср}}$ – степень консолидации слоя, равная величине

$$U_{cp} = 1 - \frac{1}{h} \int_0^h \frac{P_{wt}}{P_{wo}} dy$$

или в приближенной форме

$$U_{cp} = 1 - \frac{1}{h} \sum_1^h \frac{P_{wt}}{P_{wo}} \Delta y \quad ,$$

где Δy – толщина расчетных слоев, на которое разбивается линейно-деформируемое основание;

P_{wt} – избыточное поровое давление в грунтовой массе для любого момента времени, определяемое при решении уравнения консолидации для пространственной задачи в виде:

$$\frac{\partial P_{w,t}}{\partial t} = \frac{E_3}{\gamma_w B_2} \left[K_x \frac{\partial^2 P_{w,t}}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 P_{w,t}}{\partial y^2} + K_z \frac{\partial^2 P_{w,t}}{\partial z^2} \right] \quad ,$$

где K_x, K_y, K_z – коэффициенты фильтрации воды через грунт соответственно в направлении осей x, y и z ;

$$B_2 = \frac{1 - \nu^2}{m} - 2\nu_3(1 + \nu) + 1 - \nu_3^2 m \quad ;$$

γ_w – удельный вес воды.

P_{wo} – начальное избыточное поровое давление, определяемое по формуле:

$$P_{wi} = \sigma_x + A(\sigma_y - \sigma_x) \quad ,$$

При изучении вопроса работы водонасыщенного армированного основания учитывалось влияние на степень консолидации (U_{cp}) следующих факторов:

– коэффициентов механической анизотропии ($n = E/E_3$) и бокового расширения грунтов (ν, ν_3);

- толщины уплотняемого слоя и ширины прикладываемой нагрузки в виде $\omega=h/b_1$;
- граничных условий по водопроницаемости;
- отношение горизонтальной проницаемости (K_x) к вертикальной (K_z);
- водопроницаемость армирующих элементов.

Учет этих факторов производили для двух случаев:

1. Уплотняемый водонасыщенный армированный слой грунта конечной толщины с проницаемой верхней частью лежит на несжимаемом водонепроницаемом основании (случай ППОН);
2. Уплотняемый водонасыщенный армированный слой грунта конечной толщины с проницаемой верхней частью лежит на несжимаемом водопроницаемом основании (случай ППОП).

Для расчета осадок по формуле (4) нами были разработаны номограммы по определению степени консолидации (U_{cp}). Они представлены на рис. 2,3.

Безразмерный фактор времени определялся по следующей формуле:

$$T = \frac{C_z t}{h^2} = \frac{E_z K_z}{B_2 \gamma_w} \cdot \frac{\Delta t}{\Delta h^2} \quad (5)$$

По приведенным графикам, задаваясь интересующим нас моментом времени, по формуле (5) определяем фактор времени T и, учитывая коэффициент фильтрационной анизотропии, получаем соответствующую степень консолидации слоя толщиной h . Далее, подставляя значения U_{cp} в формулу (4), находим консолидационную осадку S_t . По результатам численного моделирования установлено, что, например, при $h/b_1=2$ время консолидации армированного слоя, имеющего $K_x/K_z=50$, сокращается по сравнению с изотропным по водопроницаемости основанием в 28 раз. Время 50% степени консолидации слоя увеличивается с ростом его толщины как для случая ППОН, так и для ППОП. Так, например, при сравнении оснований с $h/b_1=1$ и $h/b_1=5$ увеличение произошло в 11 раз для ППОН и в 16 раз для ППОП. Время консолидации оснований зависит также и от их граничных условий.

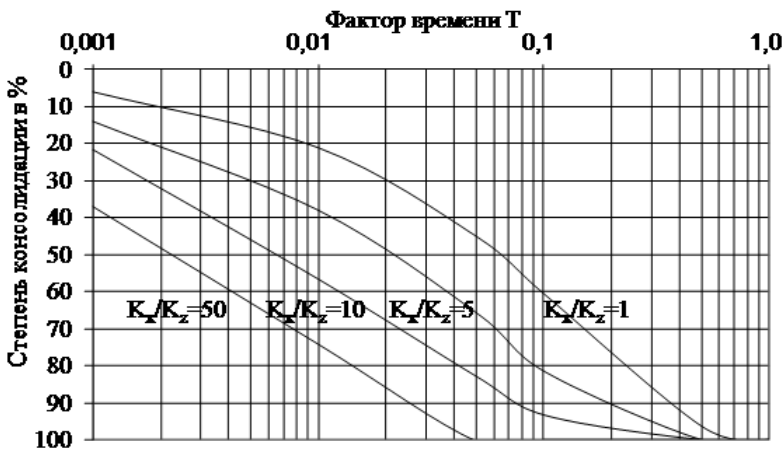


Рис.2. Графики зависимости степени консолидации водо-насыщенного армированного слоя грунта толщиной $h=5b_1$ от фактора времени (случай ППОН)

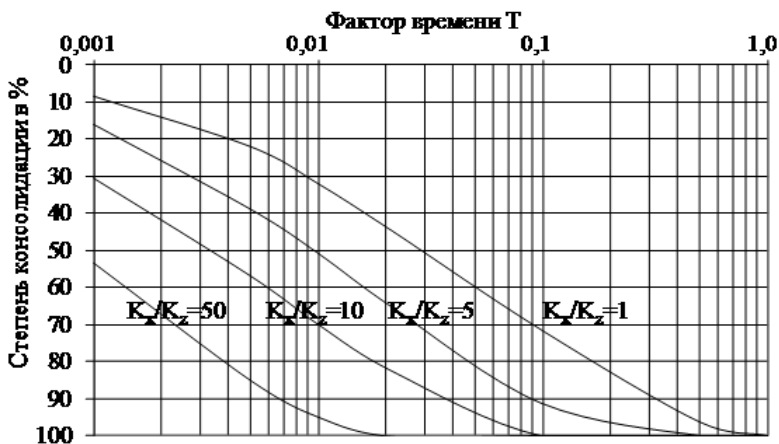


Рис.3. Графики зависимости степени консолидации водонасыщенного армированного слоя грунта толщиной $h=5b_1$ от фактора времени (случай ППОП)

ЛИТЕРАТУРА

1. Банников Н.Д., Банников С.Н. Напряженно-деформированное состояние армированного грунта нагруженного полосовой нагрузкой / Н.Д. Банников, С.Н. Банников // Механика грунтов и фундаментостроение. Труды 3 Украинской научно-технической конференции по механике грунтов и фундаментостроению. – Одесса, 17-19 сентября 1997 – с.7-8.

2. Банников С.Н., Джазаа Басем Безопасная нагрузка на водонасыщенный усиленный слой грунта конечной толщины/ С.Н. Банников, Джазаа Басем // Белорусская государственная политехническая академия. – Мн., 1999. – 5 с. – Деп. в ВИНТИ 7.05.99. – №1454-В99// РЖ: 09. Механика.-1999. – № 7. 11В69ДЕП. – С. 9.

УДК 624.131.5

СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ШАРНИРНО-СОЕДИНЕННЫХ БАЛОК НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ

Босаков С.В., д-р техн. наук, проф.

(РУП «Институт БелНИИС», г. Минск, Беларусь)

Зиневич С.И., канд. техн. наук, доц., заведующий кафедрой

(Белорусский национальный технический университет,

г. Минск, Беларусь)

Козунова О.В., канд. техн. наук. доц.

(Белорусский государственный университет транспорта,

г. Гомель, Беларусь)

Из анализа научной литературы по расчету шарнирно-соединенных конструкций на упругом основании можно сделать вывод об отсутствии общего подхода к решению этой проблемы, справедливого для шарнирно-соединенных балок и плит, лежащих на любой модели упругого основания под действием произвольной внешней нагрузки. В рассматриваемой работе авторы предлагают универсальный подход для расчета шарнирно-соединенных балок

на упругом основании, основанный на смешанном методе строительной механики и методе Жемочкина.

From the analysis of the scientific literature on the calculation of hinged joints on an elastic foundation, it can be concluded that there is no general approach to solving this problem, which is valid for hinged joints and slabs lying on any model of the elastic foundation under the action of an arbitrary external load. In this paper, the authors propose a universal approach for calculating hinged-coupled beams on an elastic foundation, based on a mixed method of structural mechanics and Zhemochkin's method.

Исследованиями по расчету шарнирно-соединенных балок и плит на упругом основании занимались в СССР Б.Г. Коренев [1], который предложил использовать угловую деформацию для описания скачка в угловом перемещении слева и справа от промежуточного шарнира между соседними балками. Г.Я. Попов [2] использовал сложный математический аппарат для получения точного решения контактной задачи об изгибе шарнирно-соединенных балок на упругой полуплоскости. Н.И. Симвулиди [3] предложил метод расчета составных балок на упругом основании, однако в его подходе не учитывается взаимное влияние балок. Р.В. Серебряный [4] дал решение пространственной задачи об изгибе шарнирно-соединенных прямоугольных плит на упругом полупространстве и составил таблицы для облегчения инженерных расчетов. А.Г. Юрьев [5] использовал интегральный метод Л.П. Винокурова для решения этой задачи.

Авторы предлагают универсальный подход для статического расчета шарнирно-соединенных балок на упругом основании. Расчет ведется смешанным методом строительной механики [6] с использованием соотношений способа Жемочкина [7] для балок различной длины и жесткости, на любой модели упругого основания и действии произвольной внешней вертикальной нагрузки.

Постановка задачи. Рассмотрим систему из шарнирно-соединенных балок на упругом основании под действием внешней нагрузки (рис.1). Требуется определить распределение контактных напряжений под балками, усилия в них и осадки. Будем считать [8], что на контакте балки с основанием действуют только нормальные

напряжения, для балок справедливы гипотезы теории изгиба, шарниры между балками являются идеальными цилиндрическими. Распределение контактных напряжений по ширине балок – равномерное.

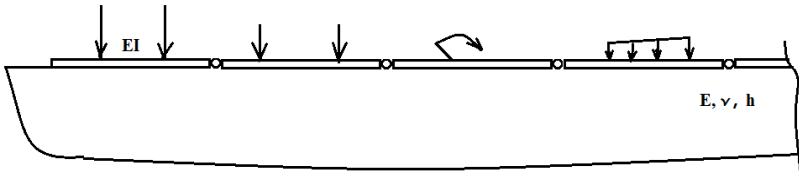


Рис. 1. Система из шарнирно-соединенных балок на упругом основании

Алгоритм расчета. Разобьем каждую балку на участки равной длины и в центре каждого участка поставим вертикальную связь, через которую осуществляется контакт балки с упругим основанием (рис.2). Полученную многократно статически неопределимую систему решаем смешанным методом строительной механики [6], приняв за неизвестные усилия X_k в связях Жемочкина на контакте балок и основания, линейные и угловые перемещения u_k, φ_k введенных на краях балок защемлений и поперечные силы Q_k в разрезанных промежуточных шарнирах между балками.

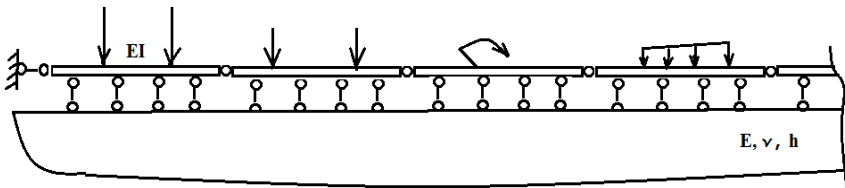


Рис. 2. Связи Жемочкина на контакте балок и основания

Основная система смешанного метода для расчета приведена на рис.3.

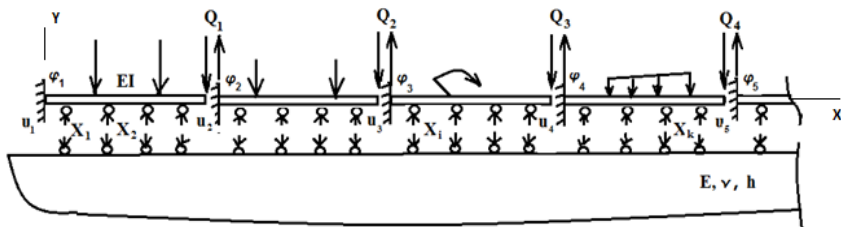


Рис. 3. Основная система смешанного метода

Система канонических уравнений смешанного метода для расчета одной балки с номером i имеет вид

$$\begin{cases}
 \delta_{1,1}X_1 + \dots + \delta_{1,m}X_m + u_i - \varphi_i x_1 - \delta_{1,Q}Q_i + \Delta_{1,p} = 0 \\
 \dots \\
 \delta_{m,1}X_1 + \dots + \delta_{m,m}X_m + u_i - \varphi_i x_m - \delta_{m,Q}Q_i + \Delta_{m,p} = 0 \\
 - \sum_{k=1}^m X_k + Q_{i,1} + R = 0 \\
 \sum_{k=1}^m X_k x_k - \lambda Q_{i,1} - M = 0 \\
 \sum_{k=1}^m \delta_{k,Q}X_k - \delta_{i,Q}Q_i - u_i + \lambda \varphi + \Delta_{Q,p} + u_{i+1} = 0,
 \end{cases} \quad (1)$$

где m — число участков Жемочкина на балке;

u_i, φ_i — неизвестные линейное и угловое перемещения введенного защемления на балке с номером i ;

R, M — равнодействующая внешних сил и момент равнодействующей относительно введенного защемления на балке с номером i ;

Q_i — поперечная сила в разрезанном шарнире по правую сторону балки с номером i ;

X_k — усилие в связи Жемочкина с номером k .

Для основания Винклера

$$\begin{aligned}\delta_{i,k} &= \frac{1}{Kbc} + \frac{1^2}{3EI_6} w_{i,k}, \quad i = k; \\ \delta_{i,k} &= \frac{1^2}{3EI_6} w_{i,k} w_{i,k}, \quad i \neq k,\end{aligned}\tag{2}$$

где K – коэффициент постели упругого основания;

EI_6 – изгибная жесткость балки.

Для упругого полупространства

$$\delta_{i,k} = \frac{1 - \mu_o^2}{\pi E_o c} F_{i,k} + \frac{1^2}{3EI_6} w_{i,k},\tag{3}$$

где E_o , μ_o – упругие параметры основания;

$F_{i,k}$ – безразмерная функция, которая определяется из соотношений [7]

$$\begin{aligned}F_{i,i} &= 2 \frac{c}{b} \left[\lambda n \frac{b}{c} + \frac{b}{c} \lambda n \left(\frac{c}{b} + \sqrt{\frac{c^2}{b^2} + 1} \right) + \lambda n \left(1 + \sqrt{\frac{c^2}{b^2} + 1} \right) \right]; \\ F_{i,k} &= \frac{1}{|x_i - x_k|}.\end{aligned}\tag{4}$$

где b , c – размеры участка Жемочкина на балке (b -ширина балки).

Прогибы балки в основной системе смешанного метода с защемлением на краю балки определяются по формуле [7]

$$\begin{aligned}w_{i,k} &= \frac{x_i^2}{1^2} \left(3 \frac{x_k}{1} - \frac{x_i}{1} \right), \quad x_k > x_i; \\ w_{i,k} &= \frac{x_k^2}{1^2} \left(3 \frac{x_i}{1} - \frac{x_k}{1} \right), \quad x_k < x_i.\end{aligned}\tag{5}$$

Свободные члены системы (1) зависят от вида внешней нагрузки и определяются с использованием формул (5). Отметим, что последнее уравнение в (1) выражает условие отсутствия взаимного вертикального перемещения в промежуточном шарнире между соседними балками.

Если обозначить число балок через N , то общее число неизвестных усилий в связях Жемочкина, линейных и угловых перемещений введенных защемлений на балках и поперечных сил в промежуточных шарнирах для расчета этой системы составных балок выразится формулой

$$N(m + 2) + N - 1. \tag{6}$$

Структура системы разрешающих уравнений для системы балок представлена на рис.4. Блоки по главной диагонали образованы по системе (1), побочные блоки являются нулевыми для основания Винклера. Для упругого полупространства они характеризуют взаимное влияние балок и определяются с использованием формул (4).

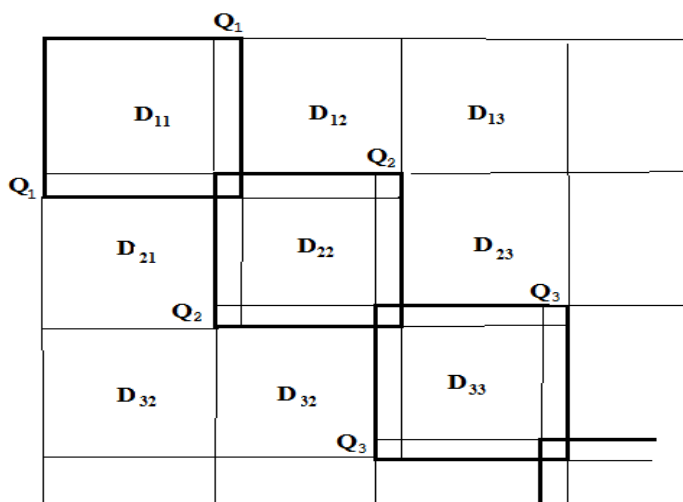


Рис. 4. Структура системы разрешающих уравнений

Численные результаты

Пример 1. Рассмотрим систему из 3 шарнирно– жестких балок одинаковой длины λ на упругом основании Винклера с $K=10$ кН/м³.

Собственный вес балки 20кН. Средняя балка центрально нагружена силой 100 кН. При расчете балка разбивается на 9 участков Жемочкина.

На рис.5 показан график распределения нормальных напряжений на контакте шарнирно-соединенных балок с упругим основанием.

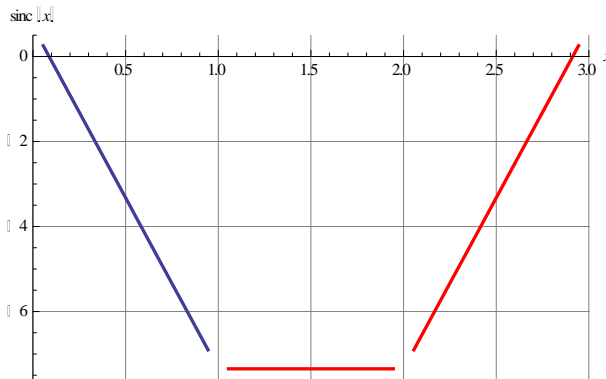


Рис. 5. Распределение нормальных напряжений на контакте шарнирно-соединенных балок с упругим основанием

Очевидно, что график вертикальных перемещений балок получается из графика контактных напряжений (см. рис. 5) умножением на постоянный множитель.

Получено, что поперечные силы в цилиндрических шарнирах равны 13,25 кН.

Пример 2. Рассчитаем систему из 7 шарнирно-соединенных *гибких балок* одинаковой длиной 3,6 м и шириной 0,4 м, изгибной жесткостью $EI_{\sigma} = 1000$ кНм² на упругом полупространстве с $E_0 = 20$ МПа, $\mu_0 = 0,3$.

Балки загружены равномерно распределенной нагрузкой $q=10$ кПа. При расчете каждая балка разбивалась на 9 участков Жемочкина.

На рис.6 приведены графики распределения контактных напряжений под шарнирно-соединенными гибкими балками.

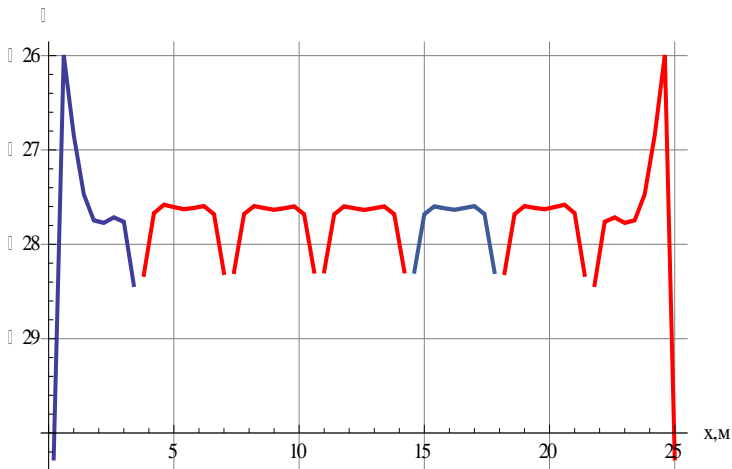


Рис. 6. Распределение контактных напряжений под шарнирно-соединенными гибкими балками

На рис.7 приведен график поперечных сил в промежуточных шарнирах соединения гибких балок.

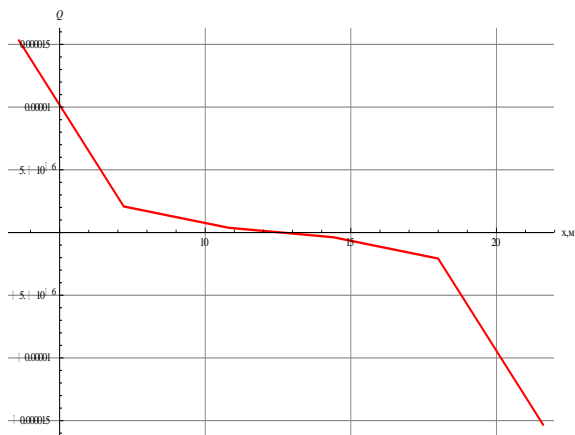


Рис.7 Поперечные силы в промежуточных шарнирах соединения гибких балок

Заключение

В работе авторами предложен более общий подход к статическому расчету шарнирно-соединенных балок на упругом основании. Расчет ведется смешанным методом строительной механики с использованием соотношений способа Жемочкина для балок различной длины и жесткости, соединенных цилиндрическими шарнирами, на любой модели упругого основания и действие произвольной внешней вертикальной нагрузки.

Результаты численного счета соответствуют гипотезам строительной механики, теории упругости и механики грунтов, и позволяют полностью исследовать напряженно-деформированное состояние балок (внутренние усилия), их соединений (поперечные силы в шарнирах) и упругого основания (осадки), а также более корректно описать контактную зону взаимодействия балок с основанием.

Возможности предлагаемой методики расчета шарнирно-соединенных балок на различных упругих основаниях, раскрытые выше, свидетельствуют об ее универсальности и применимости при проектировании фундаментов в промышленном и гражданском строительстве, а также элементов дорожных покрытий в строительстве дорог.

ЛИТЕРАТУРА

1. Корнев Б.Г. Вопросы расчета балок и плит на упругом основании.– М., Стройиздат, 1954. 156 с.
2. Попов Г.Я. О расчете неограниченной шарнирно-разрезной балочной плиты, лежащей на упругом полупространстве.// Изв. Вуз. Строительство и архитектура, 3,1959. С.25-33.
3. Симвулиди И.А. Составные балки на упругом основании.– М., Высшая школа, 1961. 204с.
4. Серебряный Р.В. Расчет тонких шарнирно-соединенных плит на упругом основании. -М., Стройиздат, 1962.64с.
5. Юр'ев О.Г. Разрахунок шарнірно-з'днаних балок на податлізій основі із застосуванням інтегрального методу. //Труди ХІВ І,вып.29,т. VII,1963, с.44-55.
6. Ржаницин А.Р. Строительная механика. М., Высшая школа. 1991.439с.

7. Жемочкин Б.Н., Сеницын А.П. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании.– М., Стройиздат, 1962.239с.

8. Горбунов -Посадов М.И., Маликова Т.А., Соломин В.И. Расчет конструкций на упругом основании.– М., Стройиздат, 1984. 679с.

УДК 624.131

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ФУНДАМЕНТОВ РАСПОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ С УЧЕТОМ АНИЗОТРОПИИ ПРОЧНОСТНЫХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ

Вишняков Н.Н., Кремнев А.П., канд. техн. наук, доцент
(Полоцкий государственный университет, г.Новополоцк,
Республика Беларусь)

Проверка требований первой группы предельных состояний (по несущей способности грунтов оснований) в обязательном порядке выполняется для фундаментов, на которые действуют значительные горизонтальные усилия. Значительные горизонтальные нагрузки возникают при возведении различного рода распорных сооружений, подпорных стен, заглубленных сооружений и т.п. Если на грунтовое основание передается значительная горизонтальная нагрузка, то вероятность его потери устойчивости и поверхностного выпора существенно увеличивается.

Существуют различные методы определения предельной критической нагрузки при которой происходит потеря устойчивости основания. При сложном напластовании грунтов и выраженной неоднородности наиболее точные значения предельной нагрузки определяют, как правило, с использованием графоаналитических методов расчета. Наиболее известным является метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения [1].

Важной особенностью метода круглоцилиндрических поверхностей скольжения является возможность учета анизотропии прочностных свойств грунтов [2].

Данный метод особенно широко используется при определении устойчивости грунтовых откосов и склонов. При расчете устойчи-

восте грунтовых оснований фундаментов данный метод применяется значительно реже. Связано это с тем, что данный метод включает в себя трудоемкий процесс поиска наиболее опасных поверхностей скольжения, который выполнить вручную практически не возможно. Проектировщику проще принять решение о применении более дорогого конструктивного решения фундамента с применением свай или глубоких опор, чем выполнять трудоемкий расчет устойчивости грунтового основания распорного фундамента.

Программа FSS-PSU, разработанная в Полоцком государственном университете, позволяет не только выполнять расчет устойчивости грунтового основания по методу круглоцилиндрических поверхностей, но и учесть анизотропию прочностных свойств грунтов [3].

При этом изменение прочностных свойств грунта в зависимости от ориентации поверхности сдвига к плоскости анизотропии учитывается по следующим зависимостям [4]:

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \varphi_{\alpha} &= \operatorname{tg} \varphi_1 + (\operatorname{tg} \varphi_2 - \operatorname{tg} \varphi_1) \sin^2 \alpha \\ c_{\alpha} &= c_1 + (c_2 - c_1) \sin^2 \alpha \end{aligned}$$

где α – угол наклона площадки сдвига к плоскости слоистости;

$\operatorname{tg} \varphi_1$, c_1 – характеристики прочности при сдвиге по направлению слоистости (вдоль плоскости изотропии);

$\operatorname{tg} \varphi_2$, c_2 – то же при сдвиге поперек слоистости (поперек плоскости изотропии).

Из представленных зависимостей видно, что на результат расчета будет влиять точность определения характеристик грунта с учетом анизотропии.

В качестве примера анизотропного грунта в данной статье рассматривается ленточная глина, широко распространенная на севере Беларуси.

Для определения прочностных характеристик ленточной глины с учетом анизотропии, образцы отбирались в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Далее проводились испытания образцов на одноплоскостной срез.

Для решения поставленной задачи использовался автоматизированный испытательный комплекс АСИС. Комплекс представляет собой совокупность устройств силового нагружения и управления

давлением, приспособлений для испытаний образцов при различных видах напряжённого состояния, измерительной системы АСИС, а также программного обеспечения на базе ПЭВМ.

Размер образцов составлял: 71 мм – диаметр, 35 мм – высота. Испытания проводились по консолидировано-дренированной схеме по ГОСТ 12248.

В результате испытаний срез нескольких образцов при горизонтальном направлении слоистости произошёл по песчаной прослойке, вследствие чего сопротивление сдвигу оказалось значительно ниже, чем для образцов, в которых срез произошёл не по прослойке.

После обработки результатов испытаний, были получены прочностные характеристики образцов ленточной глины. Результаты испытаний представлены в таблице 1.

Таблица 1

Прочностные характеристики грунта

Прочностные характеристики грунта	Сдвиг при горизонтальном расположении слоистости	Сдвиг при вертикальном расположении слоистости	Сдвиг по песчаной прослойке
Удельное сцепление грунта, с, кПа	19,12	21,77	5
Угол внутреннего трения, α , град.	7,91	10,98	5

По представленным данным можно сделать вывод, что полученные значения удельного сцепления и угла внутреннего трения при сдвиге при вертикальном расположении слоистости на 12 % и 28 % соответственно больше, чем при сдвиге при горизонтальном расположении слоистости. При срезе образцов по песчаной прослойке характеристики грунта в 2 и более раза оказались меньше, чем при срезе не по прослойке.

Такое расхождение в определении механических характеристик грунта, несомненно, будет влиять на результаты расчета фундаментов. В частности, на определение несущей способности (устойчивости) фундаментов.

Для подтверждения данного предположения были проведены расчеты устойчивости фундамента распорного сооружения с учетом и без учета анизотропии прочностных свойств в программе FSS-PSU.

При расчете устойчивости фундаментов в программе вначале задаются размеры фундамента, а затем в уровне обреза прикладываются силы: вертикальная, по центру тяжести фундамента, и горизонтальная. Фундамент рассматривается как твёрдое тело, через которое не могут проходить поверхности скольжения. Все поверхности скольжения проходят через левую точку опирания фундамента. На рисунке 1 для примера приведена одна из расчетных поверхностей скольжения.

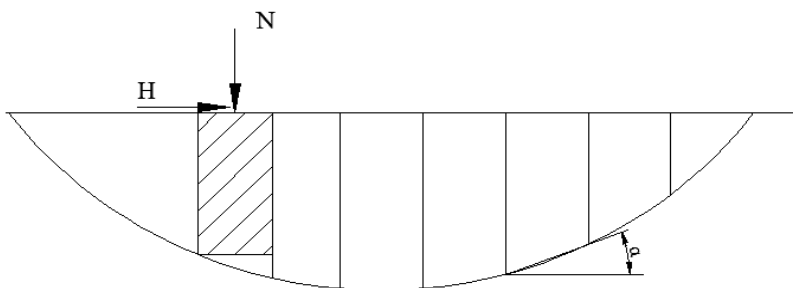


Рис.1. Расчетная схема определения устойчивости фундамента:
 β – угол наклона площадки сдвига к плоскости слоистости; N – вертикальная сила,
 H – горизонтальная сила.

Как пример фундамента для расчета, был принят фундамент типового сельскохозяйственного сооружения в виде рамы из двух «Г» образных железобетонных балок с шарнирным сопряжением. Глубина заложения фундаментов для расчёта принимались 1.2, 1.6, 2.0 м и расчет проводился с учётом и без учёта анизотропии прочностных свойств. Нагрузки на фундамент принимались во всех случаях одинаковыми. Пример расчета фундамента в программе FSS-PSU приведен на рис.2.

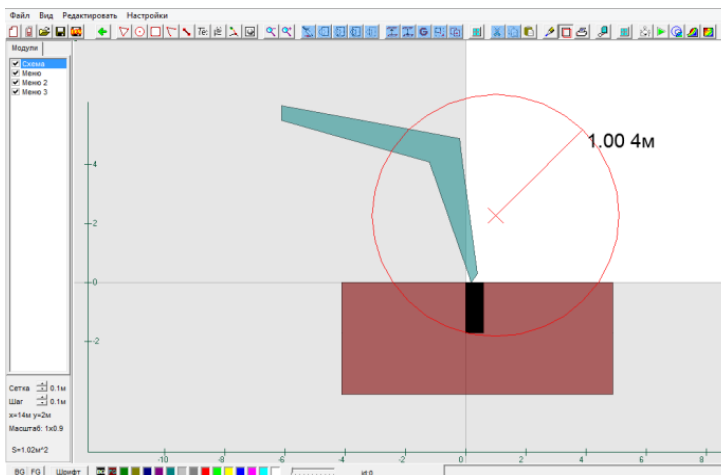


Рис. 2. Пример определения устойчивости фундамента (полурама показана условно)

По результатам расчета была составлена сравнительная таблица 2.

Таблица 2

Результаты расчета устойчивости фундаментов

Глубина заложения фундамента, м	Без учёта анизотропии		С учётом анизотропии	
	Коэффициент устойчивости	Радиус скольжения, м	Коэффициент устойчивости	Радиус скольжения, м
1,2	0,94	4,73	0,98	5,11
1,6	1,0	4,1	1,02	3,98
2,0	1,02	3,57	1,03	5,17

При использовании характеристик грунта, полученных при срезе по песчаной прослойке, коэффициент устойчивости оказался равен 0,21-0,23.

Анализируя полученные данные, можно сделать вывод, что с учётом анизотропии прочностных свойств грунта коэффициент устойчивости фундамента больше, чем без учёта анизотропии. Нужно отметить, что на величину различия коэффициентов устой-

чивости будет, несомненно, влиять процент различия прочностных характеристик грунта, а также, возможно, величины действующих нагрузок.

При использовании прочностных характеристик грунта, полученных при срезе по песчаной прослойке, коэффициент устойчивости с учетом анизотропии получается больше в 4 и более раза.

ЛИТЕРАТУРА:

1. Е.А. Сорочан, Ю.Г. Трофименков Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / М.И. Гобунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др.; под общ.ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – Москва : Стройиздат, 1985. – 480 с. с ил.

2. Кремнев А.П. Учет влияния анизотропии прочностных свойств грунтов на несущую способность фундаментов распорных сооружений / Кремнев А.П., Вишняков Н.Н. // Инженерно-геологические изыскания, проектирование и строительство оснований, фундаментов и подземных сооружений. – Сборник трудов Всероссийской научно-технической конференции. – Санкт-Петербург, 2017.

3. Кремнев А.П. Определение наиболее опасной поверхности скольжения при расчете устойчивости откосов методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения / А.П. Кремнев, Д.О. Глухов, Н.Н. Вишняков // Вестник Полоцкого государственного университета. Прикладные науки. Серия Ф. Строительство. – 2011. – С.37-41. – Библиогр.: с. 41.

4. Иванов, П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений / П.Л. Иванов – М.: Высш. шк., 1991. – 447с.

Загоруйко Е., канд. техн. наук., доцент,
Ган А., канд. техн. наук., доцент,
Стовпник С., канд. техн. наук., доцент
(Национальный технический университет Украины «Киевский
политехнический институт имени Игоря Сикорского»)

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО- ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОПОЛЗНЕВОГО СКЛОНА УКРЕПЛЕННОГО ГРУНТОЦЕМЕНТНЫМИ ЭЛЕМЕНТАМИ

Предложен метод по повышению устойчивости склонов путём изменения прочностных характеристик грунтов, с помощью технологии струйной цементации. Определено влияние грунтоцементных элементов на напряжённо-деформированное состояние оползневого склона. Установлена зависимость коэффициента запаса устойчивости склона от высоты грунтоцементных элементов и расстояния между ними. Проведён анализ лабораторных исследований образцов, с содержанием элементов повышенной структурной прочности.

Ключевые слова: устойчивость склонов, зона пластических деформаций, струйная цементация, коэффициент запаса устойчивости.

We propose a method to improve the stability of slopes by changing the strength characteristics of the soil, using jet-grouting technology. The influence of grouting elements on the stress-strain state of the landslide slope. The dependence of the safety factor of the slope of the height-grouting elements and the distance between them. The analysis of laboratory tests of samples containing elements of increased structural strength.

Keywords: slope stability, the zone of plastic deformation, jet-grouting, the safety factor.

В инженерной практике известно много методов инженерной защиты от оползней, которые предусматривают закрепление оползневых склонов подпорными стенками, осушение водонасыщенных грунтов с помощью электроосмоса, выполнением искусственного замораживания грунтов, посадка растений на склонах и пр.

Одной из современных технологий которая в последние годы получает широкое применение в области геотехники является так называемая технология струйной цементации, за рубежом известна как «Jet-grouting method». Сущность технологии заключается в использовании энергии высоконапорной струи цементного раствора для разрушения и одновременного перемешивания грунта с цементным раствором в режиме «mix-in-place» (перемешивание на месте). После затвердевания раствора образуется новый материал – грунтобетон, обладающий высокими прочностными и деформационными характеристиками [3].

Устойчивость склонов обеспечивается путём повышения прочностных характеристик грунтов, за счёт создания упрочнённых зон по всей толще пластических деформаций в шахматном порядке, как по простиранию склона, так и по его падению, препятствуя таким образом образованию потенциальных поверхностей скольжения, которые могут возникнуть в этой толще, что в свою очередь повышает устойчивость склона. С использованием технологии струйной цементации (jet-grouting) взрыхлённый и перемешанный с водцементной смесью грунт схватывается и затвердевает превращаясь в грунтобетон высокой прочности и жёсткости. Закрепление грунтов склона выполняют в зоне пластических деформаций путём армирования грунтоцементными элементами. За счёт упрочнения структурного сцепления грунтобетона увеличивается сопротивление сдвигу всего массива. Грунтоцементные элементы выполняют не на всю глубину оползневой толщи склона, а лишь в пределах зоны пластических деформаций, мощность которой определяется путём применения современных программных комплексов, расчёт устойчивости в которых базируется на теории пластичности.

Рассмотрим эффективность предложенного метода на примере компьютерной модели склона (рис. 1). Исследования проведены численным методом с использованием пакета конечно-элементного анализа PLAXIS.

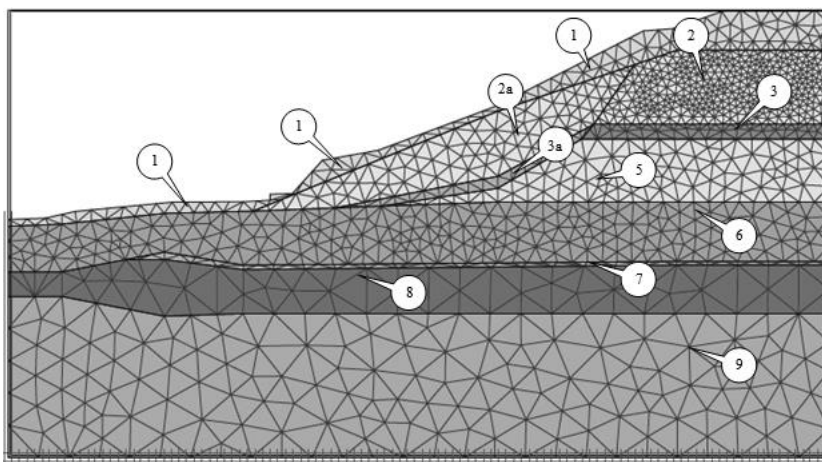


Рис. 1. Конечно-элементная модель грунтового массива

По данным инженерно-геологических изысканий выделено 9 инженерно-геологических элементов с соответствующими характеристиками:

ИГЭ-1 насыпной слой $\gamma = 16,9$ кН/м³, $c = 13$ кПа, $\varphi = 16^\circ$; ИГЭ-2: супесь лёссовидная, твёрдая $\gamma = 17,3$ кН/м³, $c = 35$ кПа, $\varphi = 22^\circ$, $E = 23$ МПа; ИГЭ-2а супесь лёссовидная, твёрдая $\gamma = 17,5$ кН/м³, $c = 28$ кПа, $\varphi = 17^\circ$, $E = 23$ МПа; ИГЭ-3: супесь, пластичная, пылеватая $\gamma = 18,0$ кН/м³, $c = 10$ кПа, $\varphi = 20^\circ$, $E = 16$ МПа; ИГЭ-3а: супесь, пластичная, пылеватая $\gamma = 18,0$ кН/м³, $c = 10$ кПа, $\varphi = 20^\circ$, $E = 16$ МПа; ИГЭ-4: суглинок, мягкопластичный $\gamma = 20,8$ кН/м³, $c = 13$ кПа, $\varphi = 20^\circ$, $E = 16$ МПа; ИГЭ-5: песок мелкий средней плотности $\gamma = 15,8$ кН/м³, $c = 5$ кПа, $\varphi = 27^\circ$, $E = 28$ МПа; ИГЭ-6 супесь, пластичная к текучей $\gamma = 17,4$ кН/м³, $c = 21$ кПа, $\varphi = 21^\circ$, $E = 15$ МПа; ИГЭ-7: суглинок, от мягкопластичного к тугопластичному $\gamma = 18,2$ кН/м³, $c = 45$ кПа, $\varphi = 19^\circ$, $E = 25$ МПа; ИГЭ-8: суглинок, от полутвёрдого до твёрдого $\gamma = 18,6$ кН/м³, $c = 41$ кПа, $\varphi = 22^\circ$, $E = 23$ МПа; ИГЭ-9: глина, твёрдая $\gamma = 18,9$ кН/м³, $c = 73$ кПа, $\varphi = 19^\circ$, $E = 33$ МПа.

Для определения влияния грунтоцементных элементов на коэффициент запаса устойчивости оползневого склона необходимо рассмотреть его напряжённо-деформированное состояние в естествен-

ных условиях и при увлажнении верхних слоёв грунта без воздействия внешних факторов.

Оценка запаса устойчивости склона может определяться как отношение фактической прочности грунта на сдвиг к прочности на сдвиг в предельном состоянии. Если в качестве условия предельного равновесия принято условие прочности Кулона – Мора, то коэффициент запаса устойчивости определяется выражением:

$$\xi = \frac{c + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi}{c_r + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi_r}, \quad (1)$$

где c и φ – фактические прочностные характеристики грунтов в основании;

σ_n – фактическое нормальное напряжение;

c_r и φ_r – значение прочностных характеристик грунтов в предельном состоянии [1].

Для оценки запаса устойчивости в PLAXIS реализован метод Phi/c reduktion (снижение φ , c), при котором выполняется пропорциональное снижение прочностных характеристик, пока не произойдёт разрушение. Устойчивость при этом определяется коэффициентом $\sum M_{sf}$

$$\sum M_{sf} = \frac{c}{c_r} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \varphi_r}, \quad (2)$$

На рисунке 2 (а) показаны изополя полных перемещений грунтового массива при возможном смещении, иллюстрирующие форму поверхности скольжения в склоне. Коэффициент запаса устойчивости в данном случае составляет 1,71. Максимальные значения общих деформаций грунта, в случае полного разрушения, составляют 32,25 м.

На следующем шаге эмитируем увлажнение всей верхней части склона и проверяем устойчивость склона в данных условиях. В результате замачивания значение коэффициента запаса устойчивости снижается до 1,07, но склон остаётся устойчивым. Максимальные значения общих деформаций грунта, в случае полного разрушения,

составляют 63,27 м., что почти в 2 раза больше чем при природной влажности. Величина деформаций является гипотетической и не имеет физического смысла, но позволяет получить общее представление о возможной оползневой поверхности. Результат моделирования показано на рисунке 2 (б).

Учитывая результаты, полученные на предыдущем шаге, задачей следующего есть – подбор оптимального расположения грунтоцементных элементов, выполненных по технологии струйной цементации в зоне пластических деформаций, и исследования изменения напряжённо-деформированного состояния оползневого склона от дискретного размещения грунтоцементных элементов.

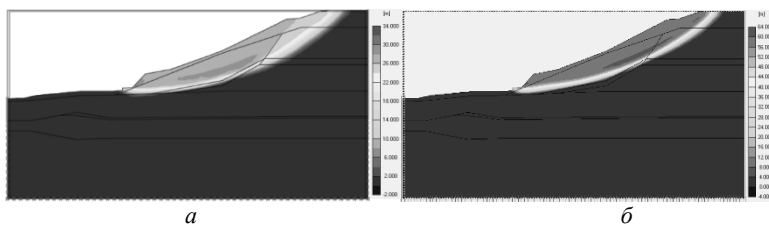


Рис. 2. Изополя полных перемещений грунтового массива при возможном смещении, в случае полного разрушения:
a – природные условия; *б* – водонасыщенном состоянии.

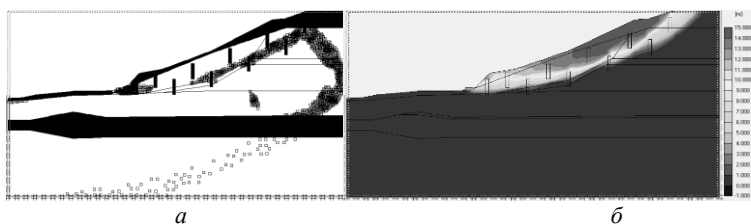


Рис. 3. *a* – дискретное расположение грунтоцементных элементов в зоне развития пластических деформаций грунтового массива; *б* – изополя полных перемещений грунтового массива при возможном смещении, в случае полного разрушения с расположенными грунтоцементными элементами

Сначала были проведены расчёты влияния расположения элементов между собой на склоне, то есть определении минимальные расстояния между ними с учётом целесообразности затрат материала-

лов. При этом необходимо учитывать исходное расположение зоны пластических деформаций, местонахождение которой определены на предыдущем этапе (рис. 3а). Эта задача последовательно решалась в нескольких вариантах, в каждом из них изменялось расстояние между элементами и их высота. На основе полученных данных расстояние между элементами назначено с учётом месторасположения и характера распространения локальных зон пластических деформаций. В данном случае оптимальное расстояние соответствует 6 м, что обусловлено положением толщи в которой могут возникнуть потенциальные поверхности скольжения. На рисунке 3(а) показан вариант дискретного расположения грунтоцементных элементов.

Дополнительное усиление оползневой зоны склона меняет сложившийся напряжённо-деформированное состояние от массовых сил и останавливает дальнейшее развитие деформаций в верхней части склона, приводит к изменению потенциальных поверхностей скольжения, которые могут возникнуть в этой толще, за счёт наличия усиленных зон. Максимальные значения общих деформаций грунта, в случае полного разрушения, составляют 14,96 м, что примерно в 4 раза меньше значения перемещений в увлажненном склоне без грунтоцементных элементов. Наблюдать за изменением напряжённо-деформированного состояния можно на рисунках 3(б) и 4.

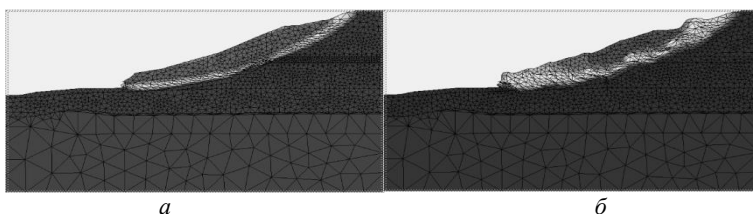


Рис. 4. Суммарные деформации склона:
а – без элементов; *б* – с элементами.

Определение влияния высоты элементов и максимального расстояния между ними на напряжённо-деформированное состояние склона важны геотехническими задачами, решение которых требует детального исследования напряжённо-деформированного состояния

оползневого склона. Размер элементов и расстояние между ними также носят экономический характер.

В результате дальнейших расчётов получено, что в грунтовом массиве формируется зона максимальных общих перемещений, которая уменьшается или увеличивается в зависимости от расстояния между элементами и их расположением в плане и по зоне развития пластических деформаций. С приближением элементов друг к другу поверхности соответственно уменьшается. На рисунке 5 приведена зависимость коэффициента запаса устойчивости от высоты грунтоцементных элементов и расстояния между ними.

Для определения влияния структурно-упрочнённых элементов на общую прочность грунтового массива были проведены лабораторные исследования, в которых объектом исследования были образцы глинистого грунта, как естественной структуры, так и с содержанием элементов повышенной структурной прочности [2].

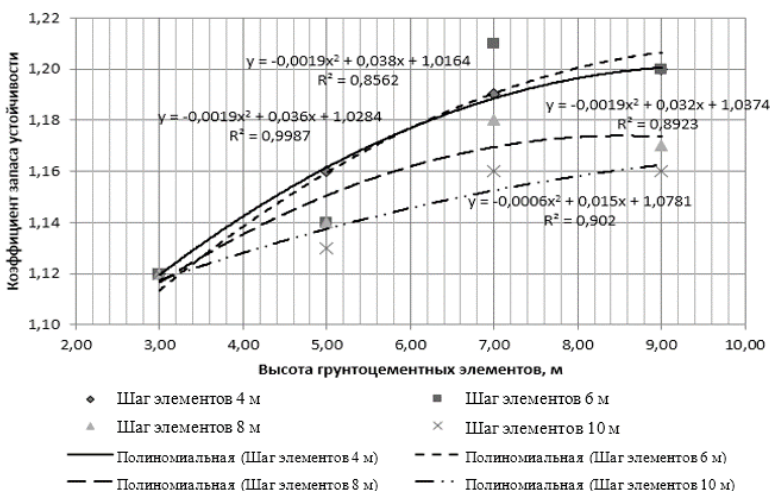


Рис. 5. График зависимости коэффициента запаса устойчивости от высоты грунтоцементных элементов и расстояния между ними

По данным проведённых лабораторных исследований можно отметить тот факт, что введение цементно-силикатных растворов уменьшает относительную просадочность грунтов почти в два раза,

соответственно повышается в два раза модуль общей деформации, как в природном, так и в водонасыщенном состояниях.

В то же время следует отметить значительный рост угла внутреннего трения почти в два раза и существенное повышение в 4,0...4,5 раза удельного сцепления водонасыщенных грунтов. Также установлено, что заинъектированные цементно-силикатным раствором образцы лёссового грунта естественной влажности невозможно сдвинуть при одноплоскостном срезе.

Проведённые исследования позволили назначить рациональный способ инженерной защиты оползневого массива путём устройства упрочнённых зон по плоскости скольжения и уменьшения нагрузки на склон. В данном случае важным этапом является анализ зон пластических деформаций склона и расположения в них грунтоцементных элементов, а именно в местах максимального сосредоточения этих зон. Эта информация предоставляет проектировщику возможность заранее предусмотреть инженерные мероприятия по стабилизации грунтового массива оползневого склона.

Следует также подчеркнуть, что предложенный способ повышения прочностных характеристик грунтов оползневой толще склона обеспечивает возможность учёным и проектировщикам искать безопасные варианты повышения устойчивости склонов с помощью грунтоцементных элементов, а также определить их взаимное расположение и их высоту, которая зависит от расстояния между элементами, влияет на общую стабилизацию всего оползневого склона.

ЛИТЕРАТУРА

1. Леханова К.В., Новодзинский А.Л. / Сравнение численных и аналитических методов расчёта устойчивости грунтовых откосов // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. 2011. 45-50 с.

2. Лычов П.П., Белых С.П., Ган А.Л., Загоруйко Е.А. / Исследование свойств лёссовых грунтов, подвергшихся техногенному воздействию // Вестник НТУУ «КПИ». Серия «Горное дело»: Сб. наук, трудов. – 2003. – Вып. 8. – С. 20-28.

3. Малинин А.Г. / Применение грунтоцементных свай в городском строительстве // Пермские Строительные Ведомости. 2001. № 4.

МЕТОДИКА ВЕРОЯТНОСТНОЙ ОЦЕНКИ ПРЕВЫШЕНИЯ ПРЕДЕЛЬНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ СИСТЕМЫ «ЗДАНИЕ – ОСНОВАНИЕ»

Кичаева О.В., канд. техн. наук, доцент
(Харьковский национальный университет городского хозяйства,
г. Харьков, Украина)

В статье предложена методика и разработан алгоритм решения задачи по определению вероятности (риска) превышения предельных деформаций системы «здание – основание» в рамках параметрической теории надежности. При расчетах использован метод статистических испытаний (Монте-Карло). Разработана компьютерная программа с использованием комплекса Mathcad.

In this paper a method is proposed and an algorithm for solving the problem of determining the probability (risk) of exceeding the boundary deformations of the system "building – foundation" in the framework of the parametric theory of reliability; using the method of statistical tests (Monte-Carlo). The computer program, which implements the proposed method of calculation, is developed.

В настоящее время расчеты оснований фундаментов в соответствии с нормативными документами выполняются по методу предельных состояний. Для оценки надежности используется детерминистический подход, основанный на применении частных коэффициентов надежности, что не во всех случаях дает объективную оценку. Все параметры, входящие в систему «основание – сооружение» являются случайными, и поэтому разработка методик расчета, связанных с применением вероятностных методов для оценки надежности такой системы является актуальной задачей.

Оценке надежности системы «основание – сооружение» посвящены работы таких ученых, как Ю.Л. Винников [1], Б.А. Гарагаш [2], Н.Н. Ермолаев и В.В. Михеев [3], А.П. Пшеничкин [4], В.А. Пшеничкина [5], А.Н. Трофимчук [6]. Комплексная оценка надежности и безопасности гидротехнических сооружений предложена

А.И. Вайнбергом [7]. Зарубежными исследователями – Beacher G.B [8], Nonjo Y. [9], Shahin M.A. [10], Cherubini C. [11] – также рассматривались некоторые геотехнические задачи, решаемые с привлечением вероятностных методов.

Величина деформации основания является случайной величиной, которая зависит от целого ряда случайных величин: характеристик строительных материалов, действующих нагрузок и воздействий, деформационных характеристик основания и т. пр. Использование вероятностных методов для оценки надежности основания по нормативной методике представляет собой недостаточно изученную проблему.

Расчет по деформациям оснований, в соответствии с нормами Украины – ДБН В.2.1-10-2009 [12] выполняется с целью ограничения абсолютных или относительных перемещений объекта (фундамента) совместно с основанием такими границами, при которых обеспечиваются эксплуатационные качества и долговечность объекта, становятся невозможными проявления недопустимых осадок, подъемов, кренов и т.пр. Для того, чтобы оценить риск (вероятность) наступления предельного состояния того или иного вида, необходимо решить задачу параметрической теории надежности с привлечением аппарата теории вероятности. В результате решения такой задачи может быть найдено значение вероятности превышения предельного значения деформаций системы «основание – сооружение». При этом выделим следующие этапы расчета.

1. Составление уравнений связи между входными параметрами (нагрузки и воздействия, свойства материалов и грунтов и пр.) и выходными (результаты расчета) параметрами для рассматриваемого элемента системы. Такое уравнение может быть составлено на основе анализа расчетных зависимостей, которые регламентируются нормами проектирования.

2. Подготовка исходных данных для расчета, заключающаяся в выделении входных параметров на случайные и неслучайные (детерминированные).

3. Определяются параметры распределения случайных величин, которые являются исходными данными.

4. Определение вероятности (риска) превышения предельного значения деформации системы на основе соответствующего решения статистической динамики.

Составление уравнения связи.

Для обеспечения эксплуатационной надежности по нормативной методике, необходимо выполнять расчет по деформациям оснований, при котором должно выполняться условие:

$$s \leq s_u, \quad (1)$$

где s – совместная деформация основания и сооружения, которую определяют одним из способов по ДБН; при этом для котлованов глубиной менее 5 м она составляет:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) \cdot h_i}{E_i}, \quad (2)$$

где β – безразмерный коэффициент, равный 0,8;

E_i – модуль деформации i -го слоя грунта по ветви первичного загрузки, кПа;

h_i – толщина элементарного слоя;

n – количество слоев в пределах сжимаемой толщи H_c ;

средние напряжения в элементарном слое:

$$\sigma_{zp,i} = \frac{\sigma_{zi} + \sigma_{z,i+1}}{2}, \quad \sigma_{z\gamma,i} = \frac{\sigma_{\gamma i} + \sigma_{\gamma,i+1}}{2}. \quad (3, 4)$$

где $\sigma_{zp,i}$ – дополнительные напряжения от внешней нагрузки на глубине z :

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p, \quad (5)$$

где $p = p_{cp}$ – среднее давление под подошвой фундамента;

s_u – предельное значение совместной деформации основания и сооружения, регламентируемое нормами.

При выполнении таких расчетов согласно нормативной методике, эксплуатационная надежность системы «основание – сооружение» считается обеспеченной, если выполняется неравенство (1).

Отметим, что в работе не учитывается нелинейная работа грунта основания.

Подготовка исходных данных.

Все прямо или косвенно входящие составляющие уравнения (1) являются случайными, однако некоторые величины можно принять детерминированными. В настоящей работе детерминированными считаются следующие величины: геометрические характеристики конструкции фундамента – b, l, d, d_n ; геометрические характеристики ограждающей конструкции; геометрические размеры кирпичных перегородок и толщина перекрытия; осредненный удельный вес фундамента и грунта на его обрезах γ_{mi} ; нагрузка на пол q ; удельный вес материала засыпки и грунта основания. Расчетное сопротивление грунта определяется детерминистическим путем.

Все остальные параметры уравнения связи считаются случайными величинами. К числу этих параметров относятся: физические и прочностные характеристики материалов ограждающей конструкции, перекрытий, перегородок; деформационные характеристики грунта основания (модуля деформации E); вертикальная нагрузка на фундамент N , слагающаяся из собственного веса конструкций G , снеговой S и полезной нагрузок Q , также являющихся случайными величинами; среднее давление под подошвой фундамента p_{cp} ; напряжения от дополнительной нагрузки σ_{zp} ; деформации s .

В работе приняты следующие законы распределения случайных входных параметров.

1. Распределения $P_{\gamma_b} = P_{\gamma_b}(\gamma_b)$ и $P_{\gamma_{kk}} = P_{\gamma_{kk}}(\gamma_{kk})$ случайных величин – удельных весов бетона и кирпичной кладки, которые приняты нормальными с математическими ожиданиями соответственно m_{γ_b} и $m_{\gamma_{kk}}$ и среднеквадратическими отклонениями σ_{γ_b} и $\sigma_{\gamma_{kk}}$. Значения указанных параметров определяются в соответствии с результатами испытаний или нормами проектирования.

2. Распределения $P_Q = P_Q(Q)$ и $P_S = P_S(S)$ случайных величин – полезной нагрузки и нагрузки от снега, которые приняты нормальными с математическими ожиданиями соответственно m_Q и m_S и среднеквадратическими отклонениями σ_Q и σ_S . Значения указанных параметров могут быть определены на основании анализа массивов наблюдений за запасами воды в снеговом покрове, анализа данных

по обследованию помещений жилого и общественного фонда либо приняты в соответствии с нормами проектирования.

3. Распределение $P_E = P_E(E)$ – случайной величины модуля деформации грунта, принятого нормальным с математическим ожиданием m_E и среднеквадратическим отклонением σ_E . Значения данного параметра определяются путем анализа результатов испытаний грунта.

Все расчеты выполняются для расчетного срока службы T .

Определение вероятности превышения предельных деформаций методом статистических испытаний Монте-Карло.

Для определения вероятности превышения предельных деформаций системы «основание – сооружение» целесообразно использовать метод статистических испытаний (Монте-Карло) с использованием нормативной методики расчета осадки методом послойного суммирования. Согласно этому методу, выполняется N статистических испытаний. Для каждого испытания выполняются расчеты согласно следующего алгоритма.

1. Задаем равномерно распределенной в интервале от 0 до 1 случайной вероятностью параметров: удельного веса бетона $P_{\gamma b}$; удельного веса кирпичной кладки $P_{\gamma kk}$; интенсивности полезной нагрузки P_Q ; интенсивности снеговой нагрузки P_S ; модуля деформации грунта E .

2. По значениям вероятностей находят квантили – значения соответствующих параметров по известным функциям распределения: $P_{\gamma b}$, $P_{\gamma kk}$, P_Q , P_S , E .

3. Определяются случайные значения вертикальной нагрузки N в зависимости от значений нагрузок G , S , Q .

4. Определяются случайные значения среднего давления под подошвой фундамента p_{cp} по известной формуле.

5. Определяется расчетное сопротивление грунта основания, при этом очерчиваются границы применимости метода послойного суммирования ($p_{cp} \leq R$).

6. Определяются напряжения от собственного веса грунта σ_{zg} , напряжения от собственного веса грунта, снятого в котловане σ_{zy} по формулам норм и напряжения $0,2\sigma_{zg}$.

7. Определяются случайные значения напряжений от дополнительной нагрузки σ_{zp} по формуле (5).

8. Определяются случайные значения вертикальных деформаций s_i в каждом элементарном слое и суммарное значение s по формуле (2).

9. В каждом случае проверяется условие (1).

10. После выполнения всех N испытаний вычисляется риск (вероятность) превышения предельных деформаций в течение расчетного срока службы P_T как отношение числа испытаний n , при которых $Y = s_n - s < 0$, к числу всех испытаний N .

Число испытаний N должно быть достаточно большим, чтобы более точно определить значение Y , в данном случае число испытаний принималось $N = 1 \times 10^4$. Автором была разработана компьютерная программа для выполнения расчетов по определению риска превышения предельных деформаций в среде Mathcad.

Пример расчета. Выполнен расчет по определению вероятности превышения предельных деформаций рядового пятиэтажного кирпичного здания. В таблице 1 приведены детерминированные величины, в таблице 2 – вероятностные характеристики функций нормального распределения случайных величин.

Таблица 1

Детерминированные величины

N	Наименование параметра	Обозн.	Ед. изм.	Значение
1	Ширина фундамента	a	м	1,0
2	Длина фундамента	l	м	1,0
3	Глубина заложения фундамента	d	м	1,5
4	Толщина кирпичной стены	h	м	0,51
5	Толщина перекрытия	t	м	0,25
6	Высота этажа	H	м	3,0
7	Грузовая площадь	A	м ²	3,0
8	Осредненный удельный вес фундамента и грунта на его обрезах	γ_{mt}	кН/м ³	20,0
9	Нагрузка на пол	q	кН/м ²	10,0
10	Удельный вес материала засыпки	γ_l	кН/м ³	16,0
11	Удельный вес грунта основания	γ	кН/м ³	18,0
12	Расчетное сопротивление грунта	R	кПа	314,057

С использованием разработанной программы выполнены расчеты по определению вероятности превышения предельной деформации основания. Результаты расчетов приведены в таблицах 3, 4.

Таблица 2

Вероятностные характеристики функций нормального распределения

N	Наименование параметра	Обозначение	Ед. изм.	Вероятностные характер.	
				мат. ожидание m	среднеквадр. отклон. σ
1	Удельный вес бетона	γ_b	кН/м ³	25,0	0,75
2	Удельный вес кирпичной кладки стен и перегородок	γ_{kk}	кН/м ³	18,844	0,517
3	Полезная нагрузка на перекрытие	P_{pol}	кН/м ²	0,9	0,315
4	Нагрузка от снега	S_m	кН/м ²	0,46	0,069
5	Модуль деформации грунта	E	МПа	12,0	3,0
6	Среднее давление под подошвой фундамента	p_{cp}	кПа	233,276	28,82

Таблица 3

Статистические параметры плотности распределения случайной величины предельной деформации основания

Параметры	Значения
Среднее значение (математическое ожидание), м	0,049
Коэффициент вариации	0,173
Максимальное значение, м	0,466
Минимальное значение, м	0,036

Таблица 4

Результаты расчетов вероятности превышения предельной деформации основания

Наименование величин	Значения
Вероятность превышения предельной деформации основания	2×10^{-3}
Допускаемая вероятность превышения предельной деформации основания по ДБН В.1.2-14-2009 [13]	1×10^{-4}

Выводы.

1. Предложена методика и разработан алгоритм решения задачи по определению вероятности (риска) превышения предельной деформации системы «основание – здание» в рамках параметрической теории надежности с использованием метода статистических испытаний (Монте-Карло).

2. Разработана компьютерная программа, реализующая предложенную методику расчетов.

3. Выполнены расчеты по определению вероятности (риска) превышения предельной деформации системы «основание – здание» для рядового жилого кирпичного здания. Получено значение вероятности превышения предельной деформации, равное 2×10^{-3} . Данное значение превышает нормативное, регламентируемое ДБН В.1.2-14-2009 [13] (табл. 3). Значение же осадки, определенное детерминистическим расчетом по нормативной методике, составляет 0,049 м, что намного меньше регламентируемого ДБН В.2.1-10-2009 для данного типа здания (0,1 м). Можно констатировать, что в ДБН В.1.2-14-2009 заложен высокий уровень надежности, и чтобы удовлетворять этому условию, значение осадки должно быть примерно в 9 – 10 раз ниже нормативного.

4. Очевидно, что оптимальное значение риска должно находиться в диапазоне $1 \times 10^{-2} \dots 5 \times 10^{-3}$, что соответствует значению надежности 0,99...0,995 и согласуется с работой Н.Н. Михеева. В нормативном документе ДБН В.2.4-3:2010 [14] приведены следующие значения вероятностей возникновения аварий на напорных гидротехнических сооружениях класса СС2 3×10^{-3} 1/год (для СС2-2) и 5×10^{-4} 1/год (для СС2-1), т.е. за весь срок службы (50 и 100 лет соответственно) они должны составлять не более 15×10^{-2} и 5×10^{-2} .

5. Анализ вероятностного расчета показывает необходимость усовершенствования существующих подходов к определению вероятности превышения предельного значения деформаций, т.к. новые методики позволят повысить надежность решения геотехнических задач.

ЛИТЕРАТУРА

1. Винников Ю.Л. Імовірнісні методи в геотехніці / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко // Зб. наук. праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. Полтава: ПНТУ, 2015. Вып. 1(43). –с. 93–111.

2. Гарагаш Б.А. Надежность пространственных регулируемых систем «сооружение – основание» при неравномерных осадках основания / Б.А. Гарагаш. – Сочи: Кубанькино, 2004. – 908 с.

3. Ермолаев Н.Н. Надежность оснований сооружений / Н.Н. Ермолаев, В.В. Михеев. – Л.: Стройиздат, 1976. – 176 с.

4. Пшеничкин А.П. Основы вероятностно-статистической теории взаимодействия сооружений с неоднородными грунтовыми основаниями: автореф. дис. на соискание ученой степени д-ра. техн. наук: спец. 05.23.02 / А.П. Пшеничкин. – М.: МИСИ, 1980. – 42 с.

5. Пшеничкина В.А. Экспериментально-теоретическое обоснование предельной нагрузки с заданным уровнем риска при моделировании работы системы “основание – фундамент – надземная часть строения” / Пшеничкина В.А., Политов С.И., Чирков А.А. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2015. – № 6. – С. 2-6.

6. Трофимчук А.Н. Надежность систем «сооружение – грунтовое основание» в сложных инженерно-геологических условиях / А.Н. Трофимчук, В.Г. Черный, Г.И. Черный. – К.: ПолиграфКонсалтинг, 2006. – 248 с.

7. Вайнберг А.И. Надежность и безопасность гидротехнических сооружений. Избранные проблемы / А.И. Вайнберг. – Харьков: Тяжпромавтоматика, 2008. – 304 с.

8. Beacher G.B. Reliability and statistics in geotechnical Engineering / G.B. Beacher, J.T. Cristian. New York: John Wiley, 2003. – 619 p.

9. Honjo Y. Challenges in Geotechnical Reliability Based Design / Y. Honjo // Proc. of the 3th International Symposium on Geotechnical Safety and Risk (ISGSR2007). – Germany: Munich, 2011. – P. 11 – 27.

10. Shahin M.A. Probabilistic Analysis of Bearing Capacity of Strip Footing / M.A. Shahin & E.M. Cheung // Proc. of the 3th International Symposium on Geotechnical Safety and Risk (ISGSR2007). – Germany: Munich, 2011. – P. 225 – 230.

11. Cherubini C. Shallow Foundation Reliability Design / C. Cherubini // Proc. of the 1th International Symposium on Geotechnical Safety and Risk. – China: Shanghai, 2007. – P. 71 – 90.

12. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування: ДБН В.2.1-10-2009. Зі змінами №1, 2. – К. : Мінрегіонбуд України, ДП НДІБК, 2009. – 161 с.

13. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ: ДБН В.1.2-14-2009. – К. : Мінрегіонбуд України, ДП „Укрархбудінформ“, 2009. – 43 с.

14. Гідротехнічні споруди. Основні положення: ДБН В.2.4-3:2010. – К.: Мінрегіонбуд України, ДП „Укрархбудінформ“, 2010. – 37 с.

РЕШЕНИЕ СОПРЯЖЕННЫХ ЗАДАЧ ГЕОМЕХАНИКИ И ГЕОТЕХНИКИ НА ОСНОВЕ МОДЕЛЕЙ МДТТ В СЛОЖНЫХ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ И ГОРНО-ТЕХНИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ СТРОИТЕЛЬСТВА

Козловский Е. Я.

(Белорусский государственный университет,
г. Минск, Беларусь)

В статье приведены особенности постановки сопряженных задач геомеханики и геотехники при их решении на основе моделей МДТТ, случай практического решения подобной задачи. Описывается противоречие взглядов норм разных областей подземного строительства на решения численными методами.

The special aspects of conjugate geomechanics and geotechnics problem formulation during solving by continuum mechanics methods are described. Collided conceptions of using numerical methods in several design codes in different industry sectors are circumscribed.

В рамках статьи для некоторого разделения под задачами геомеханики будут пониматься задачи изучения напряженно деформированного состояния и устойчивости массивов горных пород на больших глубинах, проверка массива на предельные состояния. А под задачами геотехники — взаимодействия инженерных сооружений с массивом, подземными водами и иными сооружениями в зоне влияния (учитывая возможность изменения характера их нагружения и изменения характеристик вмещающего массива), расчета по предельным состояниям их строительных конструкций. Сопряженные задачи этой области для получения наиболее корректного и адекватного решения требуют построения механико-математических моделей, учитывающих взаимовлияние геомеханических процессов в рассматриваемых породных массивах и инженерно-технических сооружениях, размещенных в подземных выработках.

Как пример такой сопряженной задачи можно рассмотреть комплекс подземных сооружений вблизи общешахтного бункера, (рис. 1), находящийся в сложных горнотехнических условиях и включающий в себя различные камеры, ниши, обходные выработки.

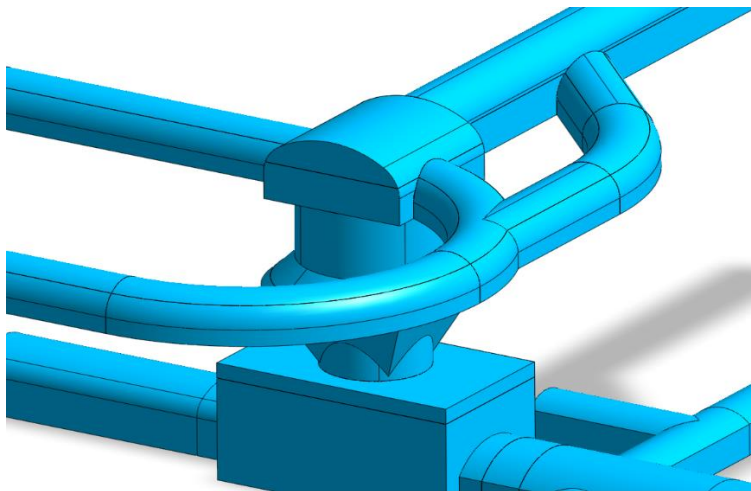


Рис. 1. Пространственное расположение выработок возле общешахтного бункера (одна из рассматриваемых конфигураций камерной выработки)

Сам общешахтный бункер и выработки нижележащего горизонта в данной задаче имеет железобетонное крепление, выработки вышележащего горизонта — крепление анкерами и набрызг-бетоном. Камера над бункером рассматривалась в множестве конфигураций с применением различных типов крепления (двухуровневое анкерное с применением канатов, жесткое и т.д.). В практическом решении данной задачи производилось сравнение конфигураций камер, последовательности проходки и строительства, влияние на НДС строительных конструкций.

На процесс деформирования массива горных пород очень большое влияние оказывает его структурная неоднородность, поэтому корректную картину напряжений и деформаций вблизи данного комплекса подземных сооружений возможно получить только при учете особенностей поведения неоднородной структуры массива —

фактического наличия переслаивания пород и угла падения в одном из пластов в своде камеры над бункером.

При рассмотрении задачи с общешахтным бункером геологические условия осложняет наличие пласта пород с ярко выраженными реологическими свойствами, что требует подбора параметров уравнения по семейству кривых ползучести и решения задачи во времени.

Очень важным в данном типе задач является учет стадийности [1]. Абсолютно недостаточно учитывать лишь начальную и конечную стадии — ограничение таким подходом ведет к значительно завышенным усилиям в крепи, НДС массива в таком случае тоже будет определен некорректно (рис. 2).

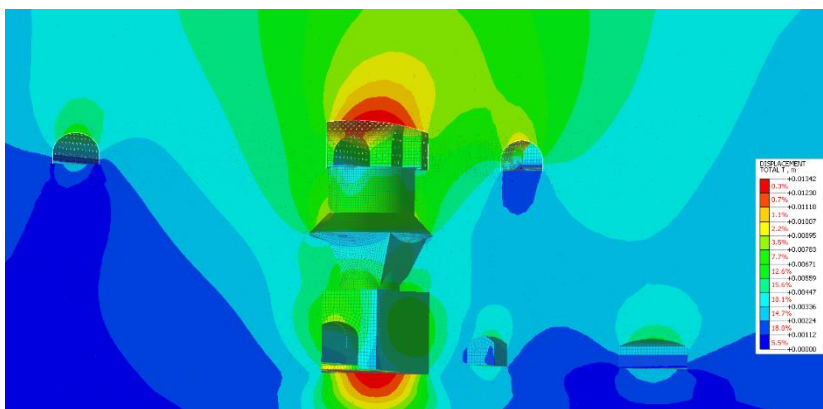


Рис. 2. Изополя полных перемещений в массиве пород для одной из рассматриваемых конфигураций камеры над общешахтным бункером

Известно, что решение задач в плоской постановке является грубым приближением для выработок и камер с продольным размером по продольной оси $l \leq 12D$, кроме того данный подход требует, чтобы рассчитываемое сечение было удалено от забоя на расстояние $l \geq 6D$. Данные условия подчеркивают наличие ярко выраженного трехмерного характера данного примера и большинства сопряженных задач геомеханики и геотехники (например, расчета колонных станций метрополитена глубокого заложения).

Таким образом при трудной пространственной компоновке подземных выработок ответственных сооружений в сложных геологических условиях и наличии особых нагружений строительных кон-

струкций, решение задачи с оценкой наиболее благоприятной последовательности проходки, численным выявлением НДС строительных конструкций и влияния на него возможно только численными методами.

Стоит отметить, что текущее положение норм строительного проектирования имеет довольно противоречивый характер в части расчетов при подобном рода задачах. В частности, довольно давно существовало допущение использования методов механики сплошных сред в части расчета подземных транспортных сооружений, а текущие наиболее прогрессивные нормы отдают предпочтение численному анализу объектов геотехники [2-7]. Однако при строительстве подземных горных выработок с целью добычи полезных ископаемых существует неизбежная необходимость расчета по эмпирическим методикам правил [8] и инструкций, которые в частных случаях могут привести к неадекватным и нефизичным значениям.

Численный анализ предоставляет информацию о поведении массива, которая не может быть получена экспериментально или по данным наблюдений. Однако нельзя не отметить, что численное представление механики для некоторых типов пород до сих пор является неудовлетворительным, а нехватка информации и большое количество неустранимых неопределенностей — часть ежедневной практики в геотехнике.

ЛИТЕРАТУРА

1. Компьютерное моделирование в геомеханике : материалы Междунар. науч.-практ. конф. «Современные информационные технологии и механико-математические модели в геомеханике, механике машин и механизмов», 3-7 нояб. 2008 г., Минск. / М. А. Журавков [и др.] ; под общ. ред. М. А. Журавкова. — Минск : Изд. центр БГУ, 2008. — 443 с.
2. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений
3. СП 120.13330.2012 Метрополитены
4. СП 122.13330.2012 Тоннели железнодорожные и автодорожные
5. СП 248.1325800.2016 Подземные сооружения. Правила проектирования
6. СП 249.1325800.2016 Коммуникации подземные. Проектирование и строительство закрытым и открытым способом

7. ТКП EN 1997-1-2009 Геотехническое проектирование
8. СП 91.13330.2012 Подземные горные выработки

УДК 691.32.008.6

ГРАВИТАЦИЯ КАК ЦЕНТРОСТРЕМИТЕЛЬНАЯ СИЛА КОСМИЧЕСКОГО ВРАЩЕНИЯ

Костюкович П.Н.

В инженерной геологии и механике грунтов гравитация – главная действующая сила. Как массовая она проявляется везде: в паскалевских и горных давлениях, осадке фундаментов, оползневых процессах, сдавливании стволов скважин, диагенезе отложений и т.д. В то же время происхождение этой силы до сих пор не установлено, что является существенным препятствием для создания теории и методологии управления гравитацией. Опираясь на предыдущие исследования по экспериментальному определению ускорений силы тяжести, сделаем следующий шаг к выяснению физики сил тяготения.

Незнание происхождения силы тяжести неизбежно приводит к ряду противоречий при рассмотрении этой силы с позиции законов, трактующих массу тел по-разному – как меру их гравитации и как меру их инерции. Приведем из учебников классический пример решения таких задач.

Пусть спутник вращается вокруг Земли по круговой орбите. В любой точке орбиты на спутник одновременно действуют силы притяжения двух тел, суммарная величина которых определяется Законом всемирного тяготения Ньютона:

$$F = \gamma \frac{m_s \cdot m_z}{r^2}, \quad (1)$$

где $m_s = const$ – масса спутника, измеренная в поле тяготения Земли;
 $m_z = const$ – масса Земли в поле тяготения Солнца;
 r – расстояние от спутника до центра Земли;
 $\gamma = const$ – гравитационная постоянная.

Эта же сила тяготения F , согласно второму закону Ньютона, равна

$$F = m_s \cdot a_n = \frac{m_s \cdot V^2}{r} = \frac{4\pi^2 m_s r}{T^2} \quad (2)$$

где $a_n = V^2/r$ – центростремительное ускорение, присущее спутнику;

$V = 2\pi r/T$ – линейная скорость спутника на орбите;

T – период обращения спутника.

Из (1) и (2) имеем:

$$F = \gamma \frac{m_s \cdot m_z}{r^2} = \gamma \frac{4\pi^2 \cdot m_s \cdot r}{r^2} \quad (3)$$

откуда следует, что гравитационная постоянная – не константа, а линейная функция r^3 :

$$\gamma = \frac{4\pi^2 r^3}{m_z T^2} = dr^3 \quad (4)$$

где $d = 4\pi^2 r^3 / m_z T^2 = \text{const}$ – угловой коэффициент прямой $y = fr^3$.

Существование функции (4), а также независимость масс взаимодействующих тел в (1) от интенсивности их гравитационных полей и ставят вопрос о независимости раскрытия тайны происхождения сил тяготения или массовых сил, действие которых, как и электрических полей, подчиняется закону обратных квадратов.

В поисках истины воспользуемся фундаментальным свойством нашей Вселенной – космическим вращением. С позиции измерения приборами осесимметричных сил, создаваемых вращением, будем различать два альтернативных их вида: центробежные, формирующие центробежные силы, направленные от оси вращения, и центростремительные, создающие центростремительные силы, направленные к оси вращения, внутрь области вращения (в частности, к центру окружности или эллипса вращения).

Центробежные вращения обладают физической осью вращения, независимой от сил вращения, и создают легко измеряемые (например, пружинными динамометрами) центробежные силы. Примера-

ми центробежных вращений являются все виды технических вращений (центрифуги, пропеллеры, колеса, маховики и т.д.). Поэтому центробежные вращения можно называть техническими. Фиксированная ось позволяет применять к ним любые вращающие силы: точечные, односторонние, рычажные и т.д.

Центростремительные вращения, в отличие от технических, не обладают фиксированной осью и центром вращения; им присущи чисто виртуальные или математические ось и центр вращения, образуемые объемными вращающими силами космоса (например, магнитными и электрическими полями, потоками солнечного ветра). Эти виды вращения создают легко измеряемые по свободному падению тел [21] центростремительные силы; характерны для условий космоса, где составляют сущность вращения планет и их спутников, звезд и галактик. Поэтому центростремительные вращения можно называть космическими вращениями.

Сопоставление физики протекания космических и технических вращений показывает, что у этих вращений она принципиально различна, поэтому можно полагать, что и теория данных вращений будет альтернативной. Это касается прежде всего теоретических центростремительных ускорений и опытных ускорений свободного падения тел:

$$\ddot{x}_s = (1/2) \cdot \ddot{x}_t = V_s(t)/t = S(t)/t^2 = 4,905 \quad (5)$$

где $V_s(t) = S(t)/t$ – интегральная скорость свободного падения тел;

$V_t(t) = \frac{d}{dt} \left[S(t) = \frac{1}{2} \ddot{x}_t t^2 \right] = \ddot{x}_t \cdot t$ – мгновенная скорость свободного падения тел [21].

Все космические гравитации свидетельствуют о себе как о центростремительной силе космического вращения. Приведем примеры, однозначно указывающие на космическое вращение как источник гравитации и массы материи.

1. Искусственные спутники Земли, не подвергаемые космическому вращению, не обладают гравитационным полем и космонавты, проживающие в них, находятся в состоянии невесомости. В длительных космических полетах невесомость отрицательно сказывается на здоровье космонавтов и возникает необходимость созда-

ния на борту корабля искусственной гравитации или тяжести; это достигается единственным способом – путем придания спутнику космического вращения, которое мгновенно формирует в корабле локальное гравитационное поле и космонавты приобретают массу и земные условия. К примеру, при посадке корабля диаметром 6 метров на Луну с гравитацией $\tilde{g}_L = \tilde{g}_z/6$ космонавту необходимо обеспечить силу тяжести, равную силе тяжести на Луне. Для этого кораблю создают вращение с угловой скоростью $\omega = 2,2$ рад/с (для удобства посадки).

2. Постулирование «всемирности» гравитации сразу опровергается многочисленными примерами того, что вращающиеся или слабо вращающиеся небесные тела (например, кометы, астероиды, метеориты) не обладают гравитационными полями или обладают очень слабыми ($0 - 0,2$ м/с² при земном $\tilde{g}_z = 9,81$ м/с²). Общим свойством данных тел является то, что все они небольшие по размеру (до 1–3 км в диаметре); в полете не вращаются, а хаотически кувыркаются и потому имеют не сфероидальную форму и геосферное строение, а являются скорее бесформенными глыбами, нередко грушевидными и продолговатыми не созданными осевым вращением. В итоге, ускорение силы тяжести у этих глыб в десятки-сотни раз меньше земного и нередко стремится к нулю. При посадке корабля на данные тела требуется использование принципа «причаливания к берегу», а не торможения, как при посадке на Землю, Луну, Марс, находящихся в космическом вращении и придающих себе соответствующие массу и ускорение силы тяжести.

Теория взаимного тяготения тел была бы весьма простой и не требовала совершенствования, если бы в первой части закона (1) приоритет принадлежал опыту и доказательствам, а не постулированию (это касается, прежде всего, правил интерференции масс m_s и m_z (суперпозиция или умножение) в условиях свободного падения одной из них или обеих сразу).

Для выяснения особенностей тяготения масс при их переходе из невесомости в весомость (и наоборот) запустим в космос спутник. Пусть его масса, измеренная рычажным методом на поверхности Земли, составляет $m_s = 3 \cdot 10^3$ кг. При запуске в космос спутник начинает свободный полет вокруг Земли и попадает в безопорное состояние, называемое состоянием невесомости, масса спутника

становится равной нулю ($m_s = 0$) и куда-то «исчезает», космонавты также теряют вес и «плавают» по кораблю как рыба в воде. Получается, что в этот период свободною полета масса спутника $m_s = 0$ и сила тяготения между спутником и Землей так же равна нулю $F = 0$, поскольку, согласно (1),

$$F = \gamma \frac{m_s \cdot m_z}{r^2} = \gamma \frac{0 \cdot m_z}{r^2} = 0. \quad (6)$$

Но спутник продолжает свободный полет вокруг Земли и, следовательно, на него действует сила притяжения Земли $F_z > 0$. А это значит, что структура формулы (1) основана не на умножении масс взаимодействующих тел, а на их суммировании.

$$F = F_z + F_s = \frac{\gamma_z \cdot m_z}{r^2} + \frac{\gamma_s \cdot m_s}{r^2} = \frac{1}{r^2} (\gamma_z \cdot m_z + \gamma_s \cdot m_s). \quad (7)$$

Если принять, что $\gamma_z = \gamma_s = \gamma$, то формула (6) упрощается:

$$F = F_z + F_s = \frac{\gamma}{r^2} (m_z + m_s). \quad (8)$$

Когда спутник в свободном полете, то $m_s = 0$ и $F_s = 0$; в этом случае сила тяготения Земли, удерживающая его на орбите, составит:

$$F = F_z = \frac{\gamma \cdot m_z}{r^2}, \quad (9)$$

что подтверждает известное положение теории тяготения: сила притяжения спутника Землей не зависит от массы спутника, но прямо пропорциональна массе Земли и обратно пропорциональна квадрату его удаления от Земли r^2 .

По аналогии с (8-9) планеты солнечной системы можно рассматривать как спутники Солнца, находящиеся в свободном полете по эллиптическим орбитам, теряют массу и переходят в состояние невесомости. Поэтому формула силы притяжения планеты Солнцем F_0 будет иметь вид, идентичный (9):

$$F_0 = \frac{\gamma \cdot m_0}{r^2} = \frac{\gamma \cdot m_0}{a_0^2}, \quad (10)$$

где m_0 — масса Солнца;

a_0 — большая полуось планетной орбиты;

γ — гравитационная постоянная солнечной системы.

Из (10) следует, что сила притяжения планеты Солнцем не зависит от массы планеты, но прямо пропорциональна массе Солнца m_0 и обратно пропорциональна квадрату удаления планеты от Солнца a_0^2 .

В качестве удаления планеты от Солнца может быть принята большая полуось ее орбиты a_0 . По третьему закону И. Кеплера $T^2 = a_0^3 = 1$ и численно $a_0 = T^{2/3}$, где T — период обращения планеты вокруг Солнца.

Учитывая это, устанавливаем связь $F_0 = f(t)$

$$F_0 = \gamma \frac{m_0}{a_0^2} = \gamma \frac{m_0}{T^{4/3}}. \quad (11)$$

Равенства (10) и (11) позволяют сделать важный вывод: приобретая свободное падение в гравитационном поле Солнца (ГПС), планета входит в состояние невесомости и теряет массу. В то же время свободное падение планеты в ГПС происходит при ее одновременном осевом (космическом) вращении, которое независимо от ГПС создает в планете и вокруг нее гравитационное поле планеты (ГПП), придающее весомость и массу не только планете, но и всей материи, попадающей в это поле. Таким образом, при орбитальном обращении материя находится в свободном падении и теряет массу, а при космическом вращении, наоборот, та же материя входит в состояние весомости и приобретает массу.

Отсюда следует одно из главных свойств нашей Вселенной: в любом ее гравитационном поле создаются условия для проявления как свободного падения материи и избавления от весомости и массы, так и для ее космического вращении с одновременным приобретением весомости и массы. Это взаимодействие в ГПС свободного падения планет с их космическим вращением — ключ к раскрытию следующих тайн весомости и невесомости материи, ее гравитационной и инерционной масс.

УТОЧНЕНИЕ ПОЛОЖЕНИЙ КЛАССИЧЕСКОЙ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ НАСЫПИ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ

Кузахметова Э.К., д-р техн. наук
(Российская Открытая Академия Транспорта
Российский Университет Транспорта)

Для совместного расчета насыпи автомобильной дороги и слабого основания была разработана специальная методика индивидуального проектирования учеными: Амаряном Л. С., Евгеньевым И.Е., Казарновским В.Д., Яромко В.Н. и др. Несмотря на учет в этой теории разнообразия свойств слабых грунтов, основные ее принципы не позволяют в полной мере оценивать «механический отклик» грунтовой среды на действие внешних нагрузок. Исследования автора посвящены учету изменений природных условий залегания грунтов при прогнозе их деформаций на техногенные (в результате возведения сооружения).

Последние годы существенно осложнились условия строительства линейных транспортных сооружений. Это связано: – с расширением строительства в труднодоступных районах страны; – с необходимостью использования местных грунтов, которые, как правило, переувлажнены, в качестве строительного материала и основания; – с увеличением нагрузок от транспорта и интенсивностью движения, то есть с увеличением техногенного воздействия; – с повышением требований к качеству строительства и к охране окружающей среды.

Необходимость обоснованного учета при проектировании сооружений перечисленных факторов ставит перед учеными множество задач. Сложность их решения заключается в том, что теоретические основы типового и индивидуального проектирования линейных транспортных сооружений разрабатывались в 60-80-ые годы прошлого столетия. Многие из них используются до настоящего времени. Поэтому с особой остротой несовершенств ряда методов классической механики грунтов проявилось в связи с комплексом

новых факторов и условий, влияющих на поведение грунтов, основные из которых перечислены выше.

При индивидуальном проектировании любого сооружения проводится совместный расчет сооружения и основания. Вместе с тем, надежность такого расчета в полной мере не обеспечивается из-за недостаточной точности прогноза осадок, особенно при неоднородном геологическом строении основания и при залегании слабых грунтов. Уже в 80-ые годы прошлого столетия Гольдштейн М.Н. отметил, что этот вопрос является одним из краеугольных камней методики совместного расчета сооружения и основания.

Решению некоторых проблем в этом направлении были посвящены многолетние исследования автора. Рассмотрен существующий подход к определению фильтрационных и деформационных свойств слабых грунтов. Поскольку фильтрация (отжатие поровой воды при уплотнении грунта) нас интересует для прогноза осадки во времени, то проанализированы две схемы испытания грунтов: на фильтрацию и консолидацию.

Схема испытаний на фильтрацию: фильтрация воды через образец грунта цилиндрической формы в жесткой обойме полностью водонасыщенного (под давлением, создаваемым столбом воды) за счет разностей напоров в пьезометрических трубках при неизменной пористости грунта.

Описание фильтрации воды по закону Дарси в полностью водонасыщенном грунте с поправкой на начальный градиент имеет вид:

$$V = K_{\Phi}(J - J_0) \quad (1)$$

где V – скорость фильтрации;

K_{Φ} – коэффициент фильтрации;

J – градиент напора;

Схема испытаний на консолидацию: сжатие образца грунта цилиндрической формы в жесткой обойме (под давлением, передаваемым через жесткий штамп) за счет фильтрации воды и изменения пористости грунта.

Описание фильтрации воды по закону фазовой фильтрации Герсеванова имеет вид:

$$V_{\phi} = V - eV_{ck} = K_{\phi}^1 \cdot \frac{\partial(u/v_p)}{\partial z} \quad (2)$$

где V_{ϕ} – (фазовая) скорость перемещения воды при уплотнении грунта;

V – скорость фильтрации воды;

e – коэффициент пористости;

V_{ck} – скорость перемещения частиц скелета грунта;

K_{ϕ}^1 – коэффициент фильтрации при одномерной консолидации;

$\frac{\partial(u/v_p)}{\partial z}$ – изменение давления в поровой воде.

Из выше описанных схем испытаний и из выражений (1) и (2) видно, что при расчетах по ним коэффициент фильтрации будет получен различным, поскольку при испытаниях по приведенным схемам, в первый из них происходит движение одной фазы (напряженное состояние грунта), во второй – двух фаз (напряженно – деформированное состояние грунта).

Автор рассчитала коэффициенты фильтрации по результатам испытаний образцов торфяного грунта ненарушенной структуры, маловолокнистого, средней влажности по двум указанным выше схемам. Коэффициент фильтрации, определенный по данным из опыта на консолидацию (под нагрузкой 0,1 МПа), получен равным 0,01 см/сут., а определенный из опыта на фильтрацию идентичного образца получен равным 0,8 см/сут. Следовательно, K_{ϕ} и I_0 правильнее использовать при решении непосредственно фильтрационных задач при изменении гидравлического градиента, а K_{ϕ}^1 – при решении инженерных задач в части прогноза осадки сооружения под нагрузкой от веса сооружения. Но в этом случае, необходим критерий начала фильтрационно-консолидационного процесса, а не фильтрационного.

С этой целью, автор рассматривает взаимодействие двух подсистем в общей системе «сооружение-основание». Первая подсистема – сооружение, вторая – грунт основание (при возведении насыпи на слабых грунтах). Или первая подсистема – стабильный слой насыпи, вторая – нестабильный слой насыпи (при использовании глинистых грунтов с влажностью выше допустимой). В результате анализа взаимного влияния указанных подсистем при неразрывной их связи

автор предлагает в качестве нового критерия сжимаемости грунтов и фильтрации поровой воды «нагрузку начала фильтрационной консолидации». Физическая сущность этого критерия заключается в том, что в случае его превышения действующими напряжениями, в слое возникнут напряжения больше структурной прочности грунта на сжатие и возникнет градиент напора больше начального градиента фильтрации.

Не трудно проследить, что предлагаемый критерий учитывает воздействие первой подсистемы на вторую, поэтому может быть назван техногенным. Если напряжение в слое грунта превышает величину нагрузки начала фильтрационной консолидации, то этот слой работает в условиях открытой системы по условию дренирования. Если напряжение в слое грунта меньше величины нагрузки начала фильтрационной консолидации, то этот слой работает в условиях закрытой системы по условию дренирования. Условия открытой и закрытой системы по условиям дренирования (отжатие поровой воды в процессе уплотнения) должны учитываться при выборе формул для прогноза осадки во времени, при выборе схемы испытаний грунтов в лаборатории, при назначении дополнительных мероприятий для ускорения осадки (см. рисунок 1).

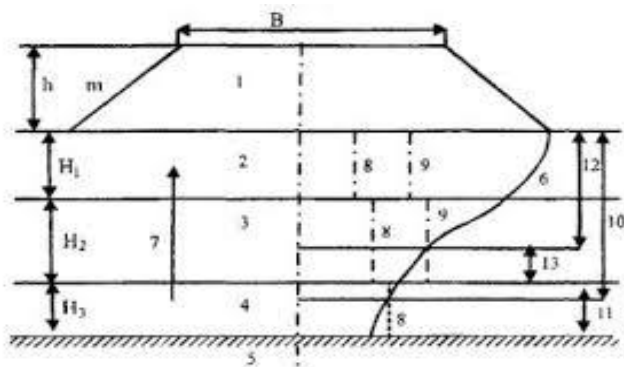


Рис.1. Расчетная схема насыпи на слабом основании:

1 – насыпь; 2,3,4 – слои основания, однородные по напряженно-деформированному состоянию; 5 – водонепроницаемый подстилающий слой; 6 – эпюра вертикальных напряжений от веса насыпи; 7 – условия дренирования; 8 – эпюра структурной прочности грунта на сжатие; 9 – эпюра нагрузки начала фильтрационной консолидации; 10 – активная зона; 11 – пассивная зона; 12,13 – открытая и закрытая системы

Очевидно, что при таком подходе следует составлять модель консолидации грунта не в природных условиях, а в условиях его работы в системе, которую можно назвать «сооружение – техногенное основание». Это связано с тем, что в современный век техногенеза влияние деятельности человека на природную среду является весьма важной и актуальной. Именно поэтому автор обратила внимание на необходимость учета влияния возведения сооружения на изменение природных условий залегания грунтов на техногенные. Часть из выше изложенных предложений вошла в Пособие по проектированию земляного полотна автомобильных дорог на слабых грунтах.

Анализ характера статического уплотнения грунтов в основании под нагрузкой от веса насыпи показал так же, что следует более углубленно рассматривать характеристики сжимаемости слабых грунтов. Это касается коэффициента пористости, который является объемной характеристикой грунта как в его природном состоянии, так и в объемном напряженно-деформированном под нагрузкой от веса сооружения. За основу его определения в механике грунтов принята фазовая модель грунта, в соответствии с которой надо определить геометрический объем пор и твердой фазы. Повидимому, для характеристики физических свойств грунта такой оценки вполне достаточно, а для механических свойств – нет. Для достоверного прогноза осадки необходимо знать «работающую» пористость, участвующую в процессе сжатия, то есть «активную», а не «пассивную» (замкнутые поры, прочно связанная вода и др.). О необходимости учета активной пористости грунта при решении инженерных задач отмечали многие ученые (Ларионов А.К., Зарецкий Ю.К., Осипов В.И. и др.), в том числе и автор при прогнозе осадки. По Ларионову А.К. в процессе сжатия грунта участвует «частичная активная» пористость, под которой подразумевается объем пор, исчезнувших при уплотнении под той или иной степенью нагрузки. Следовательно, «активная» пористость грунта может быть определена непосредственно из опыта на компрессию по величине деформации.

Такой подход к оценке пористости грунта повышает точность прогноза осадки, особенно для органических грунтов, которые имеют сложную геометрию порового пространства, предопределяющей возникновение локальных областей замкнутых пор.

В современных условиях строительства надежное проектирование может быть осуществлено только в результате соединения научных методов и инженерных принципов строительной деятельности, то есть в результате усиления роли геотехники. Поскольку геотехника базируется на законах механики грунтов (уплотнения, сопротивления сдвигу, фильтрация) и закономерностях, определяющих характер деформируемости грунта (при увлажнении, динамических, температурных и иных воздействиях, напряжённом состоянии), то изложенные выше результаты исследований и были посвящены рассмотрению механических характеристик фильтрации и сжимаемости грунтов.

С целью учета особенностей характера деформируемости различных видов слабых грунтов при уплотнении от веса сооружения (насыпи автомобильной дороги) в инженерной практике автор проанализировала время достижения требуемой степени консолидации и интенсивности осадки слабых грунтов в основании, величины которых регламентированы в действующем нормативном документе для установления срока устройства дорожной одежды. Для всех видов слабых грунтов в СП 34.13330.2012 в качестве критерия завершения интенсивной части осадки дано значение 90% степени консолидации и интенсивности осадки 2 см в год для дорожных одежд капитального типа и 80% степени консолидации, 5 см в год для дорожных одежд облегченного типа. Модуль осадки минеральных, органоминеральных и органических грунтов отличаются в 10 и более раз, поэтому, по мнению автора, не корректно назначать одну величину критерия (степени консолидации или интенсивность осадки) для всех видов слабых грунтов. Проведенные расчеты времени достижения требуемой степени консолидации и интенсивности осадки показали следующее. Для минеральных грунтов это время совпадает; для органических грунтов время достижения требуемой интенсивности осадки превышает более чем в 2 раза время достижения требуемой степени консолидации; для органоминеральных грунтов время достижения этих критериев изменяется неоднозначно в зависимости от их состава и состояния. В связи с выше отмеченным, автор предлагает внести соответствующие исправления в нормативный документ. При назначении технологического перерыва между окончанием возведения насыпи и устройством дорожной одежды принимать в качестве критерия достиже-

ния интенсивной части осадки для минеральных грунтов – степень консолидации, для органоминеральных грунтов определять оба критерия и ориентироваться на наибольшее время, для органических грунтов – интенсивность осадки. Вышеуказанные научно-обоснованные критерии позволят обеспечить работоспособность дорожной одежды, поскольку они исключают возможность проявления недопустимых деформаций дорожного покрытия. В этом подходе так же учитывается взаимное влияние двух подсистем в системе «сооружение – техногенное основание».

Заключение

1. В результате техногенного воздействия грунт в основании сооружения может оказаться в открытой или закрытой схеме по отжатию воды, независимо от расположения слоя дренирующего грунта, то есть от природных условий дренирования. Для оценки создавшихся условий механического отжатия поровой воды в процессе возведения насыпи предлагается новый критерий, наряду с некоторыми существующими.

2. В итоге выделяются слои, работающие в разных условиях, а именно в условиях открытой и закрытой системы. Для прогнозирования процесса осадки в первом случае применяются формулы, учитывающие скорость фильтрационного отжатия поровой воды; во втором случае – интенсивность деформации объемной ползучести (консолидации объемной ползучести).

3. Рассмотрение физической сути консолидации слабых грунтов под нагрузкой от веса сооружения позволило предложить новый технологический регламент устройства дорожной одежды для различных видов слабых грунтов, который обеспечивает её работоспособность.

4. Необходимость учета при назначении конструкции насыпи и мероприятий для обеспечения её стабильности не только специфики поведения грунтов в каждом конкретном случае, но и техногенного воздействия на них заставляет ученых перейти от традиционных (классических) понятий, представлений и показателей свойств к новым. Их разработка, обоснование, введение дополнительных оценочных критериев и расчетных формул, а также моделей поведения грунта с учетом влияния воздействия на него сооружения можно расценить как развитие «технологического направления» в

прикладной механике грунтов и техногенного направления в современной геотехнике.

ЛИТЕРАТУРА

1. Пособие по проектированию земляного полотна автомобильных дорог на слабых грунтах. Изд. Информавтодор, М., 2004, (Кузахметова Э.К., Казарновский В.Д., Львович Ю.М. и др.).

2. Кузахметова Э.К. Учет взаимодействия инженерного сооружения и грунта на основе критериев сжимаемости и осадки. Труды XVI Международного конгресса по механике грунтов и геотехническому строительству. Япония. 2005.

3. Справочная энциклопедия дорожника. Т. V. Проектирование автомобильных дорог. Изд. Информавтодор, М., 2007.

4. Кузахметова Э.К. Усовершенствование методологии прогноза осадки системы «сооружение – грунтовое основание». Ж. «Основание, фундаменты и механика грунтов» №6, М., 2011.

5. Кузахметова Э.К. Современные тенденции в области транспортного строительства и формы научного обеспечения их реализации. Сборник докладов 1-ой научно-практической конференции (25-26 ноября 2014 г., ИПСС МИИТ). «Современные способы создания искусственных грунтовых оснований автомобильных дорог, аэродромов и зданий» Изд. ООО «Техполиграфцентр».

6. Кузахметова Э.К., Григоренко Н.И. Поднятие научного уровня технического сопровождения проектирования, строительства и реконструкции инженерных сооружений. Международная конференция Евразийского Союза ученых (ЕСУ 2(23)). Технические науки, 2016.

7. Кузахметова Э.К. Развитие техногенного направления в инженерной геотехнике с целью учета при проектировании сооружения его влияния на грунтовое основание. Сборник трудов 2-ой научно-практической конференции с международным участием (27 апреля 2017 г., ИПСС МИИТ). «Пути обеспечения совместной работы инженерного сооружения специфических грунтов». Изд. «Миаком» г. Санкт-Петербург, 2017.

ЛАБОРАТОРНЫЕ И НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДВУХКОЛОННОЙ ВОДОЗАБОРНОЙ СКВАЖИНЫ

Медведева Ю.А., аспирант

Ивашечкин В.В., д-р техн. наук, профессор

Кочергин А.Ю., магистрант

(Белорусский национальный технический университет,
г. Минск, Беларусь)

При проектировании подземных водозаборов для обеспечения бесперебойности подачи воды предусматривается устройство двух водозаборных скважин: основной и резервной [1]. Обычно, каждая скважина имеет индивидуальное здание насосной станции, в котором располагается механическое и электрическое оборудование, собственную зону санитарной охраны строгого режима с внешним ограждением, а также отдельные водопроводные линии подключения к сборному водоводу и электросиловые кабели для. Указанная схема размещения рабочей и резервной скважин требует значительных материальных ресурсов и трудозатрат на сооружение отдельных скважин с павильонами и сетями, а также отчуждения земель под территории зон санохраны.

В этой связи в БНТУ на кафедре «Гидротехническое и энергетическое строительство» предложена конструкция двухствольной водозаборной скважины, размещенной в общем кондукторе, и выполняющей функции рабочей и резервной скважин [2]. Каждый из стволов содержит собственный оголовок, обсадную трубу для размещения насоса, фильтр, отстойник. Стволы гидравлически связаны между собой выше и ниже фильтров посредством верхнего и нижнего соединительных патрубков, сообщающих подфильтровые и надфильтровые полости скважин. Внутренние полости фильтров соединены сверху и снизу. Это позволит снизить эксплуатационные затраты на подъем воды при работе одного насоса за счет снижения напора насоса, так как фильтры будут работать параллельно. Снижение расходов воды вдвое в каждом фильтре снизит потери напора, обусловленные прохождением жидкости через боковую поверхность фильтра, внутри его перфорированной части и колоннах об-

садных труб. Потери напора в фильтрах снизятся, что приведет к уменьшению понижения уровня воды в скважинах и снижению высоты подъема воды насосом и экономии электроэнергии. При выходе из строя одного из насосов, сразу же включают другой, чем обеспечивается бесперебойность подачи воды потребителю. При выходе из строя одного фильтра или его текущем или капитальном ремонте работает другой. Это существенно улучшает эксплуатационные характеристики и надежность работы предлагаемой скважины по сравнению со скважиной двухколонной конструкции, разработанной Ткаченко В. П., в которой фильтр установлен только в одной колонне, а обе колонны соединены понизу обводной трубой [3]. При выходе из строя фильтра двухколонная скважина прекращает свою работу.

Предлагаемая двухствольная скважина имеет затрубную систему реагентной регенерации каждого фильтра, состоящую из трех закачных пьезометрических трубок, установленных в гравийной обсыпке, что повышает ремонтпригодность конструкции.

В случае значительного снижения производительности скважины конструкции Ткаченко В. П., когда текущие ремонты традиционными методами регенерации оказываются неэффективными, такую скважину тампонируют и перебуривают, что является дорогостоящим мероприятием и сужает область ее применения.

Лабораторные исследования гидравлики скважины двухствольной конструкции

Лабораторные исследования фильтрационного потока проводились с целью установления влияния работы резервной скважины на основную на экспериментальной установке, представленной на рисунке 1.

Установка состояла из радиального фильтрационного лотка 1 диаметром 1,22 м и высотой 0,5 м с кольцевым бьефом 2. Внутри лотка 1 устанавливались модель резервной (С2) 6 и основной (С1) водозаборной 7 скважин. В прифильтровой зоне скважин 6, 7 установлены четыре мелкотрубчатые скважины 8. Бак засыпан на высоту 0,3 м кварцевым песком 10. В днище бака встроены водоприемники пьезометров 3, которые соединяются с пьезометрическим щитом 4 гибкими шлангами 5. Пьезометры расположены вдоль главной линии тока.

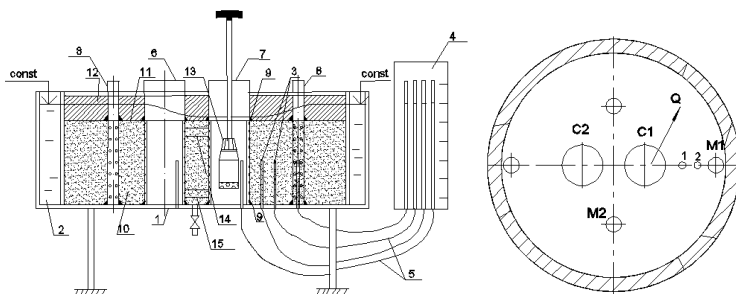


Рис. 1. Схема экспериментальной установки:

- 1 – фильтрационный лоток; 2 – кольцевой бьеф; 3 – пьезометры; 4 – щит пьезометров; 5 – шланги; 6 – резервная скважина (С2); 7 – основная водозаборная скважина (С1); 8 – мелкотрубчатые скважины (М1,М2); 9 – уплотнение; 10 – водовмещающий грунт; 11 – полиэтиленовая пленка; 12 – глиняный замок; 13 – насос; 14 – верхняя соединительная трубка; 15 – нижняя соединительная трубка

Для обеспечения условий напорной фильтрации в грунте 10 при циркуляции, на его поверхности была уложена полиэтиленовая пленка 11 толщиной 2 мм с глиняным замком 12, который был дополнительно пригружен. Таким образом, модель напорного пласта имела мощность $m=0,3$ м. Основная, резервная и мелкотрубчатые скважины имели нижние и верхние уплотнения 9 в местах их примыкания к днищу бака и на контакте с полиэтиленовой пленкой 11. В основную скважину помещали насос 13, который откачивал из нее воду.

Фильтры основной и резервной скважин представляли собой трубчатый полиэтиленовый каркас внутренним диаметром 125 мм. Диаметр отверстий в каркасе составлял 12 мм. Отверстия располагались в шахматном порядке. Снаружи каркас обматывался полиэтиленхолстом толщиной $\delta=7,5$ мм. В опытах использовался кварцевый песок. В качестве водоподъемного оборудования использовался насос «Ручеек-1» (БВ-0.12-40-У5, ГОСТ 26287-84).

Установка работала следующим образом. Вода насосом забиралась из основного ствола С1 модели скважины с расходом Q_c . Давление в пласте при фильтрации регистрировали с помощью пьезометров. Расход воды замерялся объемным способом

Параметры напорного фильтрационного потока в прифильтровой зоне модели скважины, оборудованной мелкотрубчатыми скважинами, исследовались путем определения напора h_n в водоносном

пласте. При известном напоре h_n определялось понижение и повышение уровня воды в пьезометрах при откачке. Величина S определялась по формуле $S = h_n - h_c$, где h_c – статический напор в пласте.

Расходы фиксировали объемным методом и рассчитывали по формуле

$$Q = \frac{V}{t},$$

где V – объем воды, скопившейся в мерном сосуде за время t .

Для установления влияния работы двух скважин опыт проводился для 4 схем:

- 1) Вода откачивается из скважины С1 (основная), верхняя и нижняя соединительные трубки закрыты (рисунок 2, а);
- 2) Вода откачивается из скважины С1, верхняя соединительная трубка открыта, нижняя – закрыта (рисунок 2, б);
- 3) Вода откачивается из скважины С1, верхняя соединительная трубка закрыта, нижняя – открыта (рисунок 2, в);
- 4) Вода откачивается из скважины С1, верхняя и нижняя соединительные трубки открыты (рисунок 2, г).

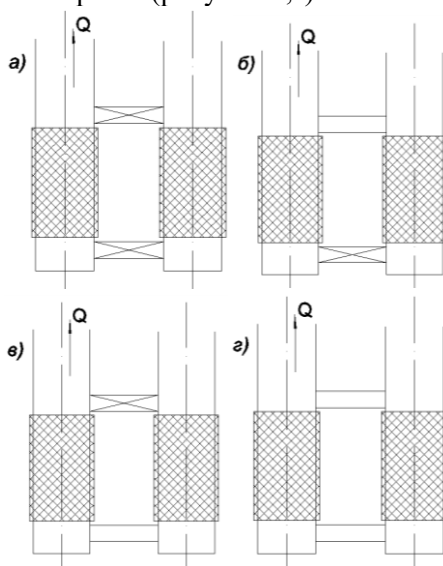


Рис. 2. Опытные схемы

Результаты опытов приведены в таблице 1.

Таблица 1

Результаты измерений в двухколонной скважине

	Расход Q , $\text{м}^3/\text{ч}$	Статич. уровень h_c , см	Пониже- ние s , м	Уд. дебит, q , $\text{м}^2/\text{ч}$
Схема 1	1,44	89	0,027	53
Схема 2			0,015	96
Схема 3			0,022	65,5
Схема 4			0,013	111

В результате установлено, что при одновременной работе фильтров двух стволов водозаборной скважины (схема 4) удельный расход максимальный, а понижение уровня в основном стволе минимальное.

Натурные исследования двухствольной скважины

Натурные исследование двухствольной водозаборной скважины проводились в д. Войская Брестской области, пробуренной для населения и фермы КРС в 1988 году (рисунок 3,4). Паспортные данные о скважине приведены в таблице 2.

Таблица 2

Паспортные данные скважины

1	Дебит скважины, $\text{м}^3/\text{ч}$	100
2	Удельный дебит, $\text{м}^2/\text{ч}$	5,1
3	Статический уровень, м	6
4	Динамический уровень, м	25
5	Фильтр проволочный, мм	Ø219
6	Интервалы установки рабочей части фильтра, м:	
	– первый ствол	71 – 83
	– второй ствол	68 – 80



Рис. 3. Двухколонная скважина

Исследования заключались в установлении состояния двухколонной водозаборной скважины после 30 лет работы. На сегодняшний день скважина работает с одним насосом ЭЦВ 6-10-80 в первой колонне. Понижения в обеих колоннах при работе одного насоса было зафиксировано одинаковым и составило 0,86 м. Также измерялся расход скважины объёмным способом. Дебит скважины составил 5,67 м³/ч, удельный дебит – 6,6 м²/ч, что свидетельствует о том, что по истечению 30 лет работы двухколонная скважина находится в хорошем состоянии, работает без перебоев и обеспечивает водой близ лежащие ферму и населенные пункты.

Литологическое описание пород	Геологический разрез и конструкция скважины	Мощность пласта, м
Глина коричневая, валунная		9
Гравийно-галечные отложения		21
Глина коричневая, валунная		31
Песок серый, водоносный		34
Глина с гравием и галькой		50
Гравийно-галечная смесь		53
Глина серая с гравием		65
Песок серый с прослойками глин		68
		71
		80
		83
		85

Рис. 4. Геологический разрез и конструкция скважины

Выводы:

Применение конструкции двуствольной скважины позволяет:

- увеличить срок службы рабочей и резервной скважин;
- осуществлять подачу воды бесперебойно потребителю, имея в каждом стволе отдельный электронасосный агрегат;
- уменьшить площади отчуждаемых под строительство земель, так как рабочая и резервная скважины сооружаются в одной санитарной зоне;
- обеспечить снижение капвложений по сравнению с сооружением двух отдельно расположенных скважин (один павильон вместо двух, одна буровая площадка вместо двух, меньшая длина коммуникаций и т. д.).

ЛИТЕРАТУРА

1. Водозаборные сооружения. Строительные нормы проектирования=Водазаборныя збудаванні. Будаўнічыя нормы праектавання : ТКП 45-4.01-30-2009. – Введ. 06.07.2009. – Минск : Минстройархитектуры, 2009. – 13 с.

2. Ивашечкин, В.В. Двуствольная фильтровая водозаборная скважина для эксплуатации одного водоносного горизонта / В. В. Ивашечкин, Ю. А. Медведева, А.Н. Курч // Мелиорация. – 2017. – № 3(81). – С. 36 –41.

3. Водозаборная скважина: а.с. 1448002SU, МКИ Е ОЗВ 3/18 / В.П. Ткаченко; Гидрологическая экспедиция Министерства мелиорации и водного хозяйства УССР. – № 4235664/29-33; заявл. 24.02.87; опубл. 30.12.88 (не публик).

НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ НЕСВЯЗНОГО ГРУНТА ПРИ СДВИГЕ В УСЛОВИЯХ СТЕСНЕННОЙ ДИЛАТАНСИИ

Попов О.В., канд. техн. наук, доцент.

(Белорусский национальный технический университет,
г. Минск, Беларусь)

При решении ряда геотехнических задач, к примеру при расчете несущей способности свай в несвязных грунтах, в зависимости от технологий устройства, принятой расчетной схемы работы сваи и расчетной модели грунта [1], необходимо учитывать изменение его напряженного состояния по боковой поверхности и под пятой сваи при нагружении. Напряженное состояние грунта в плоскости сдвига определяется двумя параметрами: касательными и нормальными напряжениями. Нормальные напряжения в плоскости сдвига по боковой поверхности сваи и под ее пятой следует разделить на две составляющие: напряжения, возникающие в процессе изготовления сваи (σ_0), зависящие от технологии изготовления сваи и ее параметров, и напряжения возникающие в процессе нагружения сваи (σ_d) вследствие развития объемных деформаций формоизменения при стесненном сдвиге.

Современные испытания образцов грунта, проводимые в приборах прямого среза в соответствии с существующей методикой [2], направлены на определение характеристик прочности: угла внутреннего трения (φ) и удельного сцепления (c). Данные характеристики определяют по результатам испытаний образцов грунта в приборах прямого среза методом сдвига одной части образца относительно другой горизонтальной нагрузкой при предварительном нагружении образца нагрузкой, нормальной к плоскости среза. В результате испытаний определяется предельное сопротивление грунта сдвигу (τ_u), возникающее в момент разрушения образца грунта от максимальной сдвигающей нагрузки и соответствующее начальному нормальному давлению (σ_0).

Особенностью деформируемости несвязных грунтов является их способность к существенным объемным деформациям в результате

развития деформаций формоизменения при сдвиге. Для изучения данного явления, называемого дилатансией, его влияния на прочность несвязных грунтов был применен дилатометрический прибор прямого сдвига [3], позволяющий моделировать напряженно-деформированное состояние грунта в условиях стесненного разрушения и определять предельные значения сопротивления грунта сдвигу как по обычной методике [1], так и по предлагаемой методике ограничения дилатансии зоны сдвига с использованием динамометрического приспособления регулируемой жесткости [2].

При проведении испытаний несвязный грунт с коэффициентом начальной пористости (e_0) ниже критического значения (e_k) по мере развития горизонтальных смещений каретки прибора начинает дилатировать, т.е. наблюдается интенсивное разрыхление грунта зоны сдвига. При этом происходит подъем штампа, достигающего своего максимума при разрушении образца. Величина дилатантных перемещений ограничена жесткостью динамометрического приспособления (коэффициентом жесткости K), которое моделирует отпор со стороны массива грунта, не участвующего в процессе разрушения на дилатансию зоны сдвига. В результате этого в плоскости разрушения возникают дополнительные дилатантные напряжения (σ_d), которые, накладываясь на начальное нормальное давление (σ_0), определяют предельное сопротивление грунта сдвигу (τ_u).

В случае проведения испытаний по традиционной методике предельное сопротивление несвязного грунта сдвигу, согласно закону Кулона, представлено прямой 1 на рис. 1, и определяется зависимостью

$$\tau_u = \sigma_0 \tan \varphi. \quad (1)$$

Данные испытаний в этом случае соответствуют условию действия постоянной вертикальной нагрузки на штамп прибора. В случае ограничения дилатансии возникает тенденция стремления начального коэффициента пористости (e_0) к критическому значению (e_k), имеющего большее значение. Подъем штампа вызывает увеличение вертикального давления на образец грунта за счет проявления дилатантных напряжений, величина которых определяется жесткостью дилатометрического приспособления, моделирующего упру-

гий отпор со стороны массива. Фактическое нормальное давление в сдвиговом приборе на момент разрушения составит

$$\tau_u = f(\sigma_0) \text{ и } \tau_u' = f(\sigma)$$

$$\sigma = \sigma_0 + \sigma_d, \quad (2)$$

а сопротивление грунта сдвигу определяется как

$$\tau_u = (\sigma_0 + \sigma_d) \tan \varphi = \sigma_0 \tan \varphi + \tau_d \quad (3)$$

На рис. 1 данная зависимость схематично представлена прямой 2 при заданном моделируемом коэффициенте жесткости массива (К).

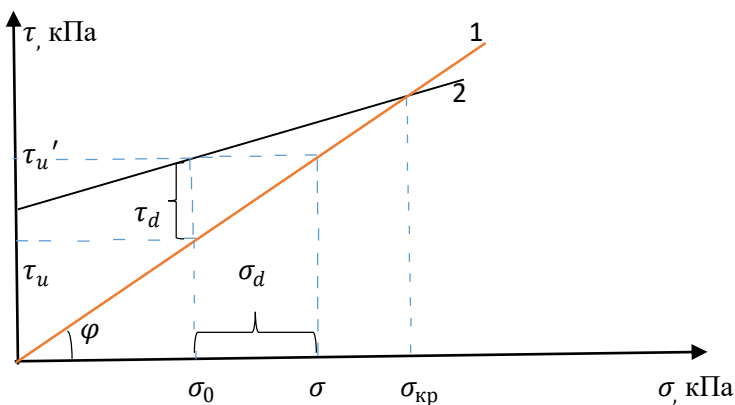


Рис. 1. Схематичные зависимости

Программа испытаний прямого сдвига включала в себя испытание песков разного гранулометрического состава и плотности при различных жесткостях динамометрического приспособления, т.е. различных моделируемых коэффициентах жесткости массива грунта. При обработке результатов сдвиговых испытаний песков с ко-

коэффициентом пористости ниже критического установлено, что в случае ограниченной дилатансии величина предельного сопротивления сдвигу должна определяться с учетом проявления дилатантных напряжений, зависящих от уровня начального нормального давления (σ_0), вида несвязного грунта (d_{50}), его плотности (e_0), коэффициента жесткости массива (K). Пересечение прямых 1 и 2 на рис. 1 определяет величину критического начального давления ($\sigma_{кр}$) на образец грунта, при котором дилатансия не проявляется, и величина дилатантных напряжений равна нулю. Проведенные эксперименты показали, что критическое начальное нормальное давление составляет порядка 0,7 МПа, т.е. наступает состояние при котором грунт до и после сдвига составляет один и тот же объем, т.е. выполняется условие критической пористости. Это свидетельствует о необходимости увязывать понятие критической пористости с напряженным состоянием грунта. Каждому начальному напряженному состоянию (σ_0) соответствуют определенная величина дилатантных напряжений (σ_d), определяющих прирост предельного дилатантного сопротивления грунта сдвигу (τ_d). При увеличении начального нормального давления (σ_0) до критического нормального давления ($\sigma_{кр}$) величины дилатантных нормальных напряжений (σ_d), а, следовательно, и соответствующий прирост дилатантного сопротивления сдвигу (τ_d), уменьшаются от своих максимальных значений до нуля. При этом, угол внутреннего трения согласно нашим экспериментам, рассматриваемый как соотношений $\tau_u / (\sigma_0 + \sigma_d)$, остается практически неизменной величиной в пределах погрешности измерений.

Исследования показали, что при известном значении критического нормального давления ($\sigma_{кр}$), величину дилатантных напряжений (σ_d) при заданном значении начального нормального давления (σ_0) можно определить по формуле

$$\sigma_d = \sigma_{d,max} (1 - \sigma_0 / \sigma_{кр}), \quad (4)$$

а величину предельного сопротивления грунта сдвигу

$$\tau_u = ((\sigma_{d,max} (1 - \sigma_0 / \sigma_{кр})) \tan \varphi, \quad (5)$$

где $\sigma_{d,max}$ – максимальные дилатантные напряжения, определяемые на основе экспериментальной выборки результатов и ее последующей математической обработки с использованием искусственных нейронных сетей, как функции действующего диаметра частиц несвязного грунта (d_{50}), его коэффициента пористости (e_0), коэффициента жесткости массива (K).

Выводы:

– при определении предельного сопротивления сдвигу несвязного грунта со значением коэффициента пористости ниже критического следует учитывать изменение нормального давления в плоскости разрушения вследствие дилатансии; новое напряженное состояние определяется соотношением предельного сопротивления грунта сдвигу к суммарным нормальным напряжениям в момент разрушения;

– статистическая обработка результатов сдвиговых испытаний несвязных грунтов в условиях стесненной дилатансии с использованием искусственных нейронных сетей позволяет с высокой точностью определять дополнительные нормальные дилатантные напряжения в плоскости разрушения в зависимости от крупности частиц несвязного грунта, его плотности, упругого отпора со стороны массива грунта на дилатансию зоны сдвига, начального нормального давления и геометрических размеров плоскости сдвига.

ЛИТЕРАТУРА

1. Соболевский, Д.Ю. Прочность и несущая способность дилатирующего грунта / Д.Ю. Соболевский. – Мн: Навука і тэхніка, 1994. – 232 с.
2. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформированности: ГОСТ 12248–2010.
3. Устройство для определения сопротивления сдвигу сыпучих материалов: а. с. 1491143 СССР / Д.Ю. Соболевский, О.В. Попов. – 1989.

НЕКОТОРЫЕ АСПЕКТЫ ПРОБЛЕМЫ ДИЛАТАНСИИ В МЕХАНИКЕ ГРУНТОВ

Д. Ю. Соболевский, д-р техн. наук
(Белорусский национальный технический университет,
г. Минск, Беларусь)

В статье изложен материал, указывающий на несоответствие базовых принципов классической механики грунтов для описания физической природы явлений в грунтах в процессе устройства и нагружения фундаментов глубокого заложения. Новые прогрессивные технологии подземного строительства выявили проблемы в механике грунтов как теоретической основе современной геотехники.

Report reflects facts of discrepancy of basic principles of classical soil mechanics while describing the physical nature of processes in soils around deep foundations. New technologies opened new problems in soil mechanics as a theoretical basis of modern geotechnics.

Развитие новых технологий фундаментостроения, потребность передачи больших нагрузок на глубокие слои грунта, быстрый прогресс технологий подземного строительства выявили серьёзные проблемы в механике грунтов как теоретической основе практической геотехники.

Превалирование эмпирических методов в расчетах, проектировании и определении несущей способности в современной геотехнике указывает на то, что базовые принципы классической механики грунтов нередко оказываются несостоятельными для описания физической природы явлений в грунтах в процессе устройства фундаментов и их нагружения.

Характерным примером может быть проблема создания теоретических методов расчета свай (любого типа и конструкции) с использованием прочностных и деформационных параметров грунта.

Фундаментальные свойства зернистой среды.

Существует несколько свойств грунта, характеризующихся как фундаментальные. Эти свойства определяют поведение грунта при его нагружении и прочность в тех или иных условиях деформирования. Такими фундаментальными свойствами являются внутреннее трение, связность, дилатансия.

В теориях прочности классической механики грунтов мы обнаруживаем исключительно параметры внутреннего трения и связности. Свойство дилатансии либо отсутствует, либо упоминается без четкого количественного описания.

В то же время это фундаментальное свойство является во многих случаях определяющим фактором напряженного состояния, прочности и несущей способности.

Отсутствие учёта дилатансии и методов её количественного описания представляется серьёзной проблемой классической механики грунтов.

Прочность грунта, не обладающего связностью, определяется внутренним трением, физическая природа которого заключается во взаимодействии зёрен – их трении, повороте и зацеплении. Материал, являющийся продуктом разрушения сплошной горной породы собственной прочностью фактически не обладает.

К примеру, песок одной и той же начальной плотности сложения обнаруживает совершенно различное сопротивление одноосному сжатию будучи помещенным в стальную оболочку или резиновую камеру. Фактически это сопротивление определяет среда, в которой развивается разрушение.

Критерием разрушения основания или массива грунта является нарушение сплошности или разрыв по линиям скольжения. Для зерен, слагающих грунт, это проявляется в изменении начальной упаковки зерен с достижением состояния так называемой критической плотности. Критическая плотность не есть заданная величина для данного состава грунта. Она различна для разных условий нагружения и деформирования. Поэтому можно согласиться с P.W.Rowe [1], утверждавшим, что прочность несвязного грунта есть не столько его характеристика, сколько свойство, проявляющее себя по-разному в разных условиях.

В конце прошлого столетия O.Reynolds [2] обнаружил, что зернистые массы, в отличие от сплошных тел, жидкостей и газов, обладают свойством изменения объема в процессе деформации фор-

моизменения. Для описания этого свойства он ввел термин «дилатансия». Это свойство он определил, как фундаментальное.

К сожалению, спустя более чем столетие, дилатансии, а именно её физической природе, заключающейся в специфике взаимодействия зерен в массиве грунта, по-прежнему уделяется мало внимания в учебной и специальной литературе по геотехнике.

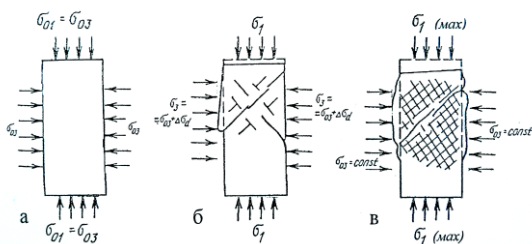
Заметим, что дилатансия, означающая изменение контактной плотности вещества, является универсальным свойством кинематики контакта любых сред разного фазового состояния. Примером может быть явление перехода от ламинарного течения жидкости к турбулентному или аэродинамические процессы изменения давления вокруг крыла самолета. Однако, рассмотрение этих явлений не входит в рамки этой статьи.

Свободная и стесненная дилатансия.

Прочность несвязного грунта характеризуется величиной угла внутреннего трения ϕ . Значение этого параметра неотделимо от метода его определения.

Для пояснения обратимся к рисункам 1 и 2, показывающим стадии напряженного состояния образцов для двух схем испытания грунта в трехосном приборе.

В процессе нагружения образца формируются зоны предельного состояния и происходит его оазуплотнение с увеличением объема – дилатансия. Однако это явление не влияет на прочность и напряженное состояние, т.к. происходит свободный отток жидкости из камеры прибора в волюнометр. В момент достижения предельной прочности объем жидкости, отжатой в волюнометр, будет соответствовать достижению состояния критической плотности образца по площадкам скольжения.



ис. 1. Стадии напряженного состояния образца при трехосном сжатии в условиях свободной дилатансии:

- а – начальное;
- б – в начале формирования линий скольжения;
- в – в момент разрушения

Разрушение плотного образца обычно выражается в нарушении его устойчивости. На рисунке 1 боковое давление в течение опыта сохраняется постоянным $\sigma_3 = \sigma_{03} = const$. Разрушению соответствует потеря устойчивости образца с достижением критической плотности по линиям разрыва. В описанных условиях дилатансия в момент разрушения достигает своего максимального значения. При этом она не оказывает влияния на значение параметра прочности грунта, который можно выразить как

$$\varphi = \arcsin[(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3)] \quad (1)$$

где φ – угол внутреннего трения при свободной дилатансии, град;
 σ_1, σ_3 – главные напряжения, $\sigma_3 = \sigma_{03} = const$ (при свободной дилатансии боковое давление неизменно).

Совершенно иная картина разрушения наблюдается, если оттоку жидкости из камеры будет препятствовать некоторая упругая связь (рисунок 2). Дилатансии образца в процессе нарастания вертикальной нагрузки будет сопутствовать увеличение бокового давления, пропорциональное жесткости этой упругой связи. Каждой ступени нагружения будет соответствовать новое соотношение главных напряжений. *Последние становятся прямой функцией дилатансии.*

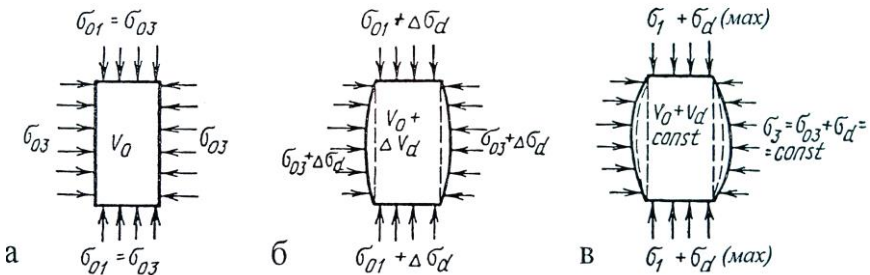


Рис. 2. Стадии напряженного состояния образца при трехосном сжатии в условиях стесненной дилатансии:

a – начальное; *б* – в процессе нагружения; *в* – в момент разрушения

На рисунке 2 боковое давление в течение опыта является функцией дилатансии (жесткости массива грунта) $\sigma_3 \neq \sigma_{03} \neq const$. Разру-

шению соответствует выпучивание образца с достижением критической плотности во всем объеме.

По достижению критической плотности – максимальной дилатансии, происходит бочкообразное выпучивание образца. Начальное боковое давление получает приращение на величину дополнительного давления, названного нами дилатантным. Величина параметров прочности выразится как

$$\varphi' = \arcsin[(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3 + 2 \sigma_d)] \quad (2)$$

где φ' – угол внутреннего трения при стесненной дилатансии, град;

σ_1, σ_3 – главные напряжения, $\sigma_3 \neq \sigma_{03} \neq const$ (при стесненной дилатансии приращение напряжения становится функцией жесткости массива, окружающего область разрушения);

σ_d – приращение главных напряжений вследствие дилатантного распора.

Этот пример показывает, что дилатансия при своем ограничении становится фактором, влияющим не только на напряженное состояние (что общепризнано), но и на прочностные параметры. График $\tau_u = f(\sigma_o)$ представлен на рисунке 3.

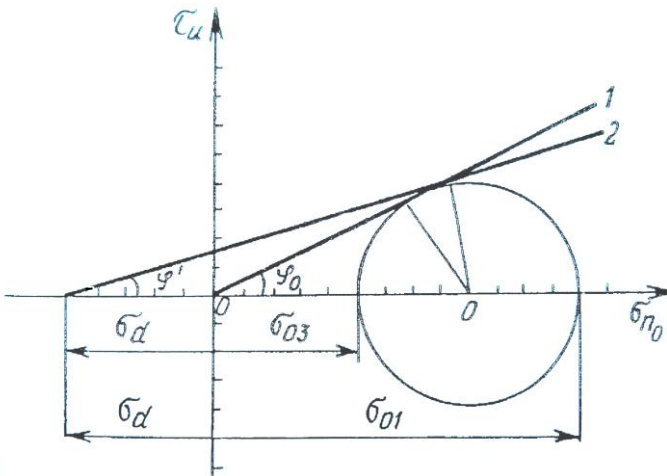


Рис. 3. Касательные к кругу Мора:

1 – при свободной дилатансии $\varphi_0 = \max$; 2 – в условиях стесненной дилатансии

Заметим, что количество касательных к кругу Мора в случае стесненной дилатансии может быть самым разным в диапазоне значений угла внутреннего трения от $\varphi' = \varphi_o$ (максимальным, при свободной дилатансии) до $\varphi' = \varphi_\mu$ (минимальным, соответствующим величине угла межгранулярного трения φ_μ). Для кварцевых песков этот угол находится в пределах 26-28 град. [3,4].

Методы испытаний грунта. Проблема моделирования.

Методы испытания грунта, равно как и любого материала, должны моделировать те или иные условия нагружения, которые этот материал испытывает в натуре. Например, условия соответствующие рисунку 1, близки к классической схеме разрушения основания при выпоре из-под фундамента мелкого заложения. Дилатансия присутствует, но не становится фактором напряженного состояния и прочности.

В совершенно иных условиях находится грунт под нижним концом сваи. Здесь разуплотнение грунта встречает сопротивление окружающего массива, деформационные характеристики которого определяет и приращение главных напряжений, и величину мобилизуемого угла внутреннего трения, и значение критической плотности в момент исчерпания несущей способности.

При одних и тех же исходных значениях главных напряжений, все параметры будут совершенно различны в случаях стесненной и не ограниченной дилатансии. Соответственно, величина угла внутреннего (контактного) трения одного и того же грунта будет разной при разных условиях деформирования. Не в этом ли причина неудач и противоречий, возникающих при попытках использования классических представлений о прочности несвязного грунта для построения методов расчета фундаментов глубокого заложения? Не в этом ли также и объяснение столь высоких значений контактных сопротивлений сдвигу по боковым поверхностям инъекционных свай, анкеров, армирующих элементов?

По нашему убеждению, условия свободной дилатансии следует рассматривать лишь как частный случай разрушения. Параметры прочности, определяемые по стандартным методикам испытаний грунтов, не позволяющие моделировать условия стесненной дилатансии, как раз и соответствуют этому частному случаю.

Исследование, посвященное методам определения прочности дилатирующих грунтов, методам испытаний и расчету фундамент-

ных конструкций, проведенное нами при непосредственном участии и консультировании д.т.н., профессора Б.И. Далматова, представлено в работах [3,4].

ЛИТЕРАТУРА

1. Roy P.W. Notes of the Relative Principle Strains of Particle Assembly During Change in Mean Principle Stress at Constant Ratio in the Triaxial Cell // Prog. Manchester University. – 1964.

2. Reynolds O. Experiments Showing Dilatancy, a Property of Granular Material // Prog. Roy Institute. – 1886, P. 30–33.

3. Соболевский, Д.Ю. Прочность и несущая способность дилатирующего грунта / Д.Ю.Соболевский. – Минск: Навука і тэхніка, 1994.– 232 с.

4. Sobolevsky D.Yu. Strength of Dilating Soil and Load-Holding Capacity of Deep Foundations // Rotterdam/ A.A. Balkema publ., 1995 – 243p.

УДК 624.131.52

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОСТОЯННЫХ КОЭФФИЦИЕНТОВ УПРУГОСТИ ОРТОТРОПНЫХ ГРУНТОВ

Талецкий В. В., канд. техн. наук,
(Белорусский государственный университет транспорта,
г. Гомель, Беларусь)

Предлагается определять не традиционные механические характеристики ортотропных грунтов (модули упругости, модули сдвига и коэффициенты Пуассона), а постоянные коэффициенты упругости, непосредственно связывающие относительные деформации и напряжения в обобщенном законе Гука. Все испытания проводятся в одном приборе с независимо регулируемыми главными напряжениями. Повышается точность определения постоянных коэффициентов упругости за счет сокращения количества испытываемых образцов и проведения всех испытаний в одном приборе.

It is proposed to determine the conventional mechanical characteristics of orthotropic soils (elastic moduli, shear moduli and Poisson's ratios) and the constant coefficients of elasticity, directly linking the relative strain and stress in the generalized Hooke's law. All tests are performed in a single device with independently adjustable principal stresses. Increases the accuracy of determining the constant coefficients of elasticity by reducing the number of test specimens and all tests in a single instrument.

При объемном упругом напряженном состоянии связь между напряжениями и деформациями дает *обобщенный закон Гука*, по которому в любой точке упруго деформированного тела каждый из шести компонентов тензора напряжений является линейной функцией шести компонентов тензора деформаций и наоборот. В случае упругого *анизотропного материала* между напряжениями и деформациями при объемном напряженном состоянии будет иметь место система линейных уравнений, которую сокращенно можно записать в виде $\sigma_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl}$, где матрица величин C_{ijkl} называется тензором модулей (постоянных коэффициентов) упругости. Таким образом анизотропное тело характеризуется 36 упругими постоянными C_{ijkl} . Но если $C_{ijkl} = C_{klij}$, то остается 21 независимая постоянная. При этом направления главных напряжений и главных деформаций совпадают.

Если координатные плоскости совпадают с плоскостями симметрии свойств материала (то есть материал будет обладать одинаковыми свойствами по осям x , y и z), то количество независимых упругих постоянных еще уменьшится и станет равным девяти. Система уравнений примет вид

$$\begin{aligned} \sigma_x &= C_{11}\varepsilon_x + C_{12}\varepsilon_y + C_{13}\varepsilon_z; \quad \tau_{xy} = C_{44}\gamma_{xy}; \\ \sigma_y &= C_{21}\varepsilon_x + C_{22}\varepsilon_y + C_{23}\varepsilon_z; \quad \tau_{yz} = C_{55}\gamma_{yz}; \\ \sigma_z &= C_{31}\varepsilon_x + C_{32}\varepsilon_y + C_{33}\varepsilon_z; \quad \tau_{xz} = C_{66}\gamma_{xz}, \end{aligned} \quad (1)$$

где $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz}$ – нормальные и касательные напряжения;

C_{ij} – постоянные коэффициенты упругости (для грунтов – коэффициенты деформации);

$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{xz}$ – относительные осевые и сдвиговые деформации. Такой материал называется *ортотропным*.

Обычно при исследованиях грунтов определяют традиционные механические постоянные: модули упругости по направлениям, совпадающим с плоскостями изотропии; коэффициенты Пуассона, характеризующие деформации в плоскости изотропии при сжатии в этой же плоскости и при сжатии в направлении нормальном к этой плоскости изотропии; модули сдвига в плоскостях изотропии нормальных к другим плоскостям изотропии. А для расчетов используют постоянные коэффициенты упругости C_{ij} , которые вычисляют через эти постоянные. Например, в работе [1]:

$$\tilde{N}_{11} = \frac{EE' - E^2\mu'^2}{(1 + \mu)(E' - E'\mu - 2E\mu'^2)}; \quad \tilde{N}_{13} = \frac{EE'\mu'}{E' - E'\mu - 2E\mu'^2};$$

$$\tilde{N}_{33} = \frac{E'^2 - E'^2\mu}{E' - E'\mu - 2E\mu'^2}.$$

Механические свойства грунтов определяются деформационными характеристиками, относящимися к общей деформации грунта. Известные методы определения деформационных характеристик, как, например, в работах [2, 3], заключаются в следующем: модули деформации определяются при испытании на сжатие в стабилометре компрессорного типа цилиндрических образцов с осями, совпадающими с плоскостями изотропии; коэффициенты Пуассона определяют при испытании цилиндрических образцов на одноосное сжатие вдоль плоскостей изотропии и нормально к ним с измерением осевых и поперечных деформаций; модули сдвига определяют при кручении цилиндрических образцов, оси которых совпадает с плоскостями изотропии.

Недостатком этих методов является большое количество испытаний при определении деформационных характеристик данного грунта и проведение испытаний в разных приборах.

В соответствии с методикой работы [4], определяются не традиционные механические постоянные, а коэффициенты C_{ij} , непосредственно связывающие напряжения и упругие деформации.

Для определения постоянных коэффициентов упругости ортотропного грунта проводятся испытания шести образцов в одном приборе с независимо регулируемым главными напряжениями [5].

При определении коэффициентов C_{11} , C_{12} и C_{13} один образец грунта испытывается на осевое сжатие в направлении оси x , при ограничении деформаций в направлении осей y и z , то есть $\varepsilon_y = \varepsilon_z = 0$, (рис. 1).

Уравнения (1) в этом случае будут иметь вид

$$\sigma_x = C_{11}\varepsilon_x; \sigma_y = C_{21}\varepsilon_x; \sigma_z = C_{31}\varepsilon_x. \quad (2)$$

Образец нагружается до напряжений $\sigma'_\delta = \sigma'_\delta$, измеряются напряжения σ'_z и σ'_y и деформации ε_x . После чего образец разгружается до напряжений $\sigma_x = 0$, измеряются напряжения σ_z и σ_y , полные деформации ε_x и остаточные деформации ε_{xp} . По полным и остаточным деформациям вычисляются упругие осевые деформации $\varepsilon_{xe} = \varepsilon_x - \varepsilon_{xp}$.

Тогда $C_{11} = \frac{(\sigma'_x - \sigma_x)}{\varepsilon_{xe}}$, $C_{21} = \frac{(\sigma'_y - \sigma_y)}{\varepsilon_{xe}}$, $C_{31} = \frac{(\sigma'_z - \sigma_z)}{\varepsilon_{xe}}$.

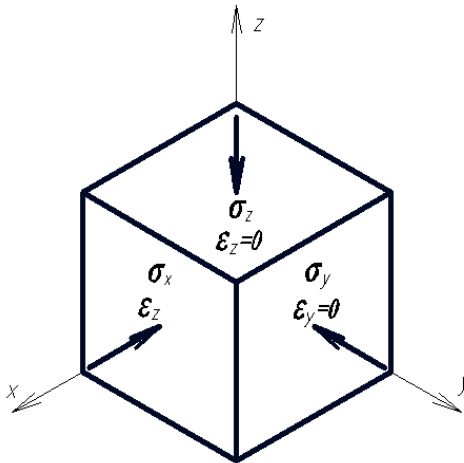


Рис. 1. Схема испытания образца грунта при определении коэффициента C_{11}

Аналогичными испытаниями второго и третьего образцов ортотропного грунта при нагружении по оси y и ограничении деформаций по осям x и z , и при нагружении по оси z и ограничении дефор-

маций по осям x и y определяем соответственно постоянные коэффициенты упругости C_{12} , C_{22} , C_{32} и C_{13} , C_{23} и C_{33} .

Учитывая, что $C_{12} = C_{21}$, $C_{13} = C_{31}$, $C_{23} = C_{32}$, мы по испытанию трех образцов определяем шесть постоянных коэффициентов упругости.

Для определения коэффициента C_{44} , четвертый образец вырезается и помещается в прибор таким образом, чтобы угол наклона плоскости изотропии по оси z , к направлению действия напряжений σ_x и σ_y , был 45° (рис. 2).

Образец нагружается по девиаторической траектории в плоскости xoy , ортогональной плоскости изотропии по оси z , при этом деформации в направлении оси z ограничиваются. Производится равномерное сжатие образца напряжениями $\sigma'_\delta = \sigma'_y$. Затем напряжения по оси x увеличиваются с постоянным приращением $\Delta\sigma_x$, а напряжение по оси y уменьшаются с такой же величиной приращения $\Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y$ до уровня напряжений σ''_δ и σ''_y после чего образец разгружается до напряжений $\sigma'_z = \sigma'_x = \sigma'_y$.

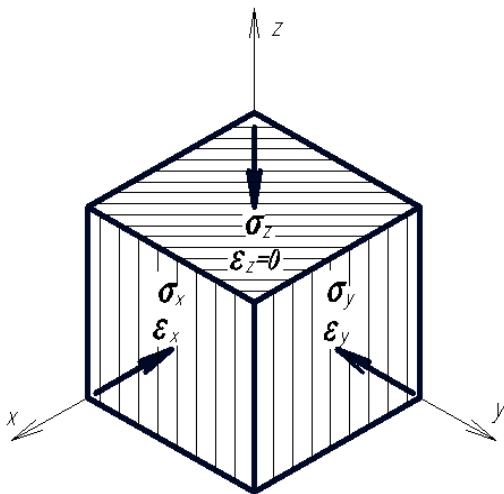


Рис. 2. Схема расположения образца в приборе при определении коэффициента C_{44}

Напряженно-деформированное состояние образца приведено на рис. 3.

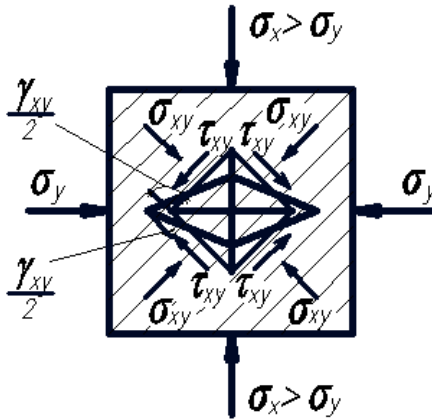


Рис. 3. Напряженно-деформированное состояние образца при определении коэффициента C_{44}

Измеряются полные деформации ϵ_x и ϵ_y при напряжениях σ''_x и σ''_y и остаточные деформации после разгрузки до $\sigma'_x = \sigma'_y$: ϵ_{xp} и ϵ_{yp} . По полным и остаточным деформациям вычисляются упругие осевые деформации $\epsilon_{ye} = \epsilon_y - \epsilon_{yp}$ и $\epsilon_{xe} = \epsilon_x - \epsilon_{xp}$. Коэффициент упругости C_{44} определяется из отношения касательных напряжений τ_{xy} , определенных на площадках с максимальными касательными напряжениями $\tau_{xy} = \frac{(\sigma''_y - \sigma'_y) - (\sigma''_x - \sigma'_x)}{2}$ и упругих сдвиговых деформаций

$$\tau_{xy} = \frac{(\sigma''_y - \sigma'_y) - (\sigma''_x - \sigma'_x)}{2} \text{ и упругих сдвиговых деформаций}$$

$$\text{этих площадок } \gamma_{xye} = \epsilon_{ye} - \epsilon_{xe}: C_{44} = \frac{\tau_{xy}}{\gamma_{xye}}.$$

При определении коэффициента C_{55} , пятый образец вырезается и помещается в прибор таким образом, чтобы угол наклона плоскости изотропии по оси x , к направлению действия напряжений σ_y и σ_z , был 45° . Образец нагружается по девиаторической траектории в

плоскости uox , ортогональной плоскости изотропии по оси x , при этом деформации в направлении оси x ограничиваются.

Шестой образец для определения коэффициента C_{66} вырезается и помещается в прибор таким образом, чтобы угол наклона плоскости изотропии по оси y , к направлению действия напряжений σ_x и σ_z , был 45° . Образец нагружается по девиаторической траектории в плоскости xoz , ортогональной плоскости изотропии по оси y , при этом деформации в направлении оси y ограничиваются. Нагружение и разгрузка образцов, измерение деформаций и определение максимальных касательных напряжений и сдвиговых деформаций производится аналогично испытанию четвертого образца, а коэффициенты упругости определяются соответственно по формулам:

$$C_{55} = \frac{\tau_{yz}}{\gamma_{yze}} \text{ и } C_{66} = \frac{\tau_{xz}}{\gamma_{xze}}.$$

Предлагаемая методика повышает точность определения постоянных коэффициентов упругости ортотропного материала за счет меньшего количества испытываемых образцов (по шести образцам определяются девять постоянных коэффициентов упругости), а также за счет проведения всех испытаний в одном приборе.

Приведенную методику можно использовать при определении, как коэффициентов упругости, так и коэффициентов деформации, связывающих напряжения и полные деформации.

ЛИТЕРАТУРА

1. Винокуров, Е. Ф. Строительство на пойменно-намывных основаниях / Е. Ф. Винокуров, А. С. Карамышев. – Минск: Выш. шк., 1980. – 206 с.
2. Кузьмицкий, В. А. К вопросу об определении деформационных характеристик анизотропных грунтов / В. А. Кузьмицкий. – В кн. Строительные конструкции и теория сооружений. Основания, фундаменты и механика грунтов. Вып. 2. – Минск: Выш. шк., 1973. – С. 243–251.

3. Писаненко, В. П. Исследование коэффициентов Пуассона монотропных глинистых грунтов / В. П. Писаненко. – Тр. НИИЖТа, 1977. – Вып. 180. – С.74–79.

4. Способ определения коэффициентов упругости трансверсально-изотропного грунта : пат. 5618 Респ. Беларусь / Галецкий В. В.

5. Прибор для исследования свойств грунтов : а. с. 302665 СССР: МКИ G01n 33/24 / А. Л. Крыжановский, Э. И. Воронцов, А. А. Музафаров., Б. Л. Морозов. – № 1409204/29-14; заявл. 02.03.70; опубл., Бюл. № 15 // Открытия. Изобретения. Промышленные образцы. Товарные знаки. – 1971. – № 15. – С. 162.

УДК 624.131.37:624.131.43

МОДЕЛИРОВАНИЕ РАБОТЫ ГРУППЫ СВАЙ С УЧЕТОМ ОБЪЕМНОГО «СТЕСНЕНИЯ» НЕСВЯЗНОГО ГРУНТА

Уласик Т. М., канд. техн. наук., **Балыш А.В.**, маг. техн. наук
(Белорусский национальный технический университет,
г. Минск, Беларусь)

В статье приведены результаты исследований моделирования работы группы свай в определенном объеме «стеснения», который предполагает реализацию несущей способности свай с учетом дилатансии. Выполнен сравнительный анализ полученных данных и результатов ранее проведенных исследований. Показано, как реализуется несущая способность свай в условиях различных комбинаций нагружения свай в группе.

The article presents the results of research of modeling the work of a group of piles in a certain amount of "constraint", which involves the realization of the bearing capacity of piles, taking into account dilatancy. The article presents a comparative analysis of the obtained data and the results of previous research. It is shown how the bearing capacity of piles is realized in conditions of various combinations of loading of piles in a group.

Свайные фундаменты, работающие в группе, традиционно размещаются на расстоянии не менее $3d$ друг от друга. Нами были выполнены моделирования условий работы буронабивных свай диаметром $d = 300\text{мм}$, длиной $l = 6\text{м}$ с помощью инструмента для численного моделирования – программы Plaxis 3D Foundation. Сваи располагались на расстоянии $0,15l$ друг от друга, т.к. наши предыдущие исследования [1,2] показали связь между несущей способностью одиночной буронабивной сваи и объемом ее «стеснения», распространяющимся на всю длину сваи, где и происходит мобилизация контактного трения на боковой поверхности сваи. Схема расположения свай в группе показана на рисунке 1.

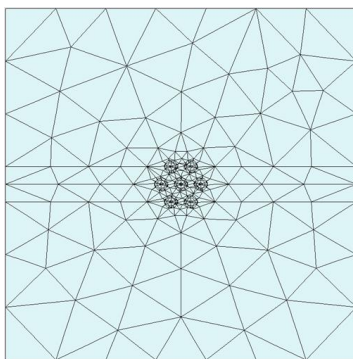


Рис. 1. Размещение моделируемых буронабивных свай в плане (2D-сетка конечных элементов)

Исходные параметры и данные для моделирования: область моделирования: $Z_{\min}=-8\text{м}$, $Z_{\max}=+8\text{м}$; $X_{\min}=-8\text{м}$, $X_{\max}=+8\text{м}$, $Y_{\max}=15\text{м}$;

грунт(несвязный): $E_{\text{гр}}=20\text{МПа}$, $\nu=0.3$, $\phi=340$, $\psi = 40$, $Y = 20\text{кН/м}^3$ (используется модель пластического разрушения Мора-Кулона);

сваи: $l = 6\text{м}$, $d_{\text{св}} = 300\text{мм}$, $E = 40\text{ГПа}$, $Y = 24\text{кН/м}^3$, $\nu = 0.35$ (линейно-деформируемый изотропный материал).

В группе принято 7 свай. Расстояние между любыми двумя смежными сваями равно $0,15 l = 3d = 900\text{мм}$.

Проведенные ранее исследования [1] по определению оптимальных параметров области «стеснения» для одиночной буронабивной сваи в несвязном грунте, позволили нам определить контур области объемного «стеснения». В пределах этого контура мы расположили

моделируемые сваи. Все этапы моделирования включали 4 основных случая нагружения свай:

1. Нагружение одиночной сваи до нагрузки 500кН;

2. Нагружение только центральной сваи в свайной группе из 7 свай. Сравнение осадок сваи и сил трения по ее боковой поверхности в 1 и 2 случае позволит увидеть, как расположенные по контуру оптимального объемного «стеснения» сваи влияют на несущую способность центральной сваи.

3. Нагружение всей свайной группы (500кН на каждую сваю). Рассматриваемая свая – центральная. Эксперимент покажет, как изменится осадка сваи и силы трения по ее боковой поверхности при работе сваи в составе группы.

4. Нагружение периферийных свай в группе до нагрузки 500кН на каждую из свай. Центральная свая остается ненагруженной. Данный эксперимент покажет какую часть общей осадки сваи составляет осадка, вызванная влиянием соседних свай («несобственная» осадка сваи).

Результаты нагружения центральной сваи (всего в группе 7 свай, эксперимент 2) приведены на рисунке 2.

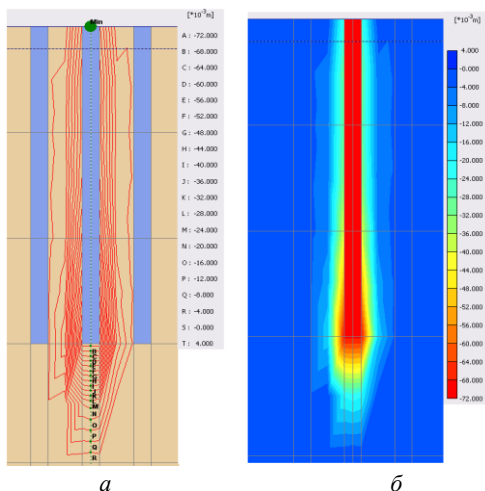


Рис. 2. Нагружение только центральной сваи при нагрузке на оголовок 500кН: а – изолинии вертикальных перемещений центральной сваи и окружающего грунта; б – изополя вертикальных перемещений центральной сваи и окружающего грунта

Моделирование работы всей группы свай (3-й эксперимент), показало, что осадка центральной сваи больше, чем в предыдущих случаях (в 3-м эксперименте 106 мм, во 2-м – 71мм и в 1-м – 95мм), т.к. нагруженные соседние сваи создают условия для изменения дилатантных напряжений [3] и здесь, в первую очередь, имеет значение размещение свай относительно друг друга. На рисунке 3 показаны эпюры продольных усилий N , кН, возникающие в сваях, и изолинии вертикальных перемещений.

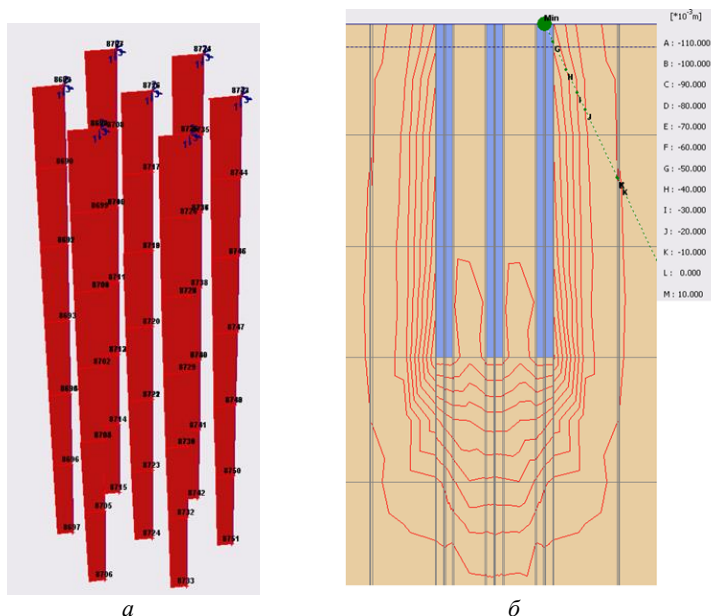


Рис. 3. Нагружение всех свай при нагрузке на оголовок одной сваи 500кН: *а* – эпюры продольных усилий N , кН (для центральной: $N_{max}=500$ кН, $N_{min}=313$ кН, для крайних: $N_{max}=500$ кН, $N_{min}=269$ кН); *б* – изолинии вертикальных перемещений

Сопоставление результатов 4 эксперимента, когда нагружаются все сваи, находящиеся по контуру объемного «стеснения», а центральная свая не нагружена, и результатов 2 эксперимента, когда из всей группы свай работает только центральная, показывают идентичные результаты (осадка центральной сваи 71 мм и 70 мм). Это подтверждает наши исследования [1] о влиянии условий «стеснения» на несущую способность одиночной буронабивной сваи. Во

2-м эксперименте центральная свая испытывает присутствие «стеснения» от свай, расположенных по контуру оптимального объема «стеснения».

В 4-м эксперименте ненагруженная центральная свая также реагирует на объемное «стеснение» работающих периферийных свай. Данные всех 4-х экспериментов приведены в таблице 1.

Здесь коэффициент соотношения $k_1 = P_{бок} / N$ (показывает отношение нагрузки, воспринимаемой боковой поверхностью сваи по отношению к общей нагрузке на центральную сваю). Коэффициент $k_2 = P_{бок-дил.} / N$ (показывает отношение силы трения, обусловленной дилатансией, по отношению к общей нагрузке, воспринимаемой боковой поверхностью).

Таблица 1

Сопоставление результатов нагружения свай в группе

№ эксперимента	k_1 , %	Осадка центральной сваи S , мм	k_2 , %	Примечание
1	44	95	0	одиночная свая
2	53,4	71	9,4	группа из 7 свай, нагружена только центральная
3	37,4	106	4,8	То же, нагружены все
4	-	70	-	То же, нагружены периферийные

Проанализировав выполненные исследования, можно сделать следующие выводы:

1. Для свай, работающих в группе, окружающие сваи создают условия дополнительного «стеснения», которое реализуется посредством мобилизации контактного трения на боковой поверхности при возникновении так называемого дилатантного распора [3].

2. Расстояние между осями свай равно 0,15 l при нагружении всех свай в группе, влияет на уменьшение горизонтальных сжимающих напряжений в несвязном грунте, возникающих из-за проявления «стесненной» дилатансии.

3. При сопоставлении результатов моделирования можно отметить, что по боковой поверхности сваи происходит увеличение силы трения и это обусловлено явлением дилатансии. Из таблицы 1 видно, что силы трения, обусловленные дилатансией, по отношению к общей нагрузке, воспринимаемой боковой поверхностью составляют 4,8% для случая нагружения всех свай в группе. В реальных условиях это может дать ощутимый экономический эффект [4].

Предметом дальнейших исследований будет являться наиболее эффективное и рациональное размещение свай, работающих в группе, в пределах свайного поля. Таким образом, учет явления «стесненной» дилатансии позволит определить наиболее экономичные решения при проектировании свайных фундаментов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Уласик, Т.М. Моделирование работы одиночной буронабивной сваи в условиях дополнительного «стеснения»/ Т. М. Уласик, А.В. Балыш // Вестник Полоцкого гос. ун-та. Строительство. Прикладные науки. – 2017. – № 8. – С. 43–48.

2. Уласик, Т.М. Влияние "стесненной" дилатансии на несущую способность свайных фундаментов / Т.М. Уласик // Вестник Полоцкого гос. ун-та. Строительство. Прикладные науки. – 2015. – № 16. – С. 30–33.

3. Соболевский, Д.Ю. Прочность и несущая способность дилатирующего грунта / Д.Ю.Соболевский. – Минск: Навука і тэхніка, 1994.– 232 с.

4. Уласик, Т.М. Несущая способность свайных фундаментов с учетом скорректированного значения расчетного сопротивления на боковой поверхности / Т.М. Уласик // Вестник Полоцкого гос. ун-та. Строительство. Прикладные науки. – 2010. – № 12. – С. 82–86.

**СЕКЦИЯ 3. КОНСТРУКЦИИ И ТЕХНОЛОГИИ
УСТРОЙСТВА ФУНДАМЕНТОВ В СЛОЖНЫХ
ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ. УСИЛЕНИЕ
И РЕКОНСТРУКЦИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ**

УДК 624.138

**COMPARISON OF THE PILE TESTING RESULTS
ON EXPO-2017 (KAZAKHSTAN)**

**Zhussupbekov A.Zh., Omarov A.R., Borgekova K.B.,
Tanyrbergenova G.K., Akhazhanov S.B.**

Department of Civil Engineering, L.N. Gumilyov Eurasian
National University, Astana, Kazakhstan

Abstract

The article presents loading tests of large diameter and deep boring piles on the construction site in new capital city of the Republic of Kazakhstan. Finally, some recommendations for testing methods suitable for problematical ground conditions of Kazakhstan are introduced. Traditionally, pile load tests in Kazakhstan are carried out using static loading test methods. Static pile loading test is the most reliable method to obtain the load-settlement relation of piles.

Results of static pile tests using the static compression loading test (by ASTM – SCLT), static loading test (by GOST – SLT) and bi-direction static loading test (by ASTM – BDSLT or O-cell) methods are presented in this paper.

Experienced bored piles with length of 31.5 m, diameter 1000 mm. Bi-directional static loading test and Static compression loading test carried out in accordance to ASTM D1143-07 and Static loading test carried out in accordance to GOST 5686-94, (1994).

Hereafter the results of underground testing by the piles with the methods of vertical static testing BDSLT are presented, which had been made on Expo 2017 projects, buildings of Pavilion in Astana, Kazakhstan.

Keywords

Bored piles, testing by static vertical load, load-subsidence, Osterberg or O-cell testing

1. Introduction

The complex of Expo-2017 will comprise 4,000 apartments, a new hotel, a Congress Hall, and an indoor city stretching from the Nazarbayev University to the center of Astana (the Capital of Kazakhstan). The exhibition area will involve the national pavilion of Kazakhstan, as well as international, thematic and corporate pavilions. There will be located shopping malls, entertainment and service facilities as well. The total area of the exhibition stands at 174 hectares (Figure 1).

The symbol of the exhibition EXPO-2017 will be the Kazakhstan platform itself made in the sphere form several floors high with 24000 m² in total. The symbol of the exhibition is located in the center of the exhibition village. It is surrounded by international, thematic and enterprise platforms.

The facilities will be maintained with the help of the energy-saving technologies. The buildings will be certified according to the BREEM international standards.

Static testing with Osterberg method (O-Cell testing) was carried out for the test of deep foundations at the site of the construction of this object. Four bored piles were subjected to static tests (O-cell testing– 2 piles and SCLT– 1 pile and SLT by GOST-1 pile).

The target of this tests was obtaining of bearing capacity of piles on problematical soils ground of Expo 2017 (Astana, Kazakhstan) [1-5].



Fig. 1. General Plan Astana City and Plan Expo-2017

Engineering – Geotechnical descriptions of construction sites

At the construction site, complexes of laboratory and field studies of the soil base were also carried out. Figure 2 presents a plan for the location of boreholes on the site of EXPO-2017 [6].

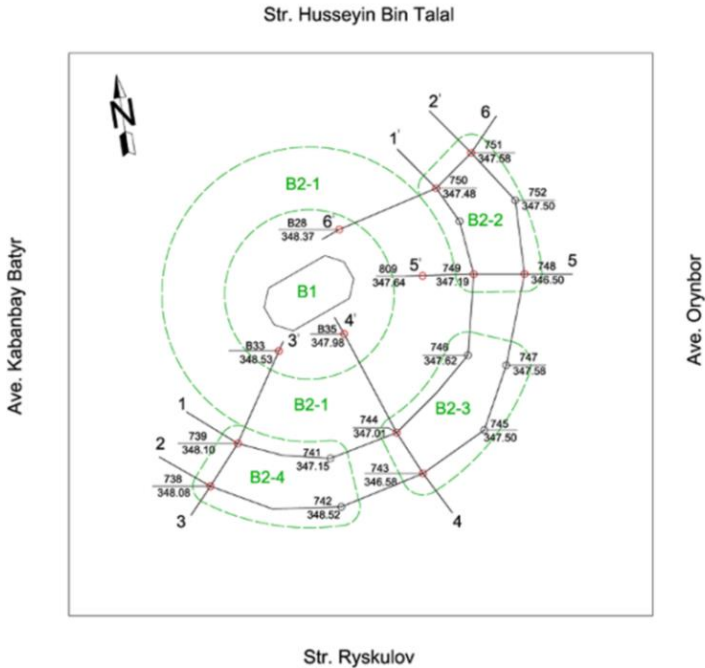


Fig. 2. Plan location of boreholes on construction site of EXPO-2017

Based on the field description of the soils confirmed by the results of static sounding and laboratory tests, a division of the soils composing the site of prospecting for engineering-geological elements in the stratigraphic sequence of their occurrence was carried out (Figure 3).

EGE-2. Loams of aQII-IV; EGE-3. Sands of medium size aQII-IV; EGE-4. Sands gravelly aQII-IV; EGE-5. Sands large aQII-IV; EGE-6. Gravel soils of aQII-IV; EGE-7. Loams e (C1); IGE-8. Descreen soils e (C1); EGE-9. Crushed earth e(C1).

From the surface, these formations are covered by the soil-plant layer and a layer of loose soils.

According to the drilling data, the groundwater was discovered at depths of 2.30 – 4.20 m (absolute marks of the established level were 343.40-345.05 m).

Figure 3 shows the engineering and geological sections of the EGE and the physical and mechanical characteristics of the soils [1-6].

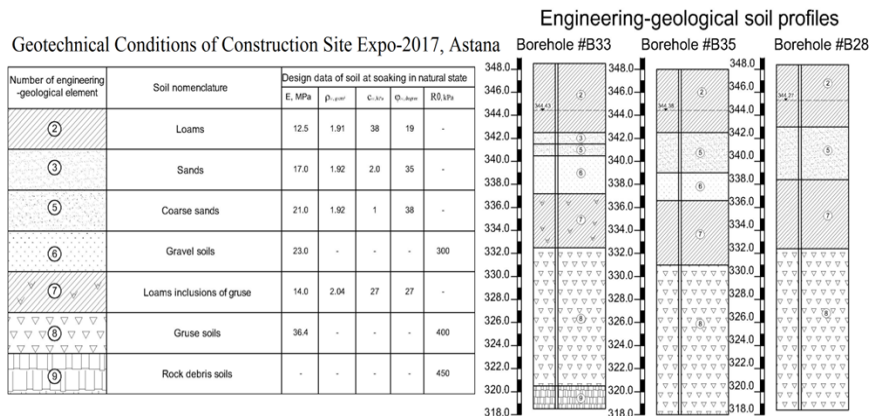


Fig. 3. The physical and mechanical characteristics of the soils

Bearing capacity and length of piles needed to be clarified for field testing piles. All experiments were performed with CPT surface.

Soil test at each point of penetration came to the ends under the limit forces on the probe in accordance with GOST 19912-2001 (2001) [7]. The bearing capacity of the pile with cross-section 30x30 cm on the results of CPT:

When projecting it is recommended to accept the following norm values of bearing capacity of piles (pile cross-section 30x30 cm):

- at the depth of 6,0 m bearing capacity 397 kN;
- at the depth of 7,0 m bearing capacity 803 kN;
- at the depth of 7,2 m bearing capacity 887 kN.

The bearing capacity of piles is given without regard to the safety factor for the ground, which is equal to 1.25.

Static tests in accordance with the requirements of GOST

Static tests of soils for bored piles are carried out in accordance with GOST 5686-94 [8]. Test was carried out after the pile concrete strength had attained more than 80% of the design value.

As part of the installation for soil testing, static pressing forces should include equipment:

- device for pile loading (jack);
- supporting structure or platform for perceiving reactive forces (for example, a system of beams with anchor piles or a platform);
- device for measuring the settlement of piles during the test (reference system with measuring instruments).

Before starting the tests, the wire should be subjected to preliminary stretching for two days with a load at least four kilograms. During the tests, the load on the wire should not be more than one and a half kilograms. Limits of measurement and the price of division of pressure gauges used to determine the load on the pile during testing are selected depending on the greatest load on the pile provided by the test program, with a margin of at least 20 percent. Loading of the tested pile is performed evenly, without impacts, by load stages, the value of which is set by the test program, but it is taken no more than 1/10 of the maximum load on the pile specified in the program. When the lower ends of the field piles are buried into coarse-grained soils, gravel and dense sands, and clay soils of solid consistency, the first three load stages are assumed to be equal to 1/5 of the maximum load in the program. At each loading stage of the full pile, the reports for all strain gauges are taken in the following order: zero report – before loading the pile, the first report immediately after the load is applied, field this consistently four reports with an interval of thirty minutes and then every hour before the conditioned deformation stabilization .

For the criterion of conditional stabilization of deformation during testing by the natural pile, the speed of the pile sediment at a given loading stage is assumed to not exceed 0.1 mm in the last 60 minutes of observation if sandy soils or clay soils lie from the hard to the turgid consistency under the bottom of the pile, the bottom end of the pile lies clay soils from the fleshy to the flowing consistency, then two hours of observation. The test load of the field pile shall be adjusted to a value at which the total pile residue is not less than forty mm. When the lower ends of the field piles are deepened into coarse – clastic, dense sandy and clay soils of solid consistency, the load should be brought to the value provided by the test program, but not less than the one-and-a-half pile load-bearing capacity determined by calculation, or the design pile resistance of the material [8].

The unloading of the pile is made after reaching the greatest load with feet equal to twice the level of loading, through one step, with the holding of each stage for at least fifteen minutes. Reports on the deflectometer for strain measurement are taken immediately after each discharge stage and after fifteen minutes of observation. After full unloading (to zero), the piles should be monitored for elastic Settlement for 30 minutes with sandy soils under the lower end of the pile and sixty minutes in clay soils, with reports removed every fifteen minutes. During the test, a log is kept, and the results of the pile test with piles are made out of the graphs of the dependence of the pile sediment on the load-sludge load and the deformation measurements in time along the loading stages.

The bearing capacity of the tested piles with static vertical-pressing forces, at the above construction site, was 12000 kN (Figure 4).

The calculated permissible vertical-punching load on the pile, taking into account the safety factor $\gamma_k = 1.2$ according to paragraph 3.10 of SNiP RK 5.01-03-2002 "Pile foundations" [9], it is recommended to take equal 10000 kN.

Pile Static Compression Load Test by ASTM (SCLT method)

Static compression loading testing was carried out in accordance to ASTM D 1143 [10].

Vertical static loading of piles using the SCLT method is one of the most widely used field test methods for soil used to analyze pile bearing capacity. In the first cycle, the experimental pile was loaded to 100% of the design load, in the second cycle to 200% (12,000 kN). The holding time of intermediate loading stages was 30 minutes, unloading – 20 minutes. The time for maintaining peak loads was 120 and 240 minutes, respectively.

The bearing capacity of the tested piles with static vertical-pressing forces, at the above construction site, was 12000 kN (Figure 4). It should be noted that even with a maximum test load of 12000 kN, only the elastic operation of the pile in the ground is manifested, as evidenced by a slight residual soil settlement after unloading, which is 1.4 mm.

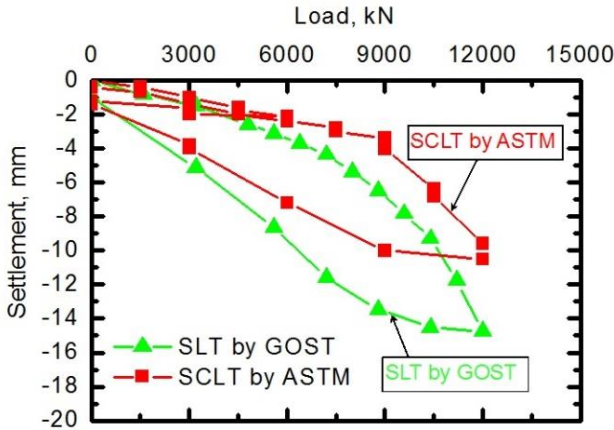


Fig. 4. Results of static loading tests (SCLT and SLT)

Method O-cell piles static test in accordance with ASTM

Pile tests by the Osterberg method are carried out at the pre-project stage, before the design and mass penetration of the piles begins. The method makes it possible to separately determine the bearing capacity of the ground along the tip and along the lateral surface of the pile. It is usually used for testing large or large drill or ramming piles.

When testing piles using the immersed jack, the O-cell power cell is installed directly into the body of the test pile (Figure 5). The power cell is a system of calibrated hydraulic jacks in a protective casing. It divides the test pile into two elements: the upper one, located above the power cell, and the lower one, located under the power cell [12-13].

The monitored load in the power cell (O-cell jack) is created by the hydraulic pressure from the oil station pump located on the surface and connected to the power cell by the oil pipe. The pressure is controlled by a precision electronic pressure gauge calibrated in the general scheme of the hydraulic system. In the process of increasing the load on the walls of the jack piston, the power cell opens. The result of this disclosure is the Settlement of the upper element of the pile upward and the lower element downward. The Settlement of the upper element is measured by rod strain gages mounted on the upper plate of the jack and by displacement sensors installed in the upper part of the steel pipe. The settlement of the

lower element is measured by means of rod strain gages mounted on the lower plate of the power cell (O-cell jack).

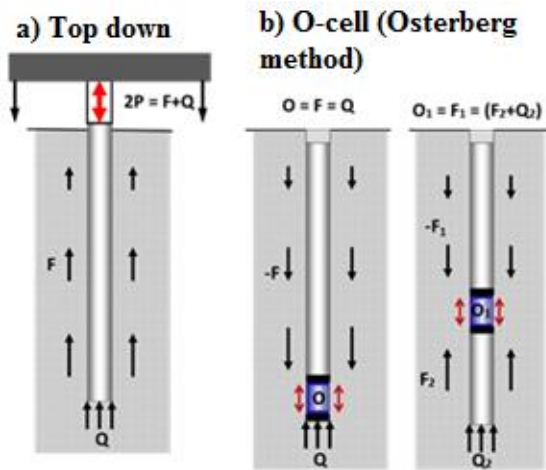


Fig. 5. Scheme test load top downward and bi-directional load [12]

The tests are continued until one of three conditions occurs: it will be that the limit of surface friction or lateral shear is reached; the ultimate load-bearing capacity will be reached; the maximum power of the power cell (O-cell jack) will be reached. Osterberg's method allows testing piles of large dimensions without the use of anchor piles, which reduces costs at the stage of geotechnical surveys.

According to the results of engineering and geological surveys, bored piles 31.5 m long and 1000 mm in diameter were used as foundations. In order to control and evaluate the compliance of the bearing capacity of piles on the ground, the design loads were field static tests by the Osterberg method (Figure 6).

The peculiarity of the O-cell test method is that the load is applied not on the head of the pile, but in the body of the pile, where the jack (power cell) is installed, working in two directions. The power cell (O-cell jack) divides the test pile into two parts: the upper (upper test element – UTE) and the lower (lower test element-LTE). The power cell (O-cell jack) is a system of calibrated hydraulic jacks combined into one module. The hydraulic jack is installed at a depth of $\frac{1}{2}$ the length of the pile – 16.8 m.

The power cell is connected by hydraulic hoses to the hydraulic pump located on the ground surface [12-14].



Figure 6 – Testing of piles by static load using the O-cell method:
a – fixing the displacement sensors; *b* – an experimental pile and a reference system
c – hydraulic system (O-cell jack) [12-14]

When designing the O-Cell test, special attention should be paid to the study of the geotechnical structure of the soil massif of the construction site, since the location of the jack in the body of the pile depends on the accuracy of the survey data, in particular the results of assessing soil resistance. The correct decision to place the jack affects the quality of the tests carried out, since the differentiated determination of the load-bearing capacity components (along the lateral surface and below the lower end) is reduced to the correct selection of an equal ratio of the lateral resistance of the soil along the upper element to the resistance below the lower end of the lower element of the experimental pile.

Results of field trials using the Static Load Test and Osterberg methods

Figure 7 shows a comparison of the test results: the "load-sludge" curve obtained by the SCLT method and the equivalent "load-settlement" curve determined by the O-cell method.

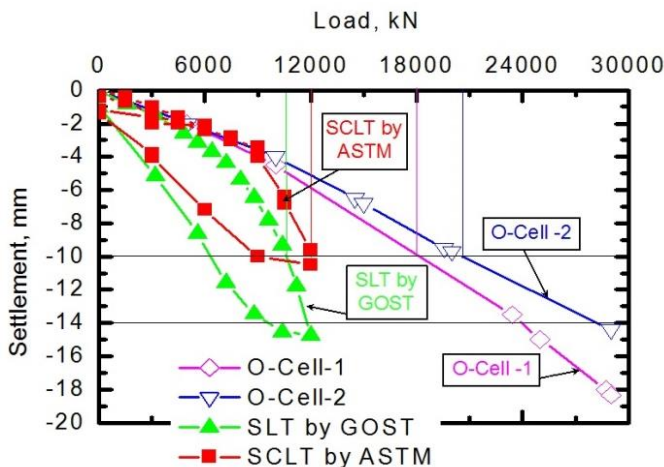


Fig. 7. Comparison of test results carried out by SCLT, SLT and O-cell methods [12-14]

Conclusions

The overlay of the curves showed that the convergence of the graphs is observed only at the initial stage of loading, then a change in the trajectory of the SLT curve, characteristic of the creeping stage of soil resistance, is observed, whereas the O-cell curve (at this stage of loading) is more characteristic of the elastic resistance of the soil.

According to the results of the SCLT unloading curve, elastic work of the soil is still evident. The reason for the abrupt change in the trajectory of the SCLT curve, which is not characteristic of the elastic work of the ground, is the holding time of the loading stages (lower compared to the O-cell test method), which can also explain the almost completely elastic work of the soil during O-cell tests.

When testing piles using the SLT method "from top to bottom", a design load of 6000 kN corresponds to a draft of 2.09 mm, a maximum test load of 12000 kN is a draft of 10.51 mm. It should be noted that even with the maximum test load, only the elastic operation of the pile in the ground is manifested, as evidenced by a slight residual soil sediment after unloading, which is 1.4 mm.

When testing piles using the O-cell test, a maximum test load of 29000 kN corresponds to a draft of 18.35 mm (for the PTP-1 pile) and – 14.40 mm (for the PTP-2 pile). During the testing of the piles, both elas-

tic and plastic deformation of the soil was observed, due to a greater test load on the pile than in the SLT method.

REFERENCES

1. Zhussupbekov A.Zh., Omarov A.R., Zhukenova G.A. The experience in applying of static load and O-cell pile testing geotechnologies in problematical soil conditions of Astana. International Mini symposium Chubu (IMS-CHUBU). -Nagoya, Japan. Japanese Geotechnical Society Special Publication. Vol. 5 (2017) No. 2 p. 167-171.

2. Жусупбеков А.Ж., Омаров А.Р., Лукпанов Р.Е. Опыт применения методов статических испытаний свай на площадке строительства EXPO – 2017. Научно-технический журнал Основания, фундаменты и механика грунтов: выпуск №4: ISSN 0030-6223, – Москва, Россия, 2016. –С. 22-25.

3. Zhussupbekov A.Zh., Omarov A.R. Geotechnical and construction considerations of pile foundations in problematical soils. Proceedings of the 8th Asian Young Geotechnical Engineers Conference (8 AYGEC). Astana, Kazakhstan. 2016. P.27-32.

4. Жусупбеков А.Ж., Лукпанов Р.Е., Омаров А.Р., Жукенова Г.А., Танырбергенова Г.К. Опыт применения методов SCQLT и O-cell для испытания свай в грунтовых условиях г. Астаны. Вестник. Кыргызского государственного университета строительства, транспорта и архитектуры им. Н. Исанова.– Бишкек, 2016.– №51.– С.386-392.

5. Zhussupbekov A.Zh., Omarov A.R. Modern advances in the field geotechnical testing investigations of pile foundations. The 15th Word Conference of Associated Research Centers for the Urban Underground Space. Saint-Petersburg, Russia. Procedia Engineering, Volume 165, 2016, P. 88-95.

6. Zhussupbekov A.Zh., Lukpanov R.E., Omarov A.R. Bi-directional static load testing. Selected paper from the proceedings of the fourth Geo-China International Conference. Shandong, China: 25-27 July, 2016. –P.35-42.

7. GOST 19912-2001. 2001. Soils. Field test methods by static and dynamic sounding.

8. GOST 5686-94. 1994. Methods for field testing by piles. Gersvanov Research Institute of Bases and Underground Structures (НИОСП), Moscow.

9. SNiP RK 5.01-03-2002 "Pile foundations". KAZGOR Design Academy, Almaty.

10. SNIP RK 5.01-01-2002. 2002. Soil grounds of the buildings. KAZGOR Design Academy, Almaty.

11. ASTM D4945-12. 2012. Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Deep Foundations. ASTM International, West Conshohocken, PA.

12. Zhussupbekov A.Zh., Lukpanov R.E., Omarov A.R. Experience in Applying Pile Static Testing Methods at the Expo 2017 Construction Site. Scientific journal Soil Mechanics and Foundation Engineering: Issue 4: New-York, USA, 2016. P.251-256;

13. Zhussupbekov A.Zh., Omarov A.R. Geotechnical and Construction of pile foundations in difficult soils ground. Geotechnik-Tag in München Geotechnik Zusammen-wirken von For-schung und Praxis, 2016, München, p.41-48.

14. Zhussupbekov A.Zh., Omarov A.R. The Design of Foundations for the Mega Project "Expo 2017" in Astana, Kazakhstan. Monograph. "Building Technologies and Energy". Chapter 1. Cracow University of Technology. Cracow 2017, P. 7– 15.

УДК 624.154

ПРИМЕНЕНИЕ ДОБАВОК ФЕРРОМАТЕРИАЛОВ ПРИ УСИЛЕНИИ И УСТРОЙСТВЕ ФУНДАМЕНТОВ

Авдушева М.А., аспирант, **Невзоров А.Л.**, д-р техн. наук, профессор
(Северный (Арктический) федеральный университет
имени М.В. Ломоносова, РФ)

Аннотация

Фундаменты многих исторических зданий, изготовленные из бутового камня, из-за деструкции известкового раствора нуждаются в усилении, которое осуществляют обычно путём инъекции цементного раствора. При производстве работ возникает проблема осуществления контроля качества и, в частности, определения степени заполнения пустот и трещин.

При устройстве буронабивных свай контроль качества ствола осуществляют после набора бетоном прочности, как правило, обычно путём ультразвукового зондирования через пластиковые трубы, заблаговременно закреплённые на арматурном каркасе, когда устранить выявленные дефекты уже нельзя.

Для решения этих проблем авторами были разработаны способ усиления фундамента и способ устройства свай, в основу которых положено использование добавок электропроводного вещества для цементного раствора и бетонной смеси. Применение таких добавок позволит контролировать процессы заполнения пустот кладки и бетонирования ствола свай путем измерения электрической проводимости. В качестве таких добавок возможно применение ферросодержащих материалов: магнетита и ферросилиция. Лабораторные испытания показали, что указанные добавки не приводят к снижению прочности раствора и бетона.

Фундаменты исторических зданий и памятников архитектуры часто нуждаются в реконструкции и восстановлении. Причиной, как правило, служит потеря прочности известково-песчаным раствором в бутовой кладке из-за воздействия сезонного промерзания-оттаивания, агрессивной среды и т.п. Усиление тела таких фундаментов осуществляется обычно путём инъекции раствора через перфорированные трубы [1, 2]. Проблему представляет контроль за степенью заполнения пустот и швов в бутовой кладке. Как правило, степень заполнения можно оценить лишь при визуальном осмотре, фиксируя появление раствора на поверхности фундамента после откопки шурфов или при выбурировании керна, что значительно усложняет работы и увеличивает их продолжительность.

Технологически сложными и трудоёмкими являются работы, связанные с контролем качества буронабивных свай [3]. Существующие методы контроля путём отбора керна из свай или ультразвукового зондирования через пластиковые трубы, заблаговременно закреплённые на арматурном каркасе, позволяют оценить качество ствола лишь после набора прочности бетоном, когда устранить выявленные дефекты уже нельзя [4, 5].

Для решения этих проблем авторами были разработаны способы усиления фундамента и устройства буронабивных свай [6, 7]. Особенностью данных методов является использование цементного

раствора или бетонной смеси с добавками электропроводного вещества, применение которых позволит контролировать процесс заполнения пустот в кладке и сплошность ствола буронабивной сваи путём измерения электрического сопротивления.

По результатам исследований ряда ученых известно, что введение в состав цементного раствора или бетонной смеси небольшого количества тонкодисперстных добавок, например, оксидов железа Fe_2O_3 и Fe_3O_4 , способствует улучшению структуры композита, так как небольшие по размерам частицы становятся центрами гидратации, ускоряющими процессы схватывания и твердения смеси [8, 9].

Целью проведённых исследований стало изучение свойств цементного раствора с разным количеством добавок электропроводных материалов, определение прочностных характеристик раствора и удельной электрической проводимости.

В качестве электропроводных добавок использовались порошки магнетита, добываемого на Кирябинском месторождении в республике Башкирии, и мелкогранулированного ферросилиция IMEXSAR 270D. На основе исходного сырья было выделено 4 типа добавок, различной степени дисперсности. Характеристика добавок приведена в таблице 1.

Таблица 1
Характеристики применяемых добавок

Исходный материал	Магнетит		Ферросилиций	
	M1	M2	FS1	FS2
Тип добавки	Порошок	Тонкодисперсный порошок	Порошок	Тонкодисперсный порошок
Способ получения	Отсев зёрен крупнее 0,1 мм	Помол на планетарной шаровой мельнице	Отсев зёрен крупнее 0,1 мм	Помол на планетарной шаровой мельнице
Размер частиц	< 0,1 мм	258 ± 74 нм	< 0,1 мм	610 ± 108 нм

Измельчение зёрен до наноразмеров и получение тонкодисперсных порошков выполнялось с использованием планетарной шаровой мельницы Retsch PM-100. Диспергирование производилось путём сухого помола помещённого в помольный стакан исходного материала массой 200 гр в течение 60 минут при частоте вращения 420 об/мин. Размерные характеристики полученных порошков были определены на приборе Delsa Nano методом фотонно-корреляционной спектроскопии (таблицы 2, 3).

Таблица 2

Фракционное распределение частиц диспергированного магнетита М2 (99,1%)

Время помола t, мин	Размер по фракциям, нм							Средний размер, нм
	Содержание, %							
	№ 1	№ 2	№ 3	№ 4	№ 5	№ 6	№ 7	
60	<u>230</u>	<u>249</u>	<u>263</u>	<u>277</u>	<u>316</u>	<u>392</u>	<u>600</u>	258 ± 74
	7,6	21,2	12,5	10,9	20,6	17,5	8,8	

Таблица 3

Фракционное распределение частиц диспергированного ферросилиция FS2 (99,5%)

Время помола t, мин	Размер по фракциям, нм							Средний размер, нм
	Содержание, %							
	№ 1	№ 2	№ 3	№ 4	№ 5	№ 6	№ 7	
60	<u>461</u>	<u>519</u>	<u>584</u>	<u>656</u>	<u>739</u>	<u>832</u>	<u>936</u>	610±108
	8,3	25,5	27,8	20,1	11,2	5,0	1,7	

В качестве основных компонентов инъекционного раствора выступали мелкий песок и цемент марки ЦЕМ I 42,5Н завода изготовителя «Петербургцемент». Затворение выполнялось дистиллированной водой. Соотношение компонентов по массе было принято следующим: цемент : песок : вода – 1 : 2 : 0,5.

Прочность раствора определялась разрушающим методом. Испытания проводились на образцах-балочках размерами 40×40×160 мм в возрасте 28 суток. Прочность на сжатие принималась по результа-

там разрушения шести половинок-образцов на гидравлическом прессе, обладающим максимальным усилием в 50 т. Все испытания проводились согласно методикам ГОСТ 310.4-81.

Удельная электрическая проводимость смеси цементного раствора была определена для образцов с добавкой магнетита. Для измерения значений на частотах от 25 Гц до 1 кГц использовался прибор-измеритель иммитанса Е7-20, принцип работы которого основан на методе вольтметра-амперметра, позволяющем оценить иммитансные характеристики исследуемого объекта. Смесь загружалась в ячейку размерами 50 × 50 мм при средней высоте около 3...3,5 мм.

Также при помощи измерителя иммитанса Е7-20 была проведена оценка электропроводности, как параметра для контроля за степенью гидратации, на пластинчатых образцах цементного раствора без добавки.

Помимо этого были проведены испытания образца на приборе АКАГ, который благодаря предусмотренной защите от поляризационного эффекта позволяет определить значения электрического сопротивления образца при постоянном токе.

Результаты определения прочности образцов цементного раствора при массе добавок 1, 3, 5, 10 % от массы цемента представлены на рисунке 1.

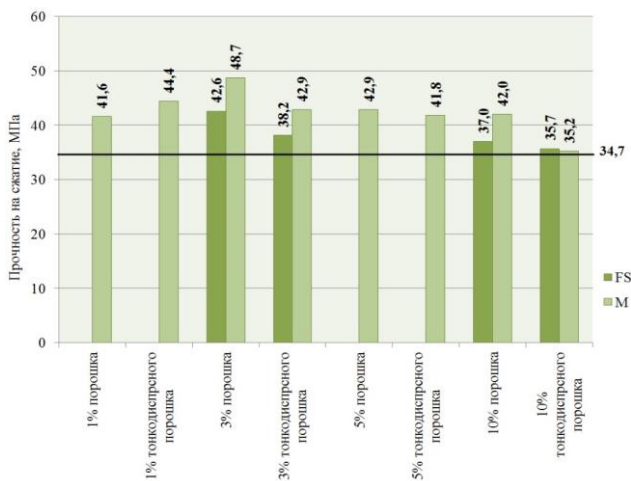


Рис. 1. Значения предела прочности на сжатие образцов

Сравнение результатов показало, что введение в состав исходной смеси добавок не приводит к снижению прочности цементного раствора. Все образцы с добавками показали значения выше, чем контрольные – 34,7 МПа. При этом включение порошков в количестве 1...3% от массы цемента приводит к большому нарастанию прочностных показателей.

Электропроводность растворной смеси оценивалась на образцах с различным содержанием добавки: 1, 3, 5, 10, 20%. Результаты исследований показали, что введение в состав смеси ферросодержащего вещества позволяет существенно повысить её электрическую проводимость. Так, при измерении на частоте переменного тока 50 Гц значения повысились до 60...70% в зависимости от количества вводимого в состав порошка и составили $\sigma_{50} = 0,028 \dots 0,038$ См/м. Величина удельной электрической проводимости смеси без добавки – $\sigma = 0,22$ См/м. Так же было отмечено, что включение 3...5% тонкодисперсной добавки наиболее эффективно по сравнению с использованием такого же количества порошка, так как позволяет получить более высокие значения электрической проводимости.

При оценке электропроводности, в качестве параметра контроля за степенью гидратации цемента, были рассмотрены образцы цементной смеси без добавок. Результаты измерений удельного электрического сопротивления образца на частотах 25, 60 и 100 Гц представлены на рисунке 2.

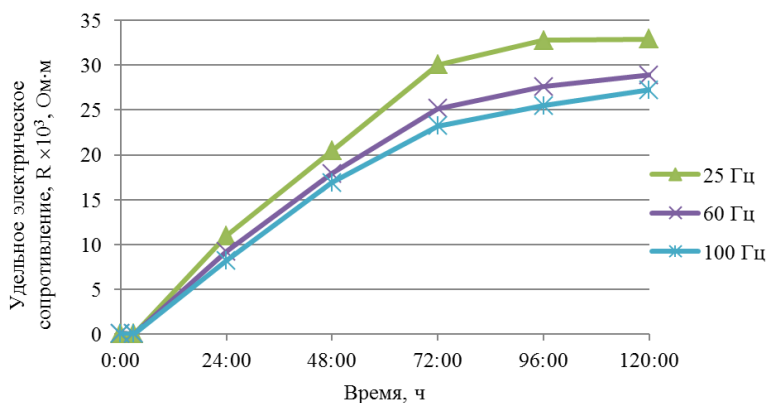


Рис. 2. Изменение удельного электрического сопротивления во времени образца цементной смеси без добавок при переменном токе

Полученные данные наглядно отражают зависимость значений электрической проводимости от степени гидратации цементного раствора.

Однако конструктивные особенности прибора не позволяют непрерывно отслеживать изменение значений в процессе набора прочности раствором, вследствие чего были проведены аналогичные исследования на приборе КААГ, позволяющем при постоянном токе определять удельное электрическое сопротивление образца размерами ($a \times b \times h$) $100 \times 50 \times 45$ мм и объемом $0,23$ дм³, помещенного в стандартную измерительную ячейку. Схема прибора представлена на рисунке 3.

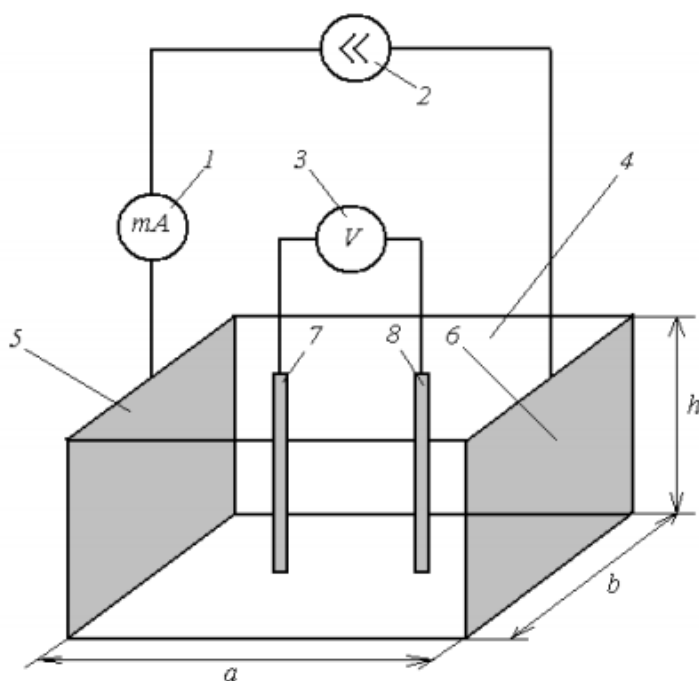


Рис. 3 – Электрическая схема и устройство измерительной ячейки:
1 – миллиамперметр; 2 – источник тока; 3 – вольтметр; 4 – измерительная ячейка;
5, 6 – внешние поляризующие электроды, 7, 8 – внутренние измерительные электроды

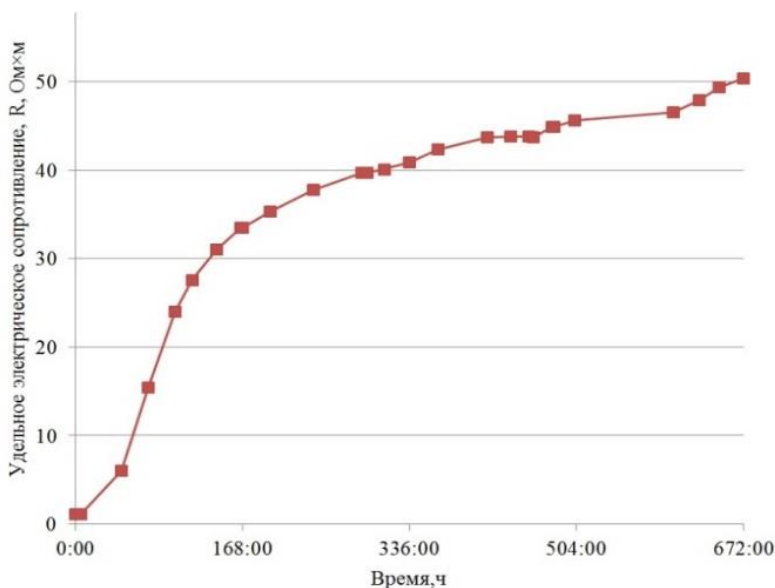


Рис. 4. Изменение удельного электрического сопротивления во времени образца цементной смеси без добавок при постоянном токе

Во время проведения исследований ячейка с раствором была размещена в контейнере, где поддерживалась постоянная водонасыщенная воздушная среда. Результаты наблюдения образца в течение 28 суток приведены на рисунке 4.

Проведенные экспериментальные исследования по определению свойств цементного раствора и цементной смеси показали, что включение в исходный состав добавки ферросодержащего материала позволяет получить раствор с повышенными электропроводными свойствами, не уступая при этом в прочностных показателях.

Полученные данные подтверждают возможность использования значений удельного электрического сопротивления в качестве параметра контроля процесса гидратации растворной смеси.

Целью дальнейших исследований станет определение зависимости удельного электрического сопротивления смеси во времени с учётом введения в состав исследуемых добавок, а также сопоставление полученных результатов с данными контрольных образцов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Шулятьев О.А., Мозгачева О.А., Поспехов В.С. Освоение подземного пространства городов: научное издание – М.: Издательство АСВ, 2017. – 510 с.
2. Ильичев В.А., Мангушев Р.А. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения – М.: Издательство АСВ, 2014. –728 с.
3. Дзагов А.М. Технологические аспекты устройства буронабивной сваи и их влияние на несущую способность сваи // Геотехника № 2, 2017.
4. Chan F.W.Y., Tsang S.W.F. Quality assurance of concrete foundation elements using an ultrasonic evaluation technique // Foundation Testing, 2006. Vol. 6.
5. Karandikar D.V. Challenges to Quality Control in Bored Cast-In-Situ Piling in Growing Urban Environment // Indian Geotechnical Journal. 2017. Doi: 10.1007/s40098-017-0277-z
6. Патент РФ №2642762. Способ усиления фундамента / Авдушева М. А., Невзоров А. Л., Айзенштадт А. М. Заявл. 10.03.2017. Опубл. 25.01.2018. Бюл. № 3.
7. Патент РФ №2642760. Способ выявления и устранения дефектов изготавливаемой в грунте сваи / Авдушева М. А., Невзоров А. Л., Айзенштадт А. М. Заявл. 12.04.2017. Опубл. 25.01.2018. Бюл. № 3.
8. Lee H.-S., Kwon S.-J. Effects of Magnetite Aggregate and Steel Powder on Thermal Conductivity and Porosity in Concrete for Nuclear Power Plant // Advances in Materials Science and Engineering. 2016 Vol. 2016. <https://www.hindawi.com/journals/amse/2016/9526251/> (дата обращения 1.06.2018).
9. Sikora P., Horszczaruk E., Cendrowski K., Mijowska E. The Influence of Nano-Fe₃O₄ on the Microstructure and Mechanical Properties of Cementitious Composites // Nanoscale Res Letters. 2016. Vol. 11. <https://link.springer.com/article/10.1186/s11671-016-1401-1> (дата обращения 1.06.2018).

ОБ ИСПОЛЬЗОВАНИИ КОРРЕЛЯЦИОННЫХ ЗАВИСИМОСТЕЙ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ РАСЧЕТНЫХ СОПРОТИВЛЕНИЙ ГРУНТОВ ПОД НИЖНИМ КОНЦОМ И ПО БОКОВОЙ ПОВЕРХНОСТИ ЗАБИВНОЙ СВАИ

Бекбасаров И.И., доктор техн. наук

(Таразский государственный университет им. М.Х. Дулати,
г. Тараз, Казахстан)

В соответствии с положениями действующих строительных правил [1-3], несущая способность висячих забивных призматических свай, определяется на основе следующей формулы

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (1)$$

Обозначения, наименования и значения параметров, входящих в формулу (1), соответствуют данным, представленным в нормативных документах [1-3].

Данная формула была предложена около 60 лет назад [4], и в настоящее время входит в состав справочника геотехника [5] и современных учебников по основаниям и фундаментам [6-8]. Формула применяется не только в проектной и образовательной деятельности, но и в научной сфере, как для сравнительных расчетов, так и для модернизации формул по определению несущей способности свай различных конструкций [9-13]. Но, несмотря на востребованность и «долгожительство» использование формулы (1) сопровождается существенными затратами труда и времени. Одна из таких проблем связана с определением расчетных сопротивлений грунтов под нижним концом сваи R и по ее боковой поверхности f , входящих в состав данной формулы. Трудоемкость и продолжительность установления этих параметров особенно ощутима при выполнении расчетов по определению несущей способности свай, имеющих различную глубину погружения в пределах площадок с переменным многослойным напластованием грунтов.

Как известно, для выполнения расчетов по рассматриваемой формуле используются табличные значения расчетных сопротивлений грунтов, представленные в строительных правилах [1-3]. Для промежуточных глубин погружения нижнего конца сваи, средней глубины расположения слоя грунта, вида песчаного грунта и показателей текучести глинистых грунтов, значения расчетных сопротивлений R и f из таблиц норм [1-3] устанавливаются путем интерполяции. На практике специалистами используется линейная интерполяция. Причем одинарная линейная интерполяция применяется для песчаных грунтов, а билинейная (двойная) интерполяция – для глинистых грунтов. Применение интерполяции, как правило, повышает трудоемкость и продолжительность расчетов по определению несущей способности свай. К тому же, линейная интерполяция имеет определенные ограничения по области применения, что связано с обеспечением точности результатов, получаемых по ней. Так линейная интерполяция позволяет получать достоверные результаты лишь в следующих случаях [14]:

– во-первых, если зависимость между двумя известными значениями рассматриваемого параметра, для которого устанавливается его промежуточное значение, линейная;

– во-вторых, когда разница между двумя рассматриваемыми значениями данного параметра незначительная и не превышает его минимального значения.

Анализ табличных значений расчетных сопротивлений грунтов, представленных в строительных правилах [1-3], показывает, что зависимости расчетного сопротивления R от глубины погружения нижнего конца сваи L_p и показателя текучести глинистого грунта I_L в большинстве случаев представляют собой нелинейные функции. Нелинейными являются также зависимости расчетного сопротивления f от средней глубины расположения слоя и показателя текучести глинистого грунта I_L .

Сравнением табличных значений расчетных сопротивлений грунтов R выявлено, что разница ΔR между соседними значениями расчетного сопротивления грунта R составляет от 50 кПа до 1200 кПа. Параметр ΔR по величине сопоставим со значениями расчетного сопротивления грунтов R , а в ряде случаев даже пре-

вышает его минимальные значения. Сравнением табличных значений расчетных сопротивлений грунтов f выявлено, что разница Δf между соседними значениями расчетного сопротивления грунта f изменяется от нуля до 7 кПа. Параметр Δf по величине сопоставим со значениями расчетного сопротивления грунтов f , а в некоторых случаях даже в несколько раз превышает его минимальные значения.

Таким образом, можно утверждать, что применение линейной и особенно билинейной интерполяции для определения промежуточных значений расчетных сопротивлений грунтов R и f , не вполне приемлемо.

В данной ситуации, правомерно использование методов нелинейной интерполяции, которые основаны на формулах Ньютона, Лагранжа, Стирлинга, Бесселя и др. [14, 15]. Но, эти методы довольно сложны и трудоемки. К тому же возможность их эффективного применения для рассматриваемого случая до настоящего времени не оценена специалистами. Необходимость проведения такой оценки, прежде всего, вызвана тем, что каждая из существующих формул нелинейной интерполяции имеет свою ограниченную область применения, а также индивидуальные условия, критерии и точность вычислений.

На современном этапе исследований, учитывая, сложившиеся обстоятельства, в качестве альтернативного подхода к решению указанной проблемы, а именно для исключения одинарной интерполяции для песчаных грунтов и билинейной интерполяции для глинистых грунтов, автором для определения расчетных сопротивлений грунтов предлагается использовать корреляционные зависимости (2)-(7). Эти зависимости получены на основе компьютерной обработки табличных значений расчетных сопротивлений грунтов (рис. 1-4), представленных в своде правил [2].

$$R_1 = -\kappa L_p^2 + pL_p + R_{o1}, \quad (2)$$

$$R_2 = nL_p^3 - mL_p^2 + gL_p + R_{o2}, \quad (3)$$

$$R_3 = -tL_p^4 + vL_p^3 - zL_p^2 + dL_p + R_{o3}, \quad (4)$$

$$R_4 = wL_p^5 + rL_p^4 + sL_p^3 - cL_p^2 + uL_p + R_{o4}, \quad (5)$$

$$f_1 = -tL_{pc}^4 + nL_{pc}^3 - \kappa L_{pc}^2 + pL_{pc} + f_{o1}, \quad (6)$$

$$f_2 = cL_{pc}^5 - xL_{pc}^4 + zL_{pc}^3 - sL_{pc}^2 + uL_{pc} + f_{o2}, \quad (7)$$

где κ, p – коэффициенты, принимаемые по таблице 1;

R_{o1} – расчетное сопротивление грунта, принимаемое по таблице 1;

L_p – глубина погружения свай;

n, m, g – коэффициенты, принимаемые по таблице 2;

R_{o2} – расчетное сопротивление грунта, принимаемое по таблице 2;

t, v, z, d – коэффициенты, принимаемые по таблице 3;

R_{o3} – расчетное сопротивление грунта, принимаемое по таблице 3;

w, r, s, c, u – коэффициенты, принимаемые по таблице 4;

R_{o4} – расчетное сопротивление грунта, принимаемое по таблице 4;

t, n, κ, p – коэффициенты, принимаемые: по таблице 5;

f_{o1} – расчетное сопротивление грунта, принимаемое по таблице 5;

L_{pc} – средняя глубина расположения слоя грунта, м;

c, x, z, s, u – коэффициенты, принимаемые по таблице 6;

f_{o2} – расчетное сопротивление, принимаемое по таблице 6.

Формула (2) применима для определения расчетного сопротивления R мелких и пылеватых песков, а также глинистых грунтов с показателем текучести равным 0,5, а формула (3) – для песков средней крупности, крупных и гравелистых песков, а также глинистых грунтов с показателем текучести равным нулю. Формула (4) позволяет определять расчетное сопротивление глинистых грунтов с показателем текучести равным 0,2, 0,3, 0,4 и 0,6, а формула (5) – для глинистых грунтов с показателем текучести равным 0,1. Показатели достоверности аппроксимации данных (R^2) по формулам (2)-(5) близки к 1,0 и изменяются в пределах от 0,9900 до 0,9989, что свидетельствует о высокой точности рассматриваемых корреляционных зависимостей.

Формула (6) применима для определения расчетного сопротивления f крупного песка, песка средней крупности и глинистого грунта с показателем текучести 0,2. Формула (7) предназначена для определения расчетного сопротивления мелкого и пылеватого песков, а также глинистых грунтов с показателем текучести от 0,3 до 1,0. Показатели достоверности аппроксимации данных (R^2) по формулам (6) и (7) близки к 1,0, и составляют для формулы (6) – 0,9975, для формулы (7) – 0,9451 – 0,9985.

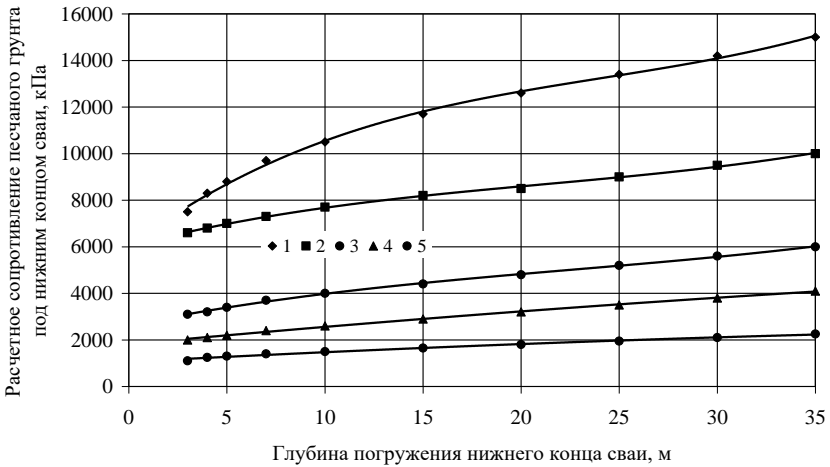


Рис. 1. Зависимость расчетного сопротивления R песчаных грунтов от глубины погружения нижнего конца сваи L_p :

1 – для гравелистого песка; 2 – для крупного песка; 3 – для песка средней крупности; 4 – для мелкого песка; 5 – для пылеватого песка.

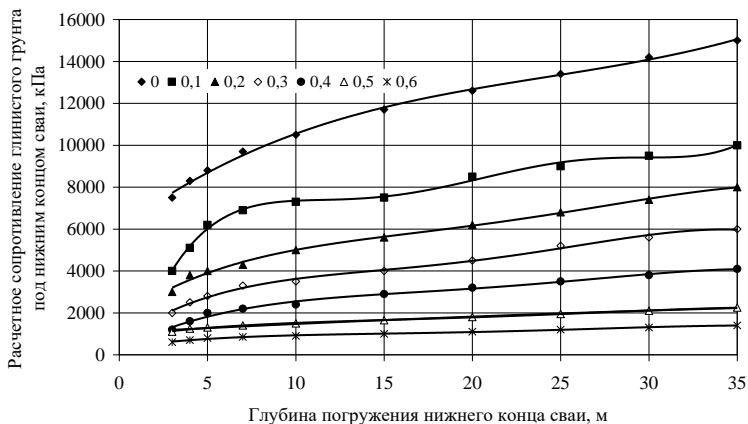


Рис. 2. Зависимость расчетного сопротивления R глинистых грунтов от глубины погружения нижнего конца сваи L_p при показателе текучести от 0 до 0,6

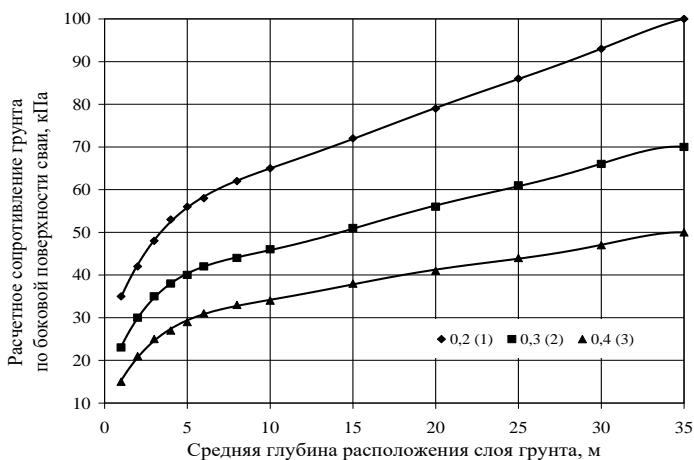


Рис.3. Зависимость расчетного сопротивления f песчаных и глинистых грунтов от средней глубины расположения слоя L_{pc} :

0,2 (1) – для глинистого грунта с показателем текучести 0,2, крупного песка и песка средней крупности; 0,3 (2) – для глинистого грунта с показателем текучести 0,3 и мелкого песка; 0,4 (3) – для глинистого грунта с показателем текучести 0,4 и пылеватого песка.

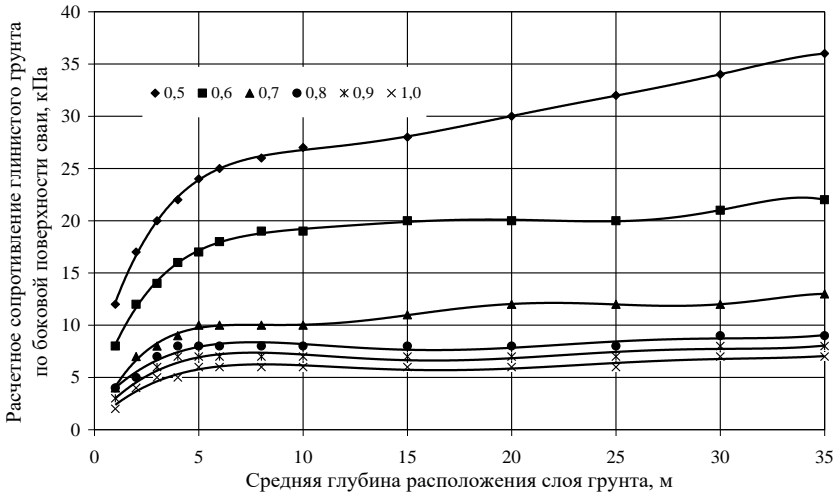


Рис. 4. Зависимость расчетного сопротивления глинистых грунтов f от средней глубины расположения слоя L_{pc} при показателе текучести от 0,5 до 1,0

Таблица 1

Значения коэффициентов κ , ρ и расчетное сопротивление грунта R_{o1} в формуле (2)

Вид грунта под нижним концом сваи	Расчетное сопротивление R_{o1} , кПа	Значения коэффициентов		Показатель аппроксимации R^2
		κ , кН/м ⁴	ρ , кН/м ³	
Песок мелкий	1814,3	0,3892	78,234	0,9981
Песок пылеватый или глинистый грунт с $I_L = 0,5$	1057,2	0,3158	44,521	0,9900

Таблица 2

Значения коэффициентов n, m, g и расчетное сопротивление грунта

R_{o2} в формуле (3)

Вид грунта под нижним концом сваи	Расчетное сопротивление R_{o2} , кПа	Значения коэффициентов			Показатель аппроксимации R^2
		n , кН/м ⁵	m , кН/м ⁴	g , кН/м ³	
Гравелистый песок или глинистый грунт с $I_L = 0$	6011,9	0,2837	20,57	630,98	0,9977
Крупный песок	6015,6	0,1096	6,9727	224,51	0,9986
Песок средней крупности	2618,0	0,0665	4,5451	174,81	0,9989

Таблица 3

Значения коэффициентов t, v, z, d и расчетное сопротивление грунта R_{o3} в формуле (4)

Показатель текучести глинистого грунта	Расчетное сопротивление R_{o3} , кПа	Значения коэффициентов				Показатель аппроксимации R^2
		t , кН/м ⁶	v , кН/м ⁵	z , кН/м ⁴	d , кН/м ³	
$I_L = 0,2$	1742,6	0,013	1,1493	35,933	583,51	0,9950
$I_L = 0,3$	663,62	0,0195	1,5808	44,256	599,61	0,9955
$I_L = 0,4$	241,15	0,0106	0,9295	28,962	437,65	0,9911
$I_L = 0,6$	345,32	0,0034	0,2911	8,4723	117,46	0,9928

Таблица 4

Значения коэффициентов w, r, s, c, u и расчетное сопротивление грунта R_{o4} в формуле (5)

Показатель текучести глинистого грунта	Расчетное сопротивление R_{o4} , кПа	Значения коэффициентов				
		w , кН/м ⁷	r , кН/м ⁶	s , кН/м ⁵	c , кН/м ⁴	u , кН/м ³
$I_L = 0,1$	2328,5	0,0052	0,5364	20,648	365,5 6	3043, 2

Таблица 5.

Значения коэффициентов t, n, κ, p и расчетное сопротивление грунта f_{o1} в формуле (6)

Вид грунта по боковой поверхности сваи	Расчетное сопротивление f_{o1} , кПа	Значения коэффициентов			
		t , кН/м ⁶	n , кН/м ⁵	κ , кН/м ⁴	p , кН/м ³
Песок крупный, песок средней крупности или глинистый грунт с $I_L = 0,2$	29,603	0,0002	0,0178	0,5113	7,2297

Таблица 6

Значения коэффициентов c, x, z, s, u и расчетное сопротивление
грунта f_{o2} в формуле (7)

Вид грунта по боковой поверхности сваи	Расчетное сопротивление f_{o2} , кПа	Значения коэффициентов				
		c , кН/м ⁷	x , кН/м ⁶	z , кН/м ⁵	s , кН/м ⁴	u , кН/м ³
Песок мелкий, глинистый грунт с показателем текучести $I_L = 0,3$	16,243	1E-05	0,0015	0,0568	0,9739	8,4246
Песок пылеватый, глинистый грунт $I_L = 0,4$	9,598	1E-05	0,0011	0,0432	0,7598	6,7965
$I_L = 0,5$	7,0027	1E-05	0,001	0,0402	0,7154	6,0665
$I_L = 0,6$	4,4757	6E-06	0,0007	0,0265	0,4979	4,4278
$I_L = 0,7$	1,5137	9E-06	0,0009	0,03	0,4667	3,3202
$I_L = 0,8$	1,9561	4E-06	0,0004	0,0166	0,2975	2,3155
$I_L = 0,9$	0,9561	4E-06	0,0004	0,0166	0,2975	2,3155
$I_L = 1,0$	0,669	3E-06	0,0003	0,0128	0,237	1,9235

Для оценки погрешностей определения расчетных сопротивлений грунтов методом линейной интерполяции выполнены соответствующие расчеты, а именно значения расчетных сопротивлений R

и f , полученные по формулам (2)-(7), сопоставлены со значениями, установленными методом линейной интерполяции. Выявлено, что применение интерполяционного метода приводит к снижению точности определения значений расчетных сопротивлений R для песчаных грунтов до 2,9% (рис. 5), а для глинистых грунтов – до 5,3 % (рис. 6). Установлено также, что применение интерполяционного метода приводит к снижению точности определения значений расчетных сопротивлений f для песчаных грунтов до 8,4% (рис.7), а для глинистых грунтов – до 9,7 % (рис. 8). Из рисунков (5)-(8) видно, что наибольшие значения относительной погрешности имеют место при малых значениях расчетных сопротивлений грунтов. Кроме того, необходимо иметь в виду, что указанная погрешность в расчетах будет иметь место при каждом определении промежуточных значений расчетных сопротивлений грунтов.

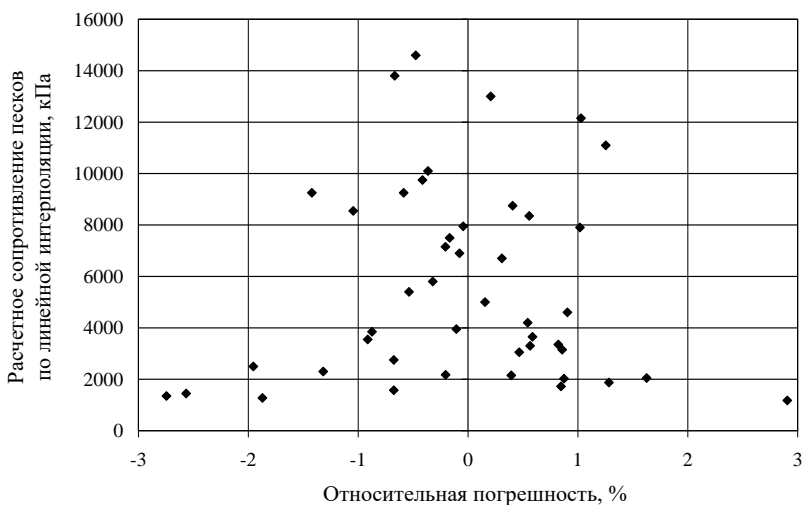


Рис. 5. Распределение относительной погрешности при определении расчетного сопротивления R песчаных грунтов

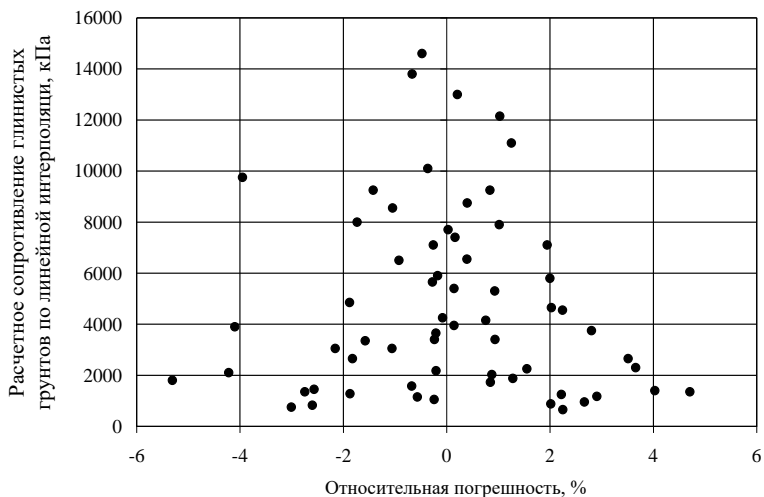


Рис. 6. Распределение относительной при определении расчетного сопротивления R глинистых грунтов

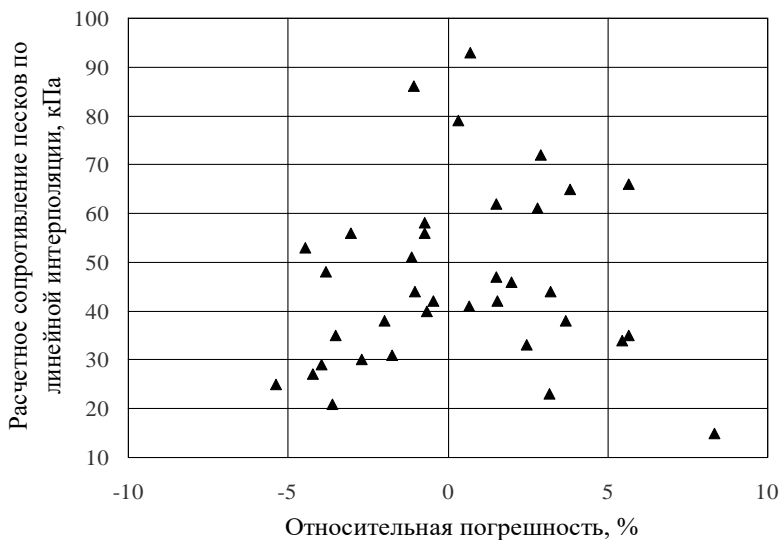


Рис. 7. Распределение относительной погрешности при определении расчетного сопротивления f песчаных грунтов

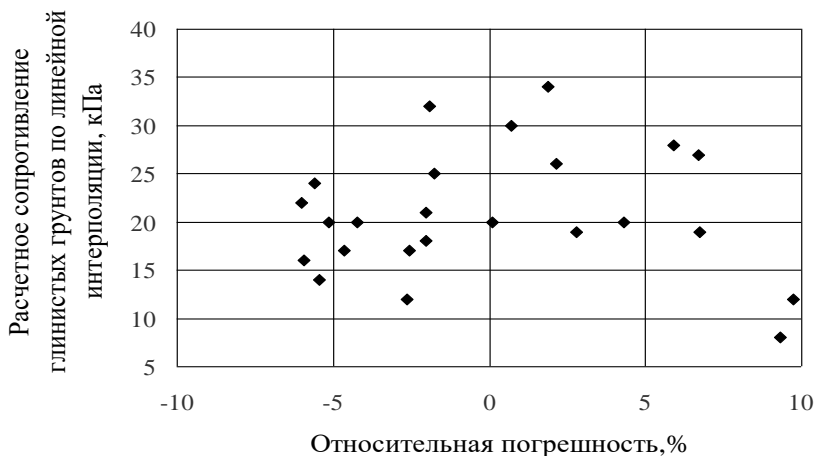


Рис. 8. Распределение относительной погрешности при определении расчетного сопротивления f глинистых грунтов

Применение формул (2)-(7) позволяет полностью исключить использование интерполяции для определения расчетных сопротивлений песчаных грунтов. Использование формул для глинистых грунтов позволяет отказаться от одинарной линейной интерполяции, которая традиционно применяется для определения расчетных сопротивлений при промежуточных значениях глубины погружения сваи и средней глубины расположения слоя грунта. Но, при этом для этих грунтов сохраняется необходимость использования одинарной линейной интерполяции для определения их расчетных сопротивлений при промежуточных значениях показателя текучести грунтов. Таким образом, для глинистых грунтов исключается билинейная интерполяция, но сохраняется одинарная линейная интерполяция.

ЛИТЕРАТУРА

1. МСП 5.01-101-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов. – Астана, 2007. – 110 с.
2. СП РК 5.01-103-2013. Свайные фундаменты. – Астана: МНЭ РК, 2015. – 88 с.
3. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. – М.: Минрегион РФ, 2016. – 67 с.

4. Цытович Н.А., Веселов В.А., Кузмин П.Г. и др. Основания и фундаменты. – М.: Госстройиздат, 1959. – 452 с.

5. Ильичев В.А., Мангушев Р.А. и др. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения. – М.: Ассоциация строительных вузов, 2014. – 490 с.

6. Пусков В.И., Караулов А.М., Смолин Ю.П., Королев К.В., Крицкий М.Я. Основания и фундаменты транспортных сооружений. Электронный учебник для студентов строительных специальностей транспортных вузов. – Новосибирск: СГУПС, 2009. – 292 с.

7. Мангушев Р.А., Карлов В.Д., Сахаров И.И., Осокин А.И. Основания и фундаменты. Учебник. – М.: Ассоциация строительных вузов, 2013. – 392 с.

8. Мангушев Р.А., Готман А.Л., Знаменский В.В., Пономарев А.Б. Сваи и свайные фундаменты. – М.: Ассоциация строительных вузов, 2015. – 320 с.

9. Школьников И.Е. Определение несущей способности стальных трубчатых свай // Геотехника. – 2014. – №4. – С. 42-58.

10. Глухов В.С., Ахрамеев А.В., Галова Ю.С. Проблемы рационального использования бетона и арматуры при устройстве буронабивных свай под колонну здания // Международная научно-техническая конференция: Современные геотехнологии в строительстве и их научно-техническое сопровождение. – Санкт-Петербург, 2014. – Часть I. – С. 158-160.

11. Бекбасаров И.И., Исаков Г.И., Атенев Е.И. Формулы для расчета несущей способности новых забивных свай на вдавливающую нагрузку // Международная научно-практическая конференция: Современная строительная наука, состояние и перспективы развития. – Алматы, 2016. – С. 88-90.

12. Соколов Н.С., Рябинов В.М. Особенности устройства и расчета буроинъекционных свай с многомерными уширениями // Геотехника. – 2016. – №3. – С. 60-64.

13. Жусупбеков А.Ж., Утепов Е.Б., Утепова М.Т., Омаров А.Р., Калданова Б.О. Прогноз поведения свай в полевых испытаниях при помощи центрифуги // Международная научно-техническая конференция: Современные геотехнологии в строительстве и их научно-техническое сопровождение. – Санкт-Петербург, 2014. – Часть II. – С. 58-64.

14. Половко А.М., Бутусов П.Н. Интерполяция. Методы и компьютерные технологии их реализации. – Санкт-Петербург: БХВ-Петербург, 2004. – 320 с.

15. Никитин Д. Поиск простейшего интерполянта. – Saarbrücken: LAP LAMBERT Academic Publishing, 2012. – 245 с.

УДК 624.159.4

АСПЕКТЫ КАЧЕСТВА КОНСТРУКЦИЙ ВОЗВОДИМЫХ В ГРУНТЕ ПО СТРУЙНОЙ ТЕХНОЛОГИИ

Богов С. Г., инж.

(ООО «ИСП Геореконструкция»,
г. Санкт-Петербург, Россия)

Аннотация

Освоение подземного пространства является главной тенденцией современного нового строительства и реконструкции старых зданий. Большая сложность этой задачи связана с условием сохранения исторического центра городов, где и нужны многофункциональные подземные сооружения. Так, создание на толще слабых грунтов Санкт-Петербурга специальных паркингов, подвальных этажей – сложная геотехническая задача. При том, что допускаемые предельные осадки, как реконструируемого, так и соседних зданий ограничиваются требованиями, как отечественных норм СНиП 2.02.01 «Основания зданий и сооружений», так и европейских нормативов EC-7 «Геотехническое проектирование». В условиях слабых и значимых толщ грунта возникла весьма перспективная возможность создания сплошной завесы на определенной расчетами глубине. Это позволяет решать многие реконструкционные задачи, когда плотные и сильнофильтрующие грунты находятся на большой глубине. Нужны технологии по созданию вертикальных создаваемых столбов и завес для обеспечения надежной гидроизоляции подземных объемов на длительные годы, не прибегая к последующим откачкам воды из подземных сооружений. Такие работы выполнялись экспериментально и на реальных объектах. Перспектив-

ной является система стабилизации грунта в основании фундаментов зданий, причем свойства и глубина стабилизации грунта ниже подошв фундаментов определяется совместными численными расчетами, в основу которых закладываются допускаемые предельные осадки, как для самого здания, так и для соседних зданий, задаваемые архитектурные требования либо технологии, например создающие автоматизированные системы парковок. Все это обеспечивает важнейшие требования по безопасности СНиП и законом 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».

Использование струйной технологии (jet grouting) для стабилизации грунтов предназначено для создания в грунтах специальных подземных систем, позволяющих максимально выполнять требования безопасности для зданий и сооружений. К таким системам относятся: закрепление грунтов оснований для увеличения глубины заложения подошв ленточных фундаментов при усилении, устройство свай, устройство нижней распорки ограждения в грунте еще до вскрытия котлована, создание горизонтальной и вертикальной противофильтрационной завесы (ПФЗ) подземного объема, например при устройстве подвалов в существующих зданиях. Струйная технология позволяет создавать на строительной площадке конструкции из вертикальных, наклонных, горизонтальных цилиндрических закреплённых объемов, как отдельно стоящих, так и сопряженных вместе. Если монитор из скважины поднимается без вращения, то струей цементного раствора через сопла сначала в грунте формируется тонкая щель, а затем вертикальная цементогрунтовая стенка, формируя вертикальный экран. Оптимизация стоимости нулевого цикла в подземном строительстве и практика импортозамещения технологий делает применение струйной технологии еще более актуальной. В 2017 году в РФ подготовлен свод правил СП 291.1325800.2017 «Конструкции грунтоцементные армированные» для создания одиночного грунтоцементного элемента (ГЦЭ) в составе грунтоцементной конструкции (ГЦК) используются параметры: тип закрепляемого грунта (пески, глины), активность цемента для приготовления раствора, его содержание и объем в нем воды, давление нагнетания, скорость подъема монитора из скважины и общий расход цементного раствора. Однако, этого недостаточно. Также необходимы данные по влажности грунта, так как это увеличит водотвердое отношение закрепляемого элемента, грануломет-

рического состава исходного грунта и его плотности, для оценки объема частиц грунта в объеме закрепляемого элемента, а также содержание органики для оценки количества цемента в ГЦЭ. Задание технологических параметров применяемого оборудования: одно или двухкомпонентные трубы и мониторы их диаметры, проектные углы наклона лидерных скважин, плотность и вязкость раствора [1]. В условиях строительной площадки для обеспечения качества стабилизации грунтов также нужно согласовать все технологические параметры: объем размываемого грунта и скорости вращения и подъема монитора из скважины, объем подаваемого через сопла монитора цементного раствора, а также режимы движения раствора в затрубном пространстве и др.

Параметры грунтоцементных элементов для расчета по грунту и материалу

Для определения несущей способности ГЦЭ, как сваи по грунту по формуле 8 СП 24.13330.2011, так и для численного моделирования усиления требуются, как свойства создаваемого материала, вертикальные размеры ГЦЭ, которые определяются глубиной лидерного бурения скважин, диаметр закрепления, он при этом является величиной переменной, обеспечивающей качество работ и поэтому требует надежного определения. Анализ работ по определению глубины размыва породы струей показывает, что они сводятся к определению процессов воздействия гидравлических струй на породы и включают три основных способа описания процесса: теоретический, эмпирический и полуэмпирический. Имеется несколько подходов к описанию механизма разрушения среды струей.

- Гидродинамическое давление струи представляется как средоточенная сила или квазистатическое давление, распределенное по поверхности среды по некоторому закону (параболическое, равномерное). Грунт рассматривается как сплошной однородный массив. Квазистатическое давление струи вызывает возникновение поля напряжений в массиве, рассчитываемых с использованием формул той или иной теории напряженно-деформированного состояния. Размеры разрушения среды при таком подходе определяются некоторой областью, в которой напряженное состояние достигает предельного значения в соответствии с выбранным критерием разрушения. Возможными условиями разрушения среды яв-

ляются: разрушение при достижении предельного сопротивления сдвигу, прочности на одноосное сжатие, прочности на разрыв. В качестве критериев разрушения используются такие параметры, как критическая энергия разрушения, предельная деформация, и т.п.

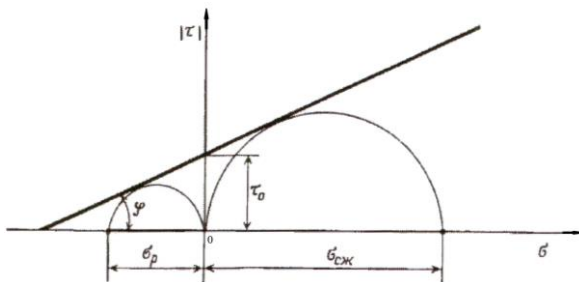


Рис.1. Прочностные параметры породы по Кулону-Мору, где $\sigma_p = 2\tau_0 \frac{\cos \varphi}{1 + \sin \varphi}$

- Использование прочностных характеристик грунта (c, φ), не определенных для этого специально, не позволяют прогнозировать размер зон разрушения и закрепления грунта. При расчете разрушения струей горных пород выполняется единичное решение «давление-деформация». Однако, в этом случае фактический радиус закрепления грунта оказывается в несколько раз превышающим рассчитанные значения и не совпадает с экспериментальными значениями. Решение такой задачи не отражает эффекта "внедрения" струи в грунт, в результате которого давление от струи постепенно передается на частицы, удаленные от стенки изначальной скважины. В случае песчаных грунтов со сцеплением $c=0$ кПа грунт не воспринимает растягивающих напряжений $\sigma_p=0$ кПа и размер зоны закрепления мог бы определяться только длиной действия струи и возникающими в грунте растягивающими напряжениями (рис.1), но действие струи в условии пульпы в скважине быстро затухает. Имеется подход определения области закрепления, но для этого для грунтов нужно определение дополнительного параметра – его ударной вязкости.

- Грунт – многофазная среда, а давление струи передается на поровую воду. Разрушение грунта происходит за счет гидроразрывов при развитии давления в поровой воде, разрывающего грунт

"изнутри". Очевидно, в этом случае в качестве критерия разрушения среды принимается ее прочность на гидростатическое растяжение. Это относится к высоконапорной инъекции, например через манжетные трубы, а при струйном закреплении образования гидро-разрыва не допускается.

- Грунт рассматривается как массив, состоящий из отдельных частиц. При встрече с поверхностью грунта струя растекается и, захватывая частицы грунта, размывает и выносит их. По мере увеличения глубины прорези возрастает длина пути выноса частиц, возрастает также сопротивление выносу частиц. Изменение размеров прорези происходит за счет разрушения среды в точке лобового действия струи и за счет размыва стенок прорези обратными потоками. При таком подходе критерием разрушения является критическая скорость размыва либо скорость взвешивания, зависящие от гранулометрического состава грунта. Данные переменные параметры разнообразны, имеют большой разброс значений в зависимости от условий реализации и могут быть применимы в строго определенных условиях. В большинстве практических случаев используются эмпирические методы расчета размеров размыва и закрепления грунтов, основанные на большом количестве экспериментов в различных грунтовых условиях.

В настоящее время фактически сложились «оптимальные размеры» ГЦЭ для усиления фундаментов в песках радиусом 0,3м при закреплении по однокомпонентной технологии, а для ГЦЭ в глинистых грунтах по двухкомпонентной технологии закрепления радиусом 0,6м. «Бесконечное» увеличение радиуса размыва скважины невозможно не только из-за затухания действия струи с расстоянием, но и из-за вероятности обрушения выше расположенного свода грунта. Влияющим фактором на радиус закрепления является существенное отличие технологий: однокомпонентной от двухкомпонентной, когда подача струи цементного раствора в скважине осуществляется в «воздушной рубашке». Негативным аспектом реализации закрепления по двухкомпонентной технологии является большое соотношение давлений: размывающего раствора и давления воздуха. В случае явления клапача в скважине, когда происходит закупорка грунтом затрубного пространства, кольцевой зазор в двухкомпонентных трубах для подачи воздуха может быть блокирован, воздух может выходить только в виде отдельных пузырей,

приводя к снижению прочности материала. Попаданию раствора внутрь двойных труб, монитора и вертлюга и их цементации могут препятствовать только малые величины зазоров воздушных и жидкостных сопел и высокая вязкость пульпы. В техногенных грунтах определение диаметра закрепляемого массива осложняется наличием крупноразмерных включений, которые создают «тень» за этими включениями.

Таблица 1

№ комплекта	Оборудование		$\delta = d_m/2 - d_t/2$, мм
	диаметр буровой труб d_m , мм	диаметр колонки монитора d_m , мм	
1	89	90	0,5
2	89	132	21,5
3	89	151	31,5

В таблице 1 приведены наиболее широко используемые размеры мониторов и буровых труб. Таким образом, при использовании комплекта №1 потребуется «прокачать» объем раствора обогащенный частицами грунта через зазор 0,5мм, в комплекте №2 через зазор чуть более 20 мм. Опыт работ и расчеты показывают, что даже для вертикальных относительно глубоких скважин в этих условиях происходит образование локального клаважа и гидроразрыв стенок скважин. При проектировании усиления фундаментов с помощью слабонаклонных ГЦЭ по однокомпонентной технологии углы наклона к вертикали следует принимать до 20° с учетом эффекта А. Бойкотта (1920), когда большая часть жидкости протекает по верхней части кольцевого затрубного пространства, препятствуя нормальной транспортировке частиц грунта, так как подобный профиль течения дает недостаточно энергии для транспортирования частиц по нижней части ствола, что в свою очередь способствует общей неравномерности набора прочности и локальным ухудшениям свойств ГЦЭ.

Назначение факторов влияющих на свойства ГЦЭ: диаметр закрепления.

Существуют большое количество видов одно и двухкомпонентных мониторов, где струи воздействуют на стенки скважины под углом 90° . Для определения радиуса закрепления R_3 предлагается использовать подход на основе изменения конструкции монитора для формирования нужного размера закрепления. Таким образом, мониторы нужно выполнить с расположением пары сопел направленных вверх и имеющих точку пересечения струй в пространстве на нужном расстоянии от оси скважины, за которой следует зона рассеивания энергии струй.

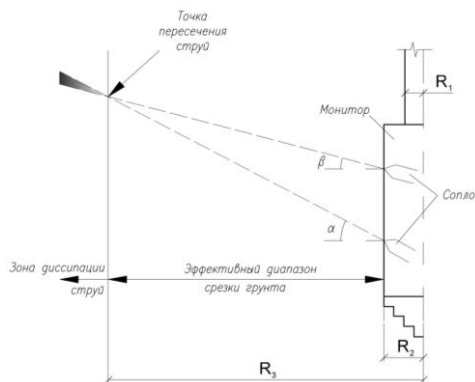


Рис. 2. Схема конструкции монитора для определения зоны закрепления.
 R_1 – радиус буровых труб; R_2 – радиус монитора; R_3 – радиус размыва и закрепления грунта в скважине

Известно, что устройство вертикальных скважин в грунте без крепления стенок приводит к их обрушению. Наибольшая интенсивность напряжений возникает на стенке скважин. Здесь фактором устойчивости является разность между боковым давлением грунта и гидростатическим давлением в скважине: с его уменьшением уменьшаются радиальные напряжения σ_r на стенке и растут тангенциальные σ_θ . Потеря устойчивости и разрушение стенок скважин могут возникнуть при достижении предельного состояния прочности грунтов. По К.Терцаги, вблизи ствола горной выработки образуется зона повышенных напряжений, горизонтальное напряжение

в массиве с глубиной изменяется по закону прямой пропорциональности. Вскрытие пород бурением меняет их напряжённое состояние, так как гидростатическое давление столба бурового раствора в скважине ниже вертикального и бокового давления горных пород. По М.П. Бродскому (1933) величина давления в подземных вертикальных выработках не зависит от их глубины и величина его зависит лишь от диаметра поперечного сечения этой выработки, объемного веса окружающей ее породы и угла внутреннего трения данного грунта [2]. При устройстве вертикального ГЦЭ по струйной технологии «снизу – вверх» в верхней части скважины радиусом R_2 от ее «подработки» радиусом R_3 грунта происходит нарушение устойчивости стенок и образование свода см. рис.2. Формирование зоны обрушения за пределами стенок скважины ГЦЭ негативно скажется на свойствах материала, как самого ГЦЭ, так и окружающего грунта – дальнейшее разуплотнение песчаных и расструктурирование глинистых грунтов.

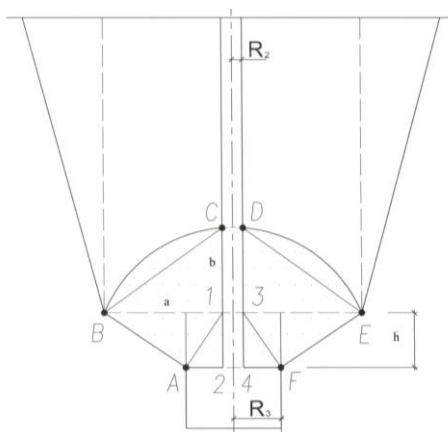


Рис.2. Схема образования свода обрушения при струйном размыве радиусом R_3

Объем грунта над зоной размыва радиусом R_3 :

$$V_I = \frac{\pi h (R_2^2 + R_2 R_3 + R_3^2)}{3} \quad (1)$$

где высота $h = R_3 \tan\left(\frac{90-\varphi}{2}\right)$ (2)

При устройстве ПФЗ в песках и текучих суглинках с углом внутреннего трения от 32° до 14° их верхнюю отметку относительно вскрытия котлована необходимо задавать с учетом высоты свода обрушения h , которые близки по значению и составляют порядка $0,67R_3$.

Важным аспектом качества и получения необходимой прочности ГЦЭ является содержание цементирующего вещества в закрепляемом объеме, а также водоцементное отношение (WC) размывающего цементного раствора. Важно учитывать и соотношение плотностей размываемого грунта и закрепляющего раствора. Как правило, плотность грунта в зависимости от вида будет на $0,3 \dots 0,6 \text{ т/м}^3$ больше плотности цементного раствора $1,5 \dots 1,6 \text{ т/м}^3$, что приведет к обрушению вниз скважины подмытого грунта объемом V_2 ЗФЕ и 1ВА. Далее, в случае нарушения равновесия может произойти формирование и вторичного объема обрушения грунта большим радиусом $B1$ и ЗЕ. Высота обрушения может составлять $b=0,8a$. Этот параметр необходимо учитывать при проектировании элементов усиления и глубины заложения горизонтальных ГЦЭ. Недочет приводит к снижению прочности, так как в процессе размыва монитор непрерывно поднимается из скважины. Подача цементного раствора объемом $V_g = m_c / (1/\rho_c + WC/\rho_w)$ в скважину поле обрушения продолжается уже выше, объем размыва будет составлять: $V = \pi H (R_3^2 - R_2^2)$

При закреплении грунта плотностью ρ цементным раствором с плотностью $\rho_g = m_c(I+WC)/V_g$ достигается полная влагоемкость грунта $w_o = e/\rho_s$. Насыщенность водой цементогрунтовой смеси с WC раствора изменяется за счет исходной влажности грунта $w = \rho/\rho_d - 1$ и в водонасыщенных грунтах будет увеличиваться. Планируя увеличение прочности ГЦЭ, необходимо минимизировать ее водотвердое отношение (B/T) – суммарное содержание воды к содержанию поступившего в скважину грунта и цемента. Снижение возможно за счет уменьшения исходного WC отношения цементного раствора за счет применения химических добавок снижающих вязкость.

Свойства ГЦЭ: прочность и модуль деформации

Параметры цементогрунта по материалу определяются необходимостью восприятия проектных усилий. Зависимость модуля де-

формации закрепленного грунта от прочности на сжатие имеет разброс от 50 до 200. Для большинства проектных задач достаточно создать ГЦЭ с прочностью на одноосное сжатие порядка 10 МПа и модулем деформации 1000 МПа [3]. Песчаные отложения, даже водонасыщенные пылеватые пески, в отличие от глин хорошо размываются и закрепляются цементными растворами. Механические параметры материала можно получить в более широком диапазоне, зависящем не столько от гранулометрического состава грунта, сколько от расхода цементного раствора и времени набора прочности. При закреплении глинистых и биогенных грунтов прочность в стандартном для мелкозернистых бетонов возрасте может быть на порядок ниже. Ее рекомендуется определять в возрасте 56 суток. По окончании процесса закрепления грунта цементным раствором в скважинах развиваются процессы отстоя воды и седиментации твёрдых частиц раствора под действием собственного веса. Высаживание частиц из цементного раствора зависит не только от разности плотностей твёрдых частиц и раствора, но и его реологических характеристик, смачиваемости, дисперсности и формы частиц. Частицы твёрдой фазы в статических условиях будут осаждаться, если его удерживающая способность недостаточна. В стволе скважины осаждение с сопротивлением происходит значительно медленнее, чем свободное осаждение отдельной частицы и по мере роста структуры цементного раствора скорость осаждения этой фазы ещё более замедляется. «Осаждение» обозначает изменение плотности раствора после окончания размыва, когда раствор остаётся в неподвижном состоянии в течение длительного времени. Имеются данные, что увеличение пластических свойств промывочных растворов приводят к ухудшению выноса. Осаждение частиц в движущейся жидкости зависит от режима течения: в ламинарном режиме сопротивление падению частицы в ньютоновских жидкостях определяется силами вязкости и подчиняется закону Стокса. Цементные же растворы проявляют поведение неньютоновских жидкостей и существуют зависимости, основанные на экспериментальных результатах. Для снижения вязкости раствора, а также для ускорения сроков схватывания ГЦЭ цементный раствор для закрепления грунтов с большим содержанием глинистых частиц нужно готовить с применением добавки хлористого кальция введенного в воду затворения. Для увеличения седиментационной устойчивости материал ГЦЭ

при закреплении песчаных грунтов цементный раствор нужно готовить с использованием комплексной добавки: жидкого стекла и суперпластификатора СЗ [5].

Из закона сохранения массы веществ известно, что масса веществ, вступивших в реакцию, равна массе продуктов реакции. Таким образом, часть цементного раствора остается в скважине – в виде смеси частиц грунта и цемента, а другая часть, если нет гидроразрывов пластов грунта, изливается из скважины. На поверхность изливаются менее вязкие растворы, обогащенные наиболее плавучими частицами. Качество создаваемой в грунте конструкции первично следует путем контроля свойств излива цементогрунтовой смеси из устья скважин из затрубного пространства испытаниями в раннем возрасте.

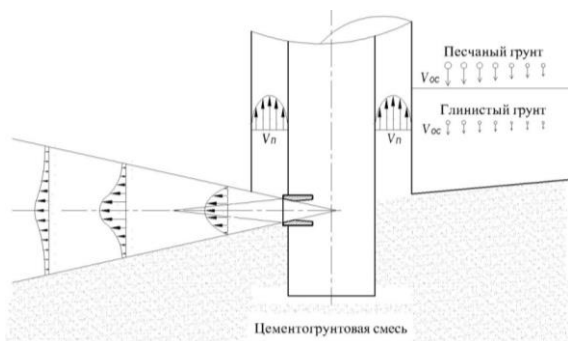


Рис. 3. Схема движения раствора в скважине при струйном закреплении грунтов

Вынос частиц грунта из буровой скважины зависит также от вида и скорости потока восходящей в затрубном пространстве жидкости и не зависит от продолжительности промывки. На частицы грунта, находящиеся в растворе во взвешенном состоянии, действуют:

– сила тяжести $P_m = \rho_r g V_p$;

– выталкивающая сила цементного раствора $P_a = \rho_f g V_p$;

– сила сопротивления среды при движении частицы, определяемая по формуле Ньютона $F_r = c A \rho_r u^2 / 2$;

где A – площадь проекции частицы на плоскость, перпендикулярную к направлению движения; u – скорость движения; c – коэффициент сопротивления, который зависит от формы, диаметра и

шероховатости твёрдой частицы, свойств жидкости и скорости обтекания.

По данным Р. Уильямса и Г. Брука (1951г.) при структурном режиме потока транспортировка частиц грунта зависит от установившегося профиля скоростей в кольцевом сечении скважины [4]. Наилучшие условия для выноса глинистых частиц дискообразной и сплюснутой формы существуют при турбулентном режиме, когда частицы независимо от их размеров движутся в потоке не переворачиваясь. Частицы средних и малых размеров в процессе гидротранспорта переворачиваются на ребро и относятся к стенкам скважины, чем и затрудняется их вынос. Интенсивность выноса возрастает при использовании менее вязких растворов и зависит от величины соотношения толщины частицы t к ее диаметру d . При $t/d=0,3-0,8$ частицы двигаются в восходящем потоке в горизонтальном положении. В общем случае скорость восходящего потока должна суммироваться со скоростью подъема монитора из скважины. Качество работ по закреплению обеспечивается системой контроля качества, которая представлена на рис.4.

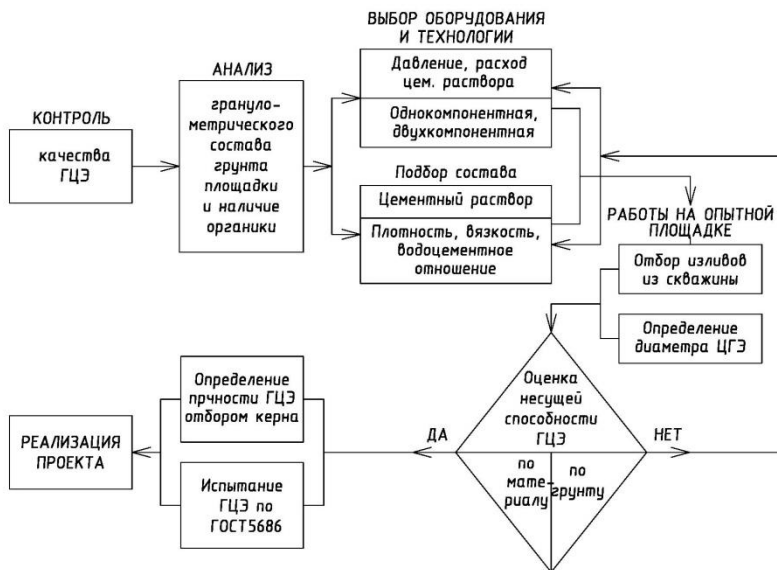


Рис. 4. Система контроля качества ГЦЭ

Заключение

1. Качественное создание конструкций в грунте в настоящее время, путем стабилизации грунтов цементными растворами по струйной технологии может обеспечиваться системой контроля качества и согласованием грунтовых условий площадки технологическим параметрам закрепления.

2. Соотношение объемов закрепляемого слабого грунта и подаваемого цементного раствора, систематический контроль проб и кернов на соответствие проектным значениям на опытной площадке может гарантировать прочностные и деформационные свойства создаваемой конструкции. В свою очередь это еще позволяет заложить в расчетную модель реальные свойства грунтоцементного материала и последовательность устройства ГЦК и обеспечить безопасность всего строительства.

3. Реализация усиления грунтов оснований фундаментов зданий по струйной технологии требует уточнения несущей способности одиночного ГЦЭ на опытной площадке по ГОСТ 5686, а также проверки его сплошность сейсмоакустическим методом.

ЛИТЕРАТУРА

1. Рекомендации по струйной технологии сооружения противофильтрационных завес, фундаментов, подготовки оснований и разработки мерзлых грунтов. НИИОСП, М. 1989. 89с.

2. Бродский М. П. Новая теория давления пород на подземную крепь./ М. П. Бродский. –М.-Л.: ОНТИ, 1933. 72 с.

3. Богов С.Г. Формирование заглубленных объемов в бесподвальных исторических зданиях в условиях слабых грунтов Санкт-Петербурга.//Жилищное строительство. №9 2016. с.45-49.

4. Рабинович Н.Р. Инженерные задачи механики сплошной среды в бурении. М. Недра. 1989. 269с.

5. Богов С.Г. К вопросу исследования свойств и применения цементных растворов для струйной технологии закрепления грунтов. Материалы конф. Геотехника Беларуси: наука и практика. (г. Минск, БНТУ — 23–25.10.2013). Часть 2. Минск 2013г. с.30-37.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДОПУСТИМОЙ ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ПОДЗЕМНЫХ ХРАНИЛИЩ УГЛЕВОДОРОДОВ

Богомолов А.Н., Богомолова О.А., Ушаков А.Н.

(Волгоградский государственный технический университет)

Аннотация

В работе приведены результаты исследования напряженного состояния на контурах подземных выработок, поперечное сечение которых имеет вид трапеции и эллипса. Для подземной выработки, имеющей форму трапеции определены допустимые глубины ее заложения при различных значениях равномерного давления, приложенного в точках контуров выработок. Критерием определения допустимой глубины может служить условие отсутствия на контуре выработки точек, в которых тангенциальное нормальное напряжение превосходит пределы прочности вмещающей породы при растяжении и сжатии. Приведены графические изображения эпюр напряжений, действующих на контурах выработок.

Ключевые слова: отображающая функция, напряженное состояние, равномерное давление, горизонтальная выработка, подземное хранилище углеводородов, коэффициент бокового распора, глубина заложения

Хорошо известно, что одной из центральных задач геомеханики является задача об исследовании напряженного состояния горных пород вокруг одиночных выработок [1-4] в упругом изотропном массиве, причем особый интерес представляет проблема оценки напряжений в точках контуров выработок, так как решение этого вопроса связано с проблемой их прочности.

При решении плоских задач геометрическое строение поперечных сечений выработок можно получить при помощи функций комплексного переменного, осуществляющих отображение какой-либо из канонических областей, например, внешности единичного круга, на бесконечную односвязную область, грани-

цей которой является простая замкнутая кривая заданной конфигурации. В качестве отображающих функций выступают полиномы, как наиболее простой и хорошо изученный класс функций [5-8].

В данной работе в качестве отображающей функции воспользуемся функцией, предложенной В.К. Цветковым [9], и имеющей вид

$$z = \omega(\zeta) = i(A\zeta^{-1} + B\zeta + C\zeta^2 + D\zeta^3), \quad (1)$$

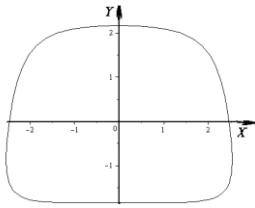
где A, B, C, D – действительные числа, при помощи которой ее автором был решен ряд актуальных задач геомеханики [9,10]. В работах [11,12] отображающая функция В.К. Цветкова была детально исследована и использована для решения задачи об определении допустимой глубины заложения подземной горизонтальной выработки.

Используя методику построения контуров сечений различных конфигураций и приведенные в работах [11,12] соотношения, вычислим коэффициенты отображающей функции (1), совершающей конформное отображение внутренности единичного круга на бесконечные односвязные области, границами которых являются кривые заданных размеров и конфигураций, имитирующие подземные выработки соответствующих поперечных сечений (рис.1). По построению, все отверстия, кроме астроидального, имеют размеры 5×4 .

Положим в выражении (1) $\zeta = e^{i\theta}$. Тогда, отделяя вещественную часть от мнимой, получим уравнения контуров отверстий в параметрическом виде:

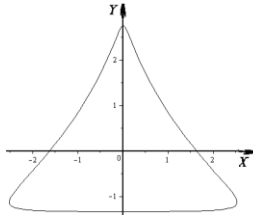
$$\begin{aligned} x(\theta) &= (A - B)\sin\theta - C\sin 2\theta - D\sin 3\theta, \\ y(\theta) &= (A + B)\cos\theta + C\cos 2\theta + D\cos 3\theta, \end{aligned} \quad (2)$$

где $0 < \theta \leq 2\pi$.



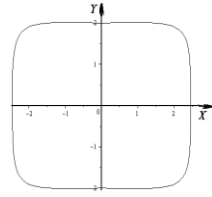
a

Трапециевидное
отверстие:
 $A=2.44, B=-0.24,$
 $C=0.17, D=-0.2$



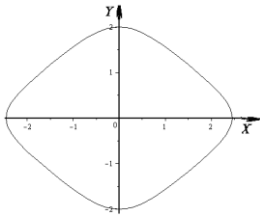
б

Треугольное
отверстие:
 $A=2.04, B=-0.1,$
 $C=0.71, D=0.11$



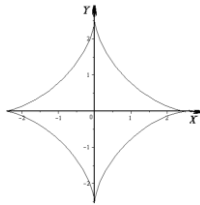
в

Прямоугольное
отверстие:
 $A=2.52, B=-0.23,$
 $C=0, D=-0.29$



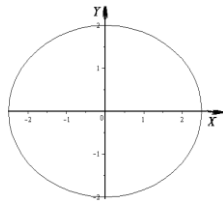
г

Ромбовидное
отверстие:
 $A=2.06, B=-0.23,$
 $C=0, D=0.17$



д

Астроидальное
отверстие:
 $A=1.875, B=0,$
 $C=0, D=0.625$



e

Эллиптическое
отверстие:
 $A=2.25, B=-0.25,$
 $C=0, D=0$

Рис. 1. Формы поперечного сечения выработок (отверстий)

Рассмотрим подземную выработку неограниченной длины и сечения, форма которого определяется при помощи отображающей функции (1) и задается параметрическим уравнением (2). Будем полагать, что данная подземная выработка расположена на достаточно большой глубине H , причем, по контуру выработки действует всестороннее равномерное давление интенсивности p . Это позволяет рассматривать горную выработку как подземное хранилище углеводородов заданного размера и конфигурации. Для иллюстрации решений приводимых ниже задач будем рассматривать выработки лишь трапециевидной и эллиптической форм сечений.

Целью данной работы является анализ напряженного состояния в точках контуров подземных горных выработок, попереч-

ное сечение которых представляет собой трапецию и эллипс, а также определение допустимой глубины заложения выработки с трапециевидным отверстием при заданных значениях равномерного растягивающего давления, приложенного в точках контура выработки.

Следуя [12], заметим, что формула, описывающая напряженное состояние на контуре выработки сечения, форма которого определяется при помощи отображающей функции (1) при условии равномерного давления заданной интенсивности p в точках контура, имеет вид

$$\sigma_{\theta} = -\frac{\gamma H(F + G \cos \theta + Q \cos 2\theta) - p(K - 4U + (L - 4V) \cos \theta + (M - 4W) \cos 2\theta - N \cos 3\theta - R \cos 4\theta)}{K + L \cos \theta + M \cos 2\theta + N \cos 3\theta + R \cos 4\theta} \quad (3)$$

где $F = (1 + \mu)(9D^2 + 4C^2 - A^2) + BS$;

$$Q = (1 + \mu)(A + 3D)B + (3D - A)S; \quad (4)$$

$$G = 2C((1 + \mu)(B + 6D) + S);$$

$$S = \frac{(1 + \mu)(A + D)B - 2(1 - \mu)A^2}{A - D};$$

$$U = \frac{AB^2}{A - D} + 4C^2 + 9D^2;$$

$$V = \frac{2C}{A - D}[AB + (A - D)(B + 6D)]; \quad (5)$$

$$W = \frac{B}{A - D}[6AD - A^2 - 3D^2];$$

$$K = A^2 + B^2 + 4C^2 + 9D^2, L = 4C(B + 3D),$$

$$M = 2B(3D - A), N = -4AC, R = -6AD; \quad (6)$$

γ – объемный вес пород;

μ – коэффициент бокового распора;

H – глубина заложения выработки,

p – величина равномерного давления, приложенного контуру отверстия, причем будем полагать [4], что при $p > 0$ контур выработки испытывает сжатие постоянной величины p , а при $p < 0$ – растяжение той же интенсивности.

Формула (3) получена в предположении, что глубина заложения выработки H – существенна [11]. Следуя [1], будем полагать, что

$$H \geq 50R_{\max}, \quad (7)$$

где R_{\max} – наибольший линейный размер сечения выработки.

Нахождение нулей тангенциального нормального напряжения сводится к решению уравнения

$$\begin{aligned} &8Rpt^4 + 4Npt^3 + 2(Q\gamma H - (4W - M - 4R)p)t^2 + \\ &+(G\gamma HL + (4V - L - 3N)p)t + \\ &+(F - Q)\gamma H + (M - 4W + R - K + 4U)p = 0, \end{aligned} \quad (8)$$

где $t = \cos \theta$, $|t| \leq 1$.

С учетом результатов работы [12] заметим, что экстремальные значения функции $\sigma(\theta)$ (3) могут быть получены из следующих уравнений

$$\begin{aligned} &\sin \theta = 0, \\ &32a_1 \cos^5 \theta + 16a_2 \cos^4 \theta + 8(a_3 - 4a_1) \cos^3 \theta + 4(a_4 - 3a_2) \cos^2 \theta + \\ &+ 2(3a_1 - 2a_3 + a_5) \cos \theta + (a_2 - a_4 + a_6) = 0, \end{aligned} \quad (9)$$

где

$$\begin{aligned}
a_1 &= -RQ\gamma H + (2RM - 4RW)p, \\
a_2 &= -(3/2 GR + 1/2 NQ)\gamma H + (3RL - 6RV + MN - 2NW)p, \\
a_3 &= -(GN + 4FR)\gamma H + (8RK + 2NL - 4VN - 16RU)p, \\
a_4 &= (1/2 QL - 1/2 MG - 5/2 GR - 3FN)\gamma H + \\
&+ (5RL + 2WL + 6NK - 10RV - 2VM - 12NU)p, \\
a_5 &= (2QK - 2MF - 2GN - 3RQ)\gamma H + \\
&+ (6MR + 4LN + 8WK - 12RW - 8VN - 8MU)p, \\
a_6 &= (GK + 3/2 QL - 5/2 NQ - 3/2 MG - FL)\gamma H + \\
&+ (5MN + 6WL + 4VK - 10NW - 6VM - 4LU)p.
\end{aligned} \tag{10}$$

Теперь, используя приведенные выше соотношения, рассмотрим задачу о распределении напряжений на контурах, изображенных на рис. 1а), е), имитирующих горизонтальные подземные горные выработки соответствующих форм сечений.

Задача 1. Исследовать напряженное состояние на границе односвязной бесконечной области наперед заданной формы в зависимости от величины численного значения давления, действующего по этой границе, при определенной величине коэффициента бокового распора.

Рассмотрим в качестве вмещающей породы гранит с объемным весом $\gamma = 2.5 \text{ т/м}^3$ и пределами прочности при растяжении $R_{\text{рас}} = -17 \text{ МПа}$ и сжатии $R_{\text{сж}} = 200 \text{ МПа}$. Поскольку наибольший линейный размер трапецевидной выработки – ее ширина, равная 5 м , то, с учетом (7), положим $H = 250 \text{ м}$. Тогда $\gamma H = 625000 \text{ кг/м}^2$.

При решении задачи используем два значения величины коэффициента бокового распора: $\mu_1 = 0.25$ и $\mu_2 = 1$. Первое из них соответствует величине коэффициента Пуассона, которая, в среднем, для горных пород равна $\nu = 0.20$ [1]. Второе соответствует величине коэффициента Пуассона $\nu = 0.5$ и предполагает гидростатическое распределение напряжений в горном массиве, которое принимается при определении напряжений на достаточно больших глубинах [3].

А. Выработка трапециевидного сечения. Полагая в (2)

$$A = 2.44, B = -0.24, C = 0.17, D = -0.2, \quad (11)$$

получим контур в форме трапеции, изображенный на рис. 1а.

Коэффициенты (5) не зависят от коэффициента бокового распора и равны

$$\begin{aligned} U &= 0.529, V = 0.084, W = 0.818; \\ K &= 6.487, L = -0.571, M = 1.459; N = -1.659, R = 2.928. \end{aligned} \quad (12)$$

Случай $\mu_1 = 0.25$.

Подставляя значения коэффициентов (11) в формулы (4) получим

$$F_1 = -5.974; G_1 = -1.848; Q_1 = 10.505. \quad (13)$$

В качестве значений напряжений, приложенных к контуру выработки, положим:

$$p_1 = 0.1 \text{ МПа}, p_2 = 1 \text{ МПа}, p_3 = 2 \text{ МПа}. \quad (14)$$

Тогда прямые вычисления по формуле (8) с учетом (12), (13) дают следующие значения нулей:

$$\text{при } p_1 = 0.1 \text{ МПа} \quad \theta_1 = 0.409, \theta_2 = 2.516;$$

$$\text{при } p_2 = 1 \text{ МПа} \quad \theta_1 = 0.858, \theta_2 = 1.981;$$

$$\text{при } p_3 = 2 \text{ МПа} \quad \theta_1 = 1.120, \theta_2 = 1.748.$$

Вычислим экстремальные значения тангенциальных нормальных напряжений.

По формулам (9) и (10) с учетом (12), (13), получим:
при $p_1 = 0.1 \text{ МПа}$ имеем

$$\theta_1 = 1.077, \theta_2 = 1.391, \theta_3 = 2.099, \theta_4 = 0, \theta_5 = \pi.$$

Тогда

$$\begin{aligned} \sigma_{\min}(\theta) &= \sigma(\theta_5) = -295686.413, \\ \sigma_{\max}(\theta) &= \sigma(\theta_3) = 1902525.345; \end{aligned} \quad (15)$$

при $p_2 = 1 \text{ МПа}$ имеем

$$\theta_1 = 0.564, \theta_2 = 1.465, \theta_3 = 2.313, \theta_4 = 0, \theta_5 = \pi.$$

Тогда

$$\begin{aligned} \sigma_{\min}(\theta) &= \sigma(\theta_3) = -2285189.351, \\ \sigma_{\max}(\theta) &= \sigma(\theta_2) = 905522.678; \end{aligned} \quad (16)$$

при $p_3 = 2 \text{ МПа}$ имеем

$$\theta_1 = 0.691, \theta_2 = 1.446, \theta_3 = 2.269, \theta_4 = 0, \theta_5 = \pi.$$

Тогда

$$\begin{aligned} \sigma_{\min}(\theta) &= \sigma(\theta_3) = -6129468.054, \\ \sigma_{\max}(\theta) &= \sigma(\theta_2) = 557837.19 \end{aligned} \quad (17)$$

Проведенные вычисления позволяют выделить участки, на которых при заданных значениях равномерного давления действуют растягивающие напряжения.

При $p_1 = 0.1 \text{ МПа}$ имеем

$$\theta \in (0, 0.409) \cup (2.516, 3.767) \cup (5.874, 2\pi);$$

при $p_1 = 1 \text{ МПа}$ имеем

$$\theta \in (0, 0.858) \cup (1.981, 4.302) \cup (5.425, 2\pi);$$

при $p_1 = 2 \text{ МПа}$ имеем

$$\theta \in (0, 1.120) \cup (1.748, 4.535) \cup (5.163, 2\pi).$$

На остальных участках интервала $(0, 2\pi)$ действуют сжимающие напряжения.

Эпюры тангенциальных нормальных напряжений для выработки трапецевидной формы сечения при заданных значениях равномерного давления p_1, p_2 и p_3 в случае $\mu_1 = 0.25$ приведены на рис.2.

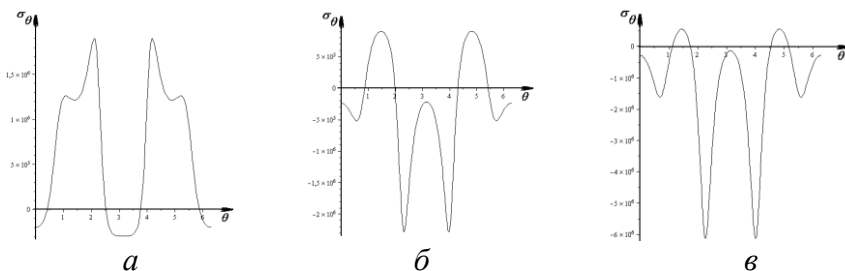


Рис. 2. Эпюры тангенциальных нормальных напряжений на контуре в виде трапеции при: $p_1 = 0.1 \text{ МПа}$ (а), $p_2 = 1 \text{ МПа}$ (б), $p_3 = 2 \text{ МПа}$ (в) и $\mu_1 = 0.25$

Опираясь на результаты работы [11], и значения (15) – (17), исследуем прочность рассматриваемой выработки при данных значениях (14) давления. Для этого необходимо выполнение следующих неравенств

$$|\sigma_{\min}(\theta)| < |R_{\text{рас}}|/g, \quad |\sigma_{\max}(\theta)| < R_{\text{сжс}}/g. \quad (18)$$

Проверка показывает, что при $p_1 = 0.1 \text{ МПа}$ оба неравенства (18) выполняются; при $p_2 = 1 \text{ МПа}$ и $p_3 = 2 \text{ МПа}$ выполняется лишь второе из неравенств (18). Таким образом, при давлении, равном $p_1 = 0.1 \text{ МПа}$, данная выработка трапецевидной формы сечения является прочной, а при остальных двух значениях величины давления выработка теряет прочность, поскольку

растягивающее напряжение, прикладываемое к точкам контура выработки превышает предельно допустимое значение.

Случай $\mu_2 = 1$.

Подставляя значения коэффициентов (11) в формулы (4), получаем

$$F_2 = -10.858; G_2 = -1.117; Q_2 = 0.355; \quad (19)$$

Используя формулу (8) с учетом (12) и (19), получим следующие значения нулей:

при $p_1 = 0.1 \text{ МПа}$ нулей нет;

при $p_2 = 1 \text{ МПа}$ $\theta_1 = 1.899, \theta_2 = 2.597$;

при $p_3 = 2 \text{ МПа}$ $\theta_1 = 0.469, \theta_2 = 1.206, \theta_3 = 1.606, \theta_4 = 2.765$.

Вычислим экстремальные значения тангенциальных нормальных напряжений.

При $p_1 = 0.1 \text{ МПа}$ имеем

$$\theta_1 = 0.754, \theta_2 = 1.492, \theta_3 = 2.229, \theta_4 = 0, \theta_5 = \pi.$$

Тогда

$$\begin{aligned} \sigma_{\min}(\theta) = \sigma(\theta_5) &= 456230.922, \\ \sigma_{\max}(\theta) = \sigma(\theta_3) &= 2291719.722 \end{aligned} \quad (20)$$

При $p_2 = 1 \text{ МПа}$ имеем

$$\theta_1 = 0.846, \theta_2 = 1.340, \theta_3 = 2.249, \theta_4 = 0, \theta_5 = \pi.$$

Тогда

$$\begin{aligned} \sigma_{\min}(\theta) = \sigma(\theta_3) &= -1289352.193, \\ \sigma_{\max}(\theta) = \sigma(\theta_4) &= 796300.855 \end{aligned} \quad (21)$$

И, наконец, при $p_3 = 2 \text{ МПа}$ имеем

$$\theta_1 = 0.792, \theta_2 = 1.413, \theta_3 = 2.242, \theta_4 = 0, \theta_5 = \pi.$$

Тогда

$$\begin{aligned}\sigma_{\min}(\theta) &= \sigma(\theta_3) = -5261060.096, \\ \sigma_{\max}(\theta) &= \sigma(\theta_4) = 752311.047\end{aligned}\quad (22)$$

Выделим участки, на которых при заданных значениях равномерного давления действуют сжимающие и растягивающие напряжения. Имеем

при $p_1 = 0.1 \text{ МПа}$ на интервале $(0, 2\pi)$ действуют только сжимающие напряжения;

при $p_1 = 1 \text{ МПа}$ имеем $\theta \in (1.899, 2.597) \cup (3.686, 4.384)$;

при $p_1 = 2 \text{ МПа}$

$\theta \in (0.469, 1.206) \cup (1.606, 2.765) \cup (3.518, 4.677) \cup (5.077, 5.814)$

на остальных участках интервала $(0, 2\pi)$ действуют сжимающие напряжения.

Эпюры тангенциальных нормальных напряжений для выработки трапецевидной формы сечения при заданных значениях равномерного давления p_1, p_2 и p_3 в случае $\mu_2 = 1$ приведены на рис.3.

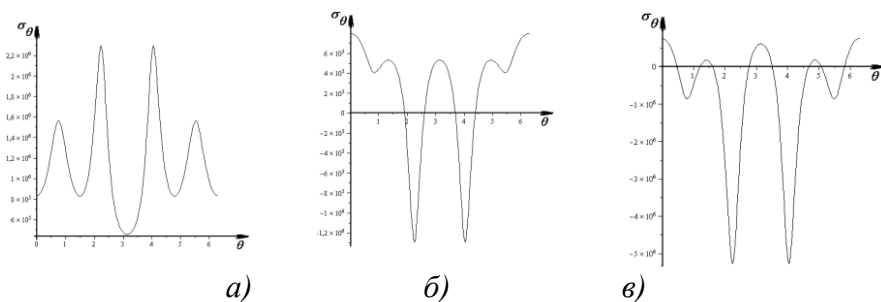


Рис. 3. Эпюры тангенциальных нормальных напряжений на контуре в виде трапеции при: $p_1 = 0.1 \text{ МПа}$ (а), $p_2 = 1 \text{ МПа}$ (б), $p_3 = 2 \text{ МПа}$ (в) и $\mu_2 = 1$

Для определения прочности выработки воспользуемся неравенствами (18). Проверка справедливости этих неравенств с учетом значений (20) – (22) показывает, что при $p_3 = 2 \text{ МПа}$ не выполняется первое из неравенств (18), что означает потерю

прочности трапецевидной выработки при данном значении интенсивности растяжения.

Б. Выработка эллиптического сечения. Полагая в (2)

$$A = 2.25, B = -0.25, C = D = 0, \quad (23)$$

получим контур в форме эллипса, изображенный на рис.1е.

Тогда, применяя формулы (5), получаем

$$\begin{aligned} U &= 0.0625, V = 0, W = 0.5625, \\ K &= 5.125; L = 0; M = 1.125; N = R = 0. \end{aligned} \quad (24)$$

Случай $\mu_1 = 0.25$.

Подставляя значения коэффициентов (23) в формулы (4), имеем

$$F_1 = -5.406; G_1 = 0; Q_1 = 7.594. \quad (25)$$

Прямые вычисления по формуле (8) с учетом (24), (25) дают следующие значения нулей:

$$\text{при } p_1 = 0.1 \text{ МПа } \theta_1 = 0.448, \theta_2 = 2.693;$$

$$\text{при } p_2 = 1 \text{ МПа } \theta_1 = 0.998, \theta_2 = 2.143;$$

$$\text{при } p_3 = 2 \text{ МПа } \text{ нулей нет.}$$

Тогда отметим участки, на которых действуют растягивающие напряжения. Имеем

$$\text{при } p_1 = 0.1 \text{ МПа } \theta \in (0, 0.448) \cup (2.693, 3.59);$$

$$\text{при } p_1 = 1 \text{ МПа } \theta \in (0, 0.998) \cup (2.143, 4.14) \cup (5.285, 2\pi);$$

на остальных участках интервала $(0, 2\pi)$ действуют сжимающие напряжения.

При $p_1 = 2 \text{ МПа}$ на всем интервале $(0, 2\pi)$ действуют растягивающие напряжения.

Вычислим экстремальные значения тангенциального нормального напряжения.

Уравнение (9) с учетом (24), (25), дает значения $\theta_1 = 0, \theta_2 = \pi/2$. Тогда имеем

при $p_1 = 0.1 \text{ МПа}$ $\sigma(\theta_1) = -278750, \sigma(\theta_2) = 1881250$;

при $p_2 = 1 \text{ МПа}$ $\sigma(\theta_1) = -818750, \sigma(\theta_2) = 531250$;

при $p_3 = 2 \text{ МПа}$ $\sigma(\theta_1) = -1418750, \sigma(\theta_2) = -968750$.

Эпюры тангенциальных нормальных напряжений для данной выработки с эллиптическим отверстием приведены на рис.4.

Случай $\mu_2 = 1$.

Подставляя значения коэффициентов (23) в формулы (4), получаем

$$F_2 = -10; G_2 = 0; Q_2 = 0. \quad (26)$$

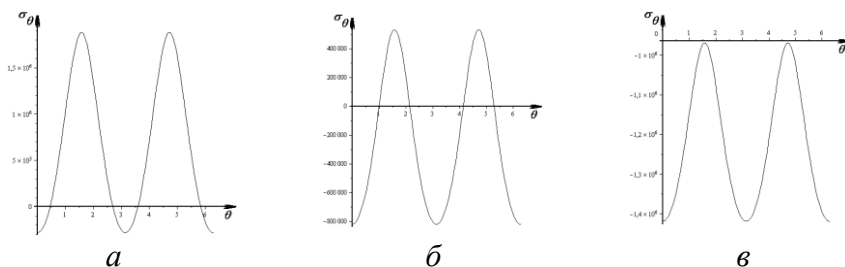


Рис. 4. Эпюры тангенциальных нормальных напряжений на контуре в виде эллипса при: $p_1 = 0.1 \text{ МПа}$ (а), $p_2 = 1 \text{ МПа}$ (б), $p_3 = 2 \text{ МПа}$ (в) и $\mu_1 = 0,25$

Вычисления по формуле (8) с учетом (24) и (26) показывают, что ни при одном из принятых значений давления p_1, p_2, p_3 нулей нет.

Тогда, при $p_1 = 0.1 \text{ МПа}$ и при $p_2 = 1 \text{ МПа}$ на всем интервале $(0, 2\pi)$ действуют сжимающие напряжения, а при $p_3 = 2 \text{ МПа}$ на всем интервале действуют растягивающие напряжения.

Уравнение (9) с учетом (24) и (26) дает те же значения аргументов – $\theta_1 = 0, \theta_2 = \pi/2$. Тогда имеем

при $p_1 = 0.1 \text{ МПа}$ $\sigma(\theta_1) = 940000, \sigma(\theta_2) = 1412500$;

при $p_2 = 1 \text{ МПа}$ $\sigma(\theta_1) = 400000, \sigma(\theta_2) = 62500$;

при $p_3 = 2 \text{ МПа}$ $\sigma(\theta_1) = -200000, \sigma(\theta_2) = -1437500$.

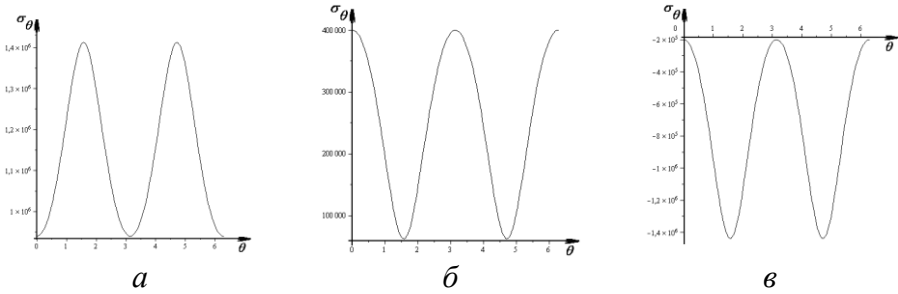


Рис.5. Эпюры тангенциальных нормальных напряжений на контуре в виде эллипса при: $p_1 = 0.1 \text{ МПа}$ (а), $p_2 = 1 \text{ МПа}$ (б), $p_3 = 2 \text{ МПа}$ (в) и $\mu_2 = 1$

Эпюры тангенциальных нормальных напряжений для выработки с эллиптическим отверстием приведены на рис.5.

Проверка показывает, что при всех трех значениях давлений p_1, p_2, p_3 на контурах и при обеих значениях коэффициента бокового распора оба неравенства (18) выполняются. Следовательно, рассматриваемая выработка эллиптического сечения является прочной при данных значениях коэффициентов бокового распора μ_1 и μ_2 .

Задача 2. Рассматривая в качестве вмещающей породы гранит с объемным весом $\gamma = 2.5 \text{ т/м}^3$ и пределами прочности при растяжении и сжатии, равными $R_{\text{рас}} = -17 \text{ МПа}$ и $R_{\text{сж}} = 200 \text{ МПа}$, и, принимая коэффициент бокового распора $\mu = 0.25$, определить допустимую глубину заложения трапециевидной горизонтальной подземной выработки, рассмотренной в предыдущей задаче при $p_1 = 0.1 \text{ МПа}$ и $p_2 = 1 \text{ МПа}$.

Вначале определим допустимую глубину заложения выработки при $p_0 = 0$.

Пользуясь формулами (9) и (10), получим уравнение

$$\begin{aligned}
 & -984.276 \cos^5 \theta + 269.285 \cos^4 \theta + 1519.489 \cos^3 \theta - \\
 & -273.388 \cos^2 \theta - \\
 & -341.525 \cos \theta + 57.904 = 0,
 \end{aligned}
 \tag{27}$$

решая которое, имеем

$$\theta_1 = 1.031, \theta_2 = 1.401, \theta_3 = 2.126.$$

Присоединяя к этим значениям $\theta_4 = 0, \theta_5 = \pi$, получим все нули тангенциального нормального напряжения. Применяя формулу (3), имеем

$$\begin{aligned}\sigma(\theta_1) &= 2.145\gamma H, \sigma(\theta_2) = 1.998\gamma H, \sigma(\theta_3) = 3.559\gamma H, \\ \sigma(\theta_4) &= -0.310\gamma H, \sigma(\theta_5) = -0.486\gamma H,\end{aligned}$$

откуда

$$\sigma_{\min}(\theta) = \sigma(\theta_5), \sigma_{\max}(\theta) = \sigma(\theta_3). \quad (28)$$

Согласно [12]

$$R_{\min}(\theta) = \sigma_{\min}(\theta)g, R_{\max}(\theta) = \sigma_{\max}(\theta)g, \quad (29)$$

где $g = 9.8 \text{ м/с}^2$.

Подставляя данные задачи в (29), и, учитывая (28), получим

$$H_{\text{рас}} \approx 1425 \text{ м}, H_{\text{сж}} \approx 2293 \text{ м}. \quad (30)$$

Следовательно, на глубине $H > \min(H_{\text{рас}}, H_{\text{сж}}) \approx 1425 \text{ м}$ рассматриваемая трапецевидная подземная выработка в горном массиве, сложенном гранитом, теряет прочность.

Теперь, полагая $p_1 = 0.1 \text{ МПа}$, и, учитывая полученное значение допустимой глубины заложения при отсутствии давления на контуре выработки, по формуле (3) имеем значение

$$H_{\text{рас}} \approx 1432 \text{ м}. \quad (31)$$

И, наконец, полагая $p_2 = 1\text{МПа}$, получим

$$H_{рас} \approx 1458\text{м.} \quad (32)$$

Таким образом, увеличение давления на контур выработки приводит к увеличению глубины ее заложения.

Выводы

1. Рассмотренные в работе формулы для вычисления значений тангенциальных нормальных напряжений, нахождение их нулей и экстремальных значений на контурах выработок различного поперечного сечения позволяют проводить исследование напряженного состояния выработок, находящихся на заданной глубине, испытывающих равномерное внутреннее давление при заданных физико-механических свойствах горных пород.

2. На примере выработок трапециевидного и эллиптического сечений при заданном типе горной породы, глубине заложения выработки и величинах равномерного растягивающего давления вычислены значения величины тангенциального нормального напряжения и определены участки контуров выработок, на которых действуют растягивающие и сжимающие напряжения.

3. Для выработки, имеющей поперечную форму сечения в виде трапеции определены величины допустимых глубин заложения выработок при заданных значениях равномерного растягивающего давления, приложенного к их контурам. Показано, что при увеличении значений давления, приложенных к контуру выработки, увеличивается допустимая глубина ее заложения.

ЛИТЕРАТУРА

1 Цимбаревич, П. М. Механика горных пород / П. М. Цимбаревич. – Москва : Углетехиздат, 1948. 184 с.

2 Глушко, В. Т. Оценка напряженно-деформированного состояния массивов горных пород [Текст] / В. Т. Глушко, С. П. Гавеля. – Москва : Недра, 1986. 221 с.

3 Турчанинов, И.А. Основы механики горных пород/ И.А. Турчанинов, М.А. Иофис, Э.В. Каспарьян. – Л.: Недра. 1989. 488 с.

4 Булычев, Н. С. Механика подземных сооружений / Н. С. Булычев. – М. : Недра, 1989. – 270 с.

5 Канторович, Л. В. Приближенные методы высшего анализа / Л. В. Канторович, В. И. Крылов. – Москва : ГИТТЛ, 1962. 709 с.

6 Фильчаков, П. Ф. Приближенные методы конформных отображений : справ. рук. / П. Ф. Фильчаков. – Киев : Наукова Думка, 1964. 536 с.

7 Савин, Г. Н. Распределение напряжений около отверстий / Г. Н. Савин. – Киев : Наукова думка, 1968. 888 с.

8 Фильчакова, В. П. Конформные отображения областей специального типа : справ. рук. / В.П. Фильчакова. – Киев : Наукова Думка, 1972. 252 с.

9 Цветков, В. К. Определение форм сечений горных выработок с заданными напряжениями на контурах / В. К.Цветков // ФТПРПИ. – 1986. – № 2. – С. 24–29.

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

11 Богомолов, А.Н. Методы теории функций комплексного переменного в задачах геомеханики / А.Н. Богомолов, А. Н. Ушаков. – Волгоград: ВолгГАСУ : Изд-во ВГСПУ «Перемена», 2014. – 227 с.

12 Богомолов, А.Н. Определение глубины заложения горизонтальной выработки на основе анализа напряженного состояния вмещающего массива/ А.Н. Богомолов, О.А.Богомолова, А.Н. Ушаков // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2017. № 5. С. 2 – 9.

**ОПЫТНО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ
ТЕХНОЛОГИИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ВИНТОВЫХ СВАЙ,
ВЫПОЛЯЕМЫХ В ЗАЩИТНОЙ СРЕДЕ ЦЕМЕНТНОГО
РАСТВОРА, И ИХ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ**

Жывалевская И. В.

(Гродненский государственный университет имени Янки Купалы,
г. Гродно, Беларусь)

Кремнев А. П., канд. техн. наук

(Полоцкий государственный университет, г. Новополоцк,
Беларусь)

В статье приведены результаты исследования несущей способности винтовой сваи, выполняемой в защитной среде цементного раствора. Представлены результаты испытания свай ускоренным методом релаксации напряжений. Рассмотренная технология изготовления свай является эффективной в сложных инженерно-геологических условиях, в частности в местах с высоким уровнем грунтовых вод.

The article presents the results of the investigation of the bearing capacity of a screw pile made in a protective environment of cement mortar. The results of the pile test by the accelerated stress relaxation method are presented. The pile manufacturing technology considered is effective in complex engineering-geological conditions, in particular in places with a high level of groundwater.

При усилении фундаментов существующих зданий не редко применяется метод их пересадки на сваи. Данный метод позволяет существенно увеличить несущую способность фундаментов, предотвратить развитие аварийных деформаций основания.

Среди известных способов пересадки фундаментов на сваи, на наш взгляд, наиболее перспективным является метод устройства винтовых свай в защитной среде цементного раствора [1].

Он заключается в применении металлических свай с винтовой опорной пластиной, которые погружаются в жидкий цементный раствор. Особенностью данного метода является отсутствие обсадных труб, что позволяет применять его в условиях ограниченности

пространства (подвала), а также может быть использован при высоком уровне грунтовых вод в грунтах различного типа в том числе и в биогенных[2].

Для опытно-экспериментального исследования данной технологии изготовления винтовых свай на строительной площадке около г. Новополюк были выполнены опытные образцы свай с геометрическими размерами согласно рисунку 1.

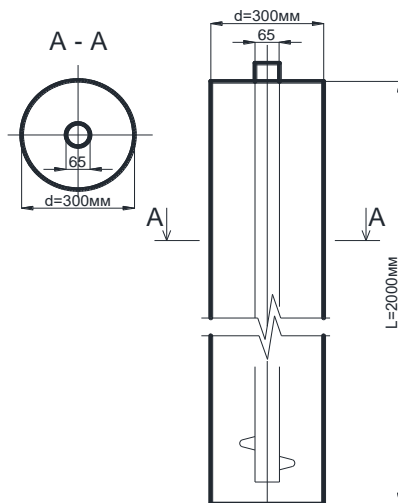


Рис. 1. Геометрические размеры свай

Результаты изысканий показали, что площадку слагают следующие грунты:

ИГЭ-1. Насыпной слой.

ИГЭ-2. Песок пылеватый средней прочности.

ИГЭ-3. Суглинок тугопластичный средней прочности.

ИГЭ-4. Супесь моренная пластичная средней прочности.

ИГЭ-5. Супесь моренная пластичная прочная.

Грунтовые воды вскрыты в слое песков пылеватых (ИГЭ-2) на глубине 0,6-0,8 м от поверхности.

После проведенных изысканий на площадке строительства было произведено устройство опытных образцов свай, выполняемых в защитной среде цементного раствора. Для этого полыми шнеками

пробуривались скважины диаметром 300 мм на глубину 2 метра. Длина одно секции шнека, применяемого для бурения, составляла 1 м. Для бурения использовалось малогабаритная стационарная буровая установка[3].

Всего было выполнено два образца винтовых свай. В первом образце в качестве защитного раствора использовался цементный раствор с В:Ц= 1:1,25, во втором В:Ц= 1:1,5. Постепенное извлечение бурового полого шнека в процессе заполнения скважины раствором обеспечивало предотвращение обрушения стенок скважины (рисунок 2).



Рис. 2. Бурение скважины полыми шнеками и последующим заполнением ее буровым раствором

Для усиления пяты получаемых образцов после окончательного заполнения скважины раствором и извлечения шнека в скважину засыпалось 10 кг щебня. Далее производилось погружение металлической винтовой сваи диаметров 127 мм (рисунок 3) с использованием ранее упоминаемой малогабаритной стационарной буровой установки[3].



Рис. 3.Погружение винтовой сваи

Для обеспечения дополнительного уплотнения забоя производилось обратное вращение винтовой сваи, а также заполнение внутренней полости металлической сваи буровым раствором (рисунок 4).



Рис. 4. Готовая свая

Полученные образцы винтовых свай после достижения буровым раствором проектной прочности (через 28 суток) были испытаны статической нагрузкой согласно [4].

По результатам проведенных испытаний были построены график осадки сваи от нагрузки (рисунок 5). Осадка сваи достигла 40 мм при нагрузке 166,4 кН у сваи с В:Ц=1:1,25 и 244,5 кН у сваи с В:Ц=1:1,5.

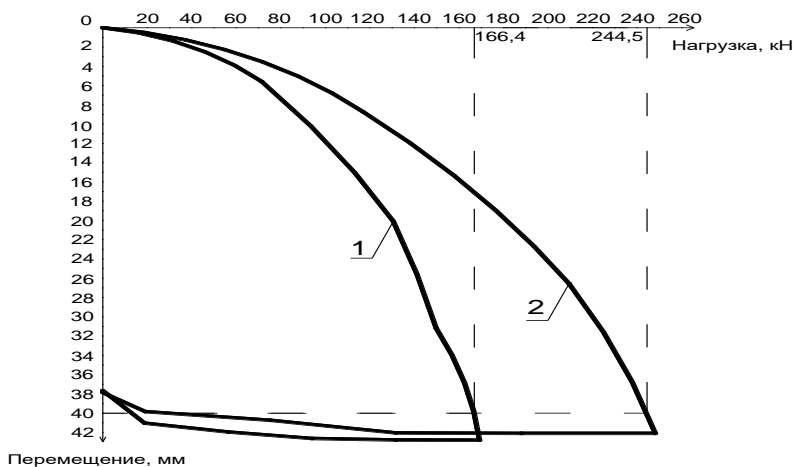


Рис. 5. График зависимости осадки сваи от нагрузки:
1 – свая с В:Ц = 1:1,25; 2 – свая с В:Ц = 1:1,5

После проведения испытания, извлеченные из грунта сваи были очищены, осмотрены и разрезаны при помощи алмазного круга (рисунок 6).



Рис. 6. Слева свая с В:Ц = 1:1,25, Справа свая с В:Ц = 1:1,5

В результате визуального исследования извлеченных образцов свай было обнаружено, что металлический ствол сваи практически полностью окружен цементным раствором, который обеспечивает ей защиту от коррозии. Тем не менее в теле раствора были обнаружены инородные включения. Степень их содержания в теле сваи с В:Ц = 1:1,5 около 30%, в теле сваи с В:Ц = 1:1,25 около 15%. Несущая способность свай по результатам проведенных испытаний согласно [4] составила у сваи с В:Ц=1:1,25 – 166,4 кН и у сваи с В:Ц=1:1,5 – 244,5 кН.

Выводы

В ходе экспериментальных исследований была подтверждена возможность устройства свай по данной технологии. Цементный раствор, который в процессе изготовления сваи предотвращал обрушение стенок скважины, обеспечивает свае защиту от коррозии, а также повышает ее несущую способность.

Преимуществами данной технологии изготовления свай является возможность их применения в сложных инженерно-геологических условиях, в частности в местах с высоким уровнем грунтовых вод, а также в стесненных условиях подвалов реконструируемых зданий и сооружений.

ЛИТЕРАТУРА

1. Патент Республики Беларусь № 9349 Винтовая свая, устраиваемая в защитной среде цементного раствора.

2. Кремнев А.П. Геотехника Беларуси: Наука и практика. «Усиление фундаментов существующих зданий при помощи металлических свай, устраиваемых в защитной среде цементного раствора» // г. Минск, БНТУ-23-25.10.2013, с. 166-170.

3. И. В. Жывалевская: Технология усиления фундаментов существующих зданий винтовыми сваями, выполняемыми в защитной среде цементного раствора/Традиции, современные проблемы и перспективы развития строительства: сб. науч. ст./ Гргу им. Я. Купалы – г. Гродно: ГрГУ, 2017.

4. СТБ 2242-2011 Грунты. Методы полевых испытаний сваями – Введ. 01.07.2012 постановлением Госстандарта РБ от 22.12.2011 рег. №94 – с37.

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ШПУНТОВ ЛАРСЕНА НА ВЕРТИКАЛЬНУЮ ОСЕВУЮ НАГРУЗКУ

Кварчински П., маг. техн. наук.
(Serwis Polska sp. z o.o., г. Олешница, Польша)

В статье представлена информация об использовании стального шпунта в качестве постоянного элемента конструкции, работающего на восприятие вертикальной нагрузки, и о методах расчета его несущей способности. Во многих проектах шпунты исполняют сразу несколько функций. Они могут работать как подпорные стены во время устройства котлованов, воспринимая горизонтальные нагрузки (давление грунта), создавать водонепроницаемое крепление котлована и позже, во время последующей эксплуатации объекта, могут формировать внешнюю стену и воспринимать вертикальные нагрузки. Переход от временных подпорных стен к использованию стального шпунта в качестве постоянных стен сокращает сроки строительного-монтажных работ и в целом улучшает экономические показатели.

The article provides an information on using the steel sheet piles as permanent member working under vertical loads and methods of vertical load capacity calculations. On many projects sheet piles might have a multiple role: can serve as retaining wall during excavation phase to support the horizontal pressures, provide watertight containment for the excavation pit and later can also form the permanent outer structural wall and carry the vertical loads. Avoiding the need for a temporary retaining walls, the permanent sheet pile wall maximizes the construction speed and reduces the total costs.

Шпунт Ларсена используется в мировой строительной индустрии уже более 100 лет. Изначально его применение обуславливалось необходимостью удержания от обрушения стенок котлованов, т.е. устойчивость шпунтовой стены в основном рассчитывалась к горизонтальным составляющим нагрузок в грунте.

Как правило, металлические шпунты не ассоциируются у проектировщиков со сваями с большой несущей способностью к вертикальным нагрузкам. Однако в действительности этой несущей способности хватает для использования стального шпунта с этой целью на различных объектах.

Исторически необходимость проверки несущей способности шпунтовых стен на вертикальные нагрузки появилась одновременно с началом использования грунтовых анкеров. Обычно анкера устанавливаются под углом, что в итоге вызывает возникновение вертикальной составляющей силы в шпунтовой стенке.

С начала 80-х годов XX века началось использование шпунтов Ларсена для переноса небольших вертикальных нагрузок на грунт. В таких конструкциях как подземные парковки, причалы, мосты и туннели шпунты выполняют не только функции изделия нагруженного исключительно давлением грунта и воды, но и воспринимают нагрузку от веса строительных конструкций.

В это же время начались исследовательские работы, целью которых была выработка методов безопасного и экономичного проектирования шпунтов, работающих под вертикальной нагрузкой. Проведенные во Франции испытания в период между 1983 и 1986 годами заключались в поиске корреляции между результатами зондирования грунта (*in-situ*) прессиометром Менара, проникающим зондом СРТ, прессиометром самосверлящим РАФ и результатами натуральных статических нагрузок шпунтовой стенки из 4 шпунтов. Благодаря прикрепленному к шпунту экстензометру удалось разделить сопротивление грунта вдоль боковой поверхности шпунтовой сваи от сопротивления грунта под ее острием. В статье М. Бустаманте и Л. Джинеселиего, описывающей эти испытания, предлагается также метод расчета несущей способности шпунтовых стенок на вертикальную нагрузку.

На основе результатов исследований Французской Центральной Лабораторией Мостов и Дорог в Париже (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées de Paris*) были разработаны «Технические правила дизайна и проектирования фундаментов гражданского строительства». В Выпуске 62 раздела V („Fascicule 62 Titre V”) данных правил, изложены требования к проектированию свай, – несколько пунктов посвящено осевым нагрузкам на шпунты и их проектиро-

ванию с использованием результатов испытаний (*in-situ*) грунта прессиометром Менара и проникающим зондом СРТ.

Из-за малой популярности изучения свойств грунта с использованием прессиометра Менара ниже представляется только метод, основанный на результатах проникающего зонда СРТ. В статье сохранены оригинальные обозначения из „Fascicule 62 Titre V”.

1. Определение сопротивления грунта под острием шпунтовой сваи – Q_{pu}

$$Q_{pu} = \rho_p \times A \times q_u, \quad (1)$$

где ρ_p – коэффициент уменьшения площади поперечного сечения (Таблица 1);

A – площадь поперечного сечения шпунта и грунта между боковыми гранями шпунта (Рисунок 1);

q_u – расчетное удельное сопротивление грунта под острием шпунтовой сваи.

Необходимо подчеркнуть, что во время погружения шпунта грунт между боковыми гранями (внутри «корыта») уплотняется. При этом образуется так называемая «грунтовая пробка», из-за чего Z образные шпунты необходимо погружать в виде сдвоенных панелей. Это указано на Рисунке 1.

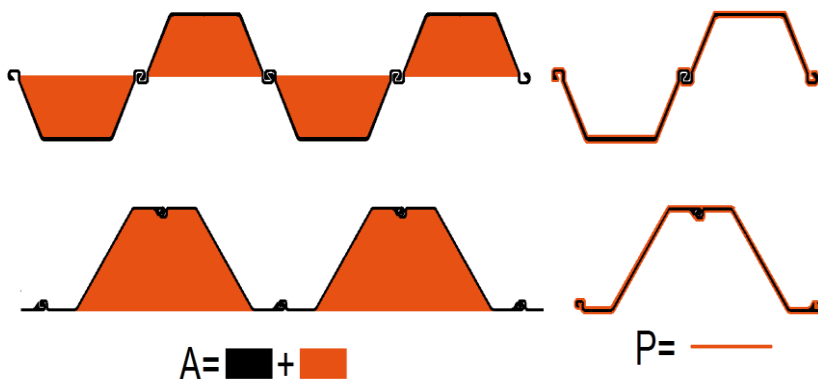


Рис. 1. Площадь поперечного сечения – A и периметр поперечного сечения – P

Коэффициент ρ_p

Связные грунты		Несвязные грунты	
ρ_p	ρ_s	ρ_p	ρ_s
0.50	1.00	0.30	0.50

Величина q_u определяется по формуле:

$$q_u = k_c \times q_{ce} \quad (2)$$

где k_c – коэффициент, который зависит от типа грунта;

q_{ce} – усредненное удельное сопротивление грунта зонду под наконечником (конусом), определяется по формуле:

$$q_{ce} = \frac{1}{b + 3a} \times \int_{D+3a}^{D-b} q_{cc}(z) \times dz \quad (3)$$

где b – наименьшее из значений «а» и «h»;

a – равно половине ширины основания если оно более 1,0м. и принимается равным 0.5м. если ширина фундамента не превышает 1,0 м.;

h – глубина погружения острия шпунта в несущий слой грунта, м.;

D – глубина забивки шпунта, м.;

q_{cc} – откорректированная величина удельного сопротивления грунта под наконечником (конусом) зонда, определенная следующим способом:

- рассчитываем среднюю величину удельного сопротивления грунта под наконечником (конусом) зонда q_{cm} в пределах глубины $b+3a$ (Рисунок 2);

- корректируем график, вырезая из него все величины, превышающие $1,3 q_{cm}$;

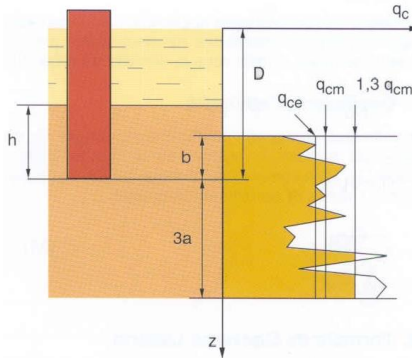


Рис. 2. Графическое представление способа определения средней величины удельного сопротивления грунта под наконечником (конусом) зонда

Таблица 2

Коэффициент k_c

Разновидность грунта	Класс	Состояние грунта	q_c [МПа]	k_c
Глина, суглинок	A	мягкопластичные	<3.0	0.55
	B	Тугопластичные	3.0-6.0	
	C	Твердые и полутвердые	>6.0	
Песок, гравий, галька	A	Рыхлые	<5.0	0.50
	B	Средней плотности	8.0-15.0	
	C	Плотные	>20.0	

2. Определение сопротивления грунта вдоль боковой поверхности шпунтовой сваи – Q_{su}

$$Q_{su} = \rho_s \times P \times \int_0^h q_s(z) \times dz \quad (4)$$

где ρ_s – коэффициент, уменьшающий площадь поперечного сечения (Таблица 1);

P – периметр поперечного сечения шпунта (Рисунок 1);

$q_s(z)$ – расчетное удельное сопротивление грунта по боковой поверхности на глубине, определяется по формуле:

$$q_s(z) = \min\left(\frac{q_c(z)}{\beta}; q_{s\max}\right) \quad (5)$$

где $q_c(z)$ – удельное сопротивление грунта под наконечником (конусом) зонда СРТ на глубине z (сопротивление погружению зонда СРТ на глубине z);

β – коррекционный параметр (Таблица 3);

$q_{s\max}$ – максимально допустимая величина удельного сопротивления грунта по боковой поверхности (Таблица 3).

Таблица 3

Величины β и $q_{s\max}$

Разновидность грунта	Класс	β	$q_{s\max}$ [кПа]
Глина, суглинок	А	-	15
	В	120	40
	С	150	80
Песок, гравий, галька	А	300	-
	В	300	-
	С	300	120

3. Проверка граничного состояния для определения прочности

$$Q_{\max, ELU} = \frac{Q_u}{\gamma} \geq F_{ELU} \quad (6)$$

где $Q_{\max, ELU}$ – граничная расчетная прочность шпунта по грунту;

γ – коэффициент надежности, для вдавленных свай равен 1,4;

F_{ELU} – сумма расчетных нагрузок;

Q_u – характерная граничная прочность шпунта по грунту, определяется по формуле:

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} \quad (7)$$

4. Проверка граничного состояния для определения годности для эксплуатации

$$Q_{\max, ELS} = \frac{Q_C}{\gamma} \geq F_{ELS} \quad (8)$$

Где $Q_{\max, ELS}$ – расчетная прочность ползучести шпунта по грунту;
 γ – коэффициент надежности, для вдавленных свай равен 1,4;
 F_{ELS} – сумма характерных нагрузок;
 Q_C – характерная прочность ползучести шпунта по грунту определена по формуле:

$$Q_C = 0.7 \cdot Q_{pu} + 0.7 \cdot Q_{su} = 0.7 \cdot Q_u \quad (9)$$

5. Комментарий.

Очень важным фактором, влияющим на вертикальную несущую способность шпунта, который не учитывается в „этом документе”, является технология погружения шпунта. Коэффициенты, применяемые в расчетах по методике „Fascicule 62 Titre V”, были определены для шпунтов, погружаемых дизель-молотами. Сваи погружённые вибромолотами обладают меньшей несущей способностью чем сваи погруженные пневматическими или дизель-молотами. С целью определения этой разницы, в 2002 году были проведены пробные статические нагрузки на шпунты, погружённые этими двумя способами. Наибольшая разница показаний достигала 50% в пользу шпунтовых стенок, погруженных пневматическим молотом.

В 2006 году в статье С. Борела, М. Бустаманте и Ф. Рошер-Лакостэ были опубликованы результаты этих испытаний и собраны исторические результаты из 7-и других испытаний шпунтов (трубных и железобетонных свай). Авторы предложили понижать сопротивление грунта под острием сваи и вдоль боковой поверхности шпунта, посчитанной по „Fascicule 62 Titre V”, соответственно на 50% и 30%. Решением, которое может повысить прочность вибропогруженных шпунтов, является добивка последних 2-3-х метров до заданной глубины с помощью пневматических или дизель-молотов.

В документе „Fascicule 62 Titre V” не указывается никаких рекомендаций по проведению пробных статических нагрузок. При проведении таких проб нельзя забывать, что проверяемые шпунты не должны быть соединены в замках с другими шпунтами. Это делается специально, с целью исключения влияния трения в замках. Поэтому рекомендуется погружать отдельные испытываемые шпунты в непосредственной близости от строительных конструкций. Второй возможностью является извлечение соседних шпунтов проверяемого шпунта на время испытания, и повторная их забивка после проведения пробных нагрузок, хотя такой метод ослабляет грунт вокруг шпунта.

Примеры проектов в Польше. Сравнение расчетов с пробными нагрузками

На территории Польши построено несколько проектов с использованием шпунта в качестве фундамента:

– Ж/Д виадук в г.Левине Бжеским – благодаря шпунту и готовым сборным элементам движение поездов было закрыто только на 48 часов (рис. 3);



Рис. 3. Ж/Д виадук, г.Левин Бжески

– Ж/Д виадук в г.Сважендзе на линии Варшава – Берлин – в этом проекте плита моста была надвинута на устои моста, выполненные из шпунта (рис. 4);

– автодорожный виадук в г.Варшаве на дороге S8 – виадук построен на двойном ряде шпунтов с обеих сторон, опорные стены также выполнены из шпунта;

– автодорожный виадук в г.Келцы на дороге S74 – над дорогой S74 построен круговой перекрёсток. При этом интегрированный виадук построен на двойном ряде шпунтов с обеих сторон, опорные стены также выполнены из шпунта (рис. 5);

– причалы пешеходного моста над входом в порт в г.Новой Соли (рис. 6).

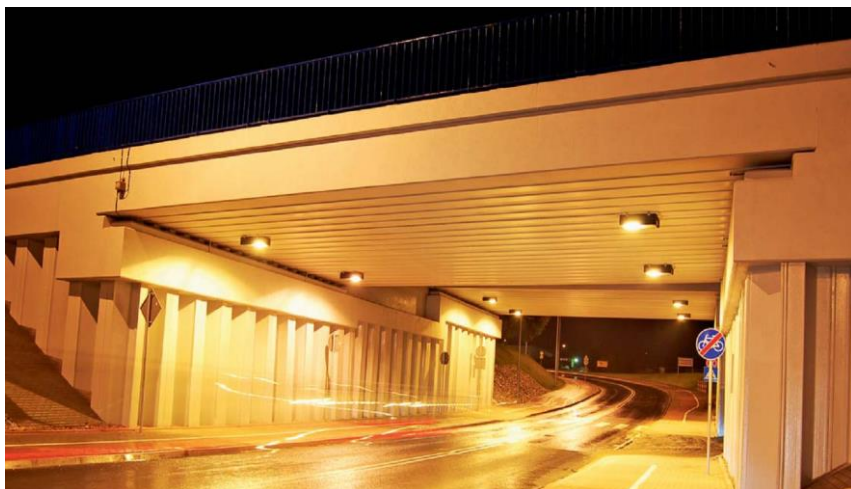


Рис. 4. Ж/Д виадук, г.Сважендз



Рис. 5. Автодорожный виадук, г.Келце



Рис. 6 – Причалы пешеходного моста, г.Нова Суть

Самым интересным проектом является виадук шириной 17,5м., построенный в г.Жешове на трассе №4 (рис. 7). Тендер на строительство данного объекта включал также и проектные работы. Наиболее оптимальное предложение сделала компания Skanska, которая воспользовалась идеей компании Aarsleff, чтобы построить интегрированный мост, основанием которого будет служить шпунт Ларсена. Технологию строительства этого объекта представляет Рисунок 8. **Мост был построен за 11 месяцев.**

Интегрированные мосты – это очень популярное в мире решение. Благодаря жёсткому соединению плиты моста со шпунтовой стеной повышается прочность всей конструкции и появляется возможность уменьшить толщину пролётного строения, исключить устройство опор скольжения и деформационных швов, уменьшается объём и стоимость строительных материалов, сокращаются сроки строительства.



Рис. 7. Автодорожный виадук, Жешов

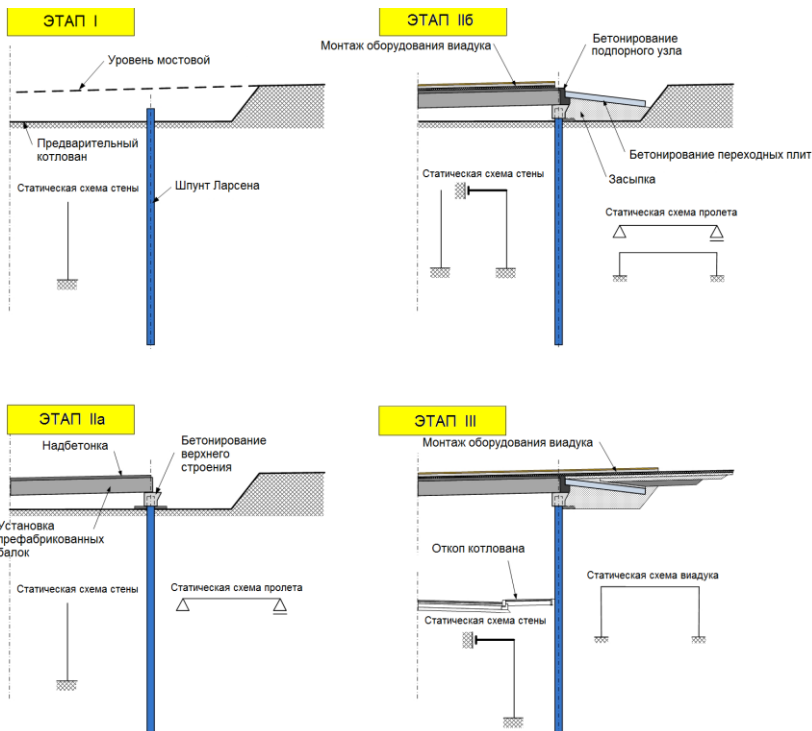


Рис. 8. Этапы автодорожного виадука, Жешов

За расчет вертикальной несущей способности шпунта, погружение и проведение пробных статических нагрузок отвечала компания Aarsleff. Расчеты были сделаны по „Fascicule 62 Titre V” используя результаты зондирования СРТ из места забивки шпунта. Грунтовые условия и диаграммы зондирования отображены на рис. 9. Прочность одиночного шпунта длиной 18.5 м определена на уровне $0.9 \cdot N_t = 430 \text{ кН}$ при нагрузках 320 кН.

Для проведения пробных нагрузок вблизи основной стены погрузили дополнительную одиночную шпунтину. После выемки грунта (Этап III на рис. 8), используя плиту виадука как противовес, было проведено пробное нагружение шпунтины (рис. 10). В результате оказалось, что прочность шпунта ниже расчётной, но выше требуемых нагрузок. Скорее всего причиной такого результата ис-

питаний было использование подмыва водой при погружении первых нескольких метров шпунта.

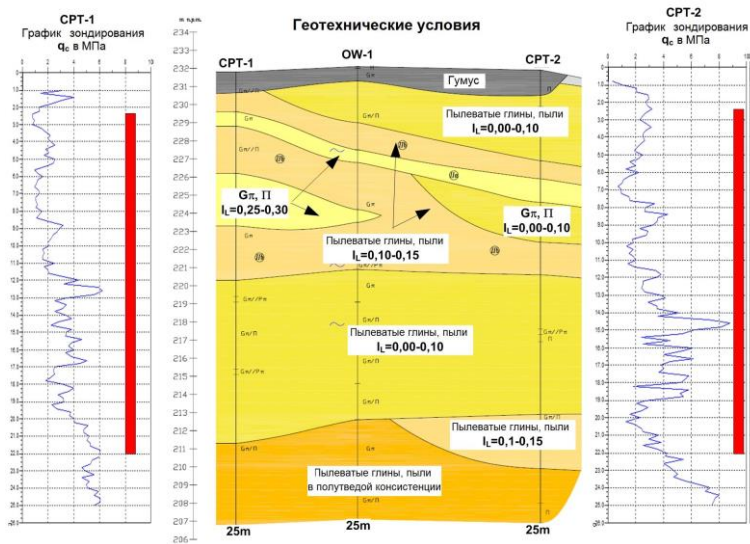


Рис. 9. Грунтовые условия и результаты зондирования СРТ

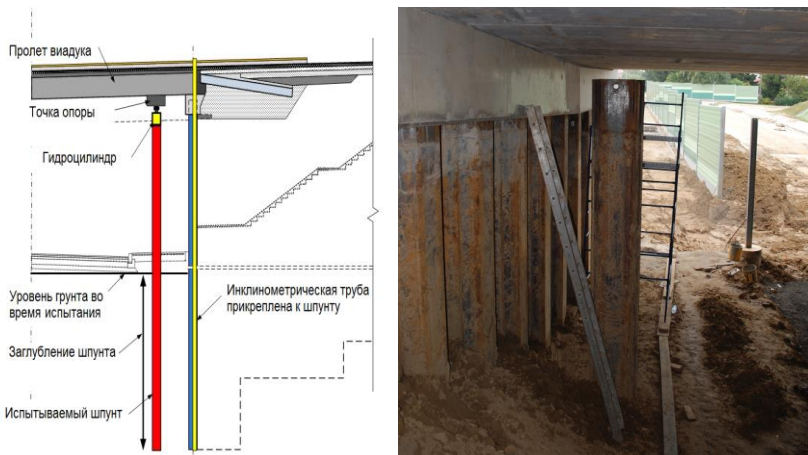


Рис. 10. Схема проведения пробных нагрузок.

Успехи этого и других проектов позволяют надеяться, что использование металлических шпунтов в виде основ строительных конструкции станет более популярным.

ЛИТЕРАТУРА

1. Borel S., Bustamante M., Rocher-Lacoste F. The comparative bearing capacity of vibratory and impact driven piles / TRANSVIB 2006. Gonin, Holeyman et Rocher-Lacoste (ed.) 2006, Editions du LCPC, Paris
2. Bustamante M., Gianceselli L. Predicting the bearing capacity of sheet piles under vertical load / Proceedings of the 4th International Conference on Piling and Deep Foundations -Stresa (Italy), 7 – 12 April 1991
3. Maksim P., Tomaka W., Sobala D. Grodzice stalowe w podporach zintegrowanego wiaduktu drogowego / Inżynier budownictwa – 02.2011
4. Kwarciński P. Nośność pionowa grodzic / Geoinżynieria: drogi, mosty, tunele – 2008. – Т.3 – С. 38-40
5. Regles techniques de conception des fondations des ouvrages de genie civil – Fascicule 62 titre V – Paris 1993

УДК 625.154+624.131:138

ОСОБЕННОСТИ ОПТИМИЗАЦИИ КОНСТРУКТИВНО – ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ФАКТОРОВ И ПАРАМЕТРОВ ПРОЦЕССА УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ ТЯЖЕЛЫМИ ТРАМБОВКАМИ В УСЛОВИЯХ НЕОПРЕДЕЛЕННОСТИ.

Клебанюк Д.Н., Пойта П.С., д-р техн. наук, профессор,
Шведовский П.В., канд. техн. наук, профессор
(Брестский государственный технический университет,
г. Брест, Беларусь)

Ограниченность свободных территорий в городских условиях приводит к необходимости освоения весьма сложных в инженерно-геологическом отношении строительных площадок.

Практикой отечественного и зарубежного опыта [1-4], доказано, что наиболее рациональным способом подготовки таких площадок является уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками.

Однако эффективное применение интенсивного ударного уплотнения грунтов возможно только при достоверных знаниях исходного состояния грунтов, влиянии технологических параметров, динамики изменения свойств грунтов в процессе уплотнения и после, с учетом их упрочнения во времени.

При этом выбор конструктивно – технологических параметров процесса уплотнения осуществляется на основе результатов пробного, на строительной площадке, уплотнения грунтов, что не только финансово затратно, но и зачастую обуславливает принятие не самых экономичных инженерных решений.

Отсюда детальное выявление основных закономерностей, описывающих механизм уплотнения грунтов, его связь с конструктивно – технологическими параметрами и характеристиками искусственных оснований, позволяющих не только качественно запроектировать фундаменты зданий и сооружений, но и обеспечить энергоэффективность их устройства и высокую их эксплуатационную надежность, на сегодня более чем актуально.

Традиционные методы решения однокритериальных задач, реализующие оптимизацию отдельных факторов, при введении ограничений на все другие, а также принятие альтернативных конструктивно – технологических решений (КТР) только по экономическим показателям не всегда правомерно, так как стоимостная оценка нелинейна с точки зрения оптимальности принятого решения.

Ряд исследователей [5, 6] предлагают при оценке КТР использование многофакторной модели в виде функции:

$$k_{ki} = f_{ki}(k_{a1}, k_{a2}, \dots, k_{aj}, \dots, k_{an}), \quad i = \overline{1, m}; j = \overline{1, n} \quad (1)$$

где k_{aj} , k_{ki} – показатели, характеризующие особенности конструктивно – технологического решения и наличия между ними прямых и обратных связей и взаимосвязей. Однако эта модель не позволяет в полной мере учесть неопределенность множества как объективных, так и субъективных факторов и условий, влияющих на принятие проектного решения.

Так как выбор решения необходимо осуществлять на базе «наибольшей предпочтительности», т.е. оптимизации на совокупность показателей эффективности, с учетом неопределенности фак-

торов и условий, то собственно решение представимо в виде следующих частных задач:

– выбор способа представления проектных вариантов, удобного для полного их перебора из исходного множества и полного набора показателей эффективности, которые должны учитываться при оценке каждого варианта, а также шкалы и процедуры оценок по каждому показателю эффективности (ПЭ);

– выбор процедуры, позволяющей выделить из исходного множества вариантов (альтернатив) подмножество наиболее предпочтительных вариантов и на их основе построить ряд предпочтительности альтернатив.

Соответственно задачу многокритериального выбора можно сформулировать следующим образом. Если a – проектное решение из множества допустимых решений A , при этом качество решения оценивается локальными критериями x_1, x_2, \dots, x_n , составляющими вектор $x = (x_1, x_2, \dots, x_j, \dots, x_n)$, связанный с отображением решений $a \rightarrow x = \varphi(a)$, заданных аналитически, статистически или эвристически, а относительная важность предпочтительных показателей эффективности (ППЭ) задана вектором приоритетов $\lambda = (\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_n)$, где $\lambda_j \in [1, \infty]$ – транзитная бинарная связь критериев j и $j+1$, т.е. для всех элементов $a_1, a_2, a_3 \in A$ действительно условие $a_1 R a_2, a_2 R a_3 \Rightarrow a_1 R a_3$, то искомое решение A^* должно удовлетворять двум условиям – принадлежать множеству допустимых решений \bar{A} и оптимизировать вектор x с учетом приоритетов ППЭ $\lambda = (\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_n)$.

Отсюда выбор оптимального решения должен осуществляться по группе критериев эффективности K_{ij} и предпочтительности U_i (техничко – экономической, конструктивно – технологической и др.), с необходимостью последовательной или выборочной реализации следующих целевых групп: многоцелевой выбор из множества целей; оптимизация на множества условий; оптимизация в динамике, на множестве этапов и множестве вариантов; многовекторная оптимизация.

Однако при этом реализация многокритериального выбора, требует и четкого определения области компромисса, нормализации и учета приоритетности решений. Область компромисса должна

определятся как подмножество решений, для которых невозможно улучшение без уменьшения уровня хотя бы одного показателя эффективности, что может быть осуществлено двумя методами: исключением области согласия A^s из области возможных решений $A^\circ = A/A^s$; выделением области компромисса на основе ее собственных свойств $(a, x) \rightarrow A^\circ$. Второй метод более приемлем, так как необходимо выполнение только одной операции. Кроме того элементы области A° определить значительно легче, нежели элементы области A^s , так как $A^s \geq A^\circ$.

Следует отметить, что в фундаментастроении определить области компромиссных решений является только промежуточным решением исследуемой проблемы, а конечная цель – нахождение всех конкурентоспособных и выбор одного проектного решения. Но при этом выбор технических решений и сравнение их качества в области компромисса возможны только по определенной схеме компромисса и соответствующему ей принципу оптимальности.

Наиболее приемлемым на наш взгляд является следующий принцип компромисса: «справедливым» считается такой компромисс, когда суммарный уровень снижения одного или нескольких ПЭ не выше, чем суммарный модуль прироста других ППЭ.

Этому принципу соответствует модель максимизации суммы ППЭ (модель интегральной эффективности):

$$optX \equiv \min \sum_{i=1}^n x_j. \quad (2)$$

Принцип относительной справедливой уступки может быть представлен в виде

$$optx \equiv \{x / \sum_{j \in J^+} x_j \geq \sum_{j \in J^-} x_j\} \cap X^\circ, \quad (3)$$

где X° – модуль относительного изменения – «цена – уступки».

В качестве же параметров предпочтительности наиболее целесообразно оперировать рядом предпочтительности \bar{X}_i и векторами приоритетов λ_i и значимости q_i , определяемыми методом последовательной оптимизации.

При этом ряд предпочтительности \bar{X}_i определяет упорядоченное множество локальных критериев $\bar{X}_i = \{1, 2, \dots, n\}$, т.е. $\{\bar{x}\} = \{x_1 > x_2 > \dots > x_n\}$, вектор приоритета $\lambda = (\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_n)$ показывает степень совпадения двух рядов стоящих в ряду предпочтительности ПЭ, по значимости, а вектор значимости q_j – значимость j -го ПЭ по сравнению с другими ПЭ, который может быть задан как точно (принцип старого приоритета), так и приближенно – только область (принцип гибкого приоритета).

Однако, важнейшим моментом является вопрос об определении значимости показателей эффективности, которые могут быть выявлены на основе потерь, энтропии или методами экспертных оценок.

Не рассматривая особенности их выявления в условиях неопределенности, отметим, что максимин целесообразен, при расчетах только на самое плохое, что может быть; критерий Сэвиджа позволяет минимизировать убытки; фактор же риска обеспечивает реализацию высшего выигрыша. В качестве наиболее достоверного критерия успеха принимаемого технического решения может быть принят критерий Бернулли.

Детальный анализ имеющихся исследований и производственного опыта как ближнего, так и дальнего зарубежья позволяет выявить ряд специфических взаимосвязей и взаимозависимостей факторов и условий [7, 8]:

- с увеличением модуля деформации грунтов в естественном состоянии требуется уменьшение диаметра трамбовок, но не менее 1 м, так как в этом случае грунт разуплотняется с образованием зон выпора;

- при уплотнении грунтовых толщ большой мощности одновременно с увеличением диаметра трамбовки необходимо увеличивать ее массу и высоту сброса;

- наибольшая эффективность уплотнения достигается при оптимальных влажности и содержаниях глинистых частиц;

- чем однороднее грунт, тем эффективнее будет уплотнение при одних и тех же энергозатратах;

- увеличение массы трамбовки зачастую не обуславливает высокую степень уплотнения и однородность основания, с точки зрения равномерности распределения плотности по глубине;

– при увеличении энергии удара плотность грунта наиболее существенно увеличивается на начальном этапе уплотнения;

– качество уплотнения во многом определяется схемой расположения и расстояния между точками уплотнения, а также формой поверхности подошвы трамбовки.

Вывявленные взаимосвязи и взаимосвязи между диаметром ($d_{тр}$) и массой (M), исходной влажностью (w), глубиной отпечатка ($h_{отп}$), энергией удара (\sqrt{MgH}), работой (A) и числом ударов (n), расстоянием между точками уплотнения (l), соотношением плотностей сухого грунта ($\rho_d^{фак} / \rho_d^{тр}$) и модулем деформации (E_0) позволили определить оптимальный диапазон оптимальных конструктивно – технологических факторов (табл. 1).

Таблица 1

Рекомендуемый диапазон оптимальных конструктивно – технологических факторов уплотнения грунтовых оснований

№ п/п	Толщина уплотняемого слоя, $H_{уп}$, м	Массы трамбовки M , т	Диаметр трамбовки, $d_{тр}$, м	Высота сброса H , м	Число ударов по одному следу, n	Глубина отпечатка, $h_{отп}$, м
1	до 2,2	до 2,5	до 1,2	6-8	12-14	0,6-0,8
2	2,2-2,5	2,5-3,5	1,2-1,6	6-8	12-14	0,6-0,8
3	2,5-3,5	3,5-5,5	1,6-1,8	6-8	12-14	0,7-0,8
4	3,5-4,8	5,5-6,5	1,8-2,0	6-8	12-14	0,8-0,9
5	4,8-6,9	6,5-10,0	2,0-2,4	8-10	10-12	0,8-0,9
6	>7,0	10,0-15,0	2,4-3,5	8-10	8-10	0,9-1,0

Все это позволяет отметить следующее [8, 9]:

– произвольный выбор конструктивных параметров тяжелых трамбовок и не учет технологических особенностей и закономерностей динамики уплотнения грунтов практически всегда приводит к удорожанию инженерной подготовки строительной площадки и не

позволяет достичь требуемого уплотнения грунтовых оснований при относительно приемлемых энергетических затратах;

– оптимизация размеров и форм подошвы трамбовок, а соответственно массы, высоты сбрасывания, расстояния между точками уплотнения, технология и организация производства работ требует полного и достоверного учета как инженерно – геологических условий, так и конструктивно – технологических параметров и сопутствующих им факторов;

– оптимальное проектное решение подготовки оснований в сложных грунтовых условиях требует применения систем автоматизированного проектирования.

ЛИТЕРАТУРА

1. Швец, В.Б. Уплотнение грунтовых оснований тяжелыми трамбовками / В.Б. Швец // Росстройиздат, 1988 – 162 с.

2. Пойта, П.С. Оптимизация технологических параметров уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками / П.С. Пойта // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура, 2003, №1, с. 109-110.

3. Пойта, П.С. Влияние физико – механических свойств уплотняемого грунта на оптимальный диаметр трамбовки / П.С. Пойта // В жур. «Строительство», Минск, 2003, №1-2, с. 243-247.

4. Клебанюк, Д.Н. Особенности процесса распределения давлений и напряжений при уплотнении неоднородных грунтовых оснований тяжелыми трамбовками / Д.Н. Клебанюк, А.Ю. Дроневиц, П.В. Шведовский, П.С. Пойта // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь : сб. тр. XVIII междунар. науч. – метод. семинара. – Новополоцк, 2012. – Т. II. – С. 239-244.

5. Клебанюк, Д.Н. Особенности методики выбора технологических параметров при уплотнении грунтовых оснований тяжелыми трамбовками / Д.Н. Клебанюк, П.С. Пойта // Вес. Брестского гос. техн. ун-та. Сер. Строительство и архитектура. – 2013. – №1. – С. 77-81.

6. Клебанюк, Д.Н. Пути совершенствования конструктивно – технологических параметров процесса уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками / Д.Н. Клебанюк, П.С. Пойта, П.В. Шведовский //

Геотехника Беларуси: наука и практика : материалы Междунар. науч. – технич. Конференции. – Минск, 2013. – Ч. II. – С. 109-120.

7. Пойта, П.С. Особенности формирования зоны уплотнения грунтов при уплотнении грунтового основания тяжелыми трамбовками / П.С. Пойта, П. В. Шведовский, Д.Н. Клебанюк // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь : сб. тр. XVIII междунар. науч. – метод. семинара. – Новополоцк, 2012. – Т. II. – С. 189-196.

8. Пойта, П.С. Влияние конструктивных параметров и особенностей формы подошвы тяжелых трамбовок на формирование свойств грунтов в зоне уплотнения / П.С. Пойта, П.В. Шведовский, Д.Н. Клебанюк // Вес. Брестского гос. техн. ун-та. Сер. Строительство и архитектура. – 2013. – №1. – С. 72-77.

9. Пойта, П.С. Особенности выбора оптимальной схемы размещения точек уплотнения грунтовых оснований тяжелыми трамбовками / П.С. Пойта, Д.Н. Клебанюк, П.В. Шведовский // Геотехника Беларуси: наука и практика : материалы Междунар. науч. – технич. Конференции. – Минск, 2013. – Ч. II. – С. 241-249.

УДК 624.15

КОНСТРУКЦИОННЫЕ ОСОБЕННОСТИ ФУНДАМЕНТОВ СООРУЖЕНИЙ XI-XVII ВЕКОВ

Корзаченко Н.

В XI-XIII веках распространенным жильем были землянки, заглубленные в грунт на глубину от 0,5 до 1,8 м. Стены строили из досок, бревен расколотых пополам или делали по традиционной для Украины технологии домов-мазанок, для чего сооружали каркас из вбитых в землю вертикальных свай, выплетали их лозой, которую обмазывали глиной. Наземные дома строили из бревен в один или два этажа. Жилые дома имели размеры около 4 м на 4 м.

Если деревянные и глинобитные здания имели ограниченное время в эксплуатации и разрушались не только под воздействием неравномерных деформаций, но и за счет влияния природных фак-

торов и изменения режима эксплуатации, то кирпичные здания эксплуатируются на протяжении веков.

Основными строительными материалами каменного зодчества Киевской Руси были кирпич и неотесанный камень, который добывался в местных каменоломнях или привозился по рекам.

Распространение каменного строительства можно объяснить рядом причин. Уже тогда начали постепенно уменьшаться площади лесных покровов. Но главной причиной была пожарная опасность деревянных построек.

Кирпичное строительство не могло бы с таким успехом развиваться, если бы на Левобережье не было значительных запасов высококачественной глины, песка и вяжущих материалов.

На данной территории кирпич применялся не только для кладки стен, но и для фундаментов, причем очень широко, естественный камень в основании можно встретить в Черниговском Коллегиуме, Спасо-Преображенском и Борисоглебском соборах в Чернигове (рис. 1). Это объясняется наличием необходимого материала вблизи г. Чернигова.



а)



б)

Рис. 1. Использование булыжника в зданиях:

а – камни фундамента Спасо-Преображенского собора в Чернигове;

б – камни цокольной части Черниговского Коллегиума

Нередко основание под каменные фундаменты укрепляли деревянными кольями, или закладывали систему деревянных бревен под фундаменты, заливая их сверху раствором. Стены строили смешанной кладкой: ряды кирпича чередовались с рядами камней.

Так, например, при исследовании фундаментов Десятинной церкви в Киеве было обнаружено отсутствие поперечной фундаментной ленты, которая должна была поддерживать восточную пару столбов. Она хоть и была выкопана, но не деревянные субстракции, не каменная кладка не выявлены, ров просто был засыпан. Фундамент северной стены на 0,8 м глубже фундаментов западной стены. Все это красноречиво свидетельствует об изменениях в намерениях зодчих, происшедших уже во время строительства [1].

Фундаментные рвы местами были открыты по ширине фундаментов, а местами были значительно больше (ширина траншеи 2,1 м при ширине фундаментов 1,1 м). Выемка грунта выполнена не только под фундамент, но и широким котлованом под всей площадью апсид [2].

Дно траншей и площадки под апсидами были закреплены деревянными брусками, четыре-пять колод укладывали вдоль направления стен и закрепляли большим количеством деревянных кольев. Выше поперек колод первого яруса размещали второй ярус.

Технология устройства деревянных лежней под фундаментами, довольно точно описана по исследованиям фундаментов Десятинной церкви в Киеве в 2006-2008 гг. [3].

В положениях конца XVIII века применение лежней под фундаментами (ростверком) рекомендуется при рыхлом грунте или болотистой основе [4].

Кроме Десятинной церкви фундаменты такой конструкции были обнаружены в дворцовых зданиях, расположенных на северо-восток и юго-запад от Десятинной церкви, в церкви на территории усадьбы митрополита, в Золотых воротах в Киеве.

В здании дворца, расположенного к юго-западу от Десятинной церкви, было обнаружено применение как дубовых так и сосновых лежней. В здании дворца, расположенного на юго-восток от Десятинной церкви, обнаружена аналогичная конструкция под фундаментом, но лежни здесь были не только закреплены кольями, но и соединены между собой железными костылями.

В Чернигове подобные конструкции обнаружены в двух памятниках – соборе Елецкого монастыря и Борисоглебском соборе [1].

Фундаменты внешних стен Борисоглебского собора в Новгороде устроены по трем толстым дубовым бревнам, которые заглубленные в материковую коричневую глину и залитые цемянкой. Места-

ми бревна выпущены наружу на их толщину в полбревна, а местами перекрещиваются в соединениях. Такая технология выполнялась во избежание деформации стен при неравномерной осадке. Над лежащими на высоту до 1 м велась кладка фундамента с валунных камней, с проливом через каждые два ряда цемянкой (от 8 до 10 см), далее шла кладка стен из плит и кирпича [5].

Не менее интересны фундаменты и других сооружений XI-XII века.

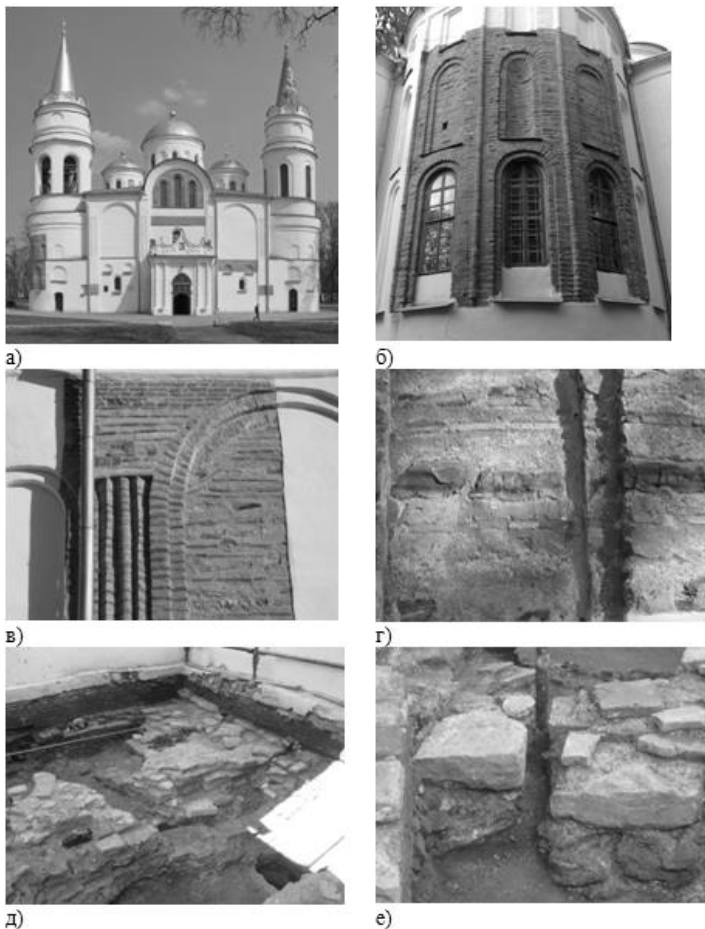


Рис. 2. Спасо-Преображенский собор в Чернигове:
а – общий вид; *б*, *в*, *г* – кладка стен; *д*, *е* – обследование фундаментов в 2013 г.

Одним из древнейших сооружений г. Чернигова, которое сохранилось до наших дней, является церковь Святого Спаса, заложенная в начале 30-х годов XI в. первым известным черниговским князем Мстиславом. При строительстве храма применена кирпичная кладка со скрытым рядом. Раствор имеет розовый цвет, который возникает в случае смеси с цемянкой. Основным строительным материалом является кирпич (то есть плинфа). При строительстве широко использовали и камень (песчаник). Такая техника сооружения называется смешанной. При возведении фундаментов использовались только камни на цементковом растворе. Фундаменты имеют довольно значительную глубину – более 2 м (рис. 2).

Борисоглебский собор построен в 1123 г. князем Давидом Святославовичем. Храм построен из кирпича в технике равношаровой кладки, имеет светло-желтый цвет. Фундаменты из известняковых плит, камня и битого кирпича на цементковом растворе, глубиной заложения около 2,4 м.

Черниговский Коллегиум – это двухэтажное здание, вытянутое вдоль оси запад-восток на 48 м, имеет колокольню высотой 40 м. Здание расположено на насыпных грунтах. Фундаменты колокольни имеют глубину 1,65 м, толщину – до трех метров (рис. 3).

Общей чертой для строительной техники Приднепровья конца XII – первой половины XIII веков стал переход с ленточных фундаментов на сооружения внутренних столбов на отдельных основаниях. Это, вероятно, не способствовало статической прочности сооружений, однако значительно сократило сроки выполнения подземных работ и уменьшало расходы на строительные материалы.

Если в предыдущий период фундаменты выполняли преимущественно из кирпича и бута, то с XIII века основным материалом для фундаментов становится бутобетон из битого кирпича на известковом растворе с примесью цемянки. Широко начали применять систему "кладки сундуками", когда выкладывали внешнюю и внутреннюю часть стены, а центр закладывали бутром. Фундаменты углубляли на 80-140 см, следовательно, вполне возможно, что мастера хорошо знали правила закладки фундаментов ниже уровня промерзания грунта.



а)



б)

Рис. 3. Фундамент Коллегиума:

а – вид с сев. западного направления; б – вид с севера (фото Кошмала В.)

Интересные факты выявлены в ходе исследования руин собора Апостолов в Белгороде под Киевом, что был построено князем Рюриком Ростиславичем в 1195 – 1197 гг. Дно фундаментных траншей выложили из обломков кирпича, после чего укладывали целый кирпич на глиняном растворе. Фундаменты под внутренние столбы сложены из кирпича на растворе из песка. Стены, столбы и своды устроены на известковом растворе, с примесью цемянки. Исследования показали, что собор Апостолов просуществовал недолго, он разрушился, возможно, из-за неудачные эксперименты [6].

В настоящее время в Черниговской области сохранилось лишь шесть памятников XI-XII века, и учитывая их возраст – большинство из них находятся в неудовлетворительном состоянии. Одним из таких памятников являются остатки церкви Святого Михаила в г. Остер («Юрьева божница»), которая была построена по указу Владимира Мономаха в 1098 году. Состояние здания достаточно сложное, выполненные работы по усилению сооружения, которые были проведены в 1907 году, лишь приостановили процесс разрушения.

Проблема остается – это устойчивость склона, который в весенне-осенний периоды подмывается рекой Остер.

Согласно данным археологических раскопок раньше это была прямоугольная по форме церковь длиной с апсидой около 16 м и шириной 10 м. Сейчас от храма сохранилась лишь алтарная часть – апсида и часть юго-восточной стены.

Алтарная часть Остерской Божницы имеет длину 4,2 м, ширину (в самом широком месте) – 4,1 м, а высота 8,4 м. Толщина стены составляет 1 метр, толщина фундамента – 1,4 м. Прочность раствора и плит достаточно высока, несмотря на возраст.

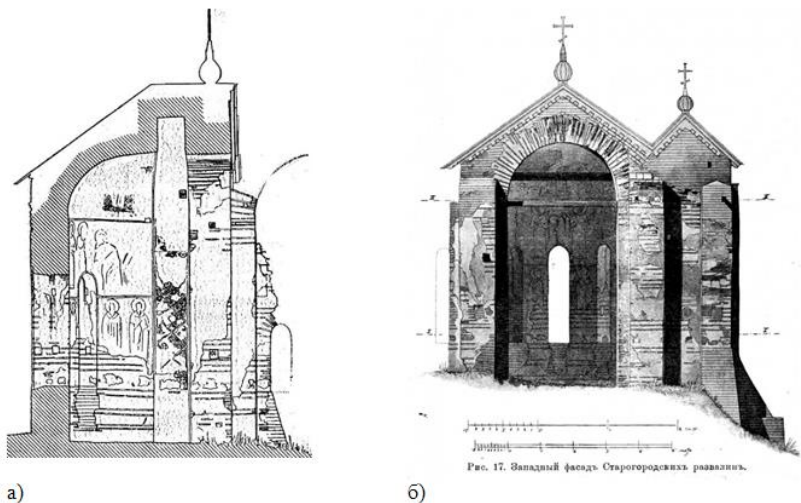


Рис. 4. Разрез апсиды:

а – чертежи П. Покрышкина, нач. XX в.; *б* – чертежи с «Известия императорской Археологической комиссии», 1908 г.

На сегодня обследование остатков апсиды показали, что деформации не прекратились, а продолжают дальше, хотя они и развиваются довольно медленно: выявлено незначительное увеличение раскрытия существующих трещин и появление новых волосяных трещин контрфорсов, выявлено сколы кирпича, выпадение отдельных камней, деструкция старой кладки в местах затекания атмосферной воды (рис. 5).

Развитие архитектуры второй половины XIII – первой половины XV в. связано, прежде всего, с городами. Их планировка была до-

статочно свободной, хотя и определялось прежде особенностями рельефа местности.

Дом Черниговской полковой канцелярии (Дом Мазепы) построен в 1690-х гг. на территории Черниговского Детинца (рис. 6). Дом одноэтажный, шестикамерный типа "дома на две половины", на таком же развитом подвале. Размеры здания в плане 16x21 м. Все помещения перекрыто системой цилиндрических сводов с распалубкам. Фундаменты ленточные, кирпичные выполнены из глиняного желобчатой кирпича. Глубина заложения фундаментов составляет 3,1 м от поверхности земли. Ширина фундаментов равна 1,7 м. Под фундаментами наружных стен устроена подготовка из кирпичного боя на известковом растворе. Глубина подвала составляет 2,6 м от поверхности земли. В восточных помещениях в стенах подвала выполнены ниши. В западных помещениях размещены кирпичные столбы размером 138x223 см, которые являются опорами сводов.



Рис. 5. Деформации контрфорса под южной стеной апсиды



а)



б)

Рис. 6. Черниговская Полковоя :
а – вид с открытки XIX в.; б – современный вид

Для укрепления стен в юго-западном углу здания в XVIII в. были устроены контрфорсы. Цоколь выступает за пределы стены уступа-ми от 20 до 25 см. Гидроизоляцию не обнаружено.

Толщина стен здания от 1,25 до 1,6 м. Высота стен здания от уровня земли до карниза 5,8 м. Перемычки над оконными проемами кирпичные полуциркульные.

На территории Елецкого монастыря в Чернигове частично сохранилась уникальная постройка XVII века, в документах советской эпохи числится под именем «Дом Игумена». Изначально построена как трапезная церковь Петра и Павла в 1676 году на средства полковника Дунина-Борковского.

Ее длина без пристроек и тамбуров составила более 46 м, а ширина – минимум 18 м. Толщина стен – более полутора метра, высота одного из помещений, которое сохранилось – около 5 м (рис. 7).

Каменица Лизогубов – старейшее каменное жилое здание Левобережной Украины. Расположена в пгт. Седнев Черниговской области.

Комнаты перекрыты цилиндрическими и сомкнутыми сводами с распалубками. Дом был жилым, о чем свидетельствуют сохранившиеся остатки печного отопления. В стенах имеются многочисленные ниши, которые имели как хозяйственное, так и конструктивное назначение. Полуподвальный этаж по планировке идентичен первому, с той лишь разницей, что под крыльцом устроено тайник – прямоугольная камера с двумя нишами. Дом каменный из кирпича на известково-песчаном растворе.

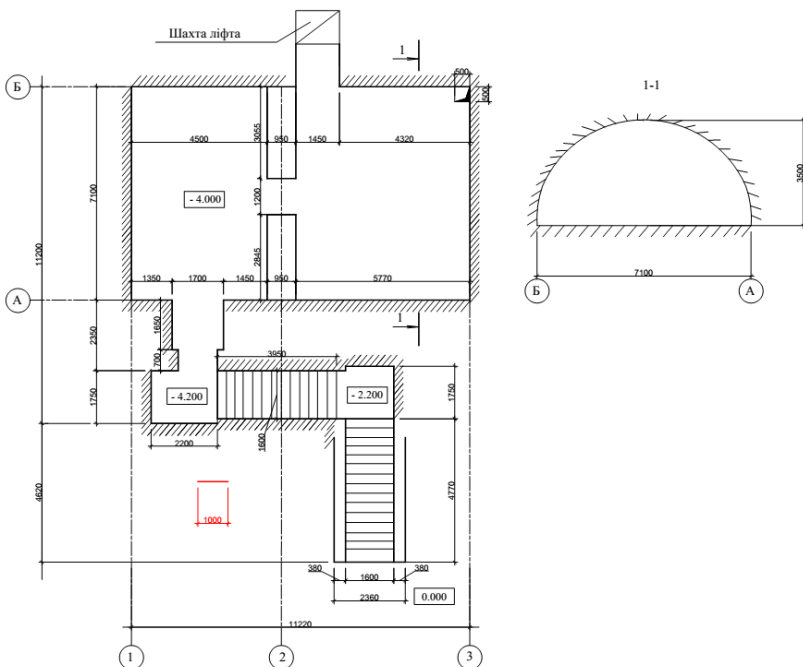


Рис. 7. План подвальной части Дома Игумена, которая была доступна к осмотру и разрез 1-1 плана подвальной части (черт. авт.)

Выводы и предложения

Данные объекты требуют более основательных исследований, с разработкой необходимой документации.

Анализ литературных источников подтверждает, что подготовку под фундаменты выполняли из битого кирпича, в некоторых случаях выполняя заливку известковым раствором. В отдельных случаях для улучшения работы здания на изгиб и перераспределения напряжений по подошве фундамента в основании укладывали деревянные балки, но такое усиление эффективно лишь в случае, когда древесина будет находиться постоянно во влажных почвах.

По Юрьевой Божнице наибольшую тревогу вызывает состояние контрфорсов, которые были подведены под фундамент южной стены апсиды 110 лет назад и все это время удерживали ее над крутым

склоном. Они ее удерживают и сегодня, но их кирпич начинает деформироваться, а местами появились трещины, которые со временем увеличиваются. Рекомендации по закреплению склона возможны только после проведения комплекса инженерных изысканий.

ЛИТЕРАТУРА

1. Раппорт П.А. Строительное производство древней Руси X-XIII вв. / Раппорт П.А. – СПб.: Наука, 1994. – 160 с.

2. Івакін Г., Іоаннісян О., Йолшин Д., Лукомський Ю. Нові дослідження Десятинної церкви та чернігівський Спас (розкопки 2005-2006 рр.) / Чернігів у середньовічній та ранньомодерній історії центрально-східної Європи. – Чернігів, 2007. – С. 166-180.

3. Івакін Г.Ю. Архітектурно-археологічні дослідження Десятинної Церкви 2008-2009 р. / Івакін Г.Ю., Іоаннісян О.М., Йолшин Д.Д., Лукомський Ю.В. – С. 388-394.

4. Головин Н. Краткое руководство к гражданской архитектуре или зодчеству / Головин Н. – СПб.: Типография Брейткопфа, 1789. – 138 с.

5. Строков А.А. Раскопки в Новгороде в 1940 году / Строков А.А. // Доклады на пленуме Института, посвященном археологическому изучению древнерусских городов (11-15 марта 1941 г.). – КСИИМК – Вып. XI. – 1945. – С. 65-73.

6. Асеев Ю.С. Архитектура: дерев'яна і кам'яна / Асеев Ю.С., Харламов В.О. // Історія української культури: у 5 т. / НАН України; редкол.: Б. Є. Патон [та ін.]. // Історія культури давнього населення України. Т. 1 / Ю. С. Асеев, В. Д. Баран, І. А. Баранов [та ін.]; редкол. тому: П. П. Толочко [та ін.]. – К.: Наук. думка, 2001. – С. 164-171.

7. Горб О.Н. Обследование фундаментов исторического здания «Дом Игумена» в г. Чернигове / Горб О.Н., Корзаченко Н.Н., Корниенко Н.В. // Актуальные проблемы геотехники, экологии и защиты населения в чрезвычайных ситуациях: материалы 70-й студенческой научно-технической конференции, г. Минск, 24 апреля 2014 года: секция «Геотехника и экология в строительстве». – Минск: БНТУ, 2015. – С. 19-22.

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЛИЯНИЯ
ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ АСПЕКТОВ УСТРОЙСТВА
РАЗЛИЧНЫХ ТИПОВ СВАЙ НА ИХ ТЕХНИКО-
ЭКОНОМИЧЕСКУЮ ЭФФЕКТИВНОСТЬ**

Кравцов В.Н., канд. техн. наук, доцент
(РУП «Институт БелНИИС», Белорусский национальный техниче-
ский университет, г. Минск, Беларусь)

Даны результаты экспериментальных исследований различных конструкций, технологии устройства современных набивных (последнее поколение) и стандартных готовых заводского изготовления свай в песчаных грунтах и выполнена технико-экономическая оценка их эффективности в зависимости от основных показателей эффективности (стоимость, трудоемкость, качество, условия строительства).

Results of experimental researches of various designs, technology of the device of modern stuffed (the last generation) and standard ready factory production of piles in sandy soils are given and the technical and economic assessment of their efficiency depending on the main indicators of efficiency (cost, labor input, quality, conditions of construction) is executed.

Анализ экспериментальных данных /1, 2 и др./ показывает, что дополнительное уплотнение грунтов значительно увеличивает их несущую способность. Поэтому в грунтовых условиях белорусского региона наиболее эффективны такие конструкции фундаментов, устройство которых приводит к существенному дополнительному уплотнению основания. К ним, в первую очередь, относятся фундаменты из свай уплотнения: готовых (забивных) стандартных призматических, пирамидальных и набивных в пробитых скважинах /3, 5 и др./. Ранее выполненные технико-экономические исследования показали /5/, что на основные критерии эффективности фундаментов (стоимость, трудоемкость, качество) существенное влияние ока-

зывает технология изготовления свай. Для оценки этого фактора в РУП "Институт БелНИИС" проведены сравнительные опытные работы по устройству различных типов вышеуказанных свай в песках, как наиболее распространенных основаниях в белорусском регионе /6 и др./ и сравнительная экономическая оценка полученных результатов.

Опытные площадки (ОП 1 и ОП 2) располагались на намытом массиве в пойме р. Днепр (микрорайон №4, в районе дома №9 по ул. Островского в г. Могилеве) с верхним слоем из переотложенного (насыпного) песка. Основание сверху-вниз представлено насыпным песком, преимущественно средним, мощностью 3-4,5 м ^① и ^② (рис. 1), в верхней и нижней зонах – рыхлым^①, а в средней зоне средней плотности^②. К моменту исследования возраст отсыпки насыпного песка составлял 3-4 года. Верхний слой песка подстилается растительным слоем мощностью 20-30 см. Ниже залегают алювиальный песчаный грунт^③ с чередованием слоев песка мелкого, среднего, крупного и гравелистого с преимущественным распространением мелкого песка. Подстилающие грунты, в основном, средней плотности с наличием линз и прослоев рыхлых грунтов (см. рис. 1).

Согласно данным, ранее выполненных исследований /3, 4 и др./, к рассмотрению приняты: короткие набивные сваи в вытрамбованных (варианты 1 и 2) и буровых скважинах (вариант 5), а также микросвайные фундаменты (вариант 4) по Пособию П 19-04 к СНБ 5.01.01-99 /6/ (как наиболее экономически эффективные) и стандартные (забивные) сваи (как наиболее массовые изделия) по ГОСТ 19804.1 сечением 200x200 мм (250x250 мм), длиной 3-5 м (вариант 3, принятый за эталон), устраиваемые без прорезки верхнего рыхлого слоя. (Далее сваи по вариантам 1...5 обозначаются – "сваи №1...№5").

Набивные вытрамбованные сваи №1 и №2 изготавливались длиной до 2,2 м как в предварительно отрытом котловане под дом №9 (ОП 1), так и за его пределами (ОП 2) в различных местах намывной территории в песке различной крупности, от рыхлого до плотного. В общей сложности было изготовлено 12 опытных свай №1 и №2 по разной технологии. Вытрамбовка скважин производилась с помощью навесного оборудования к трактору С100 со свободным сбрасыванием штампа-трамбовки пирамидальной формы (рис. 16) массой 3 т с фиксированной высотой падения 2 м (рис. 2).

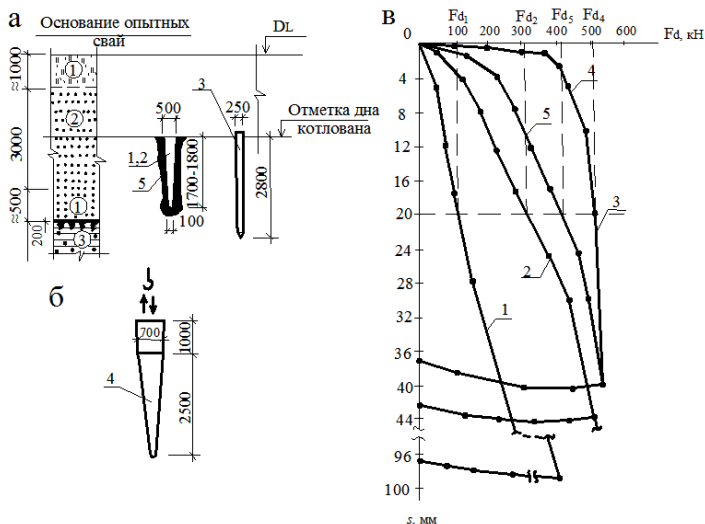


Рис. 1 Характеристики опытных свай, основания (а), штампа (б), и результаты испытаний (в):
 1-3 – номера опытных свай по табл. 1; 4 – штамп-трамбовка для изготовления вытрамбованных свай №1 и №2; 5 – глиняная рубашка

В процессе устройства первых опытных вытрамбованных свай (4 скважины) было установлено, что, начиная с глубины погружения штампа 1-1,5 м, происходит разрушение структурной связности песка обрушение стенок скважин, а дальнейшее его трамбование (даже при доувлажнении) к положительному результату не приводит. Полости получаются неправильной формы глубиной не более 1,2 м. В связи с этим последующие опытные сваи изготавливались с использованием глины и щебня по следующим двум технологическим вариантам. По первому варианту (для свай №1) в начале вытрамбовывали скважину глубиной около 1 м, засыпали в нее послойно глину и щебень; довытрамбовывали полость глубиной 1,2-1,5 м. Снова засыпали глину и щебень с повторным трамбованием заполнителя. Выше описанный цикл работ обеспечивал получение полости глубиной не более 2-2,2 м. Для этого требовалось 10-15 сбрасываний штампа, дополнительно 0,3-0,4 м³ глины и 0,2 м³ щебня. Вместе с тем наблюдалось существенное поднятие грунта во-

круг скважины (на 10-15 см) с ярко выраженным его выпором в стороны от нее и разуплотнением песка в угловых зонах пробитой полости. Поэтому скважин глубиной более 1,7 м с требуемым качеством их стенок – получить не удалось.



Рис. 2. Общий вид оборудования (слева) и вытрамбованной скважины (справа)

Последующие работы (4 опыта) проведены по скорректированной технологии (вариант 2). Скважина для свай №2 трамбовалась до полного обрушения ее стенок. Затем ее верхнюю часть послойно заполняли песком и щебнем и снова трамбовывали до полного обрушения ее стенок. Указанный цикл работ повторялся до получения скважины глубиной 1,8 м с уширенной щебеночной пятой. Для этого требовалось 22-25 сбрасываний штампа (15 мин), 0,1 м³ щебня и 0,25 м³ глины, что существенно меньше, чем по первому варианту. При этом не наблюдалось поднятия поверхности грунта и его выпора в стороны. Однако и в данном случае не удалось добиться качественных скважин глубиной более 1,8 м.

В дальнейшем после модернизации штампа и навесного оборудования за счет скругления его острых углов и уменьшения высоты сбрасывания удалось достичь проектной глубины скважины – 2,2 м

удовлетворительного качества (см. рис. 2). Однако, это было сопряжено со значительным увеличением трудоемкости, расходов щебня и глины.

В процессе опытного изготовления свай 1 и 2 определяли также горизонтальные перемещения грунта и минимальное расстояние между скважинами. С этой целью четыре из них были вытрамбованы на расстоянии друг от друга (1, 2, 3 и 5) м. Было установлено, что минимальное расстояние между готовыми полостями должно быть не менее (2,5 – 3) м. В этом случае не наблюдается подвижек стенок ранее вытрамбованных скважин и разрыхления грунта в зоне уплотнения. Допустимо также устраивать скважины через одну с последующим возвращением к пропущенным местам или с применением вкладышей.

Сваи, изготовленные по вариантам 1 и 2, испытаны статической вдавливающей нагрузкой по методике СТБ 2242-2011 /8/. Свая по варианту 1 отличается от сваи по варианту 2 тем, что глиняная "рубашка" у нее имеется не только вдоль боковой поверхности, но и под ее пятой, а также отсутствием дополнительного объема грунта, втрамбованного в пяту и стенки скважины. Размеры свай № 1 и № 2 идентичны: ширина по верху 500 мм, длина (1700-1800) мм. Для сравнения рядом с ним погружены и испытаны также забивные сваи сечением (300 × 300) мм стандартной номенклатуры, забитые без затруднений, дизель-молотом С-330 на глубину (2,5-4) м. Испытания всех свай выполнены по методике, регламентируемой СТБ 2242-2011 /8/. Результаты испытаний приведены на рис. 1.

Установлено, что сваи 2 в вытрамбованных скважинах изготовленные по варианту 2 в переотложенном (насыпном) песке среднем и мелком могут использоваться под нагрузку не более 300 кН. При этом сваи № 1 по варианту 1 не отвечают требованиям надежности из-за деформативной глиняной рубашки вдоль боковой поверхности и под ее острием, снижающей их несущую способность по сравнению с вариантом 2, в 2,8 раза, а с забивными сваями № 3 – до 4 раз.

Результаты выполненного технико-экономического сравнения различных типов испытанных свай по методике, приведенной в /5/, даны в таблице 1. Анализировались также данные о работе микро-

свайных фундаментов (оголовок 70×90×50 (h) см, l = 1500 мм) в аналогичном мелком песке (пойма реки Горынь, г. Давид-Городок) в возрасте 1 года приведенные в работе Ляха В.Н. /9/, а о работе буронабивных свай (диаметры ствола 500, пяты 700 мм, L = 3 м) № 5 в среднем песке (пойма реки Сож м-н № 5 г. Гомель) приведенные в /1/. Сравнительный технико-экономический анализ исследуемых набивных свай различных типов, устраиваемых в песчаном основании, сведен в таблицу 1.

Анализ таблицы 1 показывает, что с технико-экономической точки зрения предпочтительны набивные сваи уплотнения, в вытрамбованных (вариант №2) и выштампованных (вариант №3) скважинах по пособию /7/ (см. таблицу 1), а с индустриальной и технологической – готовые сваи №3.

Однако, при изготовлении свай №1 и №2 в пробитых скважинах по /7/ из-за разрушения стенок полостей, требуется дополнительное втрамбование глины и щебня, а для выштампованных микросвайных (№4) и буронабивных (№5) свай с вытрамбованной пятой – в первом случае, устройство опалубки оголовка, а во втором – использование обсадных труб. Поэтому их стоимость и трудоемкость значительно увеличиваются и становятся сопоставимыми с аналогичными показателями стандартных призматических готовых (забивных) свай № 3. Причем, если для готовых свай отбросить заводские затраты на изготовление – то их применение в песках во всех случаях, в технико-экономическом плане, сопоставимо или выше по эффективности с набивными сваями всех типов. При этом, в сложных грунтовых условиях и при отрицательных температурах в зимний период эффективны также готовые сваи; для малоэтажного строительства с наибольшими нагрузками и прочным верхним слоем основания, готовые сваи малого сечения по всем основным показателям эффективности (расход бетона, трудоемкость, всепогодность, качество и др.) – самые эффективные.

Таблица 1

технико-экономическое сравнение эффективности различных типов свай, изготовленных по разным технологиям в песчаных основаниях (в базовых ценах 2006 г.)

Тип, марка свай, и допускаемая на них нагрузка F_u , полученная из опыта, кН	Показатели (критерии) эффективности				
	Объем бетона С15/20, м ³	Объем щебня (числитель) и глины (знаменатель), м ³	Расход арматуры приведенный к классу А1, кг	Трудоёмкость Т, ч-д.	Коэф. Эффективности по /10/, $Z = \frac{N_{100}}{\Pi \times T}$, руб. х ч-д на 100 кН нагр.
1. В вытрамбованной скважине свая № 1 (вар.1) по /7/ СТ 1,7.50.10 П $F_u = 91$ кН, $F_d = 108$ кН (см. рис. 1)	0,20	$\frac{0,1}{0,3}$	2,52	0,76 (0,27)	6,52 (20,6)
2. То же, свая №2 (вар. 2) $F_u = 250$ кН; $F_d = 300$ кН (см. рис. 1)	0,20	$\frac{0,2}{0,4}$	2,52	0,80 (0,27)	5,82 (20,60)
3. Готовая (забивная) свая стандартной номенклатуры (эталон) №3 СЗ-25, L = 3м, $F_u = 347$ кН, $F_d = 416,6$ кН (см. рис. 1)	0,18	-	13,56	0,67 [0,37]	4,75 [12,47]
4. Микросвайный фундамент по /7/ СШ1,5.15-3М70.90 В, нагрузка по /9/: $F_u = 425$ кН, $F_d = 510$ кН (см. рис. 1)	0,27	--	2,01	0,44 (0,35)	9,89 (14,90)
5. Буриабивная с вытрамбованной пятой СБ 3.50.70 П, по /7/, нагрузка по /1/ $F_u = 1083$ кН $F_d = 1300$ кН (см. /1/)	0,77	-	14,39	0,61	5,90
6. Уровень значимости показателей эффективности при технико-экономической оценке свай, %	До 20	5	5	До 20+ стоимости до 20	30 (сезонность, оборудование, время изготовления и др.)
Примечание. В круглых скобках приведены данные без учета затрат на щебень и глину для свай № 1, № 2 и опалубку свая № 3; в квадратных – без учета заводских затрат (для свай №3). $F_u = \frac{F_d}{1,2}$, где F_d – см.рис. 1 (для свай №№1-4), а также /9/ (для свай № 4) и /1/ (для свай № 5). N_{100} – нагрузка на сваю от здания, равная 100кН; Π – приведенные затраты, в данном случае, равные себестоимости устройства свай, определенной по методике /5/.					

Выводы

Сравнительные испытания и технико-экономический анализ различных типов свай показали, что с экономической точки зрения для песков наиболее предпочтительны фундаменты из набивных свай "уплотнения" в пробитых скважинах по П19-04 /7/, а с промышленной и технологической – готовые заводского изготовления (забивные), особенно призматические малого сечения до (250×250) мм.

ЛИТЕРАТУРА

1. Шахиров, В.Б. Опыт применения буронабивных свай в Белорусской ССР / В.Б. Шахиров, К.Н. Раткевич. – Минск : БелНИИНТИ, 1976. – 67 с. – (обзорная информация. Серия : Строительство).
2. Крутов, В.И. Фундаменты в вытрамбованных котлованах / В.Н. Крутов, Ю.А. Багдасаров, И.Г. Рабинович. – М.: Стройиздат, 1985. – 164 с.
3. Сеськов, В.Е. Эффективные конструкции свайных фундаментов для строительства в условиях БССР / В.Е. Сеськов, В.Н. Кравцов // Обзорная информация. Серия 67.11.29. – Минск : Белорусский НИИНТИ и ИТЭИ Госплана БССР, 1986. – 50 с.
4. Сеськов, В.Е. Тенденция развития и опыт применения прогрессивных фундаментов в условиях Белоруссии / В.Е. Сеськов, В.Н. Кравцов, В.Н. Лях // Строительная наука и техника. – 2007. – № 5(14). – С. 131 – 142.
5. Кравцов, В.Н. Принципы оптимального проектирования и пути повышения эффективности железобетонных фундаментов в грунтовых условиях Республики Беларусь / В.Н. Кравцов, Н.В. Сорока // Проблемы современного бетона и железобетона: Материалы III Междунар. Симпозиума (Минск, 9-11 ноября 2011 г.). в 2 т. Т 1. Бетонные и железобетонные конструкции / МАиС Республики Беларусь. РУП "Институт БелНИИС"; редкол.: М.Ф. Марковский (председатель) [и др.]. – Минск : Минсктиппроект, 2011. – С. 206 – 221.
6. Колпашников, Г.А. Инженерная геология : Учебное пособие / Г.А. Колпашников. – Минск : УП "Технопринт", 2004. – 134 с.

7. П19-04 к СНБ 5.01.01-99. Проектирование и устройство фундаментов из свай набивных с уплотненным основанием. – Минск : МАиС РБ : РУП «Стройтехнорм», 2006. – 88 с.

8. СТБ 2242-2011. Грунты. Методы полевых испытаний сваями. – Введ. 01.07.2012. – Минск: Стройтехнорм, 2012. – 37 с.

9. Лях, В.Н. Экспериментальные исследования работы набивных микросвайных фундаментов в намывных грунтах // Фундаменты на искусственных основаниях в условиях Белорусской ССР : Сб. тр. ИСиА. – Минск: МАиС РБ, 1986. – С. 30 – 35.

10 ТКП 45-5.01-254-2012 Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования»: – Введ. 05.01.2012. – Минск: МАиС РБ, 2012.– 102 с.

УДК 624.131.52

ИССЛЕДОВАНИЕ ЭКОЛОГИСЧНОСТИ И ДОЛГОВЕЧНОСТИ ГРУНТОВ, ЗАКРЕПЛЕННЫХ ПЕРУКСУСНО-СИЛИКАТНЫМИ РАСТВОРАМИ

Левенко А. М., ассистент

(Харьковский национальный университет городского хозяйства
имени А. Н. Бекетова, г. Харьков, Украина)

В современном мире вопросы загрязнения окружающей среды стоят очень остро. В последнее время они стали выходить на первое место в мировых отношениях и при сотрудничестве различных мировых хозяйственных деятелей. В странах выделяются значительные средства как на мероприятия по предотвращению загрязнения окружающей среды, так и на борьбу с их последствиями.

Загрязнение грунтов – один из наиболее опасных видов деградации земель. Это связано с рядом причин. Многие загрязняющие вещества способны к дальнему переносу от локальных источников загрязнения и к глобальному рассеянию. Концентрация их в различных природных средах регионов, удаленных от крупных промышленных центров, имеет тенденцию роста, и это не может не настораживать.

В ходе интенсивного хозяйственного освоения территорий, грунты подвергаются воздействию различных загрязнителей, как органических, так и неорганических. Их воздействие отражается на составе, строении и свойствах грунтов. Различные грунты по-разному реагируют на загрязнители, одни из них более «чувствительны» к ним, а другие менее. Наибольшие изменения в структуре при загрязнении характерны для глинистых, суглинков, отчасти – супесей [9]. В меньшей мере они влияют на структуру песчаных и крупнообломочных грунтов. Наименее подвержена влиянию загрязнителей структура скальных грунтов – магматических, метаморфических и осадочных сцементированных.

Однако это не означает, что структура скальных грунтов полностью устойчива по отношению к загрязнителям. Все зависит от типа и характера загрязнения, концентрации и механизма воздействия с компонентами грунта.

Так или иначе, на структуре всех грунтов сказывается, в первую очередь, количество и концентрация загрязнителя. Чем больше, тем сильнее изменения в структуре грунтов.

Количественное содержание в грунте загрязнителя может быть выражено в различных шкалах концентраций [8]. Так, можно характеризовать содержание загрязнителей в грунте по его массе и тогда удобно использовать шкалу массовых концентраций.

Если характеризовать содержание загрязнителей в грунте по его объему, то используется шкала объемных концентраций.

Таким образом, в общем случае грунт рассматривается как пятикомпонентная система, суммарный объем которой складывается из:

- объема твердой минеральной части;
- объема воды – порового раствора;
- объема газовой фазы – поровый воздух;
- объем биотического компонента;
- объем собственно загрязнителя, который может быть представлен как твердой, жидкой или газовой фазой.

Соотношение объемов твердой минеральной части, воды, газа, биотических компонентов и загрязнителя в грунте может быть разным. Если не учитывать объем биотических компонентов (который может быть незначительным), то загрязненный грунт можно рассматривать как четырехкомпонентную систему.

В общем случае объемные содержания всех четырех компонентов в грунте можно рассматривать как независимые переменные. Поэтому отражение каким-либо наглядным способом всех возможных сочетаний этих компонентов является довольно сложной задачей.

Если грунт имеет постоянную пористость, то переменными будут уже только три компонента, причем лишь два из них будут независимыми. А если грунт кроме постоянной пористости имеет еще постоянное содержание загрязнителя, то в этом случае переменными будут уже два компонента, из которых только один будет независимым, т.к. содержание одного из них будет определять и содержание другого. Наиболее сложная ситуация возникает при анализе многокомпонентного грунта с несколькими компонентами-загрязнителями.

Все возможные соотношения компонентов необходимо иметь в виду при анализе их содержания в грунте и исследовании факторов, влияющих на изменение свойств загрязненных грунтов и содержание компонентов.

Объемная доля загрязнителя в грунте не может быть больше объема пор т.к. максимальный объем загрязнителя, который может содержаться в грунте, определяется объемом пор данного грунта. Для того, чтобы характеризовать степень заполнения пор загрязнителем (независимо от его фазового состояния), можно использовать показатель, аналогичный коэффициенту водонасыщения или степени влажности грунта, который в литературе называют степенью загрязнения пор.

Жидкие загрязняющие компоненты могут находиться в грунтах в различном виде. От того, как жидкие загрязнители располагаются в поровом пространстве грунта, зависит их влияние на свойства грунтов и способы их возможного удаления.

Формы возможного расположения жидких загрязнителей в дисперсных и скальных грунтах, имея некоторые отличия, во многом схожи.

Так, жидкие загрязнители могут находиться на поверхности частиц или стенок трещин в виде сконденсированных или адсорбированных компонентов, формирующих манжеты или более или менее протяженные прерывистые адсорбционные пленки.

Жидкие пленки загрязнителей могут и полностью покрывать поверхность частиц или стенок трещин в грунтах, образуя сплошной

слой загрязнителей определенной толщины. В зависимости от состава и свойств жидких загрязнителей, в частности проявления ими свойств поверхностно-активных веществ, концентрация адсорбционных слоев и пленок загрязнителей в поровом или трещинном пространстве может быть различной.

Наряду с этим жидкие загрязнители могут находиться в порах дисперсных грунтов в виде рассеянных капель или в виде эмульсий несмешивающихся жидкостей. Последнее характерно для жидких загрязнителей, нерастворимых в водных поровых растворах грунтов.

В том случае, если жидкий загрязнитель полностью заполняет все поры или трещины грунта, формируется наибольшая концентрация загрязнителя.

Свойства загрязненных грунтов сильно отличаются от свойств исходных грунтов. Различные загрязнители могут влиять на физические свойства грунтов, изменяя у последних плотность, пористость, фильтрационные свойства, физико-химические и физико-механические свойства и т.п. [8].

Плотность загрязненного грунта определяется плотностью его компонентов. Плотность загрязненных грунтов, содержащих нефтепродукты, обычно ниже незагрязненных грунтов из-за того, что плотность нефтепродуктов обычно ниже 1 г/см^3 . Напротив, смесь тяжелых загрязнителей (органических и неорганических), с плотностью выше 1 г/см^3 , повышает плотность грунтов.

Проницаемость пород при попадании в них загрязнителей часто является решающим фактором, определяющим формирование ореолов распространения загрязнителей. При этом проницаемость пород определяется не только по воде, но и по конкретному загрязнителю, физические свойства которого определяются его составом.

Физико-механические свойства загрязненных грунтов изучены в наименьшей степени. Оценка физико-механических свойств необходима для разработки технологий по их очистке.

Увеличение деформируемости загрязненных грунтов объясняется следующими причинами [8]:

- загрязнитель понижает прочность контактов между структурными элементами;
- загрязнитель частично растворяет контакты между структурными элементами;

– загрязнитель снижает трение между частицами на контактах частиц грунта.

В целом, загрязненный грунт обладает свойствами, отличными от свойств того же незагрязненного грунта. Оценка этих свойств необходима для применения и разработки методов по борьбе с последствиями загрязнения грунтов оснований.

Загрязнение и ухудшение экологического состояния геологической среды за счет неконтролируемого накопления в грунтах различных промышленных отходов представляет собой особую опасность. В связи с этим в современных условиях, наряду с устранением источников загрязнения, необходима разработка новых способов и технологий по локализации участков загрязнения.

Современные требования к подходам решения различных техногенных проблем требуют обязательного учета влияния принимаемых мер на экологическое состояние окружающей среды [7]. Широко распространенными методами борьбы с химическим набуханием грунтов есть методы инъекционного закрепления грунтов оснований.

Физико-химический процесс закрепления грунтов силикатизацией основан на хорошем проникновении силикатного раствора, имеющего небольшую вязкость, в грунт и на быстром выделении пленки геля кремниевой кислоты, цементирующей грунт.

Все рецептуры однорастворного способа силикатизация основанные на создании гелеобразующих растворов с малой вязкостью, которая должна храниться в течение всего времени нагнетания раствора в грунт. Продолжительность нагнетания зависит от проницаемости грунта в отдельной зоне его закрепления.

В процессе лабораторных исследований были рассмотрены вопросы устойчивости грунтов загрязненных растворами перуксусной кислоты, закрепленных растворами силиката натрия, по отношению к агрессивным средам [1, 2; 3; 4, 5, 6].

Согласно технологии [81, 82] опытные образцы, закрепленные силикатными растворами, помещались на хранение в периодически обновляемые агрессивные растворы. В качестве агрессивных сред использовались водопроводная вода с концентрацией ионов $\text{pH} = 8,1-8,3$ и 3% раствор перуксусной кислоты. Выбор кислоты был обусловлен тем, что даже после проведения работ по закреплению

загрязненных грунтов остается опасность их повторного замачивания исследуемой кислотой.

По истечении срока 30 дней и 90 дней опытные образцы извлекались и испытывались на прочность при сжатии.

Результаты проведенных испытаний указаны в таблице 1.

Таблица 1

Предел прочности при сжатии закрепленного грунта
в агрессивных средах

Исследуемые грунты	Агрессивная среда	Предел прочности при сжатии $R_{сж}$, Мпа, при сроке хранения в агрессивной среде, сут.	
		30	90
Песок пылеватый, $W = 7,5\%$, $\rho = 1,75г / см^3$, $\gamma = 17,5кН / м^3$, $\rho_s = 2,67г / см^3$, $\rho_d = 1,69г / см^3$	Вода рН=8,3	238	288
	Перукусная кислота 3%	337	301
Супесь пластичная $W = 15,8\%$, $I_p = 10,6\%$; $I_L = 0,28$, $\rho = 1,89г / см^3$, $\rho_s = 2,85г / см^3$, $\gamma = 18,9кН / м^3$	Вода рН=8,3	143	199
	Перукусная кислота 3%	217	286
Суглинок тугопластичный $W = 15,8\%$, $I_p = 10,6\%$; $I_L = 0,28$, $\rho = 1,89г / см^3$, $\rho_s = 2,85г / см^3$, $\gamma = 18,9кН / м^3$	Вода рН=8,3	140	196

Окончание табл. 1

Исследуемые грунты	Агрессивная среда	Предел прочности при сжатии $R_{сж}$, Мпа, при сроке хранения в агрессивной среде, сут.	
		30	90
Глина полутвердая $W = 40,8\%$, $I_p = 25,1\%$; $I_L = 0,079$, $\rho = 1,75 \text{ г/см}^3$, $\rho_s = 2,71 \text{ г/см}^3$,	Перуксусная кислота 3%	185	216
	Вода рН=8,3	290	342
	Перуксусная кислота 3%	335	348

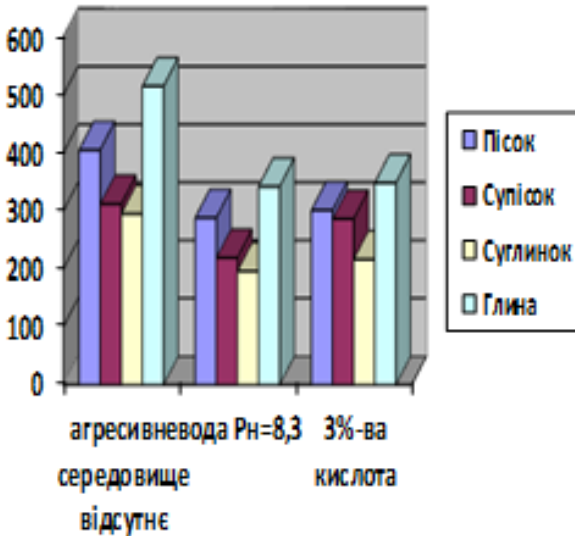


Рис. 1. График изменения почности закрепленных грунтов под воздействием агрессивных сред

Из графика видно, что снижение прочности образцов закрепленного грунта после воздействия на них воды составляет 36-47%, а под влиянием 3% кислоты – 26-42%.

Проведенные лабораторные испытания указывают на то, что закрепленные образцы закисленного грунта являются устойчивыми к воздействию агрессивных сред в течении длительного периода.

Проведенные исследования согласуются с [1, 2, 3, 4], где указано, что наиболее сильное снижение прочности закрепления происходит в воде, имеющей слабую щелочную реакцию ($\text{pH} = 8,2 - 8,5$) и составляет 44-48%. В растворах кислот снижение прочности при сжатии составляет 38-50%.

Это связано, прежде всего, с устойчивостью к кислотной агрессии геля перуксусной кислоты, который является главным вяжущим материалом в исследуемой рецептуре.

Из анализа вышеизложенных исследований можно судить, что значение предела прочности при сжатии закрепленных образцов, после воздействия на них агрессивных растворов, достаточно для длительного сохранения закрепленных массивов в условиях аварийного замачивания кислыми промышленными стоками.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ржаницын Б.А. Химическое закрепление грунтов в строительстве. М. : Стройиздат, 1986. 263 с.
2. Мишурова Т.В. Закрепление песчаных оснований, загрязненных фосфорнокислыми промстоками, в условиях действующего производства : дисс. канд. техн. наук : 05.23.02. Д., 2001. 171 с.
3. Бронжаев М.Ф. Метод расчёта параметров химического закрепления грунтовых массивов, загрязнённых фосфорнокислыми промстоками : дисс. канд. техн. наук : 05.23.02. Д., 1997. 179 с.
4. Соколович В.Е. Химическое закрепление грунтов. М. : Стройиздат, 1980. С. 118.
5. Соколович В.Е., Заварин В.С. Устойчивость песчаных грунтов, закреплённых способом однорастворной силикатизации. Основания и фундаменты в сложных инженерно-геологических условиях. Межвузовский сборник. Казань, 1989. С. 12-14.

6. Чаликова Е.С., Степанова Е.В. Долговечность силикатных тампонажных растворов. Материалы к пятому совещанию по закреплению и уплотнению грунтов. Новосибирск, 1966. С. 163-167.

7. Patil V.M., Patil K.A. Effect of industrial waste and RBI Grade 81 on swelling characteristics of clayey soil. Facta Universitatis Series : Architecture and Civil Engineering. 2013; 11(3), hh 231-236.

8. <http://www.geol.vsu.ru/ecology/ForStudents/4Graduate/GroundCleaning/Lecture2.pdf>

9. <http://ru-ecology.info/term/77410/>

УДК 624.154.046.2

ОЦЕНКА ДОСТОВЕРНОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПЕСЧАНЫХ ОСНОВАНИЙ СВАЙ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ЗОНДИРОВАНИЯ

Бабак М. С. канд. техн. наук, доцент, **Никитенко М. И.**

д-р техн. наук, профессор,

(Белорусский национальный технический университет,

г. Минск, Беларусь)

Семенюк С. Д. д.т.н., профессор

(УО «Белорусско-российский университет»)

Введение

Уточненная методика расчета несущей способности песчаных грунтов в основании буронабивных и забивных свай по данным статического зондирования была предложена [1] на базе синтеза существующих методов [2,6,7,8,9,10], а также выполненных в БНТУ экспериментальных и теоретических исследований. В ней использованы известные формулы с поправочными коэффициентами для учета технологии и глубины погружения в несущий слой грунта указанных свай, диаметров их стволов и пят при корректировке расчетных схем использования полученных сопротивлений грунтов зондированию в пределах активной зоны по глубине основания.

Несущую способность песчаных оснований сваи постоянного сечения и с уширением нижнего конца предложено определять по следующей формуле:

$$Q = Q_b + Q_s = k_c \cdot \bar{q}_c \cdot A_b + k_f \cdot f_p \cdot A_s \quad (1)$$

где Q_b – несущая способность грунта под концом сваи, МН;

Q_s – сопротивление грунта вдоль ствола сваи, МН;

k_c – безразмерный поправочный коэффициент условной работы грунта под пятой сваи определяемый согласно зависимости:

$$k_c = \alpha \cdot \left(\frac{\bar{q}_c}{P_A} \right)^{-0,455} \quad (2)$$

где \bar{q}_c – среднее значение сопротивления грунта в пределах активной зоны у пяты сваи по данным статического зондирования, МПа;

P_A – сопротивление грунта, $P_A = 1 \text{ МПа}$;

A_b – площадь сечения ствола или пяты сваи в месте наибольшего уширения, м^2 ;

α – безразмерный коэффициент, учитывающий технологию и глубину ее погружения в несущий слой грунта с его мощностями выше и ниже пяты свай, принимаемый 1,9 для всех схем, кроме II, для которой определяется по таблице 5.4 [1].

k_f – безразмерный поправочный коэффициент условной работы грунта вдоль ствола сваи, определяемый по формуле;

$$k_f = \frac{A_0}{2A_s} \quad (3)$$

где A_0 – единичная площадь боковой поверхности ствола сваи, $A_0 = 1 \text{ м}^2$;

A_s – площадь боковой поверхности ствола сваи в грунтовом слое, м^2 .

f_p – среднее значение сопротивления сдвигу слоя грунта вдоль боковой поверхности ствола сваи на соответствующей глубине, МПа.

Значения несущих способностей песчаных грунтов в основаниях набивных и забивных свай на опытных площадках

Такие значения определялись натурными статическими испытаниями свай на трех объектах и расчетом по данным статического зондирования на них согласно уточненной методике [1] и по действующему в Республике Беларусь нормативному документу [2]. Полученные при этом результаты представлены в таблице 1. В ней приведены также показатели отклонения опытных значений несущих способностей оснований свай от получаемых расчетом согласно [1, 2] и параметры математического ожидания для оценки обеспеченности точности расчетов по [1].

Таблица 1

Несущие способности песчаных грунтов в основаниях свай по экспериментальным данным и расчетам согласно [2] и [1], отклонение опытных значений от расчетных, параметры математического ожидания для оценки обеспеченности точности расчетов F_T [1] в сопоставлении с данными их испытаний статическими вдавливающими нагрузками F_3

№ п/п	№ сваи/длина/сечение	Факт. тич. несущ. спос. F_3 , кН	Расчетная несущая способность $F_{рас}$, кН		Отклонение опытных значений от расчетных $\Delta = 100(F_3 - F_{T[1]})/F_3$, %		$Z_i = \frac{F_3}{F_T}$	$Z_m - Z_i$	$(Z_m - Z_i)^2$
			по [2]	по [1]	по [2]	по [1]			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Площадка № 1 – (сваи буронабивные Ø0,35 м разных длин)									
1	1/8	800	561	801,33	29,90	-0,17	0,9983	0,0973	0,0095
2	2/4	600	312	598,89	48,00	0,19	1,0019	0,0937	0,0088
3	3/5	900	416	738,70	53,78	17,92	1,2184	-0,1228	0,0151
4	5/7	1000	551	909,39	44,90	9,06	1,0996	-0,0040	0,0000
5	6/8	800	486	737,13	39,30	7,86	1,0853	0,0103	0,0001
6	7/8	900	567	816,52	37,00	9,28	1,1022	0,0066	0,0000
7	8,7	900	604	913,90	32,89	-1,54	0,9848	0,1108	0,0123
8	11/5	700	479	761,80	31,53	-8,83	0,9189	0,1767	0,0312
9	12/8	700	328	643,64	53,14	8,05	1,0876	0,0080	0,0001

Продолжение табл. 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
10	13/12	900	759	750,73	15,67	16,59	1,1988	- 0,1032	0,0107
11	15/10	800	767	871,00	4,13	-8,88	0,9185	0,1771	0,0314
12	16/12	1000	717	967,70	28,30	3,23	1,0334	0,0622	0,0039
13	20/8	900	736	769,71	18,22	14,48	1,1623	- 0,0667	0,0044
14	27/8	700	619	635,08	11,57	9,27	1,1022	- 0,0066	0,0000
15	29/8	800	770	787,54	3,75	1,56	1,0158	0,0798	0,0064
16	30/10	900	724	900,05	19,56	-0,01	0,9999	0,0957	0,0092
17	32/7	700	425	576,77	39,29	17,60	1,2137	- 0,1181	0,0139
18	34/9	800	487	578,26	39,13	27,72	1,3835	- 0,2879	0,0829
19	38/5	900	550	807,81	38,89	10,24	1,1141	- 0,0185	0,0003
20	39/7	900	861	787,30	4,33	12,52	1,1431	- 0,0475	0,0023
21	40/5	600	531	736,70	11,50	-22,78	0,8144	0,2812	0,0791
22	41/8	700	815	732,14	-16,43	-4,59	0,9561	0,1395	0,0195
23	42/10	900	674	804,44	25,11	10,62	1,1188	- 0,0232	0,0005
24	43/9	900	566	864,19	37,11	3,98	1,0414	0,0542	0,0029
25	45/4	700	361	711,50	48,43	-1,64	0,9839	0,1117	0,0125
26	46/8	900	585	899,00	35,00	0,11	1,0011	0,0945	0,0089
27	47/5	900	468	928,53	48,00	-3,17	0,9693	0,1263	0,0160
28	48/6	800	723	731,00	9,63	8,63	1,0944	0,0012	0,0000
29	50/4	700	528	708,70	24,57	-1,24	0,9877	0,1079	0,0116
30	53/8	1000	600	834,70	40,00	16,53	1,1980	- 0,1024	0,0105
31	54/8	600	524	687,74	12,67	-14,62	0,8724	0,2232	0,0498
32	56/6	700	739	667,66	-5,57	4,62	1,0484	0,0472	0,0022
33	57/5	800	531	729,76	33,63	8,78	1,0963	- 0,0007	0,0000
Площадка № 2 – (сваи забивные сечением 30х30 см, разных длин)									
34	1/5	800	482	653,00	39,75	18,38	1,2251	- 0,1295	0,0168
35	2/5	800	740	693,08	7,50	13,37	1,1543	- 0,0587	0,0034
36	6/5	900	855	813,00	5,00	9,67	1,1070	- 0,0114	0,0001

Продолжение табл. 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
37	7/8	1100	965	798,00	12,27	27,45	1,3784	- 0,2828	0,0800
38	8/8	1200	804	920,00	33,00	23,33	1,3043	- 0,2087	0,0436
39	9/7	1000	861	924,42	13,90	7,56	1,0818	0,0138	0,0002
40	10/8	1000	870	1042,03	13,00	-4,20	0,9597	0,1359	0,0185
41	12/10	1100	1028	806,04	6,55	26,72	1,3647	- 0,2691	0,0724
42	15/10	1000	1007	920,60	-0,70	7,94	1,0862	0,0094	0,0001
43	18/10	1100	1076	1041,71	2,18	5,30	1,0560	0,0396	0,0016
44	19/9	900	961	799,07	-6,78	18,21	1,1263	- 0,0307	0,0009
45	22/8	1000	885	794,26	11,50	20,57	1,2590	- 0,1634	0,0267
46	23/9	1100	858	879,43	22,00	20,05	1,2508	- 0,1552	0,0241
47	25/9	1200	100	955,85	16,33	20,34	1,2554	- 0,1598	0,0255
48	32/11	1200	1164	1083,10	3,00	9,74	1,1079	- 0,0123	0,0002
49	33/12	1200	971	995,51	19,08	17,04	1,2054	- 0,1098	0,0121
50	34/12	1200	1193	871,00	0,58	27,42	1,3777	- 0,2821	0,0796
Площадка № 3 – (сваи буронабивные Ø0,9 м разных длин)									
51	1/8,7	2900	3268	2807,10	-12,69	3,20	1,0331	0,0625	0,0039
52	2/8,4	3600	2876	3000,60	20,11	16,65	1,1998	- 0,1042	0,0109
53	3/8,6	3600	2410	3250,50	33,06	9,71	1,1075	- 0,0119	0,0001
54	4/8,7	3767	2033	2983,40	46,03	20,80	1,2627	- 0,1671	0,0279
55	5/8,6	3600	30050	3096,90	16,53	13,98	1,1625	- 0,0669	0,0045
56	6/8,7	2600	22270	2621,80	14,35	-0,84	0,9917	0,1039	0,0108
57	7/8,7	2405	3443	2635,80	-43,16	-9,60	0,9124	0,1832	0,0336

Окончание табл. 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
58	8/8,6	3600	3002	3311,80	16,61	8,01	1,0870	0,0086	0,0001	
59	9/9,2	2200	2247	2859,30	-2,14	-29,97	0,7694	0,3262	0,1064	
60	10/9,25	3100	2256	2725,20	27,23	12,09	1,1375	- 0,0419	0,0018	
61	12/11	3600	3291	2993,60	8,58	16,84	1,2026	- 0,1070	0,0144	
62	14/10,6	2700	2703	2920,40	-0,11	-8,16	0,9245	0,1711	0,0293	
63	17/12,9	3600	4596	2344,30	-27,67	34,88	1,5356	- 0,4400	0,1936	
64	18/12,9	2500	2846	2737,50	-18,84	-9,50	0,9132	0,1824	0,0333	
65	19/12,9	2500	3682	2960,80	-47,28	-18,43	0,8444	0,2512	0,0631	
66	20/13	3000	4387	2434,10	-46,23	18,96	1,2325	- 0,1369	0,0187	
67	22/13,4	2600	3091	3165,40	-18,88	-21,73	0,8214	0,2742	0,0752	
							$\sum z_i =$ 73,4023	$\sum (z_m - z_i)^2 =$ 1,5764		
							$z_m = \frac{\sum z_i}{n} = \frac{73,4023}{67} = 1,0956$			

В этой таблице на трех объектах отклонения опытных значений несущих способностей свай от расчетных по [2] колебались в достаточно широком диапазоне от 57,48% до – 47,28, а по [1] они составили от 34,88% до – 29,97%.

Оценить достоверности предлагаемой методики по сравнению с существующими можно при помощи аппарата математической статистики [3, 4].

Оценка точности определения несущей способности песчаных оснований свай по данным зондирования согласно предлагаемой методике

Для оценки обеспеченности точности предлагаемой расчетной методики статистическими методами определяли следующие критерии [1], по которым принимаются или отвергается та или иная гипотеза:

1. Уравнения для наиболее подходящей линии отношения расчетной ($F_{сз}$) к измеренной несущей способности ($F_{ст.исп.}$) с коэффициентом детерминации (R^2).

2. Среднее арифметическое значение отношения $F_{сз}/F_{ст.исп.}$ и стандартное квадратическое отклонение $F_{сз}/F_{ст.исп.}$.

3. Средняя относительная погрешность при определении $F_{сз}/F_{ст.исп.}$, %

4. Коэффициент асимметрии (A_s).

5. Количество в % отношений ($F_{сз}/F_{ст.исп.}$), находящихся за пределами ± 20 %, от значения, равного 1 (в сторону завышения и занижения).

На базе такой обработки при коэффициенте детерминации $R^2 = 0,986$ для буронабивных и забивных свай получаем следующую расчетную формулу:

$$F_{ст.исп.} = 1,08 \cdot F_{сз}, \quad (4)$$

где $F_{ст.исп.}$ – несущая способность свай по результатам их испытаний статической нагрузкой, кН;

$F_{сз}$ – прогнозируемая несущая способность свай по результатам статического зондирования, рассчитанная предлагаемым методом, кН.

Статистическая обработка прогнозируемой несущей способности оснований свай по предлагаемому методу показывает, что площадь под кривой нормального распределения составляет 86,34% при среднем арифметическом 0,92 от общей площади полученных данных под кривой нормального распределения, находящихся в пределах от 0,8 до 1,2 по сравнению с результатами согласно [2], которые составляют 45,79% при среднем арифметическом 0,785 [1111].

Исходя из полученных результатов, предлагаемый метод дает более точный прогноз несущей способности по сравнению с [2].

Поскольку данные критерии используются преимущественно в зарубежной практике, ниже при оценке точности использованы распространенные в отечественной практике [5]: математическое ожидание m_z ($m_z = z_m$), среднее квадратическое отклонение σ и его оценочное значение S , коэффициент вариации V , средняя ошибка среднего арифметического m , показатель точности $P\%$.

Шаг $S_{\text{кл}}$ принимали при количестве классов $n = 8 - 10$.

Теоретическая высота кривой нормального распределения определяется по формуле:

$$H = \frac{0,4 S_{\text{кл}} \cdot n}{S_z} \quad (5)$$

Для использованных исходных данных о значениях несущих способностей оснований свай по результатам их натурных испытаний статистическими вдавливающими нагрузками и определения по предлагаемой методике вычисленные значения указанных выше параметров представлены в таблице 1.

Квадратическое отклонение σ согласно [3, 4] определяли по зависимости:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (z_m - z_i)^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{1,5764}{67 - 1}} = 0,1545 \text{ или } 15,45\%, \text{ где}$$

$$z_{\text{max}} = 1,5356 \quad (63),$$

$$z_{\text{min}} = 0,7694 \quad (59)$$

Подставляя в нее параметры из таблицы 1, получим:

Коэффициент вариации:

$$V = \frac{\sigma}{z_m} = \frac{0,1545}{1,0956} = 0,1410 \text{ или } 14,10\%.$$

Средняя ошибка среднего арифметического:

$$m = \pm \frac{\sigma}{\sqrt{n}} = \frac{0,1545}{\sqrt{67}} = \frac{0,1545}{8,1854} = 0,0189.$$

Показатель точности:

$$P\% = \frac{100m}{z_m} = \frac{100 \cdot 0,0189}{1,0956} = 1,725\%;$$

Высота кривой нормального распределения:

$$H = \frac{0,4 \cdot 67 \cdot 0,10}{0,1545} = 17,35.$$

Как известно, расчетная модель считается надежной, если коэффициент вариации V не превышает 0,15. В нашем случае $V = 0,141 < 0,15$, поэтому предлагаемую расчетную модель можно считать надежной.

Таблица 2
Параметры к построению кривой нормального распределения (рис. 1)

Отклонение от σ		Значение абсцисс		h	Значение ординаты «у»
$\pm \alpha$ в долях		X_1	X_2		
σ	величина				
0	0	1,0956		1,0	17,35
0,5	0,07725	1,01835	1,17285	0,883	15,32
1,0	0,15450	0,94110	1,25010	0,607	10,53
1,5	0,23175	0,86385	1,32735	0,325	5,64
2,0	0,30900	0,78660	1,40460	0,135	2,34
2,5	0,38625	0,70935	1,48185	0,044	0,76
3,0	0,46350	0,63210	1,55910	0,011	0,19

К нахождению критерия χ^2 Пирсона

Классы	Фактическая частота, m	Теоретическая частота, m'	$(m - m')$	$(m - m')^2$	$\chi^2 = \frac{(m - m')^2}{m'}$
0,701-0,800	1	1,4	-0,4	0,16	0,11
0,801-0,900	4	4,8	-0,8	0,64	0,13
0,901-1,000	14	11,5	2,5	6,25	0,54
1,001-1,100	16	16,6	-0,6	0,36	0,02
1,101-1,200	16	16,5	-0,5	0,25	0,02
1,201-1,300	10	10,3	-0,3	0,09	0,01
1,301-1,400	5	4,4	0,6	0,36	0,08
1,401-1,500	-	1,3	-1,3	1,69	1,30
1,501-1,600	1	0,2	0,8	0,64	3,20

67

67

$$\sum \chi_i^2 = 5,41$$

<p>Критерий Романовского В. И.</p> $\frac{ \chi^2 - K }{\sqrt{2K}} = \frac{ 5,41 - 9 }{\sqrt{2 \cdot 9}} = \frac{3,59}{4,243} = 0,846$	<p>Критерий Ястремского Б. С.</p> $\frac{ \chi^2 - K }{\sqrt{2K+2,4}} = \frac{ 5,41 - 9 }{\sqrt{2 \cdot 9 + 2,4}} = \frac{3,59}{4,52} = 0,794$
--	--

Следовательно, для приведенных опытных данных можно принять теоретическую модель нормального распределения.

Используя закон нормального распределения интегральным методом [5] по формуле А. М. Ляпунова

$$\lim_{n \rightarrow \infty} P \left[\frac{S_n - A_n}{B_n} < x \right] = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-z^2/2} \cdot dz \quad (6)$$

В заданных пределах определена обеспеченность точности предлагаемого метода при отклонении в процентах.

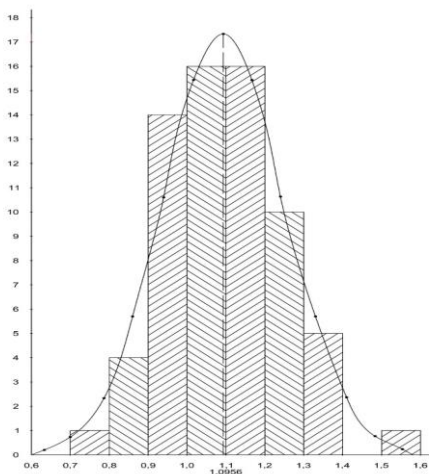


Рис. 1. Гистограмма и кривая нормального распределения отношений опытных значений к расчетным

$\frac{F_3}{F_r}$	σ	V, %	P, %	Обеспеченность точности % при отклонении					
				5%	10%	15%	20%	25%	30%
1,095 6	0,15 45	14,1	1,725	25,4	48,2	66,8	80,46	89,44	94,8

$$t^5 = 0,05:0,1545 = 0,324, t^{10} = 0,10:0,1545 = 0,647, t^{15} = 0,15:0,1545 = 0,971,$$

$$t^{20} = 0,20:0,1545 = 1,295, t^{25} = 0,25:0,1545 = 1,61, t^{30} = 0,30:0,1545 = 1,942 (94,8)$$

Оценка точности предлагаемой методики расчета несущей способности оснований свай по данным зондирования грунтов согласно с требованиями ТКП EN 1990-2011

Согласно ТКП EN 1990-2011 (02250), следует принимать измеренные характеристики в функции сопротивления грунта для получения теоретических значений Γ_{ti} , которые сравнивают с экспериментальными Γ_{zi} .

Вероятностная модель сопротивления Γ представляется в виде

$$r = b \cdot r_i \cdot \delta, \quad (7)$$

где b — уклон, определяемый по методу наименьших квадратов

$$b = \frac{\sum r_i \cdot r_t}{\sum r_t^2} \quad (8)$$

Значение ошибки δ_i для каждого экспериментального значения определяется по формуле

$$\delta_i = \frac{r_{zi}}{b \cdot r_{ti}} \quad (9)$$

Среднее значение теоретической функции сопротивления Γ_m , рассчитанное с использованием средних значений базисных переменных Z_m , находят по формуле

$$r_m = b \cdot \delta \cdot r_t \cdot z_m \quad (10)$$

Логарифм вектора ошибок Δ_i и его оценочное значение $\bar{\Delta}$:

$$\Delta_i = \ln(\delta_i); \quad (11)$$

$$\bar{\Delta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Delta_i. \quad (12)$$

Соответственно, выборочная дисперсия

$$S_{\Delta}^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\bar{\Delta} - \Delta_i)^2. \quad (13)$$

Коэффициент вариации вектора ошибок

$$V_{\delta} = \sqrt{\exp(S_{\Delta}^2) - 1}. \quad (14)$$

Расчет соответствующих параметров представлен в таблице 3.

Таблица 3

Оценка V_{δ} для модели расчета несущей способности свай

№ п/п	Шифр свай	$r_s = F_s$, кН	$r_t = F_t$, кН	$r_s \cdot r_t$	r_t^2	δ_i	Δ_i	$(\bar{\Delta} - \Delta_i)^2$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	1 б. н. 8/0,35	800	801,33	641064	642129,77	0,9359	- 0,0662	0,007171
2	2 б. н. 4/0,35	600	598,89	359334	358669,23	0,9392	- 0,0627	0,006590
3	3 б. н. 5/0,35	900	738,70	664830	545677,69	1,1422	0,1329	0,013092
4	5 б. н. 7/0,35	1000	909,39	909390	826990,17	1,0309	0,0304	0,000142
5	6 б. н. 8/0,35	800	737,13	589704	543360,64	1,0174	0,0173	0,000001

Продолжение табл. 3

1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	7 б. н. 8/0,35	900	816,52	734868	666704,91	1,1022	0,0973	0,006213
7	8 б. н. 7/0,35	900	913,90	822510	835213,21	0,9232	- 0,0799	0,009679
8	11 б. н. 5/0,35	700	761,80	533260	580339,24	0,8623	- 0,1481	0,027749
9	12 б. н. 8/0,35	700	643,64	450548	414272,45	1,0196	0,0194	0,000000
10	13 б. н. 12/0,35	900	750,73	675657	563595,53	1,1239	0,1168	0,009667
11	15 б. н. 10/0,35	800	871,00	696800	758641,00	0,8611	- 0,1496	0,028251
12	16 б. н. 12/0,35	1000	967,70	967700	936443,29	0,9688	- 0,0317	0,002518
13	20 б. н. 8/0,35	900	769,71	692739	592453,48	1,0962	0,0918	0,005376
14	27 б. н. 8/0,35	700	635,08	444556	403326,61	1,0333	0,0328	0,000205
15	29 б. н. 8/0,35	800	787,54	630032	620219,25	0,9523	- 0,0489	0,004540
16	30 б. н. 10/0,35	900	900,05	810045	810090,00	0,9374	- 0,0646	0,006902
17	32 б. н. 7/0,35	700	576,77	403739	332663,63	1,1378	0,1291	0,012237
18	34 б. н. 9/0,35	800	578,26	462608	334384,63	1,2970	0,2600	0,058332
19	38 б. н. 5/0,35	900	807,81	727029	652557,00	1,0445	0,0435	0,000626
20	39 б. н. 7/0,35	900	787,30	708570	619841,29	1,0717	0,0632	0,002573
21	40 б. н. 5/0,35	600	736,70	442020	542726,89	0,7635	- 0,2698	0,083105
22	41 б. н. 8/0,35	700	732,14	512498	536028,98	0,8963	- 0,1095	0,016379
23	42 б. н. 10/0,35	900	804,44	723996	647123,71	1,0488	0,0477	0,000854
24	43 б. н. 9/0,35	900	864,19	777771	746824,36	0,9763	- 0,0240	0,001805
25	45 б. н. 4/0,35	700	711,50	498050	506232,25	0,9223	- 0,0809	0,009876

Продолжение табл. 3

1	2	3	4	5	6	7	8	9
26	46 б. н. 8/0,35	900	899,00	809100	808201,00	0,9385	- 0,0635	0,006721
27	47 б. н. 5/0,35	900	928,53	835722	862167,96	0,9087	- 0,0958	0,013060
28	48 б. н. 6/0,35	800	731,00	584800	534361,00	1,0260	0,0256	0,000051
29	50 б. н. 4/0,35	700	708,70	496090	502255,69	0,9260	- 0,0769	0,009097
30	53 б. н. 8/0,35	1000	834,70	834700	696724,09	1,1231	0,1161	0,009530
31	54 б. н. 8/0,35	600	687,74	412644	472986,31	0,8179	- 0,2011	0,048215
32	56 б. н. 6/0,35	700	667,66	467362	445769,88	0,9829	- 0,0173	0,001280
33	57 б. н. 5/0,35	800	729,76	583808	532549,66	1,0277	0,0273	0,000078
34	1 с 5/0,3× 0,3	800	653,00	522400	426409,00	1,1485	0,1385	0,014405
35	2 с 5/0,3×0,3	800	693,08	554464	480359,89	1,0821	0,0789	0,003651
36	6 с 5/0,3×0,3	900	813,00	731700	660969,00	1,0378	0,0371	0,000347
37	7 с 8/0,3×0,3	1100	798,00	877800	636804,00	1,2923	0,2564	0,056606
38	8 с 8/0,3×0,3	1200	920,00	1104000	846400,00	1,2228	0,2011	0,033350
39	9 с 7/0,3×0,3	1000	924,42	924420	854552,34	1,0141	0,0140	0,000020
40	10 с 8/0,3×0,3	1000	1042,03	1042030	1085826,52	0,8997	- 0,1057	0,015421
41	12 с 10/0,3×0, 3	1100	806,04	886644	649700,48	1,2794	0,2464	0,051948
42	15 с 10/0,3×0, 3	1000	920,60	920600	847504,36	1,0183	0,0182	0,000000
43	18 с 10/0,3×0, 3	1100	1041,71	1145881	1085159,72	0,9899	- 0,0101	0,000817

Продолжение табл. 3

1	2	3	4	5	6	7	8	9
44	19 с 9/0,3 × 0,3	900	799,07	719163	638512,86	1,0559	0,0544	0,001290
45	22 с 8/0,3 × 0,3	1000	794,26	794260	630848,95	1,1803	0,1658	0,021703
46	23 с 9/0,3 × 0,3	1100	879,43	967373	773397,12	1,1726	0,1592	0,019802
47	25 с 9/0,3 × 0,3	1200	955,85	1146612	913649,22	1,1769	0,1629	0,020857
48	32 с 11/0,3 × 0,3	1200	1083,10	1299720	1173105,61	1,0387	0,0379	0,000377
49	33 с 12/0,3 × 0,3	1200	995,51	1194612	991040,16	1,1300	0,1223	0,010779
50	34 с 12/0,3 × 0,3	1200	871,00	1045200	758641,00	1,2916	0,2559	0,056368
51	1CFA 8,7/0,9	2900	2807,10	8140590	7879810,41	0,9685	- 0,0320	0,002548
52	2CFA 8,4/0,9	3600	3000,60	10802160	9003600,36	1,1247	0,1176	0,009825
53	3CFA 8,6/0,9	3600	3250,50	11701800	10565750,25	1,0383	0,0376	0,000366
54	4CFA 8,7/0,9	3767	2983,40	11238468	8900675,56	1,1837	0,1686	0,22536
55	5CFA 8,6/0,9	3600	3096,90	11148840	9590789,61	1,0898	0,0860	0,004559
56	6CFA 8,7/0,9	2600	2621,80	6816680	6873835,24	0,9297	- 0,0729	0,008350
57	7CFA 8,7/0,9	2405	2635,80	6339099	6947441,64	0,8554	- 0,1562	0,030513
58	8CFA 8,6/0,9	3600	3311,80	11922480	10968019,24	1,0191	0,0189	0,000000
59	9CFA 9,2/0,9	2200	2859,30	8175596, 49	8175596,49	0,7213	- 0,3267	0,119149
60	10CFA 9,25/0,9	3100	2725,20	7426715, 04	7426715,04	1,0664	0,0643	0,002099
61	12CFA 11/0,9	3600	2993,60	8961640, 96	8961640,96	1,1274	0,1199	0,010286
62	14CFA 10,6/0,9	2700	2920,40	8528736, 16	8528736,16	0,8667	- 0,1430	0,026076
63	17CFA 12,9/0,9	3600	2344,30	5495742, 49	5495742,49	1,4396	0,3644	0,119661

Окончание табл. 3

1	2	3	4	5	6	7	8	9
64	18СFA 12,9/0,9	2500	2737,50	7493906, 25	7493906,25	0,8561	- 0,1553	0,030200
65	19СFA 12,9/0,9	2500	2960,80	8766336, 64	8766336,64	0,7916	- 0,2337	0,063595
66	20СFA 13/0,9	3000	2434,10	5924842, 81	5924842,81	1,1554	0,1445	0,015881
67	22СFA 13,4/0,9	2600	3165,40	1001975 7,16	10019757,16	0,7700	- 0,2613	0,088277
		$\Sigma =$ 96475	$\Sigma =$ 89227,91	$\sum_1^{67} r_i \cdot r_i =$ 186508730	$\sum_1^{67} r_i^2 =$ 174847901,34	$\sum_1^{67} \delta_i =$ -68,8895 $\delta_m =$ -1,0282	$\sum_1^{67} \Delta_i =$ +1,2379 $\bar{\Delta} =$ 0,01848	$\sum_1^{67} (\bar{\Delta} - \Delta_i)^2 =$ 1,253577
		$\frac{96475}{67} =$ 1439,88	$\frac{89227,91}{67} =$ 1331,76					

Среднее значение экспериментальных результатов	$r_{эм} = 1439,88$
Среднее значение результатов расчета	$r_{тм} = 1331,76$
Уклон, определяемый по методу наименьших квадратов	$b = 1,0667$
Среднее значение ошибки для экспериментальных значений	$\delta_m = 1,0282$
Оценочное значение $E(\Delta)$	$\bar{\Delta} = 0,01848$
Выборочная дисперсия вектора Δ	$S_{\Delta}^2 = 0,018994$
Коэффициент вариации для вектора ошибок δ	$V_{\delta} = 0,13782$
Среднее значение теоретической функции распределения, рассчитанное с использованием средних значений базисных переменных	$r_m = 1460,65$
Отклонение от среднего значения теоретической функции r_m от среднего значения экспериментальных результатов	$\% D_{r_m} = -1,442$
$r_{эм}, \%$	

Точки, представляющие пары соответствующих значений (r_{ti} , r_{si}), а также прямая $r_s = b \cdot r_t$ изображены на диаграмме « $r_s - r_t$ » (рис. 2).

Поскольку на ней все точки расположены вблизи прямой $r_s = b \cdot r_t = 1,0667r_t$ (величина коэффициента детерминации $R^2 = 0,9218$), а угол наклона прямой составляет $46,85^\circ$, то можно считать, что функция сопротивления является достаточной. Таким образом, предлагаемая усовершенствованная методика [1] расчета несущей способности песчаных оснований забивных и набивных свай по результатам зондирования грунта на базе экспериментально обоснованных расчетных схем с уточненными размерами активной зоны под нижними концами свай обеспечивает вполне приемлемую для инженерных расчетов точность. В этой связи ее можно использовать в проектной практике Республики Беларусь для повышения достоверности полученных результатов и снижения стоимости свайных фундаментов.

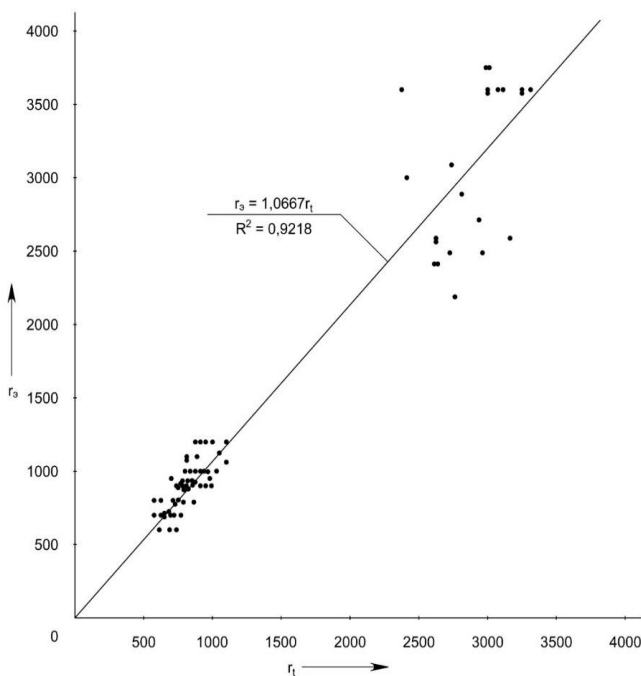


Рисунок 2. Диаграмма « $r_s - r_t$ ». Модель расчета несущей способности свай по [1]

Результаты расчета несущей способности свай по [2] с учетом предписаний ТКП ЕН 1990-2011 представлены также на рис. 3.

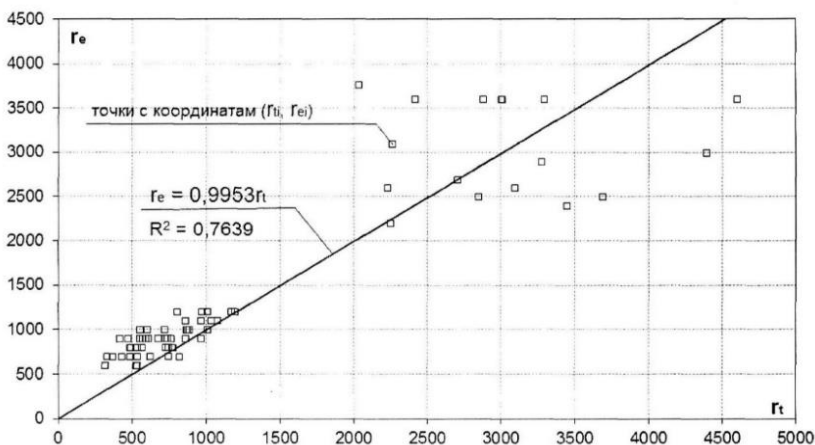


Рисунок 3. Диаграмма « $G_e - r_t$ ». Модель расчета несущей способности свай по [2]

Так как на данной диаграмме « $r_e - r_t$ » точки расположены вразброс относительно прямой $r_e = b \cdot r_t = 0,9953 \cdot r_t$ (коэффициент детерминации $R^2 = 0,7639$), то функция сопротивления не может считаться достаточно полной и точной, хотя угол наклона прямой составляет примерно 45° ($\arctan b = \arctan 0,9953 = 44,87^\circ$). При этом и коэффициент вариации превышает 15 % ($\nu = 0,2743 > 0,15$), поэтому предлагаемую расчетную модель нельзя считать надежной.

Обеспеченность точности определения несущей способности оснований свай по [2] с использованием теории А. М. Ляпунова не может быть представлена в связи невозможностью описать эмпирическое наблюдение кривой нормального распределения. Критерии согласия В. И. Романовского и Б. С. Ястремского больше 3, к тому же коэффициент вариации порядка 25%, что значительно больше 15,0 %.

Следовательно, для более достоверного проектирования и возведения свайных фундаментов на песчаных основаниях необходимо использовать предлагаемую Мореди С.Б. уточненную методику

расчета несущей способности их оснований по результатам статического зондирования [1] взамен ныне используемой согласно [2].

ЛИТЕРАТУРА

1. Моради Сани Б. Несущая способность песчаных оснований свай по результатам статического зондирования: дис. – канд. техн. наук: 05. 23. 02 / Б. Моради Сани: БНТУ. – Минск, 2016. – 160 с.

2. Пособие П2-2000 к СНБ 5.01.01-99 «Проектирование забивных и набивных свай по результатам зондирования грунтов». – Минск, Минархстройархитектуры РБ, 2001. – 23 с.

3. Венецкий А. Г. Теория вероятностной и математическая статистика / А. Г. Венецкий, Г. С. Кильдишев. – М.: Статистика, 1975. – 278 с.

4. Гмурман В. Е. Теория вероятностей и математическая статистика / В. Е. Гмурман. – М.: Высш. шк., 1977. – 479 с.

5. Семенюк С. Д. Прочность и деформативность изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны при статическом и малоцикловом нагружении / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Москалькова. – Могилев: Беларус. – Док. дн – т2017. – 274 с.

6. ТКП EN 1990-2011 (02250) Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. – Минск: Минархстрой архитектуры РБ, 2012. – 61 с.

7. Bustamane, M. Pile means of static penetrometer CPT / M. Bustamane, L. Gianceselli // Proceedings of the 2nd European Symposium on penetration testing/ ESOPTII. – Amsterdam, 1982. – P. 493–500.

8. DIN 4014, März 1990. Bohrfähle – Herstellung, Bemessung und Tragverhalten [Electronic resource]// Deutsche Institut für Normen. – Berlin, 1990. – Mode of access: https://www.umwelt-online.de/recht/bau/din/4014_ges.htm. – Date of access: 15.02.2012.

9. Schmertmann, J. H. Guidelines for cone penetration test, performance and design / J. H. Schmertmann // J. of U.S. Department of Transportation. Rep. No. FHWA-TS-78-209. – 1978 – P. 145.

10. Yamamoto, A. Geotechnical Investigation for Housing Construction in Japan / A. Yamamoto, S. Hirata, M. Tamura // Intern. offshore and polar Engineering conf., Lisbon, Portugal, 1 – 6 July. – Lisbon, 2007. – P. 1248–1250.

11. Моради Сани, Б. Совершенствование метода прогноза несущей способности песчаных оснований свай по результатам стати-

УДК 624.131.35: 624.154.1

МЕТОДИКА ПОВЫШЕНИЯ ТОЧНОСТИ ПРОГНОЗА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПЕСЧАНЫХ ОСНОВАНИЙ СВАЙ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ СТАТИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ

Моради Сани Б. канд. техн. наук, доцент,
(Белорусский национальный технический университет,
г. Минск, Беларусь)

В статье представлен разработанный автором уточненный метод оценки при проектировании несущей способности оснований свай по результатам статического зондирования в песках посредством более достоверных корреляционных зависимостей с поправочными коэффициентами исходя из принятой активной зоны и учета характера опрессовки окружающего грунта за счет особенностей технологии устройства и размеров свай.

This article presents the developed method which gives more reliable results with using the correction factors for evaluation the bearing capacity of pile foundations based on the results of the static cone penetration test on sands.

Введение

Предлагаемый метод прогноза в песчаных грунтах несущей способности оснований забивных и набивных свай по результатам статического зондирования позволяет учитывать технологию устройства свай (набивные и забивные сваи), диаметры их стволов и глубину погружения в несущие слои.

Несущая способность свай

Несущую способность песчаных грунтов в основании сваи со стволом постоянного сечения определяем по следующей формуле:

$$Q = Q_b + Q_s = k_c \cdot \bar{q}_c \cdot A_b + k_f \cdot f_p \cdot A_s, \quad (1)$$

где Q_b – сопротивление грунта под нижней пятой сваи, кН;

Q_s – сопротивление грунта вдоль ствола сваи, кН;

k_c – поправочный коэффициент условий работы грунта под пятой сваи, безразм.;

\bar{q}_c – среднее значение сопротивления грунта в пределах активной зоны у пяты сваи по данным статического зондирования, МПа;

A_b – площадь поперечного сечения ствола или пяты сваи в месте наибольшего ее уширения, м²;

k_f – поправочный коэффициент условий работы грунта вдоль боковой поверхности ствола сваи, безразм.;

f_p – среднее значение сопротивления грунта сдвигу вдоль боковой поверхности ствола сваи, МПа;

A_s – площадь боковой поверхности ствола сваи, м².

В случае наличия уширения вдоль стволов свай следует дополнительно учитывать доли сопротивления грунтов под их кольцевыми опорными поверхностями на соответствующих глубинах.

Поправочные коэффициенты k_c и k_f , согласно исследованиям автора, предлагается определять по следующим формулам:

$$k_c = \alpha \cdot \left(\frac{\bar{q}_c}{P_A} \right)^{-0,455}, \text{ и } k_f = \frac{A_o}{2A_s}, \quad (2)$$

где A_o – площадь боковой поверхности на единицу длины ствола сваи, м²;

A_s – площадь боковой поверхности ствола сваи, м²;

P_A – сопротивление грунта, $P_A = 1$ МПа;

α – коэффициент, учитывающий технологию погружения сваи, глубину ее погружения в несущий слой грунта с его мощностями в уплотненной зоне выше и ниже пяты свай, принимаем 1,9 для всех схем, кроме схемы II, для которой определяем его по табл. 1.

При назначении коэффициентов k_c и k_f используем следующие условия:

при $\bar{q}_c > 25$ МПа принимаем $\bar{q}_c = 25$ МПа;

при $\bar{f}_p > 0,125$ МПа принимаем $k_f = \frac{A_o}{A_s}$.

Среднее сопротивление грунта под конусом зонда в пределах уплотненной (активной) зоны у конца сваи определяется по следующей формуле:

$$\bar{q}_c = \frac{1}{A+B} \int_{h-A}^{h+B} q_c \cdot (h) \cdot dh, \quad (3)$$

где A – толщина i -го слоя грунта выше конца свай в пределах активной зоны, м;

B – толщина i -го слоя грунта ниже конца свай в пределах активной зоны, м;

q_c – среднее значение удельного сопротивления i -го слоя грунта под наконечником зонда, МПа;

h – длина свай, м.

Пределы активных зон (A) и (B) определяются в соответствии со схемами расположения слоев грунта возле нижних концов свай. В рассматриваемом автором случае выделено пять видов схем.

Схема I (рис. 1) – расположение свай в однородном грунте. При этом толщина i -го слоя грунта выше ее пяты в пределах активной зоны принимает значение четырехкратного диаметра сваи ($A = 4D$), а ниже пяты в пределах активной зоны равна одному диаметру сваи.

Схема II (рис. 2) – неоднородные грунты, которые в конце свай имеют несущий слой песчаного грунта, причем под нижним концом ствола располагаются слои с большими значениями сопротивлений, а выше – с меньшими их значениями. В данной схеме A принимает значение l_1 , а B – l_2 . Расчет по схеме II осуществляется по трем вариантам, при этом значения l_1 и l_2 зависят от высоты погружения конца сваи в несущий слой и от варианта схемы:

– **вариант 1** (рис. 2.1) – глубина погружения сваи в несущий слой грунта не превышает восьми диаметров сваи. В этом варианте толщины i -х слоев грунта выше и ниже конца свай в активной зоне одинаковы со значением $A = B = 1,5D$;

– **вариант 2** (рис. 2.2) – глубина погружения сваи в несущий слой грунта превышает $8D$, а ее конец находится в слабо или средне уплотненных песках. При этом в пределах активной зоны толщина i -го слоя грунта выше конца свай составляет $A = 2D$, а ниже его – $B = 4D$. Однако в отличие от варианта 1 схемы II в данном случае

принимается измененное значение коэффициента α , который учитывает технологию погружения и диаметр свай (табл. 2);

– **вариант 3** (рис. 2.3) – глубина погружения сваи в несущий слой грунта превышает $8D$, а ее конец находится в сильно уплотненном песке. При этом в пределах активной зоны толщины i -х слоев грунта принимают значения выше конца свай $A = 1D$, а ниже его – $B = 2D$.

В целом для схемы II следует принимать значения l_1 , l_2 , α для разных глубин (высот) погружения в несущий слой грунта (h_d) при разных видах свай и диаметрах их стволов согласно табл. 1.

Таблица 1

Значение l_1 , l_2 , α для разных глубин погружения в несущий слой грунта (h_d) при разных видах свай и диаметрах их стволов

Глубина погружения конца сваи в несущий слой грунта	Вариант схемы II	l_1	l_2	α		
				набивные сваи		забивные сваи
				D , м		
				0,36	0,9	0,3
$h_d < 8D$	1	$1,5D$	$1,5D$	1,9	1,15	1,9
$h_d \geq 8D$	2	$2D$	$4D$	1,9	1,5	2,5
	3	$1D$	$2D$	1,5	1,5	2,5

Схема III (рис. 3) представляет собой особый случай схемы II, когда ниже конца сваи имеются слои грунта с большими значениями сопротивлений конуса, а выше залегают слои слабых грунтов (ил, торф и др.). По данной схеме в пределах активной зоны выше конца сваи толщины i -х слоев грунта принимают значения: в конце сваи толщины несущего слоя $A = S$ (S – толщина несущего грунта в конце сваи), а ниже ее конца в пределах активной зоны $B = 1D$. При этом пределы зоны (A) не охватывают несущий грунт.

Схема IV (рис. 4) применяется в неоднородном грунте, когда ниже конца сваи залегают грунты с меньшими, а выше – с большими значениями сопротивлений конуса. В этом случае толщины i -х слоев грунта в пределах активной зоны принимают значения: выше конца свай $A = 2D$, а ниже его – $B = 4D$.

Схема V (рис. 5) применяется в неоднородном грунте, когда ниже конца сваи залегают грунты с большими значениями сопротивления конуса, в то же время выше и ниже имеются слои грунта с меньшими значениями сопротивлений конуса. В этой схеме толщины i -х слоев грунта в пределах активной зоны выше и ниже конца свай принимают одинаковые значения, т.е. $A = B = 4D$.

Для определения сопротивления вдоль боковой поверхности ствола сваи используем следующую формулу:

$$f_p = \frac{\bar{q}_c}{k_s} \quad (4)$$

где k_s – эмпирический коэффициент, значение которого зависит от разновидности грунта вдоль сваи и технологии ее заглубления, определяется по табл. 2.

Таблица 2

Значения коэффициента k_s

Грунт	q_c , МПа	k_s			
		I		II	
		A	B	A	B
Глина (clay)	< 1,0	30	90	90	30
	1,0–5,0	40	80	40	80
	> 5,0	60	120	60	120
Пылеватый грунт (silt)	≤ 5,0	60	150	60	120
	> 5,0	60	120	60	120
Песок (sand)	< 5	60	150	60	120
	5,0–12,0	100	200	100	200
	> 12	150	300	150	200

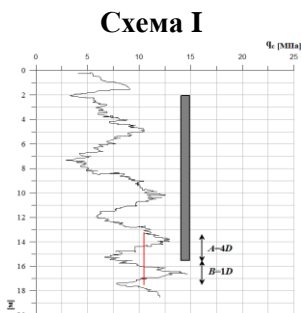


Рис. 1. Однородный грунт

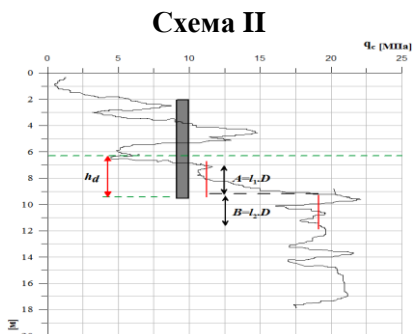


Рис. 2. Неоднородный грунт
 D – диаметр сваи;
 h_d – заглубленная часть сваи погружена в несущий слой

Варианты для схемы II

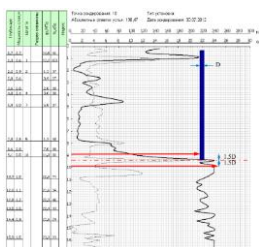


Рис.2.1. Неоднородный грунт

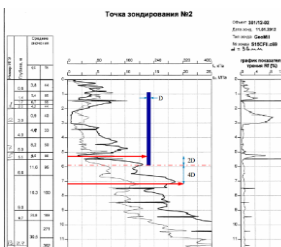


Рис. 2.2. Неоднородный грунт

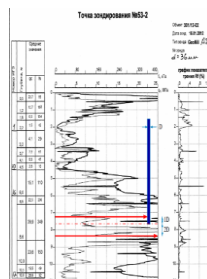


Рис. 2.3.
 Неоднородный грунт

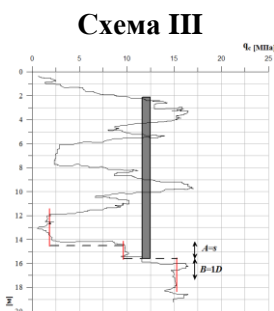


Рис. 3. Неоднородный грунт

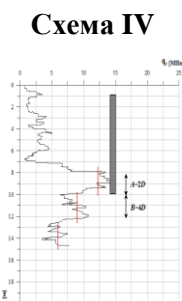


Рис. 4. Неоднородный грунт

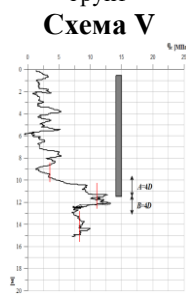


Рис. 5.
 Неоднородный грунт

Анализ результатов статического зондирования на объектах

Для оценки достоверности предложенного метода также проведен статистический анализ данных и сравнение с применяемой в Республике Беларусь методикой оценки несущей способности свай на базе статического зондирования. Согласно полученным результатам выяснилось, что практически в большинстве случаев несущие способности свай, определенные с использованием предлагаемой методики, находятся в пределах $\pm 20\%$ от линии абсолютной сходимости.

На базе такой обработки для набивных и забивных свай с диаметрами от 0,3 до 0,9 м получаем следующую расчетную формулу:

$$F_{ст.} = 1,08 F_{сз.} \quad (5)$$

где $F_{ст.}$ – несущая способность свай по результатам их испытаний статической нагрузкой, кН;

$F_{сз.}$ – прогнозируемая несущая способность свай по результатам статического зондирования, рассчитанная предлагаемым методом, кН.

Выводы

1. Усовершенствован метод расчета забивных и набивных свай по первой группе предельных состояний посредством использования экспериментально-обоснованных расчетных схем их оснований с уточненными активными зонами, учитывающими напряженно-деформируемое состояние, свойств и характеристик грунта, что позволяет, по сравнению с известными методиками, повысить точность расчетов оснований свай не менее чем на 10%.

2. Разработаны на основе выполненных экспериментально-теоретических исследований рекомендации расчета оснований свай по результатам статического зондирования для уточнения национальных норм (ТКП и национального приложения к ТКП EN Еврокод 7 (европейские нормы), обеспечивающие повышение качества и достоверности их проектирования в песчаных грунтах Республики Беларусь.

ЛИТЕРАТУРА

1. ТКП 45-5.01-45-2006 (02250). Фундаменты и подземные сооружения, возводимые с использованием струйной технологии.

Правила проектирования и устройства. – Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск, 2006. – 33 с.

2. Пособие П2-2000 к СНБ 5.01.01-99. Проектирование забивных и набивных свай по результатам зондирования грунтов. – Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск, 2001. – 23 с.

3. Пособие П 4-2000 к СНБ 5.01.01-99. Проектирование забивных свай. – Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск, 2001. – 68 с.

4. Моради Сани, Б. Предварительная оценка несущей способности песчаных оснований одиночных свай по международным стандартам / Б. Моради Сани // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф, Строительство. Прикл. науки. – 2015. – № 8. – С. 62–70.

5. Пособие П 4-2000 к СНБ 5.01.01-99. Проектирование забивных свай. – Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск, 2001. – 68 с.

6. Пособие П 13-01 к СНБ 5.01.01-99. Проектирование и устройство буронабивных свай. – Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск, 2002. – 43 с.

7. Пособие П 19-04 к СНБ 5.01.01-99. Проектирование и устройство фундаментов из свай с уплотненным основанием. – Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск, 2006. – 88 с.

8. Моради Сани, Б. Предварительная оценка несущей способности песчаных оснований одиночных свай по международным стандартам / Б. Моради Сани // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф, Строительство. Прикл. науки. – 2015. – № 8. – С. 62–70.

9. Bustamane, M. Pile means of static penetrometer CPT / M. Bustamane, L. Gianeselli // Proceedings of the 2nd European Symposium on penetration testing/ ESOPTII. – Amsterdam, 1982. – P. 493–500.

10. Miller, A. Use of cone penetration test in pile design / A. Miller // Periodica Polytechnica SEB. Civ. Eng. – 2004. – Vol. 47, № 2, – P.180–197.

11. Eurocode 7: Geotechnical Design – part 3: Design Assisted by Fieldtesting; 1997–2; 2007 (E). P. 118–119.

МОНИТОРИНГ СОСТОЯНИЯ ОСНОВАНИЯ ПРИ ПРОЯВЛЕНИЯХ ОПАСНЫХ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ

Мулюков Э. И., д-р техн. наук, **Урманшина Н. Э.**,
канд. техн. наук., **Галимнурова О. В.**, канд. техн. наук.
(Уфимский государственный нефтяной технический университет,
г. Уфа, Россия)

В статье излагаются предложения по мониторингу отказов оснований плитных фундаментов при проявлении опасных геологических процессов – возникновения карстовой полости или лёссовой просадки. Для констатации образования сверхнормативных деформаций основания приводится техническое решение плитного фундамента с технологическими каналами. Оборудование технологических каналов индикаторами деформаций позволит моментально оповестить об образовавшейся полости.

The article presents the proposals for monitoring the failures of slab foundation basis in the event of dangerous geological processes (e.g. karst cavity or loess subsidence). The technical solution of the slab foundation with technological channels is proposed to state the formation of excess deformation of the basis. The equipment of technological channels with deformation indicators will allow to immediately notify about the formed cavity.

Аварийные деформации основания фундаментов, как правило, на локальном участке многократно превышают предельные деформации основания, являются нештатной ситуацией, называемой отказом, который наступает по вероятностному закону Пуассона, в соответствии с которым неизвестно место и время наступления нежелательного события. Причина отказов оснований технического характера подразделяются на два класса, включающие пять подклассов и 23 вида причин [1].

Отказы оснований возникают вследствие их деформаций при постоянстве расчетных нагрузок и в соответствии с теорией ползучести сплошных сред могут находиться в одной из трех характерных стадиях: 1) неустановившегося течения; 2) установившейся ползучести и 3) прогрессирующего течения [2]. В основании объекта (даже при постоянстве нагрузок) могут возникать аварийные деформации особого характера, заключающиеся в:

- нарушении сплошности основания,
- отрыве его от подошвы фундамента и в полном исчезновении несущей способности фундамента по грунту, что имеет место, например, при «всплытии» карстово-суффозионной глубинной полости под подошву фундамента,
- при просадке основания и/или ином исчезновении контакта между подошвой фундамента и основанием, воспринимающем нагрузки от фундамента.

Такие отказы предопределяются глубинными процессами в грунтовых толщах в зоне «пятна» здания в течение определенного времени и после формирования критической ситуации ($\sigma > R$ – дополнительные напряжения больше расчетного сопротивления основания) проявляются внезапно, носят вероятностный характер и свидетельствуют о локальной или полной потере геостойкости объекта.

В системе «основание – фундамент» наблюдается неразделимость нормально работающих основания и фундамента и сбалансированность давления фундамента и сопротивления грунтов основания. Увеличение нагрузки на фундамент вплоть до сверхнормативной, проявляется увеличением давления на основание, что с опозданием обнаруживается по нарушению целостности фундамента и по трещинам или перекосам закономерной конфигурации в конструкциях здания.

Всегда является сложной задачей осмотреть и изучить состояние грунтов под подошвой фундамента для диагностики фактического состояния отказавшего основания, отчего зависят составление аргументированного заключения, реставрация и включение в работу основания.

Для решения этой проблемы разработано техническое решение плитного фундамента с технологическими каналами. Предлагается в сложных грунтовых условиях использовать монолитные фунда-

менты с технологическими каналами, которые устраиваются при изготовлении фундаментов [3]. Стоимость выполнения таких каналов, включая инвентарные заглушки, незначительна. В то же время наличие в плитных, широколентных и иных простирающихся фундаментных конструкциях смотровых диагностических проёмов трудно переоценить, учитывая объём информации, которую можно получить с их использованием, а на несущую способность фундамента каналы не влияют ввиду их мизерных размеров по сравнению с площадями подошвы. Такие фундаменты с каналами актуальны не только при аварийных ситуациях, но и при решении вопросов возможности реконструкции объекта, надстройки, сноса и т.п.

Плитный с технологическими каналами фундамент работает следующим образом. В процессе эксплуатации здания (сооружения) технологические каналы, размещенные по сетке в габаритах плиты (ленты) (рисунок 1) позволяют осуществлять контрольный осмотр состояния контакта между грунтовым основанием и подошвой фундамента, обнаружить отказ основания и освидетельствовать возникшую пустоту, а также выполнить отбор проб грунта и воды, зондирование обрушенного грунта, глубинное бурение грунта и ликвидацию полости. В процессе эксплуатации здания (сооружения) каналы позволяют осуществить мониторинг состояния основания и фундамента и принять оперативные меры по ликвидации отказа основания с минимальными затратами и с высокой надежностью при ничтожной стоимости инвентарных пустообразователей, устанавливаемых в размеченных местах при бетонировании плиты.

Канал позволяет выполнить, например, такие действия: освещение полости (в случае ее возникновения); осмотр нарушенного контакта по вине исчезновения основания; зондирование, бурение, геофизическое обследование; отбор проб воды, обрушившегося грунта и горизонтов ненарушенного залегания; фото- и видеосъемка на всех этапах исследования и реставрации; трамбование обрушившегося основания; ликвидация полости; включение отреставрированного участка основания и фундамента в работу (рисунок 2).

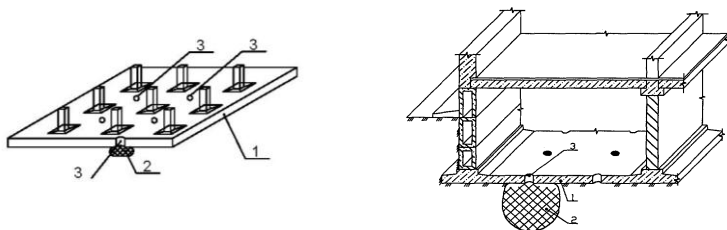


Рис. 1. Размещение технологических каналов на примере плитного фундамента:

1 – плитный железобетонный фундамент; 2 – возникший провал (пустота); 3 – технологический канал

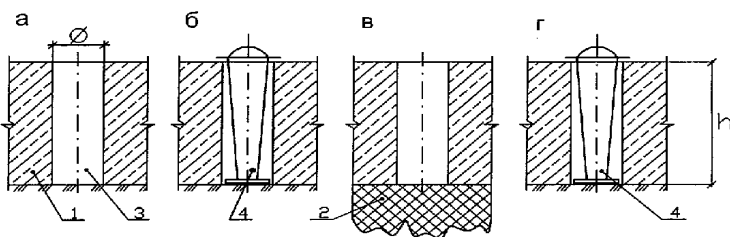


Рис. 2. Состояния канала при его использовании:

а – канал технологический в плите; б – канал закрыт заглушкой инвентарной;
в – канал открыт при провале (пустоте) под плитой; г – основание восстановлено;
1 – плита фундаментная; 2 – полость под плитой; 3 – канал технологический;
4 – заглушка инвентарная

Недостатком таких фундаментов является то, что они не приспособлены сигнализировать о моменте отрыва (провала) основания от подошвы фундамента – отказа – на первой стадии развития деформаций. На второй стадии происходит нарушение сплошности фундамента над зоной отказа основания. Начинаются его деформации с образованием трещин в растянутых зонах и сдвигов. На третьей стадии в несущих стенах над зоной отказа развивается паутина трещин арочного очертания, раскрытие которых затухает снизу вверх [4]. Обычно именно только эту третью стадию обнаруживают и начинают с опозданием принимать соответствующие меры. Количественное значение величины отказа основания в виде сверхнормативной деформации устанавливается по результатам геодезического нивелирования. Размеры оседания, просадки, провала и др.

деформаций основания устанавливаются прямым измерением. Деформации собственно фундамента и несущих стен фотографируются и наблюдаются по стенным маякам и маркам.

Фундамент с индикатором деформаций основания позволяет обеспечить своевременную автоматическую подачу сигнала о начавшихся деформациях основания на пульт соответствующей службы на первой стадии, т.е. в момент отрыва основания от подошвы с образованием зазора между основанием и фундаментом. Разработан фундамент, представляющий собой монолитную железобетонную плиту либо ленту, в которых выполнены на всю толщину плиты вертикальные технологические каналы либо оставлены штрабы (вырезы) в фундаментных сборных плитах, блоках, в которых размещаются индикаторы сверхнормативных деформаций, просядков, провалов в основании [5].

Для монтажа индикатора в канале (штрабе) его предварительно монтируют на съемной раме, закрепляемой в канале с комплектующими деталями. Индикатор снабжен катушкой с мерной струной, закрепляемой на нижней выпадающей крышке для определения размера деформации либо глубины провала основания.

Самопроизвольное отслоение основания от подошвы фундамента с образованием зазора между основанием и фундаментом возможно при «всплытии» карстовой полости под подошвой фундамента либо возникновении оседания, просадки и иных деформаций, возникающих в контактной зоне основания и фундамента.

Мгновенное реагирование на образование зазора между основанием и подошвой фундамента происходит в результате выпадения из индикатора его нижней крышки вслед за грунтом. При этом подается сигнал на пульт охраны или соответствующей коммунальной службы о возникновении отслоения основания от подошвы, проседания или провала в зоне соответствующего индикатора уже на первой стадии деформации [6].

Индикаторы, располагаемые в контактной зоне основания с требуемым шагом, обеспечат своевременную информацию о появляющихся деформациях основания, что позволит принять оперативные меры по снижению риска и по реставрации основания и фундамента, не дожидаясь развития видимых трещин в несущих стенах [6,7].

ЛИТЕРАТУРА

1. Мулюков Э.И. Отказы оснований и фундаментов.//Росс.геотехника – шаг в XXI век. – М.:НИИОСП – 2007. – в 4-х томах. – с.511-515
2. Цытович Н.А. Тер-Мартirosян З.Г. Основа прикладной геомеханики в строительстве: Учебное пособие. –М.: Высшая школа, 1981. –317 с.
3. Плитный фундамент с технологическими каналами: пат. на полезную модель 65514 U1 Росс.Федерация: МПК E02D 27/34 (2006.1) Мулюков Э.И., Урманшина Н.Э., Готман А.Л. и др. RU.УГНТУ, БашНИИстрой – 2006108853/22; заявл. 20.03.2006; опубл. 10.08.2007, Бюлл.№22. – 6.с.: ил.3
4. Мулюков Э.И., Урманшина Н.Э. История строительства и ликвидации здания, построенного на палеокарстовых воронках.//Проблемы механики грунтов и фундаментостроения в сложных грунтовых условиях. Тр. Междун. науч.-техн. конф., посвящ. 50-летию БашНИИстроя. Т.2 «Фундаменты в сложных грунтовых условиях и противооползневые сооружения» – Уфа, БашНИИстрой, 2006. – с. 98-107.
5. Фундамент с индикатором сверхнормативных деформаций, просадок, провалов в основании: патент на изобретение Росс.Федерация: МПК E02D 27/34 (2006/01) / Мулюков Э.И., Урманшина Н.Э., Галимнурова О.В. и др. RU/УГНТУ. - 2012153611/03(085232); заявл. 11.12.2012. Реш. о выд. пат. на изобретение от 24.01.2014. 7с.: ил.2
6. Мулюков Э.И., Урманшина Н.Э., Галимнурова О.В., Фаттахов М.М. Фундамент с индикатором сверхнормативных деформаций просадок, провалов в основании//Материалы XVIII Международной научно-технической конференции «Проблемы строительного комплекса России»-УГНТУ, Уфа, 2014-83с.
7. Мулюков Э.И., Урманшина Н.Э., Галимнурова О.В. Фундаменты с возможностью мониторинга состояния основания.//Сборник трудов Всероссийской научно-технической конференции «Инженерно-геотехнические изыскания, проектирование и строительство оснований, фундаментов и надземных сооружений», Санкт-Петербург, 2017, с. 296-301

УСИЛЕНИЕ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ ИСТОРИЧЕСКИХ ПАМЯТНИКООВ СРЕДНЕЙ АЗИИ ИНЪЦИРОВАНИЕМ ПОДВИЖНЫХ ЦЕМЕНТНО-ПЕСЧАНЫХ СМЕСЕЙ

Нуждин М.Л., директор, **Нуждин Л.В.**, канд. техн. наук, проф.
(ООО «НПЭКП «ОиФ», Новосибирский государственный
архитектурно-строительный университет, г. Новосибирск, Россия).
Хасанов А.З., д-р техн. наук, проф., **Хасанов З.А.**, канд. техн. наук
(Государственный архитектурно-строительный институт,
ООО «Геофундаментпроект», г. Самарканд, Узбекистан).

В статье приведено описание щадящей геотехнологии усиления грунтового основания и фундаментов исторических памятников Узбекистана – высоконапорного группового инъецирования подвижных цементно-песчаных смесей.

This article considers the alternative of the reinforcement of ground basements of historical monuments in the Central Asia with reduced impact geotechnics. Reduced impact geotechnics are job practices which do not interfere with the existing basement structure of buildings and minimize the impact on a ground base, which may degrade the basement condition during the works.

В геотехнической практике нередко возникают задачи усиления грунтового основания и фундаментов, требующие повышенного внимания к обеспечению сохранности зданий. К подобным объектам в полной мере относятся архитектурно-исторические памятники Центральной Азии. Усиление фундаментов и грунтового основания подобных зданий необходимо проводить специальными – «щадящими» геотехнологиями, исключая вмешательство (как правило, способное вызвать дополнительные деформации и повреждения) в существующие строительные конструкции. При этом одним из важнейших требований является минимизация послеремонтных осадок зданий, способных ухудшить их техническое состояние.



Рис. 1. Мавзолей Бурханиддина Сагарджи в г. Самарканде (XIV в).
Цокольная часть здания и ленточные фундаменты.

К «щадящим» следует относить технологии производства работ не оказывающие прямого физического воздействия на фундаменты усиливаемых зданий, неизбежно осуществляемого, например, при подведении свай, при увеличении подошвы фундаментов мелкого заложения и пр. К «щадящим» технологиям относится метод усиления грунтового основания направленным инъецированием подвижных цементно-песчаных смесей.

Исторические памятники Узбекистана (в первую очередь мечети и медресе) представляют собой прямоугольные постройки, огражденные стеной с высоким порталным входом и внутренним двором, окаймляемым двумя или четырьмя сводчатыми айванами и обводными одноэтажными или двухэтажными худжрами, выполняемыми в виде галерей. На противоположной от входа стороне расположено главное здание открытое просторной аркой во двор. В углах стен часто имеются двух- или трехзвеньевые минареты.

Здания, как правило, имеют один или два этажа, наружные несущие стены и купольное покрытие, выполненные из плоских прямоугольных кирпичей. Большинство строений, за исключением минаретов, характеризуются относительно небольшими нагрузками, передаваемыми на фундаменты. Фундаменты обычно ленточные мелкого заложения с шириной подошвы, близкой к ширине несущих стен – 0,9...1,2 м. Ширина фундаментов под устои в купольной части здания может достигать 3,0...4,0 м. Глубина заложения по-

дошвы определяется конструктивными требованиями и изменяется от 1,5...2,0 м до 3,0...4,0 м от поверхности земли. Материал фундаментов – кирпичная кладка с гипсовым заполнителем и рваный бут на глиняном растворе.

На рис. 1 и 2 представлены типичные конструктивные решения фундаментов исторических зданий Узбекистана.



Рис. 2. Пример фундаментов зданий XIV века постройки в г. Бухаре

Основанием фундаментов часто служит антропогенный слой грунта, мощностью 5,0 м и более, характеризующийся существенной неоднородностью сложения: наличием прослоев грунтов различной консистенции с отличающимися деформационными свойствами, включениями кирпичного боя, шлама и бута, наличием пустот, каверн и пр.

Интенсивное развитие мелиорации в последние десятилетия, прокладка коммуникаций, экранирование поверхности территорий асфальтовым покрытием и другие факторы вызвали существенное увеличение влажности и подъем уровня грунтовых вод. Это является причиной существенных деформаций грунтового основания и появления дополнительных неравномерных осадков фундаментов, в т.ч. исторических зданий и сооружений, возрастом четыреста и более лет. В настоящее время многие здания Центральной Азии нахо-

дятся в неудовлетворительном техническом состоянии и подлежат восстановлению и реставрации.

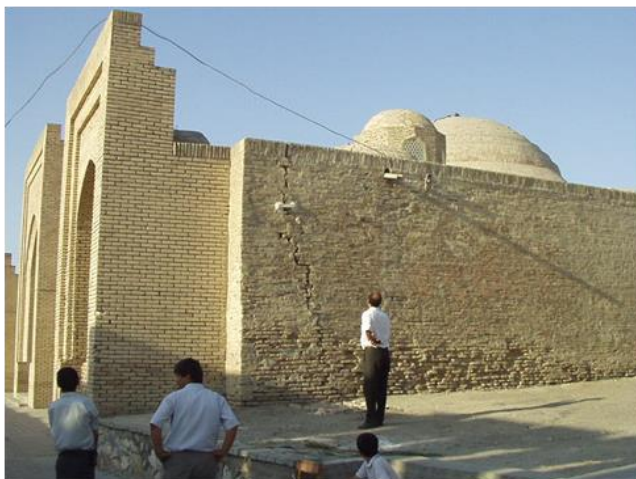


Рис. 3. Образование трещин в стенах мавзолея Тим Абдулла-хана династии Шейбанидов (1577 г)

Одним из способов усиления грунтового основания и фундаментов является метод высоконапорного направленного инъецирования. Его сущность заключается в нагнетании в грунт подвижной цементно-песчаной смеси под давлением, превышающим структурную прочность грунта, одновременно через несколько инъекторов. В результате сплошность грунтового массива нарушается, и в нем образуются трещины заполняемые раствором, после твердения которого, в основании формируются твердые инъекционные тела. Метод предусматривает расположение инъекторов в определенном геометрическом порядке [1, 3, 4]. Одновременное нагнетание раствора через три и более инъекторов, расположенных в плане вдоль прямой линии, создает в грунтовом массиве плоское вертикально ориентированное инъекционное тело. Нагнетание через инъекторы, расположенные в вершинах воображаемого треугольника приводит к созданию горизонтально ориентированного тела дисковидной формы.

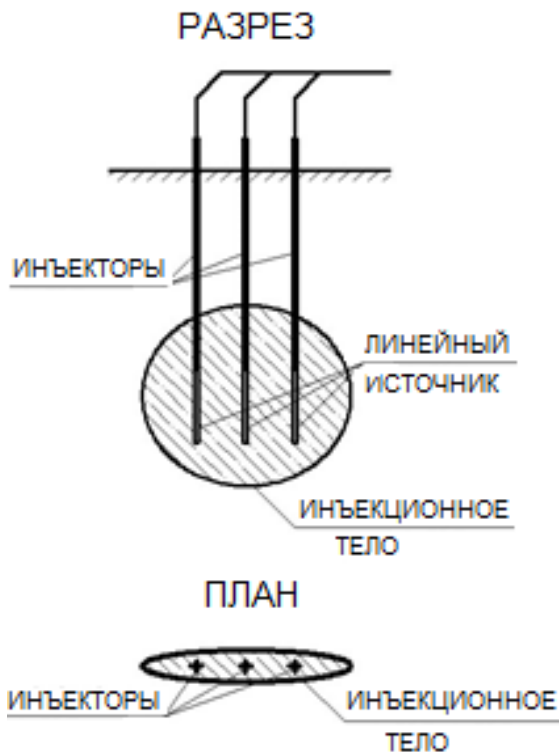


Рис. 4. Схема формирования вертикально ориентированного инъекционного тела

Согласно разработанной технологии усиление фундаментов мелкого заложения производится в два этапа. Первый этап заключается в формировании вертикально-ориентированных инъекционных тел – «стенок», с обеих сторон ленточного фундамента или со всех сторон столбчатого. Искусственно созданные локально укрепленные области основания выполняют функцию армирующих элементов, способствующих уменьшению удельного давления на слабые грунты, расположенные в активной области основания. Кроме этого форма укрепленной области создает подобие компрессионных условий под подошвой фундамента, что положительно сказывается на стабилизации деформаций основания.

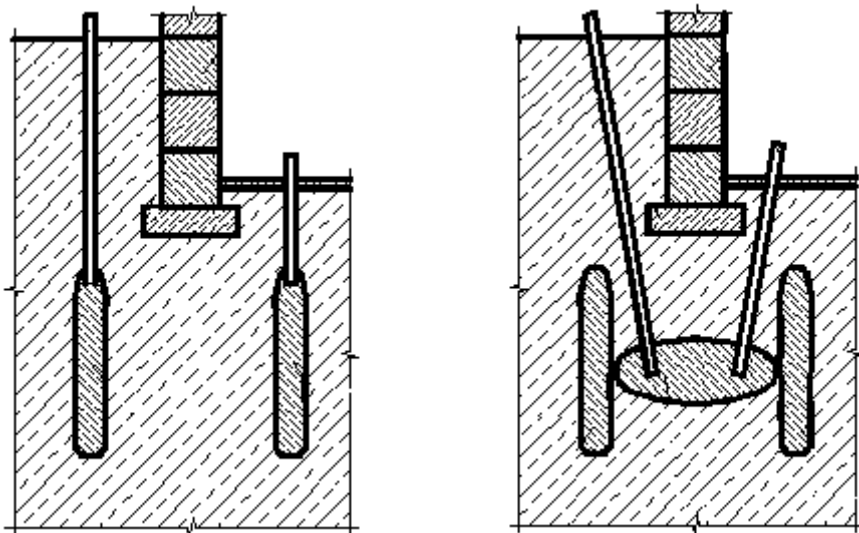


Рис. 5. Принципиальная схема усиления фундаментов мелкого заложения методом высоконапорного направленного инъецирования

Сформированные «стенки» также препятствуют возможности неконтролируемого распространения раствора при работах второго этапа, что особенно актуально при усилении основания содержащего антропогенный слой большой мощности, неоднородный по составу, с включением пустот, строительного мусора, органики и пр., т.к. при инъецировании преимущественно заполняются пустоты и слабые неуплотненные прослойки грунта.

Для полной стабилизации осадок фундаментов и, особенно, с целью частичного устранения возникших деформаций выполняются работы второго этапа. Они состоят в нагнетании раствора в грунт под подошву фундамента между «стенок» и его уплотнении вплоть до создания избыточных давлений, способствующих некоторому «подъему» здания. Как показывают натурные исследования, нагнетанием в грунт раствора можно добиться реального подъема достаточно тяжело нагруженных фундаментов. Поэтому данный процесс должен тщательно контролироваться.

При работах второго этапа, под подошвой, формируют горизонтально ориентированные тела, формируемые подачей подвижного

цементно-песчаного (иногда с добавлением известкового для повышения пластичности) раствора через группу из трех инъекторов, расположенных в вершинах воображаемого равностороннего треугольника.

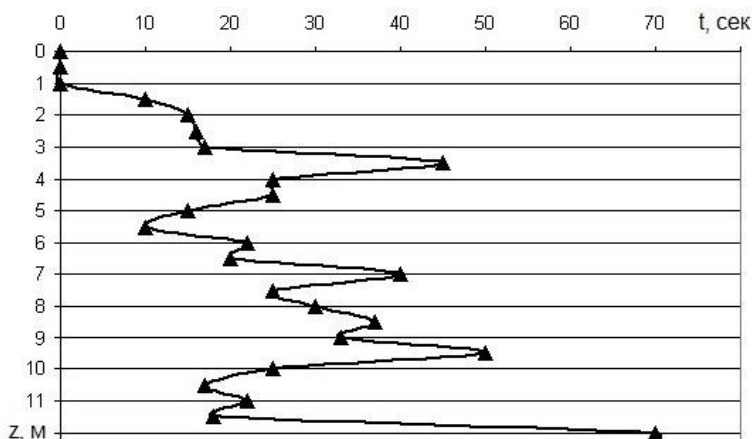


Рис. 6. График динамического зондирования грунтов в процессе производства работ

Нагнетание может производиться на одном или нескольких инъекционных горизонтах. Назначение количества и высотного расположения инъекционных горизонтов зависит от инженерно-геологических условий площадки и проверяется по результатам контроля скорости погружения инъекторов в грунт – своего рода «динамического зондирования».

Применение метода высоконапорного направленного инъецирования для усиления оснований фундаментов исторических памятников Узбекистана позволяет обеспечить их восстановление и последующую сохранность. В грунтовых условиях исторической застройки Узбекистана проведение этих работ характеризуется относительно низкой стоимостью при высокой эффективности.

В настоящее время выполнена апробация описанных в статье методов на опытных полигонах Средней Азии, выполнены проектные решения и подготовительные мероприятия для реконструкции ряда зданий и сооружений.

ЛИТЕРАТУРА

1. Нуждин М.Л. Использование цементно-песчаных смесей для уплотнения грунтового основания высоконапорной направленной инъекцией / М.Л. Нуждин // Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). Вип. 59 – Київ, НДІБК, 2003. – С. 430-433.

2. Нуждин М.Л. Применение инъекционных кондукторов для предупреждения возникновения сверхнормативных кренов фундаментных плит методом группового высоконапорного инъецирования // Геотехнические проблемы строительства крупномасштабных и уникальных объектов: Труды Междунар. геотехнической конф. – Алматы, 2004. – С. 351-354.

3. Лавров С.Н., Нуждин Л.В., Нуждин М.Л., Писаненко В.П. Способ усиления грунтового основания. Патент на изобретение № 2259446 РФ, С2 Е 02D 3/12. Заявлено 15.07.2003. Зарегистрировано 27.08.2005. Бюл. № 24.

4. Лавров С.Н., Нуждин Л.В., Нуждин М.Л., Писаненко В.П. Способ усиления грунтового основания. Патент на изобретение № 2259447 РФ, С2 Е 02 D 3/12. Заявлено 15.07.2003. Зарегистрировано 27.08.2005. Бюл. № 24.

5. Nuzhdin M.L. Erection many-storey buildings one plate foundation with application high-pressure injection method / M.L. Nuzhdin, L.V. Nuzhdin // Proc. of the 14th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Hong Kong, 2011. – p. 219.

6. Хасанов А.З. Пособие по проектированию преобразованных оснований в виде вертикально армированных грунтов буробетонными и сваями из грунтовых материалов для малоэтажных зданий на просадочных лессовых и не просадочных глинистых грунтах / А.З. Хасанов, И.И. Усмонходжаев, З.А. Хасанов – Ташкент, 2010. – 37 с.

К ОСОБЕННОСТЯМ РАСЧЁТОВ ПЛИТНЫХ И ПЛИТНО – СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ С СИСТЕМОЙ ЗАКРЫТЫХ СФЕРИЧЕСКИХ ПОЛОСТЕЙ.

Пойта П.С., д-р техн. наук, профессор, **Шведовский П.В.**, канд. техн. наук, профессор, **Клебанюк Д.Н.**, **Сливка Д.Н.**
(Брестский государственный технический университет,
г. Брест, Беларусь)

К основным тенденциям в фундаментостроении сегодня относят значительное увеличение нагрузок на фундаменты и использование строительных площадок с неоднородными, а зачастую и малоблагоприятными, грунтовыми условиями. Это обуславливает широкое применение плитных (ПФ) и, особенно, плитно – свайных фундаментов (ПСФ).

Практически во всех методиках расчётов ПФ и ПСФ имеется общий недостаток – сложность, а зачастую неопределённость, учёта влияния особенностей формирования напряженно – деформированного состояния (НДС) грунтового массива и межсвайного грунта на уменьшение жёсткости плитной части фундаментов. Как показывают экспериментально – теоретические исследования моделей ПСФ проведённые Мирсаяповым И. Т. [1] при расчётах необходимо исходить из условия, что отпор грунта по подошве плиты-ростверка имеет форму пирамиды, основание которой отстает от граней плиты на один шаг свай, что определяет необходимость её условного разделения на три зоны (рис. 1).

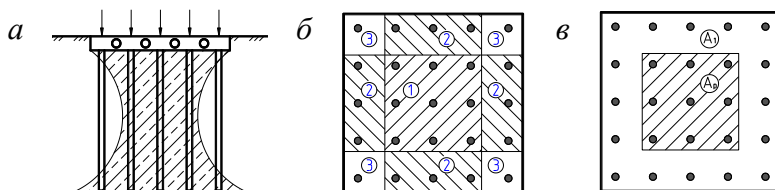


Рис. 1. Расчётные схемы отпора грунта в основании (а) и схемы разбиения на расчетные зоны свайного поля (б) и плиты-ростверка (в):

1 – расчетные зоны центральных; 2 – краевых; 3 – угловых свайных полей

Тогда несущая способность фундамента будет определяться зависимостью

$$R = \sum_{v=1}^n R_{св} + R_{пл}, \quad (1)$$

где $R_{св}$ – реакция свай; $R_{пл}$ – реакция плиты-ростверка и

$$R_{св} = R_{\delta} + R_{лаб}; \quad (2)$$

$$R_{пл} = f(x) \cdot \int_0^A \delta dA_p; \quad (3)$$

$$R_{\delta} = \int_0^x f_i \cdot \pi D \cdot dz; \quad i = 1, 2, 3; \quad (4)$$

$$R_{лаб} = q_i \cdot \frac{\pi D^2}{4} f(x) \quad (5)$$

где $f(x)$ – коэффициент полноты эпюры давления и $f(x) = 0,3 \div 0,4$;

δ – напряжения в грунте под подошвой плиты-ростверка;

f_i – сопротивления по боковой поверхности свай в i -ых зонах;

q_i – сопротивления по лобовой поверхности свай в i -ых зонах;

A_p – расчетная площадь плиты-ростверка на которую приходится отпор грунта и

$$A_p = A_{\phi} - A_1; \quad (6)$$

$$A_1 = 3al + (l - 3a) \cdot 3a; \quad (7)$$

a – шаг свай, l – длина плиты-ростверка.

Отсюда очевидно, что наиболее целесообразным конструктивным решением для фундаментов с системой закрытых полостей является раздельное сопряжение плиты-ростверка со сваями (рис. 2).

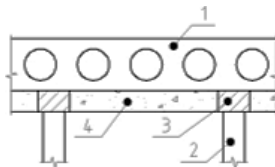


Рис. 2. Конструктивная схема фундамента с раздельным сопряжением свай и плиты-ростверка:

1 – плита-ростверка; 2 – сваи; 3 – полость заполненная низко модульным материалом; 4 – бетонная подготовка

Особенностью работы таких фундаментов является последовательность включения в работу плитных и свайных составляющих нагрузок. В начальный период включается в работу только плитная часть, воспринимающая допустимое давление $P_{пл}$, а только затем включаются в работу сваи.

Эффективность такого типа фундаментов определяется оптимальным распределением сопротивления между плитной и свайной составляющих [2]. Раздельное включение в работу плиты-ростверка и свай, при этом в начальный период загрузки в работу включается плита-ростверк, что обуславливает её возможность максимально продеформироваться и только затем в работу включаются сваи, что позволяет до 50%, от полной нагрузки, передать плитную часть и существенно снизить материалоемкость фундаментов.

Такая схема работы, т.е. формирование двух сжимаемых толщ – под плитой-ростверком и нижними концами свай, определяет и соответствующую методику расчетов:

– определяются давления под плитой-ростверком $P_{пл}$

$$P_{пл} = \frac{d_1 + \sqrt{d_1^2 + \frac{4S_{пл}E}{k \cdot \gamma \cdot \beta}}}{2} \cdot k\gamma, \quad (8)$$

где d_1 – глубина заложения подошвы плиты-ростверка;

$S_{пл}$ – допустимая осадка плитной части;

k – коэффициент, принимаемый в зависимости от ширины плитной части;

β – безразмерный коэффициент, определяющий поперечное расширение и боковое давление;

γ, E – усредненные характеристики грунтовой толщи;

– определяется расчетная нагрузка N на сваи длиной $l > H_c$, где

$$H_c = \frac{P_{пл}}{k \cdot \gamma} - d_1; \quad (9)$$

– определяется расстояние между осями свай по зависимости

$$l = \sqrt{\frac{1}{d^2} \cdot \frac{N}{P - P_{пл}}}, \quad (10)$$

с проверкой условия

$$P_N = P - P_{пл}, \quad (11)$$

где P_N – давление в уровне подошвы свай;

d – диаметр свай;

P – полное давление под подошвой плитной части;

– осуществляется проверка соответствия главному условию

$$S_{пл} + S_N \leq S_u, \quad (12)$$

где $S_{пл}$ – осадка плитной части,

S_N – осадка свай,

S_u – предельно допустимая осадка фундамента.

Расчеты осадок выполняются по формулам для равномерно нагруженного слоя грунта.

По экспериментальным данным и результатам численных решений [2,3,4,5] установлено, что напряжения от изгиба в плитах-ростверках с криволинейной поверхностью опирания меньше, чем в плитах-ростверках с плоской подошвой на 30 – 35%, а осадки соответственно на 15 – 20%. При этом, с точки зрения оптимальности, криволинейность формы плиты – ростверка должна базироваться на уравнении:

$$\iint P(\xi, n) k_{(x-\xi; y-n)} \cdot d\xi \cdot d_n = \delta + z, \quad (13)$$

где $k_{(x-\xi; y-n)}$ – ядро основания,

δ – осадка плиты-ростверка;

$z = f(x, y)$ – уравнение поверхности подошвы, с учетом условия предельного равновесия грунтового массива.

Наиболее приемлемыми, с практической точки зрения и с учетом неопределенности отдельных факторов и условий работы, являются следующие уравнения:

$$f(z) = \frac{P_{ср}}{E_0} \left(\frac{5x^2}{b} - a_1 x \right), \quad (14)$$

где $P_{ср}$, E_0 и b – соответственно, нагрузка, модуль деформации грунта основания и ширина плиты-ростверка;

a_1 – коэффициент, зависящий от ширины плиты-ростверка и $a_1 = 0,75 - 0,84$

$$f(z) = \frac{2(1-\mu_0^2)}{\pi E_0 R} \cdot a(z), \quad (15)$$

где μ_0 – коэффициент сжимаемости грунта;

$a(z)$ – функция определяемая соотношением r/R ;

r и R – соответственно радиусы окружности и сферических поверхностей.

С целью недопущения предельных зон сдвигов под краями плиты-ростверка, а также под краями площади, составленной ядрами уплотнения грунта основания под нижними концами свай, заглубленных на одну глубину, целесообразна реализация следующего инженерного решения: дно котлована выполняют в продольном и поперечном сечениях в виде окружностей, образующих цилиндрическую поверхность для протяженной или сферическую чашу для квадратной плиты-ростверка, а сваи забивают на глубину, очерчиваемую окружностями, соответствующими окружностям профиля котлована (рис. 3).

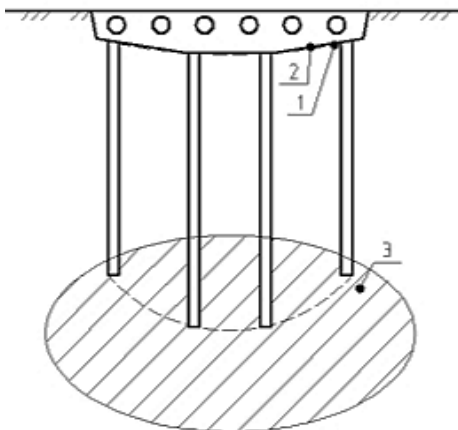


Рис. 3. Расчётная схема фундаментов с криволинейной поверхностью опирания:

1 – сферическая поверхность опирания; 2 – поверхность опирания с краевыми скосами; 3 – ядро уплотнения грунтового массива

При этом радиус окружности профиля определяется зависимостью [6]:

$$R = \frac{B}{2\sin\varphi}, \quad (16)$$

где B – ширина плиты-ростверка по сечениям котлована;

φ – угол упругого полуконтакта выпуклой подошвы плиты-ростверка и

$$\varphi = \arctg \left[\frac{P_{ст}}{2(P_{кр} + c \cdot ctg\varphi)} \right]; \quad (17)$$

$P_{ст}$ – давление потери структурной прочности грунта основания на растяжение и

$$P_{ст} = \frac{2c \cdot \cos\varphi}{1 + \sin\varphi}; \quad (18)$$

$P_{кр}$ – давление максимально упругого состояния грунта основания и

$$P_{кр} = \frac{\pi c + \gamma h [1 + (\varphi + 3\pi/2) \cdot tg\varphi]}{1 - (\frac{\pi}{2} - \varphi) \cdot tg\varphi} + \frac{2c \cdot \cos\varphi}{1 - \sin\varphi}, \quad (19)$$

h – глубина заложения плиты-ростверка;

φ – угол внутреннего трения;

c – удельное сцепление;

γ – удельный вес грунта основания.

Для определения усилий в плите-ростверке при точечных опорах (каркасные здания) рекомендуется использовать метод "заменяющих балок". Заменяющие балки образуются в двух взаимно перпендикулярных направлениях путем рассечения плиты-ростверка вертикальными плоскостями параллельными разбивочным осям колонн через середины смежных пролётов (рис. 4).

Этот метод позволяет представить заменяющую балку в виде полосы шириной, равной расстоянию между серединами двух соседних пролетов, примыкающих к соответствующему ряду колонн.

Разбивая условно площадь плиты-ростверка на подколонные и средние пролетные полуполосы, можно рассчитать соответствующие эпюры изгибающих моментов и по пролетным моментам подобрать верхнюю арматуру, а по опорным – нижнюю.

Экспериментальные данные [7], полученные при испытании плит-ростверков с системой закрытых полостей техническим университетом (г. Дормштадт) и кафедрами строительных конструкций Санкт-Петербургского и Брестского государственных технических университетов [8,9] позволили построить графики зависимостей нагрузок и величин деформаций $\Delta\delta = f(N, c)$ (рис. 5).

Анализ графиков позволяет отметить, что разрушающая нагрузка на фундаменты с системой закрытых полостей зависит как от соотношения $\frac{t}{d}$, где t – толщина плиты-ростверка, d – диаметр сферических пустот, так и от класса бетона (С). Повышение класса бетона в 2,5 раза увеличивает разрушающую нагрузку (N) практически в два раза. Максимальный прогиб плиты-ростверка не превышает 1-3 мм. Результаты компьютерных расчётов для экспериментальных проектируемых объектов позволяют отметить, что снижение материалоемкости ПСФ под многоэтажные здания, используя систему закрытых полостей, формируемых пустообразователями – в виде модулей из пустотелых конструкций "Еco-Line" или "Slim-Line", эффективно как для каркасных, так и крупнопанельных зданий с этажностью до 10-15 этажей. Большую роль при этом играют особенности грунтовых оснований. Возможная площадь расположения систем закрытых полостей, не может превышать 11,9 % от общей площади плиты-ростверка.

Что касается устройства закрытых полостей в зоне пирамиды продавливания сосредоточенных нагрузок (колонн), то как показали результаты имеющихся экспериментов и проведённые расчёты, это возможно только для зданий высотой не более 10 этажей с пустообразователями с соотношением $\frac{t}{d} > 2$ и классе бетона плитной части С50/60.

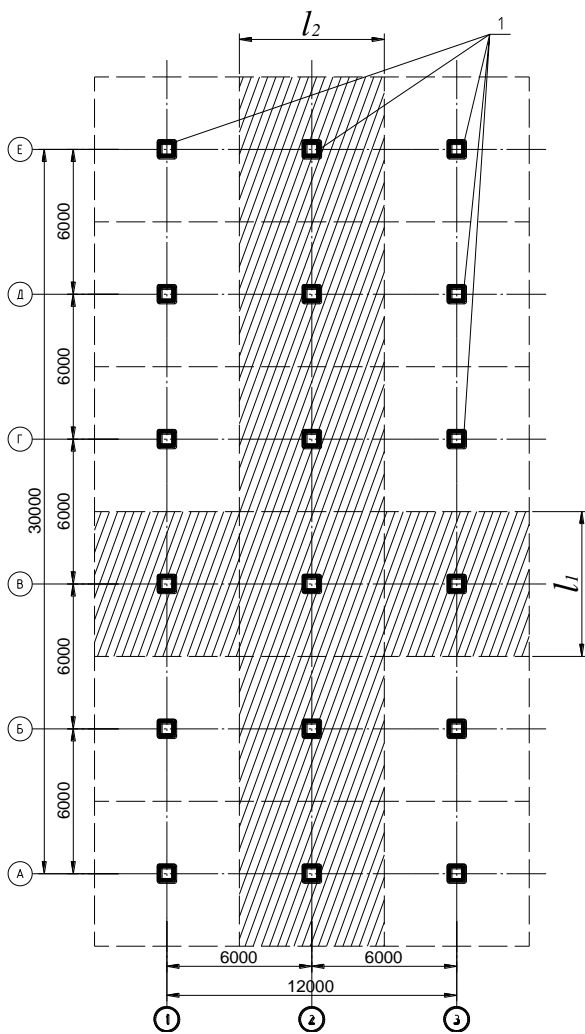


Рис. 4. Разделение плиты-ростверка на заменяющие балки:
 l_1 и l_2 – ширины заменяющих балок; l – колонны

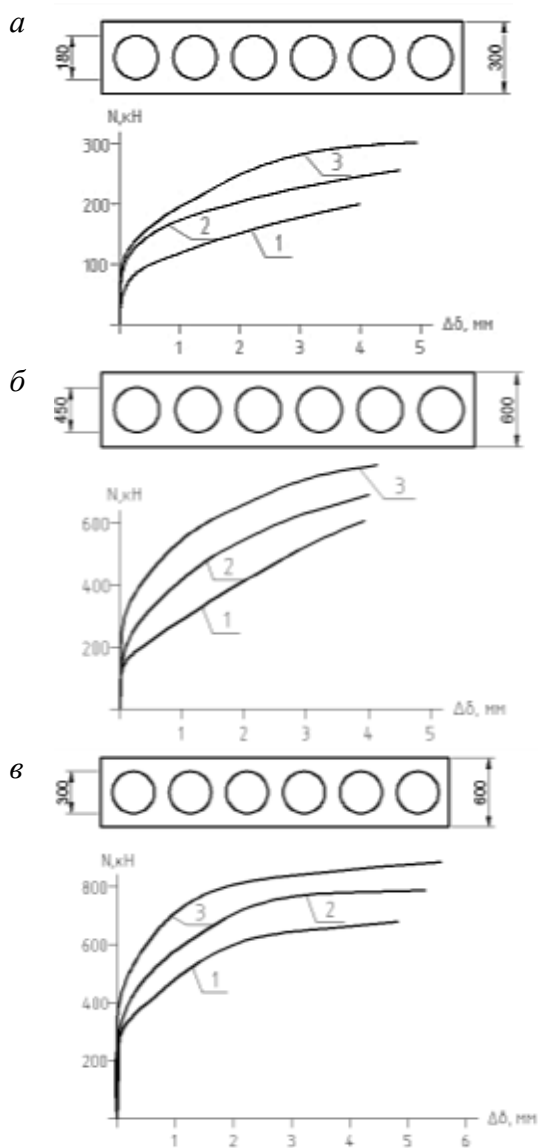


Рис. 5. Конструктивные схемы экспериментальных плит-ростверков с системой закрытых полостей и график зависимости нагрузок (N) и величин деформаций ($\Delta\delta$):
 1 – для бетона C20/25; 2 – для бетона C35/45; 3 – для бетона C50/60

Для всех же зданий с этажностью более десяти, устройство закрытых полостей в зоне 3b вокруг колонны недопустимо, где b – ширина сечения колонны.

При этом диапазон неразрушающих нагрузок, определяемый величинами напряжений в основании плиты-ростверка с закрытыми полостями, соответственно составляет: для 10 – этажных зданий – 180-290 кПа, 22-ух – 340-450 кПа и 32-ух – 540-670 кПа.

При этом в расчетах жесткость областей размещения закрытых полостей в плите-ростверке должна быть уменьшена до 10% по отношению к расчетной жесткости плиты-ростверка с постоянной толщиной. Соответственно необходимо учитывать и снижение сопротивлению сдвига с коэффициентом 0,85. Включение в работу плиты-ростверка позволяет уменьшить фактическую нагрузку на сваи до 20% и более.

Следует также отметить, что увеличение площадь области размещения систем закрытых полостей в ПСФ позволяет применение свай с наклонными боковыми поверхностями [10], пластических подушек, силовой бетонной подготовки, а так же плит-ростверков с криволинейной и призматической поверхностями опирания.

ЛИТЕРАТУРА

1. Мирсаяпов, И. Т. Экспериментально-теоретические исследования моделей плитно-свайных фундаментов. / И.Т. Мирсаяпов, А.Д. Артемьев // Основания и фундаменты, подземные сооружения. Изв. КозГАСУ №2(10) 2008, – с. 68-74.

2. Береснев, А.С. О распределении заданного нагружения между плитой и сваями в плитно-свайном фундаменте / А.С. Береснев, А.Ю. Большаков, Г.Н. Гусев, В.В. Коркодинов, Б.Н. Пименов // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2008. – Volume 4, Issue 2. – P. 33.

3. Гусев, Г.Н. Численное моделирование силового взаимодействия плитно – свайного фундамента с грунтовым массивом / Г.Н. Гусев, А.А. Ташкинов // Вычислительная механика сплошных сред. – 2012. – Т.5, №3. – С. 359 – 363.

4. Оржеховский, Ю.Р. Экспериментальное исследование плитно-свайного фундамента / Ю.Р. Оржеховский, В.В. Лушников, А.С. Ярдаков // Академический вестник УралНИИпроект РААСН. Строительные науки. – 2009. – Вып.1. – С. 71 -73.

5. Ильичев, В.А. Принципы проектирования оснований и фундаментов высотных зданий, учитывающие их геотехнические особенности / В.А. Ильичев, В.П. Петрухин, В.И. Шейнин // Современное высотное строительство / ГУН «ИГЦ Москомархитектуры». – М., 2007. – С. 255-261.

6. Бартоломей, Л.А. Повышение эффективности способов проектирования массивных плитных и свайных фундаментов / Л.А. Бартоломей, И.В. Глушков, А.Г. Кузнецов // Развитие городов и геотехническое строительство, М., – 2006. – С. 48 – 53.

7. Отчет о результатах исследования несущей способности Соби-ах – перекрытий из пустотелых блоков при нагрузке силами сдвига. Технический университет Дормштадта. – 2008. – 37 с.

8. Чураков, А.Г. Двухосная пустотная плита с инновационными видами пустот / А.Г. Чураков // Строительство уникальных зданий и сооружений, 2014, – №6(21), С-Петербург, с. 71-81.

9. Коцора, И.П. Экспериментальные исследования балочного фрагмента монолитной многопустотной литы перекрытия / И.П. Коцора, Е.А. Деркач, Н.Н Шалобыта // Вестник ГТУ, т. 6, №2. – 2016. – С. 74 – 82.

10. Катценбах, Р. Опыт оптимизации стоимости фундаментов высотных зданий / Р. Катценбах, Ш. Леппла, М. Фоглер, Р.А. Дунаевский, Х. Куттинг // Научно-технический и производственный журнал. Жилищное строительство. – 2010. – №5. – С. 7 – 13.

УДК 624.154

ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ СОВРЕМЕННЫХ ТЕХНОЛОГИЙ ИЗГОТОВЛЕНИЯ СВАЙ ГРУППОЙ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ КОМПАНИЙ «СПЕЦГЕОСТРОЙ»

Попов О.В., канд. техн. наук, доцент, **Шалдов О.И.**
(Группа геотехнических компаний «Спецгеострой»,
г. Минск, Беларусь)

В статье приведен анализ результатов внедрения современных технологий свайного фундаментостроения в Республике Беларусь Группой геотехнических компаний «Спецгеострой» за 2000-2017

годы. Приведены показатели эффективности применения данных технологий для различных условий строительства.

The analysis of the modern pile technologies driven by the group of geotechnical companies "Specgeostroy" in Belarus during 2000-2017 years is introduced in the article. The application efficiency indexes of these technologies are brought for the different terms of building.

Группа геотехнических компаний «СПЕЦГЕОСТРОЙ» (далее – компания) одна из первых в РБ с начала 2000-х годов при научном сопровождении кафедры геотехники БНТУ начала осваивать современные технологии изготовления свай на основе использования оборудования таких зарубежных фирм, как BAUER, CASAGRANDE, SOILMEC, MAIT, ABI, MULLER, KLEMM, TESCAR, HYDRA, BERETTA, ATLAS COPCO. Проектирование свайных фундаментов с использованием данного оборудования осуществлялось специалистами кафедры «Геотехника и экология в строительстве» БНТУ и других проектных организаций РБ на основе существующей на тот момент нормативной базы и внутренних регламентов компании.

Собственная аккредитованная лаборатория по испытанию свай, оснащенная современным буровым и испытательным оборудованием (возможность испытания свай на несущую способность до 600 тонн), приборами контроля сплошности и размеров стволов свай (приборы РТИ) позволили накопить большой объем практического материала для мониторинга поведения свай под нагрузкой в зависимости от применяемых технологий их устройства и инженерно-геологических условий строительства.

Только за 2009-2017 годы компания выполнила работы по устройству свай, анкеров, шпунтового ограждения котлованов, усиления фундаментов на более, чем 800 объектах как в РБ, так и за ее пределами. При этом применялись следующие технологии ведения свайных работ:

- технология изготовления буронабивных свай под защитой инвентарных обсадных труб;
- технология изготовления буроинъекционных свай с использованием непрерывного проходного шнека (технология CFA);

– технология изготовления буронабивных свай под защитой обсадной трубы с использованием непрерывного проходного шнека (технология DOUBLE ROTARY);

– технология изготовления буронабивных свай завинчиванием обсадной трубы с теряемым наконечником (технология FUNDEX);

– технология изготовления набивных свай вибропогружением обсадной трубы с теряемым наконечником;

– технология изготовления конических набивных свай вибропогружением металлических пуансонов;

– технология изготовления буронабивных свай в раскатанных скважинах (технология DDS);

– струйная технология изготовления грунтоцементных свай (технология JET GROUTING);

– технология «Титан» изготовления буронабивных свай и анкеров (технология TITAN).

Применяемые компанией буровые установки, находящиеся в основных средствах предприятия, BAUER BG12/15K, DELMAG RH14, MDT CMV TH16, ABI TM 20/25, ABI TM 14/17, ABI TM 11/14P, ABI TM 12/15, ABI RE 12/14.3, ABI RE 12000, ABI RE 8000, LIEBHERR LRB125, MULLER MSDT 1506, KLEMM 806, BERETTA ALFREDO T53, HYDRA JOY2, TESCAR CF3S, TESCAR CF2.5A, ATLAS COPCO MUSTANG A-50, КАМАЗ БКМ позволяют изготавливать сваи различных параметров по современным технологиям в широком спектре грунтовых условий.

По результатам изучения проектно-сметной и исполнительной документации выполненных свайных работ с использованием различных технологий были проанализированы следующие их показатели:

– общая стоимость и объемы свайных работ по годам строительства, в том числе отдельно по технологиям;

– средняя (ориентировочная) стоимость свайных работ на изготовление одного кубического метра свай (без стоимости основных материалов – бетона и арматуры) с использованием различных технологий по годам строительства, в том числе отдельно по технологиям;

– осредненная структура затрат на изготовление одного кубического метра сваи (без стоимости основных материалов – бетона и

арматуры) с использованием различных технологий в стоимостном и процентном соотношении.

Анализ графика (рис. 1) показывает, что пик активности в строительстве РБ приходился на 2011-2014 годы, когда компания выполняла объем свай в количестве 6000-8300 кубических метров на сумму 3,6-5,3 млн. долларов США в год.

В конце 2014 года наступил кризис строительной отрасли, приведший к наименьшему объему выполненных свай – 1055 кубических метров в 2016 году. Во второй половине 2017 года началось некоторое оживление строительной активности в РБ. Исходя из данных графиков, можно вычислить значение стоимости свайных работ на один кубический метр свай по годам строительства (рис. 2). Фактическая стоимость работ по устройству кубического метра сваи зависит от многих факторов: стоимости перебазировки оборудования, бетона и арматурного каркаса, места, периода и условий производства работ, поэтому данный показатель является осредненным и ориентировочным.

Анализ опыта работы компании при изготовлении свай в РБ показал, что наибольшее применение в строительстве в нашей стране получили технологии вибропогружения трубы с теряемым наконечником, под защитой инвентарной обсадной трубы, непрерывного проходного шнека, вибропогружением металлических пуансонов, составляющие более 65% от общего объема свай. В то же время, такие технологии как FUNDEX, JET GROUTING, DOUBLE ROTARY применяются гораздо реже. На наш взгляд это связано с благоприятными грунтовыми условиями РБ, когда применяются наиболее простые технологии, дающие наибольший экономический эффект.

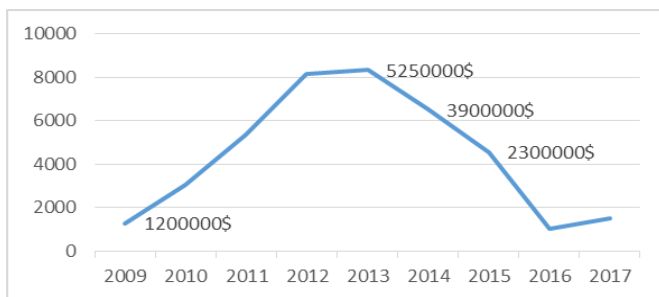


Рис. 1. Объем и общая стоимость изготовленных свай по годам строительства

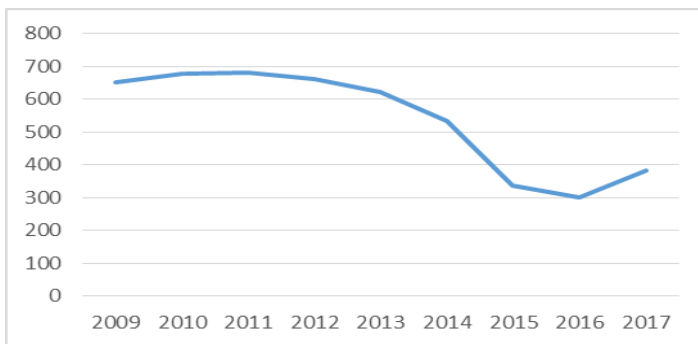


Рис.2. Средняя цена кубического метра свай (без стоимости бетона и арматуры) по годам строительства

На рис. 3 представлена осредненная структура затрат на свайные работы по различным технологиям в процентном соотношении. Основная часть затрат приходится на эксплуатацию машин и механизмов (54%), зарплату рабочих (14%) и расходные буровые материалы и инструмент (12%).



Рис. 3. Осредненная структура затрат на изготовление кубического метра свай (без бетона и арматуры)

Следует особо отметить, что стоимость работ по устройству свай определялась на основании сборников нормативов расхода ресурсов согласно методическим указаниям по применению нормативов расхода

ресурсов в натуральном выражении (НПП8.01.104-2012). Данные нормативы предусматривают осредненные условия и методы производства работ, в том числе применяемые машины и механизмы, в связи с чем приведенные стоимости работ являются ориентировочными. Для более точного расчета стоимости необходимо учитывать реально применяемые механизмы и буровой инструмент на основании технологических карт под применяемую технологию свайных работ. При этом в смету должна закладываться амортизация применяемого бурового оборудования и инструмента и соответствующие трудозатраты.

На основании проведенного анализа опыта работы компании сделаны выводы, что для получения экономии средств при выполнении свайных работ необходимо:

– рациональное применение современных технологий с соответствующей оптимизацией парка буровой техники, технологической оснастки и инструмента;

– совершенствование национальных норм и стандартов на проектирование, устройство и испытания свай, методов контроля сплошности и качества их стволов.

УДК 624.131.35: 624.154.1

ОПЫТ ПРЕОБРАЗОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ В ГРАЖДАНСКОМ И ДОРОЖНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ.

Рытов С. А., канд. техн. наук, зав. лаб. № 38 НИИОСП

Валиев И. Ф., инженер лаб. № 38 НИИОСП

Иовлев И.М., ст. науч. сотрудник лаб. № 38 НИИОСП

Шишарин А.С., инженер лаб. № 38 НИИОСП

Аннотация

Представлен опыт применения технологии преобразования строительных свойств грунтов с применением щебеночных армирующих элементов в гражданском и дорожном строительстве.

Ключевые слова

Преобразование строительных свойств грунтов, преобразованное основание, приведенный модуль грунтового основания, штамповые испытания, щебеночные армирующие элементы (ЩАЭ).

Современное строительство часто ведется на площадках со сложными инженерно-геологическими условиями, что требует усиления грунтов основания с применением нового технологического оборудования. Одним из примеров освоения таких территорий является строительство жилого комплекса в городе Щелково Московской области. Территория, отведенная под застройку данного комплекса, частично располагалась на месте бывшего карьера по добыче песка. На момент проведения геологических изысканий и проектирования карьер был рекультивирован путем его засыпки.

Рассматриваемый жилой комплекс представляет собой три отдельно стоящих девятиэтажных корпуса (А, Б и В), каждый корпус имеет один подземный этаж.

На начальных этапах проектирования генпроектной организацией для корпуса В предлагался фундамент в виде монолитной плиты на естественном основании, а для корпусов А и Б свайные фундаменты, что было вызвано наличием в основании насыпных и сильносжимаемых грунтов.

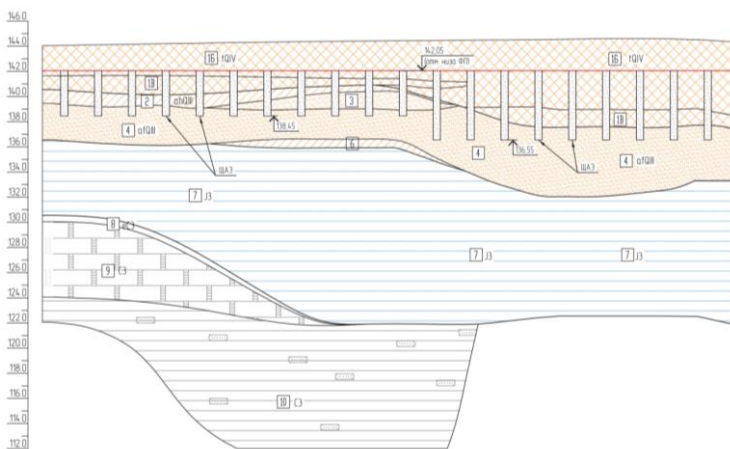


Рис. 1. Характерный инженерно-геологический разрез площадки строительства (корпус А)

НИИОСП выполнил оптимизацию проектных решений для сокращения стоимости и сроков возведения фундаментов корпусов А и Б.

В качестве альтернативы свайным фундаментам специалистами НИИОСП был рассмотрен вариант преобразования свойств грунтов основания путем устройства щебеночных армирующих элементов (ЩАЭ), данная технология широко используется в Европе [1]. Технологическая схема устройства ЩАЭ представлена на рис. 3.

Индекс	№ ИГЭ	Геолого-литологическая опись	Уд. вес, кН/м ³	Уд. фронт трения, **	Уд. сцеп С, кПа	Мод. деф. Е, МПа
10 _н	15	Насыщенный грунт - слежавшийся суглинистый	Расчетное сопротивление R ₀ = 100 кПа			
10 _н	16	Насыщенный грунт - слежавшийся песчаный	Расчетное сопротивление R ₀ = 120 кПа			
σ10 _н	2	Суглинок мягкопластичный с примесью органики	18,5	17,0	16,0	6,0
σ10 _н	3	Песок мелкой средней плотности с примесью органики	16,7	31,0	1,0	22,0
σ10 _н	4	Песок мелкой средней плотности	17,8	32,0	2,0	22,0
σ10 _н	5	Суглинок полутвердый	20,1	22,0	33,0	23,0
σ10 _н	6	Суглинок мягкопластичный	19,4	20,0	24,0	14,0
л	7	Глина полутвердая с примесью органики	17,9	11,0	54,0	19,0
сС	8	"Доломитовая мука", представлена суглинком тугопластичным	18,8	21,0	46,0	16,0
с	10	Глина полутвердая	20,3	12,0	63,0	25,0

Рис.2. Таблица свойств грунтов.

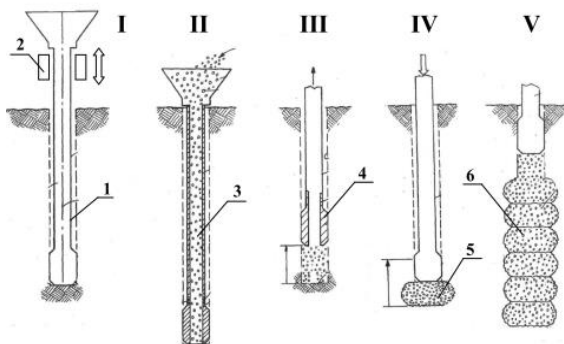


Рис. 3. Схема устройства щебеночных армирующих элементов:

- I – устройство скважины погружением трамбовочного оборудования с теряемым наконечником; II, III – подача щебня в скважину и постепенное поднятие трамбовочного оборудования; IV – уплотнение подошвы ЩАЭ трамбовыванием щебня; V – формирование тела сваи путем послойного уплотнения щебня; 1 – инвентарная обсадная труба с теряемым наконечником сердечником; 2 – вибропогружатель; 3 – щебень; 4 – трамбуемый наконечник инвентарной обсадной трубы; 5 – уплотненная порция щебня; 6 – грунтовая свая (щебеночный армирующий элемент)

В ходе проектирования были выполнены сопоставительные расчеты осадок фундаментов корпусов А и Б на естественном и преобразованном основаниях. Для предварительных расчетов и оценки эффективности применения ЩАЭ был использован приведенный модуль преобразованного основания, результаты расчетов для корпуса А представлены на рис. 4 и 5.

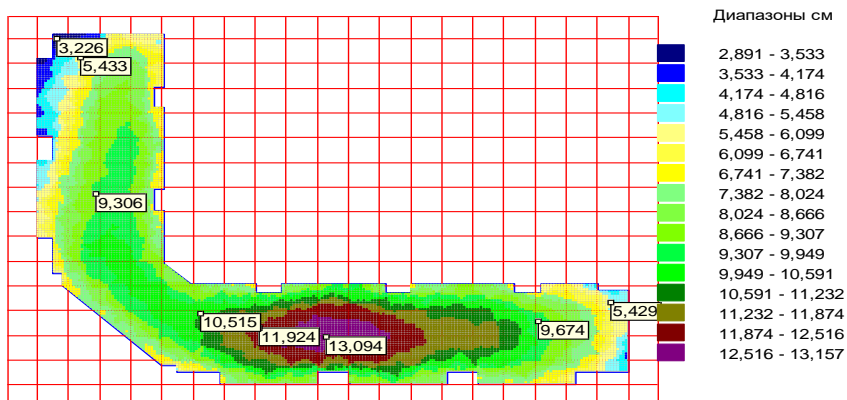


Рис. 4. Эпюра осадок фундамента корпуса А на естественном основании.

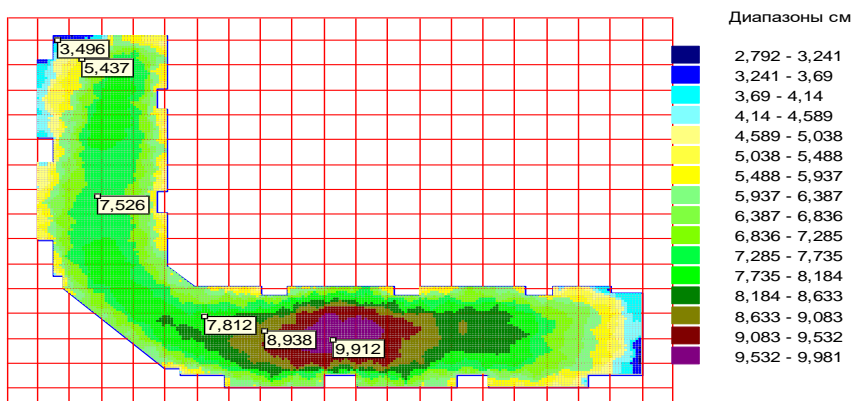


Рис. 5. Эпюра осадок фундамента корпуса А на преобразованном основании.

На основании расчетов с приведенным модулем были приняты следующие решения: для корпуса А усиление выполнялось ЩАЭ диаметром 600 мм и длиной 3,5, 5,5 и 11,0 м по сетке $1,4 \times 1,4$ м, для корпуса Б – ЩАЭ диаметром 600 мм, длиной 2,5 и 3,5 м по сетке $2,0 \times 2,0$ м.

Для подтверждения результатов предварительных расчетов НИИОСП провел полевые штамповые испытания преобразованного основания штампом $3,0 \times 3,0$ м на четырех опытных участках. Общий вид испытательного стенда представлен на рис. 6.

Выполненные испытания показали, что модуль деформации грунтов основания в пределах усиления увеличился до 30%, что привело к уменьшению расчетных осадок на 15-20%.



Рис. 6. Общий вид испытательного стенда.

В период возведения зданий и в течение года после ввода объекта в эксплуатацию велись геодезические наблюдения за осадками

жилого комплекса, согласно которым максимальная осадка корпусов А и Б составила $\approx 45,0$ мм.

Также стоит отметить, что применение ЩАЭ сократило стоимость и сроки СМР по устройству фундаментов примерно в 2 раза.

Рассматриваемая технология преобразования свойств грунтов путем устройства щебеночных армирующих элементов также была применена при строительстве автодорожного путепровода на участке Москва – Бекасово, Киевского направления.

На данном участке было выполнено усиление оснований дорожной насыпи на подходах. Решение об усилении было принято в связи с наличием в основании насыпи слабых грунтов, для снижения осадок и сокращения сроков консолидации грунтов основания.

Выполненные расчеты осадок для 2-х дорожных насыпей при возведении их на естественном основании составили 25,6 и 30,0 см, сроки консолидации – 10 и 5 лет соответственно. При усилении оснований данных насыпей щебеночными армирующими элементами осадки снизились до 17,3 и 20,6 см, сроки консолидации до 35 суток.

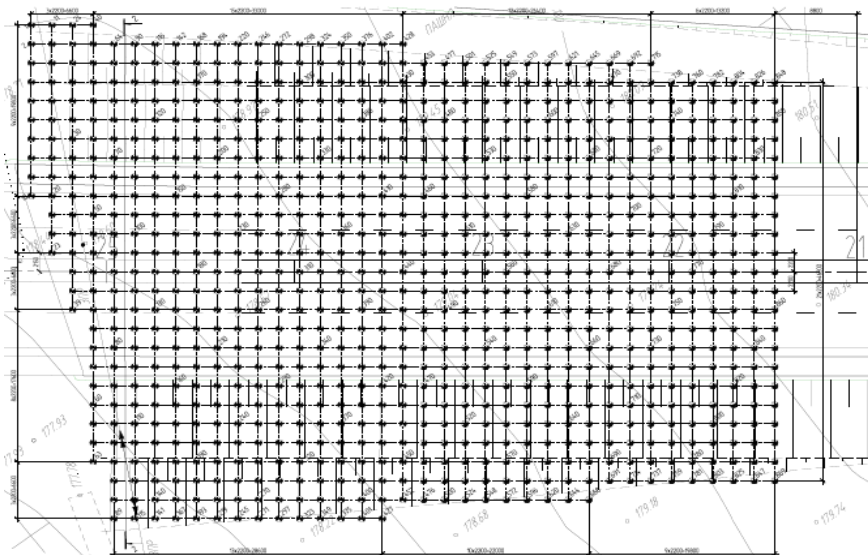


Рис. 7. План щебеночных элементов ПК 25+6.02-ПК21

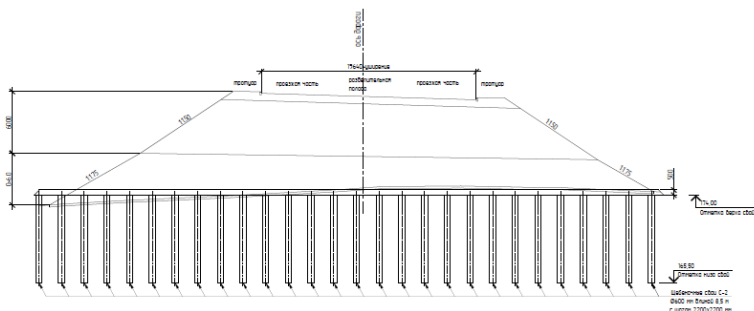


Рис. 8. Типовой разрез по дорожной насыпи, усиленного щебеночными армирующими элементами

Вывод: Данная технология позволяет повысить модули деформации слабых грунтов и как следствие снизить расчетные осадки, значительно сократить сроки консолидации грунтов основания, сократить стоимость и сроки СМР по возведению фундаментов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ulrich Smolczyk. Geotechnical engineering handbook. Volume 2. Berlin, 2003.

УДК 624.154

НОВАЯ КОНСТРУКЦИЯ БУРОВОЙ КОНУСОВИДНОЙ СВАИ ДЛЯ УСТРОЙСТВА В СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТАХ

**Самородов А.В., Убийвовк А.В.,
Купрейчик А.Ю., Найдёнова В.Е.**

(Харьковский национальный университет строительства
и архитектуры, г. Харьков, Украина)

Аннотация

Предложены варианты конструкций буровых свай с конусовидной формой ствола, применение которых позволяет обеспечить снижение или отсутствие возможного влияния догружающих (нега-

тивных) сил трения по боковой поверхности свай в просадочных (насыпных и т.п.) грунтах, и, как следствие, назначать большие вдавливающие нагрузки на сваи по сравнению со сваями с традиционной цилиндрической формой ствола. Также приведены подтверждающие результаты лабораторных экспериментальных исследований эффективности на моделях конусовидных свай.

При проектировании зданий и сооружений на свайных фундаментах силы догружающего (отрицательного) трения следует учитывать в случаях, когда условная скорость деформации грунта околосвайного массива может превышать скорость осадок свайного фундамента, что, как правило, проявляется при наличии в основании структурно-неустойчивых грунтов, а также в других случаях развития подобных деформаций грунтовой толщи.

Вопросами развития сил отрицательного трения в свайном фундаменте посвящены труды отечественных и зарубежных исследователей: Далматов Б.И., Лапшин Ф.К., Россихин Ю.В., Григорян А.А., Зарецкий Ю.К., Морозов В.Н. Брома Бенг Б., Fellenius В.Н., Crawford С.В., Endo М., Bjerrum L., Johannessen I.J., Kerisel J., Lee С.Ј., Bolton M.D. и другие.

В сложных инженерно-геологических условиях, особенно для многоэтажных и высотных сооружений, используют железобетонные буронабивные или буроинъекционные сваи (буровые сваи) [1], в том числе с уширением на конце, которые устраивают непосредственно в грунте, что предусматривает для формирования ствола сваи разбуривание скважины шнеком необходимого диаметра на проектную глубину по принципу вращательного бурения в зависимости от используемого оборудования [2].

Известны способы устройства буронабивных свай в структурно-неустойчивых грунтах в стальных, полиэтиленовых и других обсадных трубах, которые обеспечивают снижение догружающих сил трения за счет более низких показателей трения по грунту материала труб, чем поверхность бетонной сваи [2], но имеют относительно высокую стоимость и низкие антифрикционные качества [3]. Другие известные способы устройства свай с так называемой «антифрикционной рубашкой» [4] очень усложняют процесс устройства буровых свай.

Известно применение забивных железобетонных свай, имеющих пирамидальную, трапецевидную и конусную форму ствола [1, 2, 5], которая также принимается в качестве формы для специальных трамбовок при устройстве бетонных или железобетонных набивных свай (фундаментов) в выштампованном ложе (котловане) [1, 4, 6, 7]. Также для забивных свай постоянного поперечного сечения по длине применяют антифрикционное покрытие боковой поверхности [1]. Однако, такие забивные и набивные сваи имеют ограниченную длину (до ≈ 10 м) и область применения, а также сомнительный эффект снижения догружающих сил по их боковой поверхности за счет дополнительного обжатия грунтового массива вокруг сваи при их устройстве.

В данной статье предлагаются формы буровых свай, которые выполняются с помощью патентуемого способа их устройства [8] для обеспечения снижения или отсутствия влияния догружающих сил трения грунта по боковой поверхности буровых свай в структурно-неустойчивых (насыпных и т.п.) грунтах.

На рис. 1 приведены принципиальные формы буровых свай, которые устраиваются предлагаемым способом, где показано конусовидную форму ствола сваи 1, которая формируется с помощью разбуривания скважины конусовидным шнеком необходимых геометрических параметров (d_6 и d_n) и глубиной H и уширения 2 в конце ствола сваи 1.

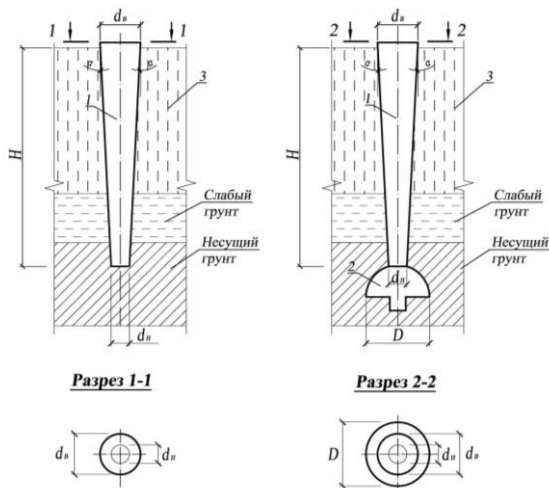


Рис.1. Принципиальные формы буровых свай, устраиваемые предложенным способом

Суть способа устройства буровых свай заключается в том, что боковая поверхность свай в пределах структурно-неустойчивых грунтов практически не воспринимает догружающие силы трения за счет наклона поверхностей ствола сваи сверху донизу.

Для исследований по выявлению эффекта снижения догружающих сил трения грунта, действующих по боковой поверхности свай без учета вертикальной нагрузки, проведены лабораторно-экспериментальные исследования на моделях свай.

В основу лабораторных экспериментов положен способ по выявлению именно максимальных догружающих сил трения грунта на моделях свай, который был предложен и реализован Самородовым А.В. и Найдёновой В.Е. и опубликован в работах [9, 10].

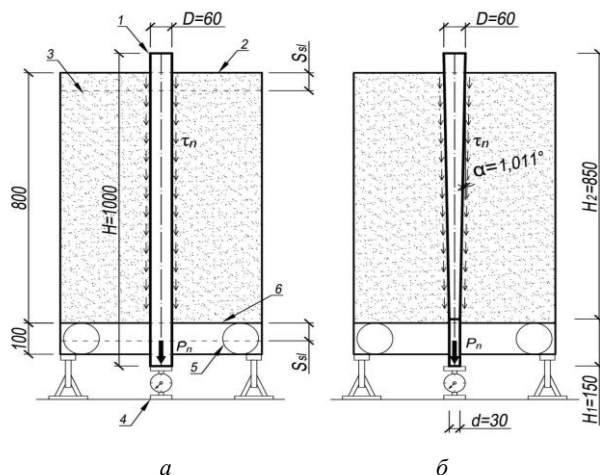


Рис. 2. Схема установки в процессе эксперимента по определению догружающих сил трения грунта P_n по боковой поверхности сваи при различных углах наклона поверхностей ствола α :

a – стандартная цилиндрическая форма сваи; *б* – предложенная конусовидная форма сваи; 1 – модельная деревянная свая, 2 – лоток, 3 – песок (мелкий, сухой, однородный $\gamma \approx 15 \text{ кН/м}^3$, $\varphi = 30^\circ$), 4 – динамометр, 5 – резиновая воздушная «подушка», 6 – разделительная перегородка (ДСП)

Подготовка к эксперименту и его проведение включало несколько этапов (см. рис. 2):

- модельная свая устанавливалась в проектное вертикальное положение путем свободного вывешивания, при котором нижний ко-

нец сваи пропускался через всю конструкцию лотка через специальные отверстия в днищах, с упором сваи на динамометр;

- производилась засыпка песчаного грунта «дождем» на всю высоту лотка;

- производилась имитация процесса просадки всей толщи на величину $s_{sl}=100$ мм за счет спуска воздуха из резиновой камеры («подушки»);

- регистрировался дополнительный вес сваи за счет догружающих сил трения грунта P_n по боковой поверхности сваи с помощью динамометра.

В табл. 1 приведены результаты лабораторных экспериментальных исследований по выявлению максимальной догружающей силы трения сыпучего грунта P_n по боковой поверхности сваи за счет наклона поверхностей ствола.

Таблица 1
Результаты лабораторных исследований

№	H, м	H ₁ , м	H ₂ , м	D, м	d, м	α, град	S, м ²	P _n , (10 ⁻² кН)
а	1			0,06	0,06	0	0,16	18,3
б	1	0,85	0,15	0,06	0,03	1,011	0,12	7,5

Как видно из табл. 1 при незначительном снижении площади боковой поверхности конусовидной модельной сваи по сравнению с цилиндрической формой ствола снижение догружающих сил трения P_n составило до $\approx 2,5$ раза, что указывает на эффективность применения конусовидных буровых свай и позволяет повысить несущую способность свай на вдавливающие нагрузки в проекте свайных фундаментов в структурно-неустойчивых грунтах с обеспечением определенного экономического эффекта.

ЛИТЕРАТУРА

1. ДБН В.2.1-10-2009 Зміна №1. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с.

2. Свайные работы / М.И. Смородинов, А.И. Егоров, Е.М. Губанова и др.; Под ред. М.И. Смородинова. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1988. – 223 с.: ил. – (Справочник строителя).

3. Ермошин П.М. Устройство буронабивных свай. М.: Стройиздат, 1982. – 212 с.

4. Патент на корисну модель №57669, УКРАЇНА. МПК E02D 5/34. Спосіб влаштування паль з «антифрикційною сорочкою» (Снісаренко В.І., Гембарський Л.В., Щерба М.О.) НТУУ «Київський політехнічний інститут». – Заявл. 28.07.2010. Опубл. 10.03.2011. Бюл. №5. – 4 с.

5. Основания, фундаменты и подземные сооружения / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др. Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с. – (Справочник проектировщика).

6. Посібник з проектування та влаштування паль у пробитих свердловинах / [М. Л. Зоценко, Ю. Л. Винников, А. М. Павліков та ін.]; ПолтНТУ, ДП НДІБК. – Київ, 2014. – 70 с.

7. Пособие по производству работ при устройстве оснований и фундаментов (к СНиП 3.02.01-83) / НИИОСП им. Н.М. Герсеванова. – М.: Стройиздат, 1986. – 567 с.

8. Заявка на винахід України № а 2018 00812. Спосіб влаштування бурових паль у структурно-нестійких грунтах (Самородов О.В., Убийвовк А.В., Найдьонова В.Є., Купрейчик А.Ю.). – заяв. 29.01.2018.

9. Самородов А.В. Проектирование эффективных комбинированных свайных и плитных фундаментов многоэтажных зданий: монография / А.В. Самородов. – Харьков: Типография Мадрид, 2017. – 204 с.

10. Naydenova V.E. Laboratory experimental research of loading forces development acting on the side surface of the piles / V.E. Naydenova // Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering / Poltava National Technical Y. Kondratyuk University. – Issue 1(50) 2018. – Pp. 174-180

ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ ПЛИТНО-СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ДЛЯ УМЕНЬШЕНИЯ ОСАДОК И КРЕНОВ ЖИЛОГО ДОМА НА ПРОСПЕКТЕ ДЗЕРЖИНСКОГО В ГОРОДЕ МИНСКЕ

Сернов В.А. канд. техн. наук, доцент
(Белорусский национальный технический университет,
г. Минск, Беларусь)

Карпович П.В.
(ООО «КомплексЭнергоПроект», г. Минск, Беларусь)

Аннотация. В данной статье приведены результаты совместного расчета каркаса многоэтажного здания с основанием. Рассматривались два варианта фундамента: сплошная плита на естественном основании и плитно-свайный фундамент. Оценивалась эффективность применения буронабивных свай на отдельных участках фундаментной плиты для уменьшения ее осадки.

Abstract. The results of combined calculation of multistory building frame and a base are given in the article. Both raft and raft piled foundations are considered. Efficiency of the bored pile application at the local parts of the rafts was estimated.

В настоящее время при строительстве зданий повышенной этажности и высотных зданий фундаменты выполняются преимущественно в виде сплошных монолитных плит на естественном, искусственном или свайном основании. При отсутствии под фундаментной плитой малопрочных грунтов, несущей способности основания как правило достаточно для восприятия проектных усилий от здания. Однако, при давлениях на грунт превышающих 0,5МПа, даже при наличии в основании относительно прочных грунтов, расчетные осадки здания часто превышают допустимые значения. Это приводит к дорогостоящим мероприятиям по закреплению грунтов, либо переходу на свайный фундамент.

Одним из эффективных методов уменьшения абсолютных и относительных осадок зданий является применение локальных свай в

наиболее загруженных местах. Опыт проектирования жилых домов в микрорайоне Маяк Минска показал, что при устройстве локальных свай в основании фундаментной плиты и передачи на них 30% нагрузки расчетная осадка здания уменьшается в 2 раза [1]. При устройстве локальных свай армирование фундаментной плиты может быть уменьшено на 20-35% в сравнении с вариантом на естественном основании. Эта экономия компенсирует дополнительные затраты на устройство свай, а в некоторых случаях, как показали расчеты, стоимость плитно-свайного фундамента может оказаться меньше стоимости плиты на естественном основании.

Успешный опыт применения плитно-свайных фундаментов на объекте Маяк Минска, подтвержденный результатами мониторинга зданий, позволил использовать аналогичный подход при проектировании 8-11 секций 20-тиэтажного жилого дома в квартале пр. Дзержинского – ул. Щорса – ул. Железнодорожная – ул. Хмелевского в г. Минске. В качестве фундаментов были приняты монолитные сплошные плиты. По данным инженерно-геологических изысканий, выполненных ЗАО «Синклиналь» в 2011г., в основании плит залегают преимущественно моренные супеси средней прочности (ИГЭ-8), прочные (ИГЭ-9) и очень прочные (ИГЭ-10). На отдельных участках непосредственно под фундаментной плитой секций 8-9 залегают прочные мелкие пески мощностью до 1,3м. В основании секции 10-11 под частью здания большая толща песчаного грунта вскрыта на глубине 4,5м от подошвы фундаментной плиты.

Расчетная нагрузка на плиту 8-9 секций составила 422970 кН, а на плиту 10-11 секций — 390500кН. Совместный расчет железобетонного каркаса здания совместно с основанием был выполнен с использованием программного комплекса MicroFE. Расчетные схемы здания и основания приведены на рис. 1.

Максимальная расчетная осадка фундаментной плиты секций 8-9 составила $s_{\max}=89$ мм, минимальная — $s_{\max}=13$ мм (рис. 2). Максимальная расчетная осадка фундаментной плиты секций 10-11 составила $s_{\max}=134$ мм, минимальная — $s_{\max}=29$ мм (рис. 3).



Рис. 1. Расчетные схемы секций здания 8-9 (слева) и 10-11 (справа)

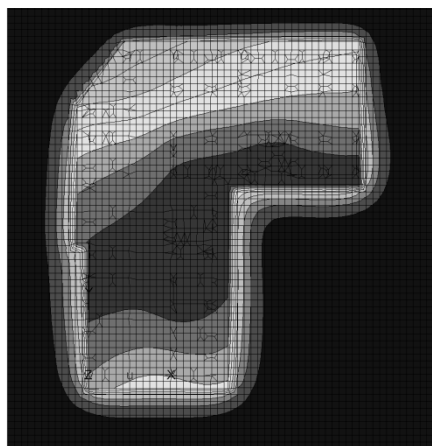


Рис. 2. Изополя вертикальных деформаций фундаментной плиты на естественном основании секции здания 8-9

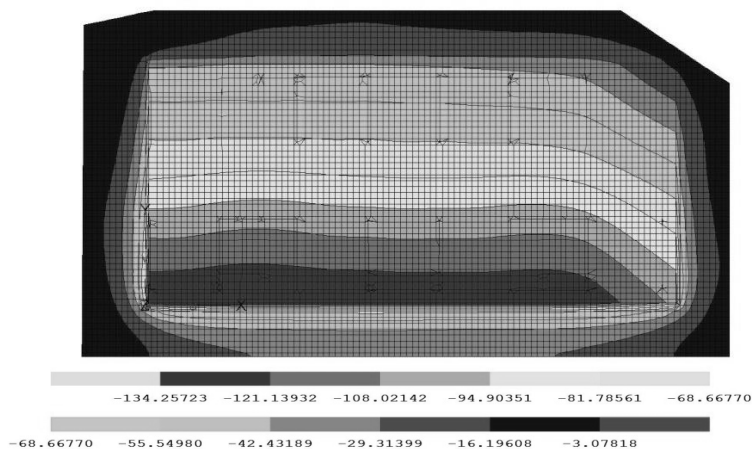


Рис. 3. Изополю вертикальных деформаций фундаментной плиты на естественном основании секции здания 10-11

Как показали расчеты большая неоднородность основания может привести к значительным кренам здания в случае применения сплошных плит на естественном основании. Относительная разница осадок $\Delta s/L=0,0052$, что превышает предельно допускаемые значения в соответствии с [2].

С целью уменьшения осадок здания и обеспечения его нормальной эксплуатации под наиболее загруженными несущими элементами были изготовлены буронабивные сваи диаметром 0,53м. В основании секции 8-9 было выполнено 26 свай длиной 6м и 54 сваи длиной 10м, а в основании секции 10-11 соответственно 19 свай длиной 7м и 79 свай длиной 10м (рис. 4). Расчетная нагрузка на сваи длиной 6м и 7м составляет 500кН, а на сваи длиной 10м — 1670кН. Таким образом, сваи секций 8-9 воспринимают нагрузку 103180кН (24,4% нагрузки от здания), а сваи секции 10-11, соответственно 141430кН (36% нагрузки от здания). В результате включения свай в расчетную схему здание-основание удалось выровнять крены и уменьшить осадку секций здания 8-9 на 26%, а секций 10-11 на 64%.

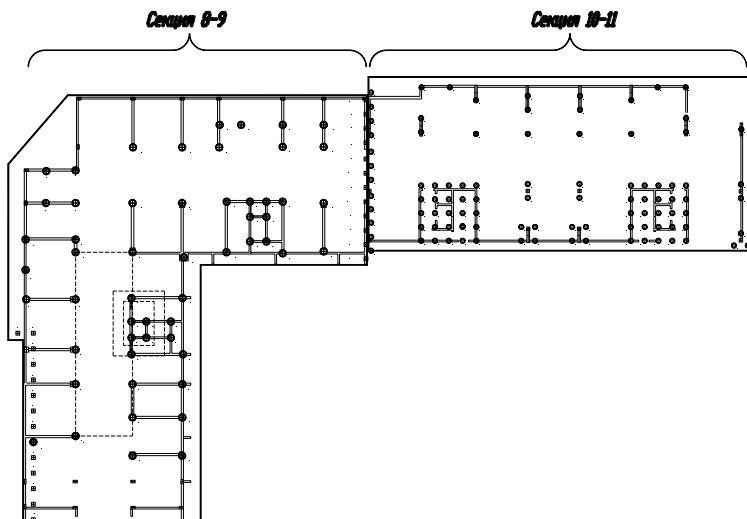


Рис. 4. Схема расположения свай в основании фундаментных плит

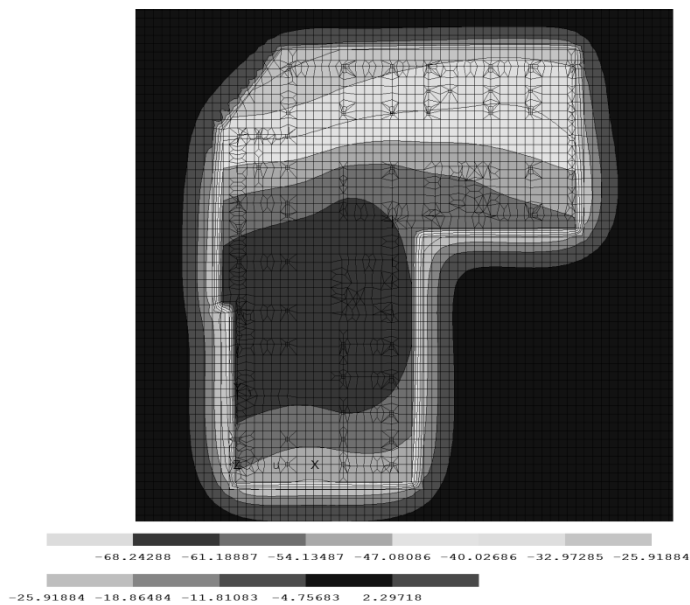


Рис. 5. Изополя вертикальных деформаций плитно-свайного фундамента секции здания 8-9

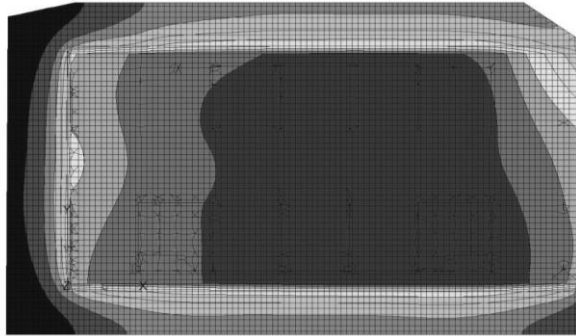


Рис. 6. Изополя вертикальных деформаций плитно-свайного фундамента секции здания 10-11

Одновременно с уменьшением абсолютных и относительных осадок здания, за счет снижения моментных усилий в плите, удалось уменьшить армирование фундаментных плит примерно на 15%. Армирование фундаментной плиты секций 8-9 снизилось на 25 370 кг., а фундаментной плиты секций 10-11 на 14 570 кг., что позволило частично компенсировать стоимость устройства свай.

ЛИТЕРАТУРА

1. Сернов, В.А. Оценка эффективности устройства локальных буронабивных свай в основании фундаментных плит высотных зданий / В.А. Сернов, Р.А. Сороко / Сб. науч. тр. – Полтава, 2016. – Вып. 1(46) Серия: отраслевое машиностроение, строительство–С. 113–123.

2. Технический кодекс установившейся практики. \Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования : ТКП 45-5.01-254-2012. – Введ. 05.01.2012. – Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2012. – 102 с.

ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ МОДЕЛЕЙ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ИЗ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ В ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ.

Сороко Р. А

(Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь)

Введение

Инженерно-геологические условия строительной площадки оказывают первостепенное влияние на выбор конструктивной формы фундамента. Вместе с тем даже внутри одного типа грунтов различные его виды по-разному определяют механику взаимодействия фундамента с основанием.

Поскольку грунт является многокомпонентной средой, его нельзя отнести к одной определенной фазе вещества. Количественное соотношение твердой, жидкой и газообразной фаз, историей естественного формирования и преобразования горных пород, климатическими особенностями, а также техногенной деятельностью человека обусловлены изменения грунтовых условий в пространстве.

За прошедшие 10-15 тысячелетий современного межледникового образовался голоценовый горизонт – верхние слои четвертичного периода, наиболее часто используемые в строительстве в качестве оснований, среды сооружений и строительного материала.

По данным М.А. Ситникова 84,1% территории Беларуси занимают моренные грунты (преимущественно Южное Белорусское Поозерье и Белорусская гряда). Лёссовидные отложения распространены преимущественно на территории Восточно-Белорусского плато. В Северное Белорусское Поозерье включены ленточные глины. В работах И.А. Голубева, который на протяжении нескольких лет осуществлял наблюдения за осадками зданий, построенных на моренных и песчаных грунтах, было сделано заключение о неполном использовании несущей способности моренных и песчаных грунтов.

До недавнего времени область применения традиционных свайных фундаментов диктовалась инженерно-геологическими услови-

ями, когда верхние слои или вся сжимаемая толща строительных оснований сложена слабыми грунтами.

Актуальность результатов исследований работы свайных фундаментов.

Массовое строительство многоэтажных зданий и, соответственно, рост нагрузок на фундаменты является причиной поиска способов повышения несущей способности традиционных типов фундаментов и попыток разработки новых конструктивных решений.

Применение свайных фундаментов в данных, усложняющихся, условиях служит предпосылкой поиска способов повышения эффективности свайных фундаментов, одним из которых является изменение и уточнение расчётных моделей и методов расчёта с целью наиболее полного отражения работы реальной конструкции, что позволит более эффективно использовать прочностные и деформационные свойства основания оснований. [5]

Исследования Н.М. Дорошкевич, В.В. Знаменского и др. [1-4] показали, что приложенная к ростверку нагрузка передается на сваи неравномерно. Большая нагрузка приходится на сваи, наиболее удаленные от центра фундамента.

Несущая способность и осадка одиночной сваи, как правило, существенно отличается от осадки сваи в составе группы. Это связано, во-первых, с увеличением зоны уплотнения грунта в основании свай. Во вторых, при загрузении соседних свай изменяется напряженно-деформированное состояние основания. Зоны вертикальных напряжений накладываются друг на друга в уровне нижних концов свай, увеличивая их осадку. Горизонтальные напряжения в межсвайном пространстве приводят к увеличению сил трения грунта по боковым поверхностям свай. Взаимное влияние свай усиливается при увеличении их длины и уменьшении шага. [5]

Осадка сваи в группе может быть выше или ниже, чем у отдельно стоящей, и во многом определяется грунтовыми условиями, видом свай и интенсивностью нагружения фундамента. Экспериментально доказано, что в глинистых грунтах с увеличением количества свай в группе и уменьшением их шага сопротивление боковой поверхности снижается и большая нагрузка передается нижним концом сваи, мобилизация боковой поверхности сваи по глубине в работу на начальных этапах её нагружения происходит одновременно, а последовательно, начиная с верхней части ствола.

К настоящему времени накоплен большой объём данных теоретического и экспериментального характера об основных закономерностях и особенностях напряжённо-деформированного состояния свай в различных грунтовых условиях. Имеется ряд теоретических положений, подтверждённых экспериментами, по вопросу распределения напряжений вдоль боковых поверхностей свай и под их нижними концами. [1-4, 10-15]

Вопрос взаимодействия свай в группе недостаточно изучен в настоящее время и требует широкомасштабных модельных и натурных исследований. Экспериментальные данные, полученные до настоящего времени, дают неоднозначные, часто противоречивые результаты.

Имеющиеся данные по взаимодействию группы свай с основанием и их взаимовлиянию через грунт не нашли отражения в национальных ТНПА и требуют доработки. [6-8]

В частности, одним из сложных является вопрос о расчете несущей способности и деформативности набивных свай в сжимаемых грунтах. В силу особенности конструкции и устройства набивной сваи под воздействием вертикальной вдавливающей нагрузки до начала срыва по боковой поверхности под ее острием не образуется уплотненной зоны. По этой причине только после значительной осадки свай пята включается в работу и несущую способность ее основания можно включить в расчет несущей способности. [10-11].

Экспериментальные исследования.

Изучение теоретических и экспериментальных данных о работе одиночных свай, и свай, находящихся в составе свайных фундаментов, является важной частью проектирования.

Для исследования работы свайных фундаментов из буронабивных свай в глинистых грунтах на базе лаборатории кафедры «Геотехника и экология в строительстве» БНТУ были проведены серии испытаний моделей свайных фундаментов и моделей одиночных свай. Однако анализ литературных источников показывает, что задача полного моделирования в силу многофакторности при взаимодействии свайных конструкций, особенно в пространственных условиях, практически не поддается решению. Методика проведения испытаний должна обеспечивать получение необходимых экспериментальных данных, получения качественной и количественной картины взаимодействия свай в группе с основанием. При этом

закономерно возникает вопрос о правомерности интерпретации результатов маломасштабных опытов применительно к сваям натуральных размеров. Классический подход к этому вопросу предусматривает соблюдение условий моделирования как для всех элементов свай, так и для грунтовой среды. В этой связи было признано целесообразным воспользоваться высказанной в 50-е годы Д. Е. Польшиным идеей приближенного моделирования, опробованной практически в исследованиях Д.С. Кананяна, Ю.А. Соболевского, М.И. Никитенко, В.Н. Суходоева и др. [16]. Сущность подобного моделирования состоит в том, что грунтовые условия принимаются одинаковыми для модели и прототипа натуральных размеров, а в соответствующих масштабах изменяются только геометрические размеры фундаментных конструкций и их жесткостные параметры. При подобном подходе, всегда имеется возможность рассматривать любые модели в качестве натуральных, для которых можно выявить общие закономерности взаимодействия с грунтом.

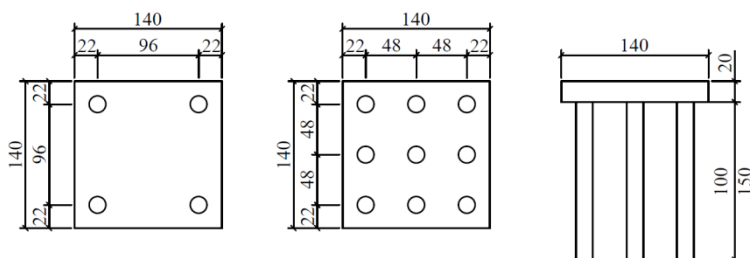


Рис. 1. Геометрические размеры модели свайного фундамента

В соответствии с разработанной программой экспериментальных исследований были предусмотрены испытания моделей свай и свайных фундаментов на вдавливание и исследование их взаимодействия с грунтом основания. Эксперименты проводились в грунтовой лотке, заполненной супесью с числом пластичности $I_p=6,7$. Нагрузки прикладывались рычажной системой с передаточным числом 1:10 ступенями по 5-10 кг. Осадки фиксировались индикаторами часового типа ИЧ-10. Исследовались модели цилиндрических свай диаметром 16 мм и длиной 100 и 150 мм, расположенных с шагом $3d - 6d$ и осадка штампа-плиты размером 140×140 мм (рисунок 1).

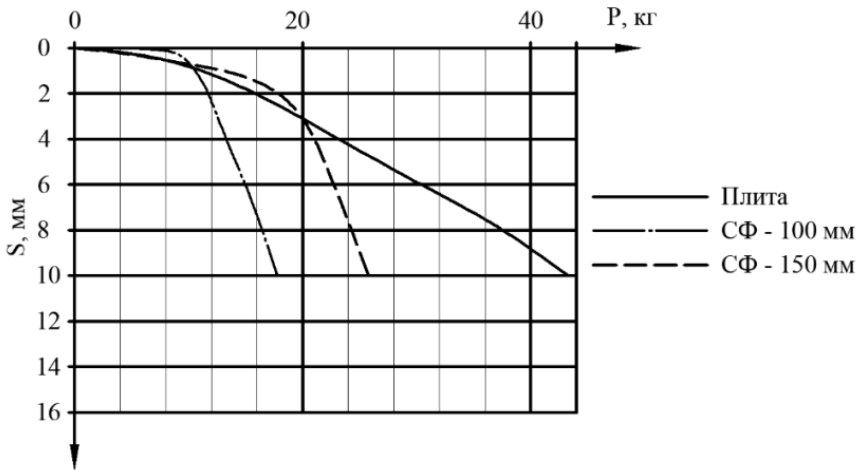


Рис. 2. Результаты испытания модели при шаге свай $6d$

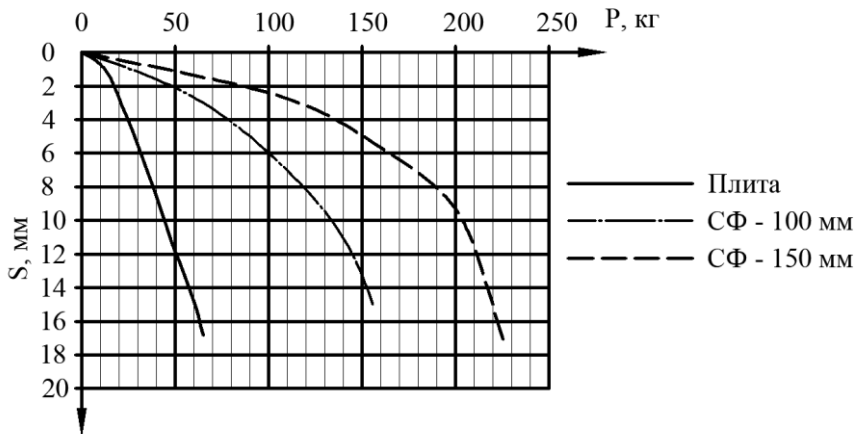


Рис. 3. Результаты испытания модели при шаге свай $3d$

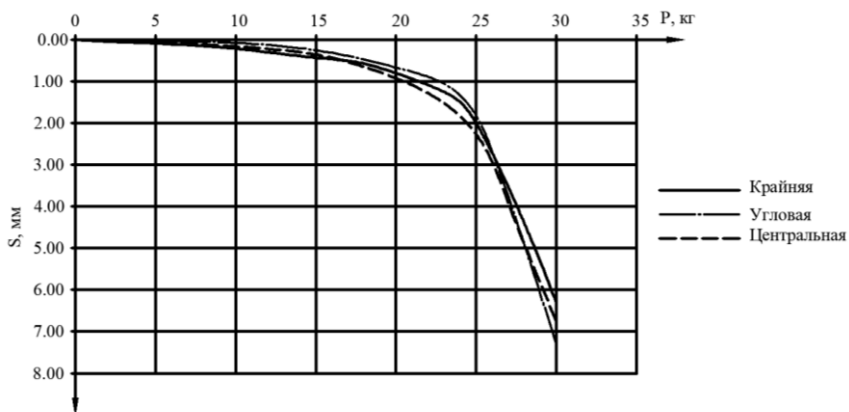


Рисунок 4 – Результаты испытания модели сваи длиной 100 мм

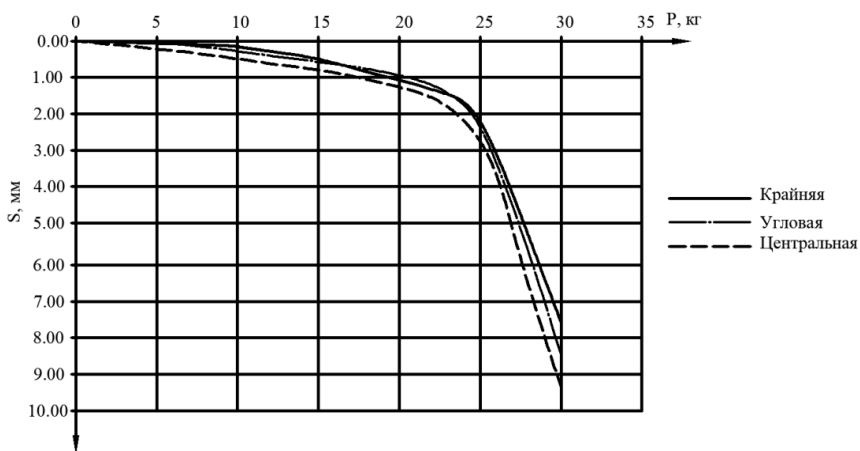


Рис. 5. Результаты испытания модели сваи длиной 150 мм

Зная нагрузку воспринимаемую сваями и их количество, легко найти усилие $N_{сп}$, приходящееся на 1 сваю в составе фундамента. Далее по графикам испытаний определяем осадку S_1 одиночной сваи при нагрузке равной $N_{сп}$.

Полученные результаты были проанализированы и результаты сведены в таблицу. Для оценки взаимного влияния свай был определен коэффициент группового эффекта, выражающий снижение

жесткости сваи в группе, определяемый как отношение осадки свайного фундамента к осадке одиночной сваи при заданной нагрузке на сваю:

$$k_{гр} = \frac{S_{гр}}{S_1} \quad (1)$$

Таблица 1

Оценка взаимного влияния свай в группе

Шаг свай	Длина свай	Нагрузка на сваю, кг	Осадка сваи, мм		K _{гр}
			Одиночной	В группе	
3d	L=100 мм	10	0,65	10,8	16,6
	L=150 мм	10	0,4	4,03	10,1
6d	L=100 мм	10	0,65	2,5	3,85
	L=150 мм	10	0,4	1,1	2,75

Выводы

1. Жесткость сваи в составе свайного фундамента снижается в сравнении с жесткостью одиночной сваи.

2. Экспериментально доказано, что при увеличении шага свай взаимное влияние свай в группе уменьшается.

3. Учет взаимного влияния свай является одним из путей повышения несущей способности и увеличения эффективности свайных фундаментов.

4. Разработка методики определения осадки свайных фундаментов с учетом коэффициента группового эффекта позволит более эффективно использовать прочностные и деформационные свойства основания и оптимизировать затраты на устройство свайных фундаментов, а изучение теоретических и экспериментальных данных о работе одиночных свай, и свай, находящихся в составе свайных фундаментов, является важной частью проектирования.

ЛИТЕРАТУРА

1. Лапшин, Ф.К. Расчет свай по предельным состояниям / Ф.К. Лапшин. – Саратов : Изд-во Саратов. ун-та, 1979. – 152 с.
2. Козачок, Л.Д. Распределение напряжений в основании моделей кустов свай / Л.Д. Козачок // Республ. межвед. науч.-техн. сб. – Киев : Будівельник, 1974. – Вып. 7 : Основания и фундаменты. – С. 47–51.
3. Грутман, М.С. Сопротивление сваи и свайного куста / М.С. Грутман // Республ. межвед. науч.-техн. сб. – Киев : Будівельник, 1975. – Вып. 8 : Основания и фундаменты. – С. 32–38.(25)
4. Бартоломей, А.А. Основы прогноза осадок свайных фундаментов / А.А. Бартоломей // Научно-технический журнал. Основания, фундаменты и механика грунтов. — 1995. — № 3. — С. 8–10.
5. Сернов, В.А. Совместная работа свай с ростверками в песчаных и глинистых грунтах : дис. канд. техн. Наук : 05.23.02 / В.А. Сернов. – Минск, 2010. – 181 л.
6. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве. Пособие к строительным нормам Республики Беларусь. Проектирование забивных и набивных свай по результатам зондирования грунтов : П2-2000 к СНБ 5.01.01-99. – Введ. 25.07.2000. – Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2001. – 26 с.
7. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве. Пособие к строительным нормам Республики Беларусь. Проектирование и устройство буронабивных свай : П13-01 к СНБ 5.01.01-99. – Введ. 22.02.01. – Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2002. – 46 с.
8. Грунты. Методы полевых испытаний сваями : ГОСТ 5686-96. – Введ. 01.01.96. – Минск : Межгос. науч.-технич. комиссия по стандартизации, технич. нормированию и сертификации в строительстве : НИИОСП им. Герсеванова, 1996. – 36 с.
9. Сороко, Р.А. Деформируемость основания здания на сплошной фундаментной плите, усиленной локальными сваями: дис. маг. техн. наук: 1-70.80.01 / Р.А. Сороко. – Минск, 2015. – 65 л.
10. Григорян А. А. Несущая способность и осадки буронабивных свай для высотного строительства на глинистых грунтах с учетом

нового существа разрушения основания. // Вестник МГСУ. 2012. № 4. С. 88-97

11. Твитко О. В. Бадёра Н. П. Анализ экспериментальных исследований работы фундаментов из группы взаимозависимых свай разной длины / О. В. Твитко, Н. П. Бадера – *Навукові праці ВНТУ*. – №3. – 2010. – С. 1-5.

12. Лапшин, Ф.К. Расчет свай по предельным состояниям / Ф.К. Лапшин. – Саратов: Изд-во Саратов. ун-та, 1979. – 152 с.

13. Теоретические основы механики деформирования и разрушения: монография / В. В. Леденев, В. Г. Однолько, З. Х. Нгуен. – Тамбов: Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2013. – 312 с.

14. Цымбал, С. И. Экспериментальное исследование напряженного состояния в основании модели висячей сваи / С. И. Цымбал; Республ. межвед. научн.-техн. сб.: Основания и фундаменты. – Киев: будівельник, 1973. – Вып. 6. – С. 134-141.

15. Исследование напряженно-деформированного состояния грунта в межсвайном пространстве: геотехника Беларуси: наука и практика: сб. статей Междунар. научно-технич. конф., Минск, 20-22 мая 2008 г. / БНТУ, В. А. Сернов; редкол.: М. И. Никитенко [и др.]. – Минск, 2008. – 239-246 с.

16. Канонян, А.С. Расчет оснований анкерных фундаментов методом приближенного моделирования / А.С. Канонян, М.И. Никитенко, Ю.А. Соболевский, В.Н. Суходоев // *Энергетическое строительство*. – 1978. – № 5 – С. 68-72.

УДК 624.138:691.3271

АРМОДРЕНИРУЮЩИЙ ЭФФЕКТ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ СУХОЙ БЕТОННОЙ СМЕСИ НА ОСНОВЕ РАСЧЕТНОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Тронда Т.В., Верховцова М.С., Гавриленко А.А.
*Белорусский национальный технический университет,
г. Минск, Беларусь*

Аннотация. В данной статье приведены результаты лабораторного определения изменения влажности и консистенции глинистого

грунта при устройстве армодренирующих элементов из сухой бетонной смеси, определены коэффициенты армирования и дренирования, а также совместный армодренирующий эффект на основе расчетных значений сопротивления пылевато-глинистых грунтов по глубине.

Abstract

This article presents the results of the laboratory tests by changes of the water content and liquidity index for silty-clay soils during application of reinforcement-drainage elements (dry concrete columns), the reinforcement and drainage coefficients and combined reinforcement-drainage coefficient determined on the base of the design resistance in depth for silty-clay soils.

Введение

Прочностные характеристики пылевато-глинистых грунтов зависят от их состава, влажности и плотности. Увеличение влажности снижает несущую способность глинистых грунтов в несколько раз. Одним из эффективных способов улучшения свойств слабых глинистых грунтов является применение армодренирующих элементов из сухой бетонной смеси [1-3], которые позволяют одновременно с армированием уплотнять и дренировать водонасыщенные глинистые грунты в отличие от традиционных методов упрочнения.

Целью данной работы было сравнить совместный армодренирующий эффект с эффектом только армирования или дренирования на основе расчетного сопротивления пылевато-глинистых грунтов.

В ходе работы были определены коэффициенты упрочнения: коэффициент армирования $K_{упр}^{арм}$, коэффициент дренирования $K_{упр}^{дрен}$ и коэффициент армодренирующего эффекта $K_{упр}^{АДЭ}$ – для пылевато-глинистых грунтов (кроме моренных) по значениям расчетного сопротивления грунтового основания.

1. Определение коэффициентов упрочнения

Для определения коэффициентов упрочнения (отношения значения расчетного сопротивления основания после устройства элементов армирования, дренирования или армодренирующих элементов к значению расчетного сопротивления до устройства элементов) был

рассмотрен пылевато-глинистый грунт (не моренный) с начальным показателем текучести $I_L = 0,75$ и коэффициентом пористости $e = 0,75; 0,70$ и $0,65$.

Ранее в лабораторных условиях было установлено, что изменение влажности и соответственно показателя текучести при устройстве армодренирующих элементов составляет $\Delta I_L = 0,21$ с доверительной вероятностью $\alpha = 0,95$ [4]. Поэтому в дальнейшем при расчетах будем принимать $\Delta I_L = 0,21$ (при определении $K_{унр}^{дрен}$ и $K_{унр}^{АДЭ}$).

Также при рассмотрении 1 м^3 закрепляемого методом выштамповывания грунта (при определении $K_{унр}^{арм}$ и $K_{унр}^{АДЭ}$) коэффициент пористости теоретически измениться с $e = 0,75$ до $e' = 0,61$, с $e = 0,70$ до $e' = 0,55$ и с $e = 0,65$ до $e' = 0,50$.

На основе данных табл. Б.5 из П13-01 к СНБ 5.01.01-99 [5], были определены следующие коэффициенты упрочнения грунта:

– $K_{унр}^{арм}$ – коэффициент армирования, учитывающий только изменение коэффициента пористости грунта;

– $K_{унр}^{дрен}$ – коэффициент дренирования, учитывающий только изменение показателя текучести грунта;

– $K_{унр}^{АДЭ}$ – общий коэффициент упрочнения, учитывающий армодренирующий эффект – и изменение коэффициента пористости и изменение показателя текучести грунта.

Результаты расчетов сведены в таблицы 1, 2 и 3, а также средние значения коэффициентов упрочнения в зависимости от глубины приведены на рисунке 1.

Таблица 1

Значения коэффициента армирования $K_{унр}^{арм}$ при изменении коэффициента пористости e и глубины h , м

h , м	e	e'	$K_{унр}^{арм}$	e	e'	$K_{унр}^{арм}$	e	e'	$K_{унр}^{арм}$
	0,75	0,61		0,70	0,55		0,65	0,50	
1,5	0,20	0,27	1,35	0,23	0,30	1,33	0,25	0,30	1,20

Окончание табл. 1

h, м	e	e'	$K_{унр}^{арм}$	e	e'	$K_{унр}^{арм}$	e	e'	$K_{унр}^{арм}$
	0,75	0,61		0,70	0,55		0,65	0,50	
2	0,25	0,32	1,28	0,28	0,35	1,27	0,30	0,35	1,17
3	0,30	0,44	1,47	0,35	0,50	1,43	0,40	0,50	1,25
4	0,40	0,54	1,35	0,45	0,60	1,33	0,50	0,60	1,20
5	0,45	0,64	1,42	0,53	0,70	1,33	0,60	0,70	1,17
7	0,55	0,76	1,38	0,63	0,85	1,36	0,70	0,85	1,21
10	0,70	0,98	1,40	0,80	1,10	1,38	0,90	1,10	1,22

Таблица 2

Значения коэффициента дренирования $K_{унр}^{дрен}$ при изменении показателя текучести I_L и глубины h , м

h, м	e	e'	$K_{унр}^{дрен}$	e	e'	$K_{унр}^{дрен}$	e	e'	$K_{унр}^{дрен}$
	0,75	0,75		0,70	0,70		0,65	0,65	
1,5	0,20	0,28	1,40	0,23	0,33	1,47	0,25	0,38	1,52
2	0,25	0,41	1,64	0,28	0,48	1,73	0,30	0,54	1,80
3	0,30	0,51	1,70	0,35	0,58	1,64	0,40	0,64	1,60
4	0,40	0,54	1,35	0,45	0,63	1,40	0,50	0,72	1,44
5	0,45	0,64	1,42	0,53	0,73	1,39	0,60	0,82	1,37
7	0,55	0,82	1,49	0,63	0,92	1,47	0,70	1,02	1,46
10	0,70	1,06	1,51	0,80	0,89	1,11	0,90	1,32	1,47

Таблица 3

Значения коэффициента армодренирования $K_{унр}^{АДЭ}$ при изменении коэффициента пористости e , показателя текучести I_L и глубины h , м

h, м	e	e'	$K_{унр}^{АДЭ}$	e	e'	$K_{унр}^{АДЭ}$	e	e'	$K_{унр}^{АДЭ}$
	0,75	0,61		0,70	0,55		0,65	0,50	
1,5	0,20	0,42	2,10	0,23	0,48	2,13	0,25	0,48	1,92

h, м	е	е'	$K_{упр}^{АДЭ}$	е	е'	$K_{упр}^{АДЭ}$	е	е'	$K_{упр}^{АДЭ}$
	0,75	0,61		0,70	0,55		0,65	0,50	
2	0,25	0,58	2,32	0,28	0,64	2,33	0,30	0,64	2,13
3	0,30	0,69	2,31	0,35	0,77	2,20	0,40	0,77	1,93
4	0,40	0,78	1,96	0,45	0,88	1,96	0,50	0,88	1,76
5	0,45	0,89	1,98	0,53	1,00	1,90	0,60	1,00	1,67
7	0,55	1,10	2,00	0,63	1,22	1,95	0,70	1,22	1,74
10	0,70	1,42	2,03	0,80	1,58	1,98	0,90	1,58	1,76

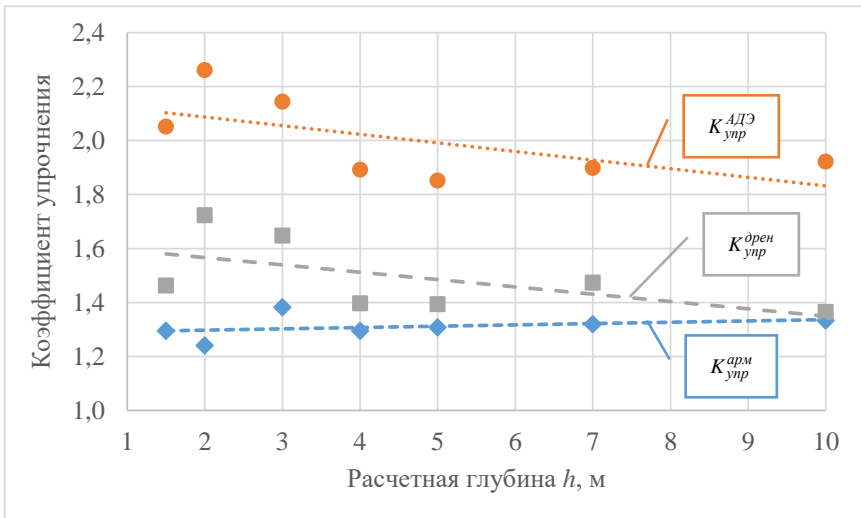


Рис. 1. Коэффициенты упрочнения $K_{упр}^{арм}$, $K_{упр}^{дрен}$ и $K_{упр}^{АДЭ}$ в зависимости от расчетной глубины h , м

На основе средних значений коэффициентов упрочнения по глубине в описанных условиях получили: $K_{упр}^{арм} < K_{упр}^{дрен} < K_{упр}^{АДЭ}$. При этом, проведя линии тренда (рисунок 1), можно заметить, что коэффициент армирования с увеличением расчетной глубины тоже увеличивается, а коэффициенты дренирования и армодренирования

уменьшаются и на глубине в 10 м коэффициент армирования и дренирования практически равны.

Заключение

В ходе исследований были определены коэффициенты упрочнения пылевато-глинистых грунтов, при этом коэффициент армирования $K_{упр}^{арм}$ составил от 1,2 до 1,5, в среднем – 1,3; коэффициент дренирования $K_{упр}^{дрен}$ – от 1,1 до 1,8, в среднем – 1,5; коэффициент армодренирования $K_{упр}^{АДЭ}$ – от 1,7 до 2,3, в среднем – 2,0.

Стоит отметить, что с уменьшением начального коэффициента пористости незначительно уменьшается и эффект упрочнения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Сернов, В. А. Применение геомассива при строительстве комплекса жилой застройки «Вивальди» / В. А. Сернов, Т. В. Тронда // Повышение качества подготовки студентов специальности «Промышленное и гражданское строительство»: сб. науч.-техн. ст. (материалы науч.-метод. сем.), Минск, 24 мая 2011 г. / Белорус. нац. техн. ун-т; редкол.: В. Ф. Зверев [и др.]. – Минск, 2011. – С. 309-314.

2. Никитенко, М. И. Усиление слабых грунтов вертикальными армирующими элементами из сухой бетонной смеси / М. И. Никитенко, Т. В. Тронда // Главный инженер в строительстве. – Минск, 2014. – №12. – С. 20-24.

3. Тронда, Т. В. Изменение физико-механических характеристик слабого водонасыщенного суглинка при устройстве вертикальных армодренирующих элементов / Т. В. Тронда // Проектирование, строительство и эксплуатация комплексов подземных сооружений: тр. V междунар. конф., Екатеринбург, 7-8 окт. 2016 г. / Урал. гос. горный ун-т; редкол.: М. В. Корнилков (ответств. за вып.) [и др.]. – Екатеринбург: Изд-во УГГУ, 2016. – С. 127-130.

4. Верховцова, М. С. Армодренирующий эффект элементов из сухой бетонной смеси для глинистых грунтов / М. С. Верховцова, А. А. Гавриленко; науч. рук. Т. В. Тронда // Актуальные проблемы геотехники, экологии и защиты населения в чрезвычайных ситуаци-

ях : материалы 74-й студ. науч.-техн. конф., секция «Геотехника и экология в строительстве», Минск, 25 апреля 2018 г. / Белорус. нац. техн. ун-т ; редкол.: В. А. Сернов, Т. В. Тронда. – Минск, 2018. – С. 44-49.

5. Проектирование и устройство буронабивных свай: П13-01 к СНБ 5.01.01-99. – Введ. 22.02.2001. – Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2001. – 46 с.

УДК 624.131

АНАЛИЗ ЗАВИСИМОСТЕЙ ПРОЧНОСТНЫХ И ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ПЫЛЕВАТО-ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ОТ ПОКАЗАТЕЛЯ ТЕКУЧЕСТИ

Тронда Т.В., Кохан П.В.

*Белорусский национальный технический университет,
г. Минск, Беларусь*

Аннотация

В данной статье приведены результаты анализа зависимостей прочностных и деформационных свойств супесей и суглинков различных генетических типов от показателя текучести. Анализ проведен на основе ТКП 45-5.01-15-2005 и технических отчетов по инженерно-геологическим изысканиям, выполненным на территории г. Минска.

Abstract

This article presents the results of the correlation analysis of the strength and deformation properties of the different genetic types clayey sands and sandy clay loams on the liquidity index. The analysis is based on TCP 45-5.01-15-2005 and technical reports on engineering and geological investigations carried out on the territory of Minsk.

Введение

Многими отечественными и зарубежными учеными было установлено, что влажность пылеватоглинистых грунтов сильно влияет на их прочностные и деформационные свойства, были выведены различные корреляционные зависимости механических характеристик таких грунтов от их характеристик влажности [1-3]. В соответ-

ствии с ТКП 45-5.01-15-2005 [4] прочностные и деформационные характеристики, а также консистенция пылевато-глинистых грунтов могут определяться по результатам статического зондирования. При этом угол внутреннего трения и удельное сцепление определяются в пределах $1 \leq q_s \leq 12$ МПа, что соответствует $-0,1 \leq I_L \leq 0,35$.

Для увеличения диапазона определяемых прочностных и деформационных характеристик моренных супесей в зависимости от показателя текучести I_L нами был выполнен анализ результатов инженерно-геологических изысканий, проведенных за последнее время в г. Минске. Диапазон исследований был увеличен до $I_L = 0,78$. Полученные результаты были сопоставлены с зависимостями, полученными на основе [4].

1. Зависимости на основе ТКП 45-5.01-15-2005

Используя зависимости угла внутреннего трения φ и удельного сцепления c от удельного сопротивления грунта под наконечником зонда q_s из таблицы 6.6, модуля деформации грунта E от q_s по формуле 6.1, а также I_L от q_s по формуле В.2 из ТКП 45-5.01-15-2005 [4], нами были выведены зависимости характеристик φ , c и E пылевато-глинистых грунтов от I_L . Результаты сведены в таблицу 1.

Таблица 1
Зависимости, определенные по ТКП 45-5.01-15-2005

Генетический тип грунтов	Вид грунтов	Обозначения характеристик грунтов	Формула	R ²
Ледниковые (моренные)	супеси	c , кПа	$c = 39,7112 - 53,4759 \cdot I_L$	0,96
		φ , °	$\varphi = 29,1415 - 11,2173 \cdot I_L$	0,91
		E , МПа	$E = \frac{35,3380}{\exp(5,435 \cdot I_L)}$	-

Продолжение табл. 1

Гене- тиче- ский тип грун- тов	Вид грунтов	Обозна- чения характери- стик грунтов	Формула	R2
	Суглин- ки	c , кПа	$c = 48,5448 - 55,1197 \cdot I_L$	0,99
		φ , °	$\varphi = 27,8227 - 9,5498 \cdot I_L$	0,95
		E , МПа	$E = \frac{36,9095}{\exp(5,435 \cdot I_L)}$	-
Озерно-ледниковые	суглинки и глины	c , кПа	$c = 26,8754 + \frac{54,8}{\exp(5,4348 \cdot I_L)}$	0,98
		φ , °	$\varphi = 14,5814 - \frac{3,1503}{\exp(5,4348 \cdot I_L)}$	0,99
		E , МПа	$E = \frac{41,2519}{\exp(5,435 \cdot I_L)}$	-
Лесовидные (непресадочные)	супеси	c , кПа	$c = 31,5177 - 39,2404 \cdot I_L$	0,99
		φ , °	$\varphi = 28,2738 - 14,7324 \cdot I_L$	0,85
		E , МПа	$E = \frac{38,8724}{\exp(5,435 \cdot I_L)}$	-
	суглинки	c , кПа	$c = 42,4379 - 57,5720 \cdot I_L$	0,93
		φ , °	$\varphi = 25,8689 - 14,4389 \cdot I_L$	0,98
		E , МПа	$E = \frac{41,2519}{\exp(5,435 \cdot I_L)}$	-

Генетический тип грунтов	Вид грунтов	Обозначения характеристик грунтов	Формула	R2
Пылевато-глинистые четвертичные отложения (кроме выщелоченных) с содержанием органических веществ до 10 %	супеси	c , кПа	$c = 19,4374 - 27,8994 \cdot I_L$	0,94
		φ , °	$\varphi = 27,6700 - 27,4346 \cdot I_L$	0,98
		E , МПа	$E = \frac{38,8724}{\exp(5,435 \cdot I_L)}$	-
	суглинки	c , кПа	$c = 35,7934 - 65,4795 \cdot I_L$	0,92
		φ , °	$\varphi = 23,3990 - 22,2646 \cdot I_L$	0,99
		E , МПа	$E = \frac{41,2519}{\exp(5,435 \cdot I_L)}$	-
<i>Примечание</i> – Формулы для c и φ действительны при $I_L \in [-0,1;0,35]$.				

2. Зависимости на основе технических отчетов по инженерно-геологическим изысканиям г. Минска

Для сопоставления полученных зависимостей с опытными данными и расширения диапазона их применимости нами на основе анализа результатов инженерно-геологических изысканий были построены эмпирические зависимости $c = f(I_L)$, $\varphi = f(I_L)$ и $E = f(I_L)$ для моренных супесей в диапазоне $-0,11 \leq I_L \leq 0,78$. В данной работе использовались архивные отчеты по инженерно-геологическим изысканиям выполненные на территории г. Минска (рисунок 1) за последние 8 лет УП «Геосервис», ООО «ГеостройИнвест», ООО «Геоплюс», Государственным предприятием «НПЦ по геологии», ООО «ГеоСтройИзыскание», НЧПУП «БЕЛОРИТ».

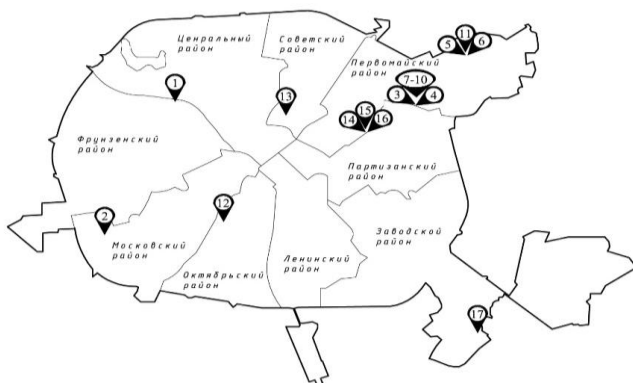


Рис.1. Схематическая карта г. Минска с рассмотренными объектами:
1-17 – объекты инженерно-геологических изысканий

Корреляционные зависимости для моренных супесей в диапазоне $-0,11 \leq I_L \leq 0,78$ приведены в таблице 2. На рисунках 2-5 эти зависимости сопоставлены с полученными по ТКП 45-5.01-15-2005 [4].

Таблица 2

Зависимости, определенные по инженерно-геологическим изысканиям г. Минска

Генетический тип грунтов	Вид грунтов	Обозначения характеристик грунтов	Формула	R^2
Ледниковые (моренные)	супеси	c , кПа	$c = 39,173 - 28,362 \cdot I_L^*$	0,48
		φ , °	$\varphi = 28,527 - 4,9783 \cdot I_L^*$	0,57
		E , МПа	$E = \frac{26,285}{\exp(2,851 \cdot I_L)}^{**}$	0,90
			$E = \frac{20,008}{\exp(2,556 \cdot I_L)}^{***}$	0,78

Примечания

- * – Формула получена по результатам испытаний грунтов на срез.
- ** – Формула получена по результатам статического зондирования.
- *** – Формула получена по результатам испытания грунтов штампами.

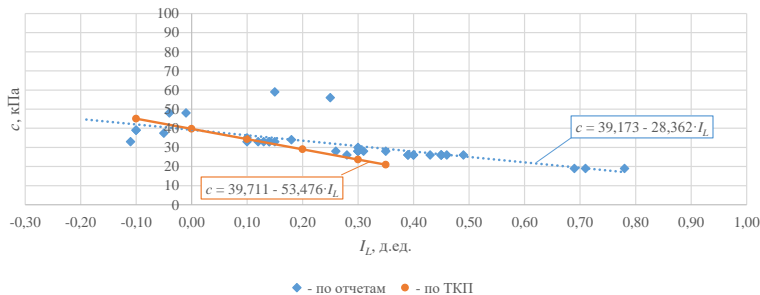


Рис. 2. Графики зависимостей $c = f(I_L)$ для супесей моренных

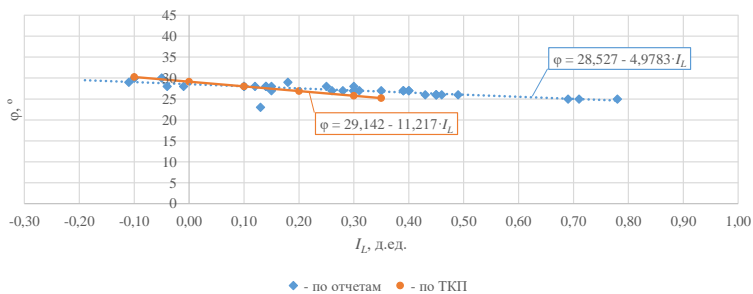


Рис. 3. Графики зависимостей $\phi = f(I_L)$ для супесей моренных

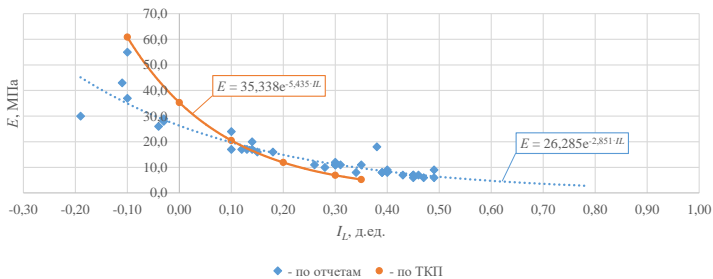


Рис. 4. Графики зависимостей $E = f(I_L)$ по результатам статического зондирования для супесей моренных

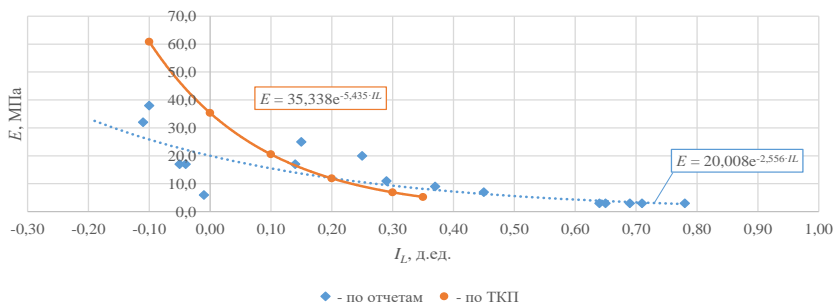


Рис. 5. Графики зависимостей $E = f(I_L)$ по результатам штамповых испытаний для супесей моренных

Заклучение

В ходе корреляционного анализа были получены зависимости прочностных и деформационных характеристик пылеватоглинистых грунтов различных типов от показателя текучести.

Корреляционные зависимости, полученные для моренных супесей по отчетам инженерно-геологических изысканий имеют хорошую сходимость с зависимостями, выведенными по ТКП 45-5.01-15-2005 в диапазоне $-0,1 \leq I_L \leq 0,35$. Проведенные нами исследования позволили расширить этот диапазон для определения механических характеристик моренных супесей до $-0,11 \leq I_L \leq 0,78$.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бусел, И. А. Инженерно-геологические изыскания для строительства: основы методологии моногр. – Минск : Изд. Центр БГУ, 2015. – 393 с.
2. Колпашников, Г. А. Инженерная геология : учеб. пособие / Г. А. Колпашников. – Мн.: УП «Технопринт», 2004. – 134 с.
3. Dysli, M. Correlations in soil mechanics / M. Dysli, W. Steiner. – Presses polytechniques et universitaires romandes, 2011. – 92 p.
4. Технический кодекс установившейся практики. Прочностные и деформационные характеристики грунтов по данным статического зондирования и пенетрационного каротажа. Правила определения : ТКП 45-5.01-15-2005. – Введ. 19.09.2005. – Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2006. – 24 с.

НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ С СИСТЕМАМИ ЗАКРЫТЫХ ПОЛОСТЕЙ ПОД МНОГОЭТАЖНЫЕ ЗДАНИЯ НА НЕОДНОРОДНЫХ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЯХ

Шведовский П.В., канд. техн. наук, профессор, **Клебанюк Д.Н.**,
Пойта П.С., д-р техн. наук, профессор
(Брестский государственный технический университет,
г. Брест, Беларусь)

Переход строительной индустрии на возведение многоэтажных зданий, связанной с ограниченностью свободных площадей застройки, обуславливает зачастую необходимость использования территорий с малоблагоприятным для строительства инженерно – геологическими условиями. Неоднородность деформационно – прочностных свойств грунтовых оснований приводит к перенапряжению в расчётных сечениях конструкций фундаментов и неравномерности их осадок, соответственно уменьшая прочность и долговечность отдельных частей и здания в целом. Это обуславливает необходимость поиска новых конструктивных решений и методик расчетов в области фундаментостроения [1].

В настоящее время можно выделить ряд общих принципов развития, совершенствования и оптимизации фундаментных конструкций [2, 3]:

- снижение массы фундаментов и расхода материалов на единицу несущей способности;
- снижение трудоёмкости их устройства;
- создание конструкций, позволяющих вовлечь в работу максимальный объем грунта и получить более равномерное напряжённо – деформированное (НДС) состояние массива грунта в основании фундаментов и снизить концентрацию напряжений на границе «фундамент – основание»;
- разработка и уточнение расчётных схем грунтовых оснований.

Экспериментальные модельные исследования проведенные [4, 5] выявили специфическую особенности формирования НДС и соответ-

ственно вертикальных и горизонтальных перемещений грунтовых оснований и конструктивных элементов плитно-свайных фундаментов (ПСФ). На начальном этапе нагружения (строительство), когда нагрузки не превышают $0,2N_{пр}$, характерно незначительное равномерное уплотнение грунтового массива по всей глубине сжимаемой толщи. Это обуславливает активное включение всех свай в работу.

При увеличении нагрузки до $0,5N_{пр}$ начинается формирование уплотненной зоны в виде пирамиды под плитой-ростверком и противодействующей пирамиды в нижней части свайного поля, что и вызывает перераспределение усилий между центральными, угловыми и краевыми сваями. При этом деформации центральных свай, расположенных в сильно уплотненной зоне, значительно замедляются.

На этапе передачи полной проектной нагрузки резко возрастают деформации угловых и краевых свай, при практически полной стабилизации осадок центральных свай, что обуславливает значительную перегрузку угловых и крайних свай.

Аналогичную картину показывают и результаты компьютерного моделирования [6] при помощи программного комплекса Plaxis 3D Foundation. Но при этом выявлены и некоторые другие особенности процесса восприятия фундаментом нагрузок. При погружении до $0,5N$ упругий массив грунта вокруг центральных свай перемещается практически параллельно со сваями и силы трения по боковой поверхности близки к нулю. Для краевых и угловых свай, у которых с одной стороны находится неподвижный массив грунта характерно максимальное проявление сил трения, т.е. они воспринимают большую нагрузку чем центральные сваи. При дальнейшем нагружении (до проектных нагрузок) перемещение грунта возникает уже около центральных свай, что обуславливает увеличение сил трения и создание пригрузки соседних зон, а это соответственно затрудняет выпор грунта и увеличение лобового сопротивления свай, т.е. большую часть нагрузки воспринимают центральные сваи. При этом нижняя граница зоны грунта, имеющая одинаковую осадку со сваями перемещается с увеличением нагрузки снизу вверх. В зависимости от инженерно – геологических условий, конструкции и технологии погружения свай, их длины, расстояния между ними и уровня нагрузки эта зона может быть в пределах от 0,2 до 0,7 длины свай.

Петрухиным В.П. [4] также выявлено, что в случае достижения несущей способности краевой сваи по грунту, появляется обратный эффект, т.е. нагрузка на центральные сваи превышает нагрузку на краевые, при этом поверхность плиты-ростверка в краевых зонах выгибается, а материал в верхней зоне начинает работать на растяжение. В нижней же зоне плиты-ростверка проявляется обратный эффект. Отсюда при проектировании ПСФ учет эффекта «краевой сваи» обязателен. Конструктивно это обуславливает, в случае формирования в краевых и угловых зонах плиты-ростверка значительных изгибающих моментов, необходимость анализа устройства плитно-ребристых свайных фундаментов (рис. 1).

Конструктивно этот фундамент является разновидностью ПСФ с периметральными вертикальными стенками, расположенными на некотором расстоянии от края плиты ростверка и прилегающие к их внутренним граням безопорных участков определенной длины.

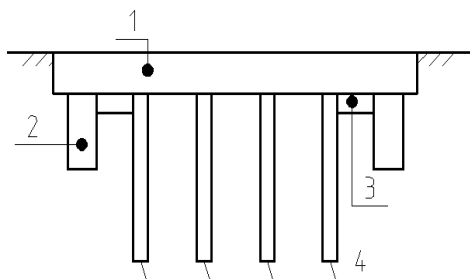


Рис.1. Конструктивная схема плитно – ребристого свайного фундамента:
 1 – плита ростверка; 2 – периметральная вертикальная стенка;
 3 – безопорные участки; 4 – свайное поле

Вертикальные давления на грунт, которые концентрируются в краевой части плиты-ростверка обуславливают пригруз грунта основания, что приводит к существенному увеличению как активного, так и пассивного давления грунта на наружные грани стенки. Это приводит к формированию разгружающих моментов в краевой части плиты-ростверка и соответственно уменьшению ее прогиба. Безопорные участки способствуют уменьшению пригруза грунта у внутренних граней стенки и, соответственно, снижению активного давления грунта противодействующего разгружающим давлениям,

что и обуславливает уменьшение прогиба. Наибольшего эффекта можно достичь при нулевом активном и максимальном разгружающем давлении, т.е. когда безопорный участок выходит за пределы призмы обрушения, а расстояние от края плиты-ростверка до грани стенки перекрывает границу призмы выпирания. Как показывают расчёты для наиболее характерных инженерно – геологических условий и конструктивных решений многоэтажных зданий г. Бреста эти параметры следующие: высота стенки $h_c = 0,8 \div 0,9$ м; длина безопорного участка – $0,9h_c$; расстояние от края плиты ростверка до наружной грани стенки – $1,6 \div 1,9h_c$.

Одним из конструктивных решений по снижению материалоемкости в области армирования и обеспечению минимального уровня неравномерности вертикальных напряжений и соответственно неравномерности осадок, является разнесенная схема размещения свайных рядов. Каждую из осей первого ряда свай расположенную со стороны поперечных стен, необходимо располагать относительно их оси со смещением определенным соотношением –

$$y = (0,05 \div 0,1) \frac{a}{d} \cdot H + d, \quad (1)$$

где a – расчетный шаг размещения свай, м;

d – диаметр свай, м;

H – толщина фундаментной плиты, м.

При этом сваи следующих рядов также должны устанавливаться с меньшим шагом до линии проходящей через центральную часть здания. Величину уменьшения шага необходимо назначать в соответствии с изменением вертикальных напряжений в зоне сопряжения несущих элементов с ПСФ.

Целесообразно в качестве конкурентоспособного варианта рассматривать и конструктивную схему фундаментов с поэтапной передачей нагрузки (рис.2).

Их особенностью является то, что отдельные группы свай жестко объединены с плитой-ростверком, а все другие – через полости заполненные низко модульными материалами. Такая схема объединения позволяет на начальном этапе включить в работу не только плиту-ростверк, но и часть свайных групп, расположенных в зоне максимальных усилий.

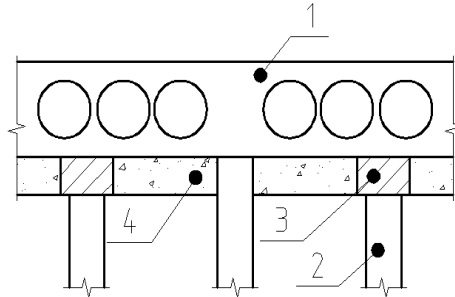


Рис. 2. Конструктивная схема фундамента с поэтапно циклической схемой передачи нагрузки:

1 – плита-ростверк; 2 – сваи; 3 – полость заполненная низко модульным материалом; 4 – бетонная подготовка

Для еще более существенной передачи нагрузки на плиту-ростверк и соответственно снижения осадки целесообразно рассматривать и ПСФ с комбинацией коротких и длинных свай и с различной схемой их объединения – жесткая и полужесткая.

Длинные сваи располагают по осям несущих элементов (стен), а короткие – в промежутках между ними, при этом короткие сваи объединяют жестко с плитой-ростверком, а длинные – с образованием зазора, равного половине осадки, допустимой для конструктивной схемы здания, дополняя его пористым легкосжимаемым материалом.

Достаточно интересным является и конструктивное решение фундаментов из пост-натяженных плит на свайном основании (рис. 3).

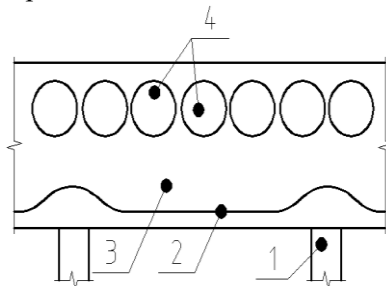


Рис. 3. Конструктивная схема фундамента из пост-натяженных плит на свайном основании:

1 – сваи; 2 – натягающий канат; 3 – плита-ростверк; 4 – система закрытых полостей

Применение напрягающих канатов, без сцепления с бетоном, способствуют деформированию эквивалентных нагрузок, разгружающих плиту, что улучшает ее работу при продавливании, и создают сжимающие напряжения, компенсирующие растягивающие напряжения. Как показывают исследования [7] наиболее эффективно размещать напрягающие канаты на участках, непосредственно примыкающих к периметру колонн или несущих стен, с шириной $b = c + h$, где c – ширина колонны, h – толщина плиты-ростверка. При этом не менее двух канатов нужно размещать внутри участка, ограниченного вертикальными арматурными стержнями. Натяжение напрягающих канатов согласно рекомендаций [7] осуществляется в два этапа: первый – 50% от фактического продавливающего усилия при достижении передаточной прочности не менее 25 МПа (2-3 суток после бетонирования) и второй – полное натяжение при достижении проектной прочности.

Такая конструктивная схема позволяет значительно увеличить площадь размещения систем закрытых полостей.

Не менее перспективными будут конструктивные решения с применением свай с широкой пятой (рис. 4а) и двухслойных плит (рис. 4б) с пластической подушкой.

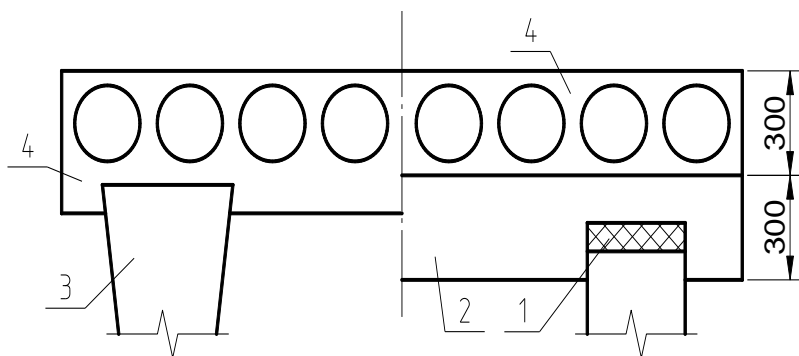


Рис. 4. Конструктивные решения плитно – свайных фундаментов:
 1 – пластическая подушка; 2 – монолитный слой; 3 – свая с широкой пятой;
 4 – плита-ростверк

Достаточно перспективен и ПСФ с силовой бетонной подготовкой (рис. 5).

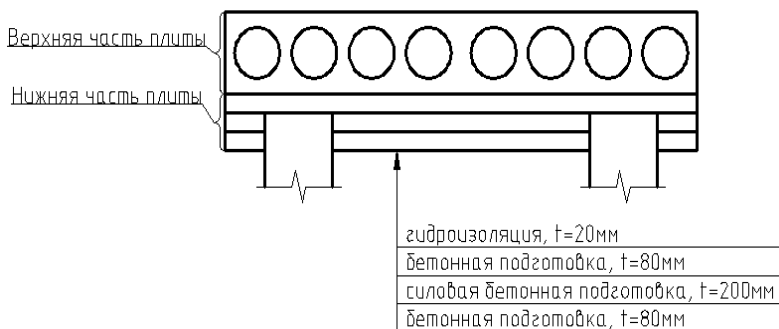


Рис. 5. Конструктивная схема плитно – свайных фундаментов с силовой бетонной подготовкой.

Бесспорно, что некоторые рассмотренные конструктивные решения фундаментов, при их экспериментальной проверке, требуют значительной коррекции, с учетом конструктивных схем зданий и спецификой инженерно – геологических условий. Но в любом случае они позволяют снизить материалоемкость и стоимость нулевого цикла до 5% и более по сравнению с традиционными.

ЛИТЕРАТУРА

1. Шумятьев, О.Ф. Фундаменты высотных зданий / О.А. Шумятьев // Вестник ПНИПУ, «Строительство и архитектура». №4. – М., 2014. – С. 203 -245.
2. Оржеховский, Ю.Р. Плитно – свайные фундаменты как способ решения сложных геотехнических проблем / Ю.Р. Оржеховский, В.В. Лушников, Р.Я. Оржеховская, А.С. Ярдяков / Академ. вестник УралНИИпроекта, РААСН, 2015. – С. 82 – 86.
3. Ильичев, В.А. Принципы проектирования оснований и фундаментов высотных зданий, учитывающие их геотехнические особенности / В.А. Ильичев, В.П. Петрухин, В.И. Шейнин // Современное высотное строительство. ГУН «ИГЦ Москомархитектуры». – М., 2007. – С. 255 – 261.
4. Петрухин, В.П. Эффект краевой сваи и его учет при расчете плитного ростверка / В.П. Петрухин, С.Г. Безволев, О.А. Шулятьев

и др. // Развитие городов и геотехническое строительство, М., НИИОСП №11, 2007 – с. 90-97.

5. Береснев, А.С. О распределении заданного нагружения между плитой и сваями в плитно – свайном фундаменте / А.С. Береснев, А.Ю. Большаков, Г.Н. Гусев, В.В. Коркодинов, Б.Н. Пименов // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2008. – Volume 4, Issue 2. – P. 33.

6. Мирсаяпов, И.Т. Моделирование напряженно – деформированного состояния плитно – свайного фундамента при совместном деформировании с окружающим грунтовым массивом / И.Т. Мирсаяпов, Д.А. Артемьев // Вестник гражданских университетов. – С-Петербург, 2009. – №2. – С. 121 – 124.

7. Тур, В.В. Применение пост – напряженных плоских плит при устройстве фундаментов на слабых грунтах /В.В. Тур/ Сб. статей Междунар. НТС по геотехнике в рамках ISSMGE «Теория и практика внедрения еврокодов по геотехнике в европейских странах и Республике Беларусь», БрГТУ, Брест, 2018 – с. 98 – 104.

УДК 624.15

УСОВЕРШЕНСТВОВАННАЯ МЕТОДИКА РАСЧЕТА ОСАДОК ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ АРМИРОВАННЫХ ЖЕСТКИМИ ВЕРТИКАЛЬНЫМИ ЭЛЕМЕНТАМИ

Шокарев В.С., Шокарев А.С., Шокарев Е.А., Шаповал В.Г.*

(Запорожское отделение Государственного предприятия
«Государственный научно-исследовательский институт
строительных конструкций», г. Запорожье, Украина

*Национальный технический университет «Днепровская
политехника», г. Днепр, Украина)

В статье приведена усовершенствованная методика расчета осадок грунтовых оснований армированных жесткими вертикальными элементами, разработанная благодаря проведению целого ряда научных исследований. Суть предложенной методики заключается в учете в значении рассчитываемой осадки: длины армирующих элементов, их прочности и деформационных свойств, а также

свойств грунта. Проверка разработанной методики на адекватность эксперимента показала более точные результаты, чем методика, изложенная в нормативных документах.

The advanced method of calculation of settlements of the ground bases reinforced by rigid vertical elements, developed thanks to carrying out a number of scientific research is given in article. The essence of the offered technique consists in account in value of the counted settling: lengths of reinforcing elements, their durability and straining properties and also properties of a soil. Check of the developed technique on adequacy of an experiment showed more precise results, than the technique explained in normative documents.

Постановка проблемы в общем виде и ее связь с важными практическими задачами.

Основной задачей армирования грунтов является уменьшение просадочности лессовых грунтов, повышения прочности и устойчивости оснований, повышения устойчивости подпорных стен, откосов земляных сооружений и оползневых склонов. Исходя из того, что армирование грунтов, это довольно новое направление деятельности, соответственно возникает множество вопросов при проектировании, расчете и устройстве жестких армирующих элементов, поэтому достаточно актуальным является усовершенствование расчета осадок грунтовых оснований армированных жесткими вертикальными элементами.

Анализ последних исследований и публикаций, в которых положено начало решению данной проблемы.

В настоящее время при расчете осадок армированных оснований используется подход, основанный на использовании осредненных характеристик армированного грунта [1, 2]. При этом для того, чтобы была обеспечена работа армированного грунта в массиве, расстояние между армирующими элементами не должно превышать $(3...5) \cdot d$, где d – диаметр армирующего элемента с круглой формой поперечного сечения. Расстояние между армирующими элементами в этом диапазоне принимается из условия расчета необходимого значения модуля деформации усиленного основания E .

Выделение ранее не решенных частей общей проблемы, которым посвящена данная статья.

Принятый в настоящее время в нормативных документах для расчета конечных средних осадок оснований (в том числе

армированных) метод послойного суммирования ориентирован на неармированные грунтовые толщи. Поэтому он имеет такие недостатки:

– принятая в практике проектирования процедура назначения усредненных деформационных свойств грунта носит условный характер и не учитывает влияния на осадку фундаментов таких факторов: длины армирующих элементов, соотношения между значениями деформационных свойств грунта и армирующих элементов, соотношения между значениями, прочностных свойств грунта, армирующих элементов и среднего давления под подошвой фундамента;

– не учитывается влияние на осадки фундаментов реологических свойств грунта;

– непонятно, какое влияние на осадки основания имеют армирующие элементы, расположенные за пределами фундамента.

Следовательно, имеет место проблема адаптации к реальным условиям изложенного в нормативных документах метода расчета осадок зданий и сооружений, возведенных на грунтовом основании, армированном жесткими вертикальными элементами.

При написании данной статьи преследовалась цель, изложить общие аспекты усовершенствованной методики расчета осадок грунтовых оснований армированных жесткими вертикальными элементами, а также описать основные результаты исследований которые были для этого выполнены.

Изложение основного материала исследования.

Для разработки усовершенствованной методики расчета осадок армированных грунтовых оснований решались следующие задачи:

- выполнены экспериментальные исследования осадок армированных грунтовых оснований фундаментов на модельном материале;
- произведен анализ результатов наблюдений за осадками здания и сооружений, возведенных на армированных основаниях;
- выполнен ряд теоретических исследований;
- разработана методика расчета армированных жесткими вертикальными элементами грунтовых оснований с проверкой ее на адекватность эксперименту;
- выполнено внедрение разработанной методики расчета осадок в практику проектирования и строительства.

Целью проведения экспериментальных исследований было выявление закономерности развития осадок армированного и неармиро-

ванного основания в зависимости от таких факторов: длины армирующих элементов, их расположения в плане, наличие или отсутствие под подошвой фундамента распределительной подушки, величина среднего давления под подошвой фундаментов, время проведения исследований.

Экспериментальные исследования были выполнены в грунтовом лотке. В качестве основания использовался модельный материал (полиуретан). Общий вид установки для проведения лотковых исследований приведен на рис. 1.

Всего было выполнено 13 разных видов исследований, которые включали в себя: исследования моделей фундаментов на неармированном основании; исследования моделей фундаментов на армированном основании при расположении армирующих элементов в пределах подошвы фундамента с распределительной подушкой и без нее; тоже самое, при расположении армирующих элементов в пределах подошвы фундамента и за его пределами с распределительной подушкой и без нее. Общий вид армированного основания представлен на рис. 2.



Рис. 1. Общий вид установки для проведения лотковых исследований

Всего было выполнено 13 разных видов исследований, которые включали в себя: исследования моделей фундаментов на неармированном основании; исследования моделей фундаментов на армированном основании при расположении армирующих элементов в пределах подошвы фундамента с распределительной подушкой и без нее; тоже самое, при расположении армирующих элементов в пределах подошвы фундамента и за его пределами с распределительной подушкой и без нее. Общий вид армированного основания представлен на рис. 2.

В ходе каждой из вариаций перечисленных видов исследований выполнялось четыре испытания, а полученные таким образом данные усреднялись.

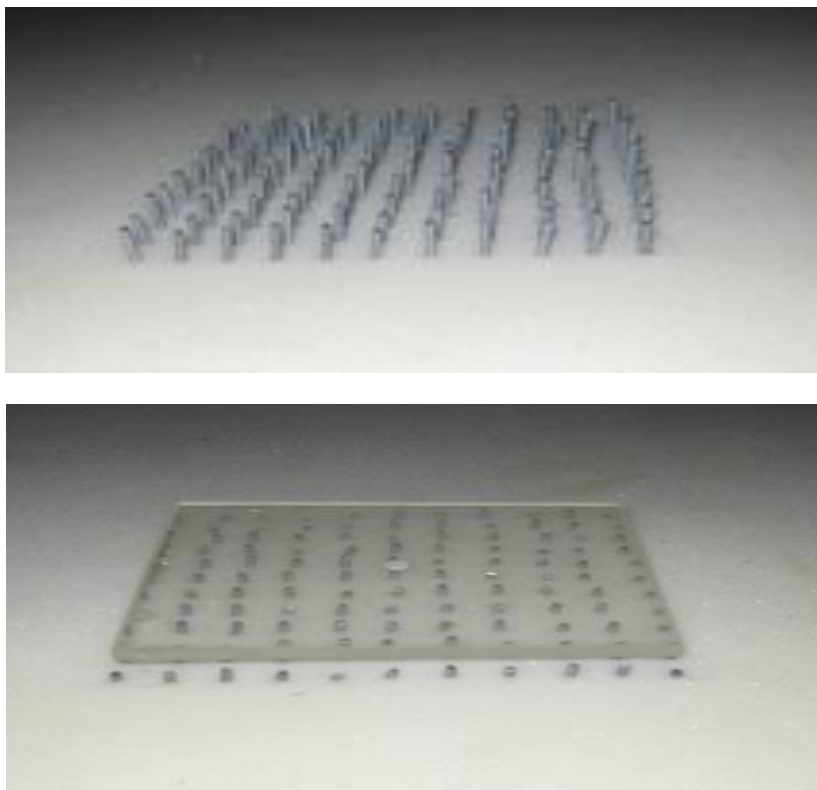


Рис. 2. Общий вид армированного основания

Наиболее характерные результаты данных исследований сведены и в табл. 1 и 2. Их анализ позволил сделать следующие выводы:

1. Осадки армированных вертикальными жесткими элементами оснований значительно меньше осадок неармированных оснований.

2. Осадки армированных оснований до некоторого предела нагрузки практически равны нулю.

3. При постоянной во времени нагрузке осадки фундамента как на армированном, так и на неармированном основании возрастают (т.е. имеет место процесс ползучести).

4. Осадки оснований при расположении армирующих элементов в пределах подошвы фундамента (см. табл. 1), а также в пределах подошвы фундамента и за ее пределами (см. табл. 2) практически совпадают. В этой связи устройство армированных оснований за пределами подошвы фундамента нецелесообразно с точки зрения экономики.

5. При прочих равных условиях осадка фундамента тем меньше, чем больше относительная длина армирующих элементов $\eta = L / b$, и среднее давление под подошвой фундамента P .

В ходе разработки усовершенствованной методики, были проанализированы результаты наблюдений за осадками оснований 6 силосов зернохранилищ и 16-ти этажного жилого дома, возведенных на основаниях армированных жесткими вертикальными грунтоцементными элементами.

Осадки оснований силосов зернохранилищ и жилого дома определялись геодезическим наблюдением, методом геометрического нивелирования. Геодезические наблюдения выполнялись по деформационным маркам, установленным на несущих конструкциях жилого здания и сооружениях.

В результате наблюдений были выявлены натурные осадки жилого дома и силосов, а также соответствующее им среднее давление под подошвами фундаментов. Наблюдения за осадками армированных оснований показали, что при постоянной нагрузке осадки изменяются во времени, это свидетельствует о наличии в грунтовом основании процесса ползучести.

Также был произведен ряд теоретических исследований, которые заключались в:

Таблица 1

Осадки неармированного и армированного в пределах подошвы моделей фундамента оснований.

Распределительная подушка отсутствует

№ п./ п.	Давление Р, кПа	Осадки основания S (мм) при $\eta = L/b$, где L – длина армирующего элемента, b – ширина фундамента			
		неармированное	0,5	1,0	1,5
1	4	4,65	3,82	0,02	0,02
2	8	16,48	9,67	7,92	6,16
3	12	31,11	15,72	13,16	10,59
4	16	39,47	19,65	17,12	14,58

Таблица 2

Осадки неармированного и армированного в пределах и за пределами подошвы моделей фундамента оснований.

Распределительная подушка отсутствует

№ п./ п.	Давление Р, кПа	Осадки основания S (мм) при $\eta = L/b$, где L – длина армирующего элемента, b – ширина фундамента			
		неармированное	0,5	1,0	1,5
1	4	4,65	3,84	0,02	0,02
2	8	16,48	14,08	10,47	6,85
3	12	31,11	19,39	15,43	11,46
4	16	39,47	21,88	18,64	15,40

– определении оптимального соотношения между прочностью армирующих элементов и расчетным сопротивлением армирующих элементов [3];

– выявлении влияния на точность определения осадок армированных жесткими вертикальными элементами грунтовых оснований их приведенных характеристик [4];

– теоретических исследованиях ползучести слоистого основания.

Решив ряд поставленных задач изложенных выше, была усовершенствована методика расчета осадок грунтовых оснований армированных жесткими вертикальными элементами.

Осадку отдельно расположенного фундамента S с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформированного полупространства методом послойного суммирования в настоящее время вычисляются по формуле (1) согласно [5].

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i})h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i}h_i}{E_{e,i}}, \quad (1)$$

Суть усовершенствованной методики заключается в учете в значении рассчитываемой осадки: длины армирующих элементов, их прочности и деформационных свойств, а также свойств грунта. Усовершенствованная методика заключается в следующем:

1. Если ширина подошвы фундамента либо меньше, либо равна 10 м, расчет осадок фундаментов следует выполнять по формуле (1), положив в ней коэффициент бокового расширения равным:

$$\beta = \frac{0,8}{K}, \quad (2)$$

2. При этом, если ширина подошвы фундамента либо больше, либо равна 30 м, для расчета осадок фундаментов следует использовать формулу (1), положив в ней коэффициент бокового расширения равным:

$$\beta = \frac{\nu \cdot (1 - \nu)}{K}, \quad (3)$$

3. Если размеры фундамента находятся в диапазоне $10 < b < 30$ м, то расчет осадок фундаментов следует выполнять по формуле (1), приняв в ней коэффициент β по интерполяции.

4. Коэффициент K следует определять по формуле (4).

$$K = \begin{cases} 1 - n\rho\eta \leq 0,5; \\ \frac{0,345 \cdot \eta}{\eta - 0,359} - n\rho\eta \text{ ф } 0,5; , \\ \eta = \frac{L}{b}. \end{cases} \quad (4)$$

где K – коэффициент пропорциональности, численно равный отношению натуральных осадок фундаментов на армированном основании к их расчетным значениям;

L – длина армирующих элементов;

b – ширина подошвы фундамента.

В табл. 3...5 приведены данные осадок фундаментов рассчитанные по методике [5] и предложенной методике, эти данные сравнивались с фактическими осадками. Полученные результаты свидетельствуют о том, что рассчитанные с использованием усовершенствованной методики осадки имеют хорошее соответствие с их натурными значениями.

Таблица 3
Осадки неармированного и армированного оснований

№ п./п.	Осадки моделей фундаментов	Осадки основания S (мм) при $\eta = L/b$,			
		неарм.	0,5	1,0	1,5
1	Фактические	39,47	19,65	17,12	14,58
2	Расчетные (согласно [5])	38,30	21,14	11,06	6,10
3	Расчетные (предлагаемая методика)	38,30	21,14	20,55	13,45
4	Расхождение между фактическими осадками и осадками по [5], %	3	7	55	141
5	Расхождение между фактическими осадками и осадками, рассчитанными по предлагаемой методике, %	3	7	17	9

Таблица 4

Результаты расчета осадок силосов

№ п./п.	Номера силосов	Вид расчета осадки	Осадка фундамента, мм	Расхождение между фактической и расчетной осадками, %
1	25 – 26	Фактическая	88,5	-
		По методике [5]	151	71
		По предлагаемой методике	96,5	8
2	1.1 – 1.4	Фактическая	38,3-49,5	-
		По методике [5]	104,4	111-173
		По предлагаемой методике	40,0	4-19

Таблица 5

Результаты расчета осадок жилого 16-ти этажного здания

№ п./п.	Вид расчета осадки	Осадка фундамента, мм	Расхождение между фактической и расчетной осадками, %
1	Фактическая	74,3	-
	По методике [5]	135,5	82
	По предлагаемой методике	87,9	18

Усовершенствованная методика была внедрена в практику проектирования и строительства. В результате чего были получены следующие результаты:

1. Рассчитаны осадки армированного жесткими вертикальными элементами основания склада подсолнечного масла емкостью 26 тыс. тонн и наливной причал в Мариупольском торговом порту.

2. Выполнен подбор характеристик армированного массива, достаточных для обеспечения требуемых в соответствии с поставленным заданием прочностных и деформационных характеристик основания.

3. Расчетный экономический эффект от внедрения разработки по сравнению со свайными фундаментами составил 2 млн. 187 тыс. гривен.

Выводы.

1. Анализ опыта изготовления и эксплуатации, армированных жесткими вертикальными элементами грунтовых оснований показал, что дальнейшее развитие этого направления фундаментостроения связано с совершенствованием методов определения осадок расположенных на них фундаментов при учете свойства ползучести грунта и выявлении дополнительных взаимосвязей между жесткостными свойствами основания и армирующих элементов, а также геометрическими характеристиками последних.

2. На основе анализа результатов эксперимента по определению осадок расположенных на армированных грунтовых основаниях фундаментов была получена нелинейная зависимость, связывающая относительную длину жестких армирующих элементов с осадками фундаментов, что позволяет уточнить значения расчетных осадок фундаментов.

3. Выявлена нелинейная взаимосвязь между жесткостными характеристиками элементов армированного грунтового основания (т.е. модулями деформации армирующих элементов и грунта), величиной приложенной к армированному основанию внешней нагрузки, диаметром армирующих элементов и расстояния между ними, что позволяет обоснованно выполнять проектирование этих оснований.

4. Обоснована возможность при определении осадок обладающих свойством ползучести оснований (в том числе армированных жесткими вертикальными элементами) использования метода послойного суммирования, что позволяет существенно упростить процедуру расчета.

5. Предложена методика определения осадок армированных жесткими вертикальными элементами оснований, позволяющая благодаря учету дополнительных факторов (в том числе ползучести грунта) существенно уточнить их значения (по сравнению с изложенной в [5]) методикой).

6. Результаты работы были использованы при определении осадок армированного жесткими вертикальными элементами основания склада подсолнечного масла емкостью 26 тыс. тонн в Мариупольском торговом порту.

ЛИТЕРАТУРА

1. Проектирование и устройство оснований и сооружений из армированного грунта. Строительные нормы республики Беларусь. Приложение П10-01 к СНБ 5.01.01-99. – Минск: Минстройархитектуры республики Беларусь, 1999. – 36 с.
2. ДБН В.2.1-10-2009. Изменение №2. Основания и фундаменты сооружений. Основные положения проектирования – К.: Минрегион Украины, 2012. – 18 с.
3. Шокарев Е.А. К вопросу определения приведенных характеристик грунтовых оснований, армированных жесткими вертикальными элементами / А.В. Шаповал, Е.А. Шокарев, В.Г. Шаповал, А.В. Шокарев // Світ геотехніки. – 2012. – № 2 (34). – С. 28-30.
4. Шокарев Е.А. К вопросу определения приведенных деформационных характеристик армированных жесткими вертикальными элементами грунтовых оснований / В.А. Легенченко, В.Г. Шаповал, А.В. Шаповал, Е.А. Шокарев, В.С. Андреев // Збірник наукових праць Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава: ПолтНТУ, 2013. – Вип. 3 (38), т.1. – С. 232-236.
5. ДБН В.2.1-10-2009. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения проектирования – К.: Минрегион Украины. – 2009. – 107 с.

ТЕХНОЛОГИЯ ТИТАН В ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Юнкер А.

(Friedr. Ischebeck GmbH Ennepetal, Germany)

Буроинъекционные микросваи ТИТАН являются одним из самых быстрых, простых и надежных способов устройства свайных фундаментов. Суть технологии заключается в том, что сборная металлическая конструкция одновременно выполняет три функции.

1. Сама штанга является буровым инструментом. Для её забуривания не требуется погружать в грунт (и извлекать) ни шнеки, ни обсадные трубы, ни другой дополнительный инструмент. Для каждого вида грунта имеются на выбор подходящие буровые коронки, которыми оснащается наконечник свай.

2. Трубчатые штанги ТИТАН и буровые коронки с отверстиями позволяют одновременное нагнетание цементного раствора в процессе бурения, автоматически заполняя буровую скважину со дна.

3. Таким образом, свая наращивается с поверхности с помощью соединительных муфт дополнительными штангами до требуемой длины и остаётся в скважине в качестве армирующего элемента свай

Бурение без обсадной трубы и одновременное нагнетание цементного раствора через буроинъекционную штангу значительно ускоряет и упрощает процесс устройства микросвай ТИТАН.

Основные элементы анкерных свай **ТИТАН**

Сферическая гайка

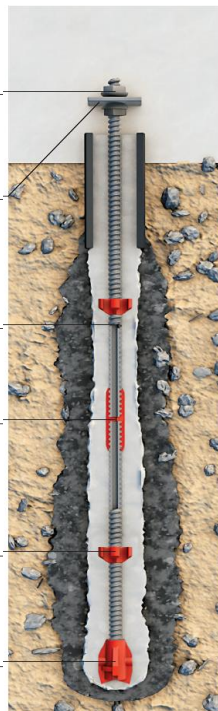
Опорная пластина

Буроинъекционная штанга - стальной несущий элемент

Соединительная муфта

Центратор

Буровая коронка



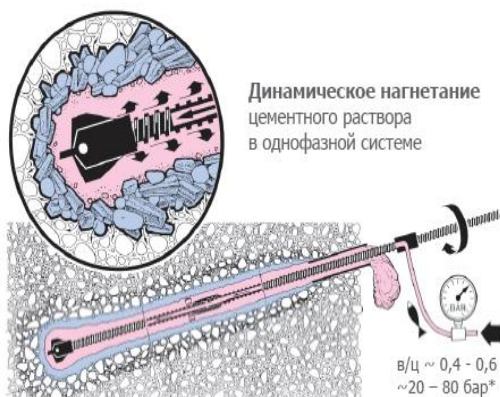
Устройство свай, анкеров и грунтовых нагелей ТИТАН заключается всего лишь в их непосредственном бурении с промывкой, как правило, жидким цементным раствором ($v/c = 0,7 - 1,0$) и последовательном нагнетании густого цементного раствора ($v/c = 0,4 - 0,6$). Промывной цементный раствор выносит буровую крошку из скважины, проникает в окружающий корень сваи грунт, улучшает его, укрепляет стенки бурового отверстия против обрушения и создаёт плавный переход между телом сваи и грунтом. Таким образом, в зависимости от свойств грунта возможно увеличение диаметра изготовленной сваи до двойного диаметра буровой коронки. Поверхность стенок анкерных свай

ТИТАН получается неровной и благодаря этому обеспечивается их хорошее сцепление с грунтом. После того как достигается расчётная глубина сваи, буровая штанга продолжает вращаться и нагнетается густой цементный раствор, который вытесняет промывную жидкость. При этом достигается давление до 80 бар, что в слабых грунтах способствует их уплотнению, а также расширению диаметра сваи.

1. Бурение с промывкой



2. Нагнетание цементного раствора



Технология ТИТАН охватывает широкий спектр подземных работ

Микросваи и анкерные сваи

Малые деформационные значения микросвай ТИТАН позволяют их применение не только в качестве свайных фундаментов зданий, но и в качестве оснований мостов, эстакад и более сложных сооружений. Основания, состоящие из групп микросвай, способны воспринимать все виды, направления и значения нагрузок. В сейсмоактивных зонах фундаменты из групп "корневых" микросвай более эффективны по сравнению с массивными свайными фундаментами.

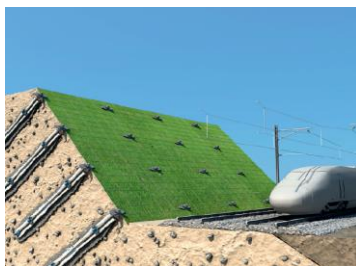
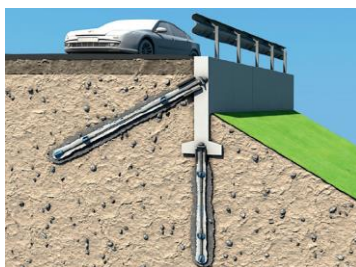
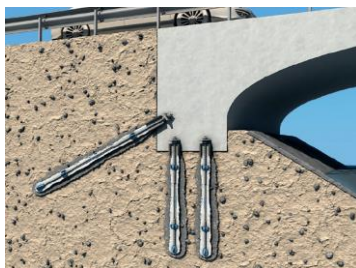
Реконструкция и усиление существующих фундаментов и оснований

Технология устройства позволяет применение малогабаритных буровых установок для санации и реконструкции фундаментов эксплуатируемых зданий и сооружений. Микросваи ТИТАН широко используются как для усиления ленточных, плитных и свайных фундаментов, а также для остановки прогрессирующих деформаций.

Крепление опорных конструкций

Анкерные сваи ТИТАН применяются для крепления различных видов постоянных и временных опорных стен для:

- Строительства и реконструкции причальных сооружений
- Крепления котлованов в гражданском строительстве
- Анкерования противооползневых защитных стен
- Крепления опорных стен в транспортном строительстве



За счёт их высокой жёсткости и малых деформационных значений при активации анкера в грунте, по сравнению с тросовыми анкерами, они не нуждаются в предварительном преднатяжении, и таким образом, в последовательном периодическом контроле. Это дает возможность оставлять головную конструкцию недоступной, обмоноличивая её в самой стене, в целях осуществления защиты от коррозии.

Нагельное крепление склонов

В холмистых и горных местностях широко распространено крепление естественных и искусственных склонов нагельным способом. При этом технология установки и все элементы конструкции буроинъекционных микросвай, анкерных свай и грунтовых нагелей ТИТАН совершенно аналогичны. Они различаются лишь в принципе их работы и в методике расчетов. При креплении нестабильной призмы обрушения грунта нагельными образуются армированный грунтовый массив и таким образом повышается устойчивость склона. Нагельное крепление является наиболее элегантным вариантом стабилизации склонов, который позволяет избегать применения громоздких опорных и ограждающих конструкций.

Опыт применения в железнодорожном строительстве

Применение технологии ТИТАН в железнодорожном секторе на протяжении многих лет является неотъемлемой частью строительства новых и реконструкции существующих ж/д путей Германии, Бельгии, Великобритании и других стран мира. Такие преимущества как использование существующей инфраструктуры при выполнении ремонтных работ, минимальное влияние на график движения поездов за счет высокой производительности и работы с рельсовых средств передвижения, многостороннее применение в качестве свай, анкеров и грунтовых нагелей, позволяют выполнять широкий спектр работ одной и той же стройтехникой. При этом может использоваться малогабаритное буровое оборудование, позволяющее выполнять работы в труднодоступных местах. Это значительно уменьшает ежегодные затраты на содержание и ремонт железных дорог. Применение, в особенности, нагельного крепления делает эксплуатацию ж/д путей безопасной и экономичной.

Согласно Евростандарту EN 14199 „Микросвай“, буроинъекционные сваи ТИТАН могут воспринимать нагрузки как на сжатие, так и на растяжение. Нагрузка передается в грунт исключительно сцеплением по боковой поверхности сваи и поэтому направление сил не имеет значения для расчета. Универсальность технологии

позволяет их применение в качестве оснований линий электроснабжения путей, шумозащитных сооружений, мостовых конструкций, анкерных и нагельных креплений для инженерной защиты железнодорожных путей.

На протяжении 30-ти лет было разработано и разрабатывается множество комплектующих деталей для стандартных головных конструкций микросвай ТИТАН. Это дает возможность их простого и быстрого соединения с металлоконструкциями или железобетонными сооружениями. Запатентованные спецуплотнители в муфтовых соединениях позволяют применять систему ТИТАН при долговременных динамических нагрузках.

Одной из самых сложных задач строительства ж/д-линий является работа в условиях вечной мерзлоты. Исследования показали, что процесс установки микросвай ТИТАН в этих условиях практически не отличается от обычного. Не требуется ни дополнительного оборудования, ни производства дополнительных работ или рабочей силы. Однако следует изменить состав цементного раствора соответственно грунтовым и температурным условиям. При низких температурах возможна примесь химических противоморозных добавок в цементный раствор, которые предотвращают замерзание воды в растворе и гарантируют отверждение цементной смеси. Если же задача состоит в сохранении вечномерзлых грунтов, то есть возможность частичной замены цемента «летучей золой» для снижения температуры, вырабатывающейся в процессе гидратации. При расчёте несущей способности свайного фундамента следует учитывать воздействие сил морозного пучения в пределах глубины сезонного промерзания активного слоя. Уменьшение влияния касательных сил морозного пучения на микросвай ТИТАН может быть достигнуто с помощью применения стальных или пластмассовых защитных труб на глубину деятельного слоя.

Вывод. Скорость, гибкость, надежность и универсальность являются основными преимуществами технологии ТИТАН. Богатый опыт работы с железнодорожниками почти всех западных стран показывает, что система ТИТАН стала неотъемлемой частью решения сложных проектных задач в железнодорожном строительстве. Соответствие всем требованиям евростандартов позволяет её использование при наличии динамических и сейсмических нагрузок, в вечномерзлых грунтах, и со сроком эксплуатации в постоянных конструкциях до 100 лет.

СЕКЦИЯ 4. НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И УСТРОЙСТВА ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

УДК 624.159.4

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ НОРМАТИВНОЙ БАЗЫ В СФЕРЕ ИНЖЕНЕРНЫХ ИЗЫСКАНИЙ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА В РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ

Богуш Л. И. (ст. преподаватель МИПК и ПК БНТУ)

Законодательство

В рамках законодательной поддержки по выполнению обязательных, добровольных, общих и иных требований технических нормативных правовых актов (ТНПА) принят Декрет №7 от 23.11.2017 г. Президента Республики Беларусь «О развитии предпринимательства» (в сфере строительства). Добровольность или обязательность соблюдения требований технического кодекса установившейся практики (отдельных его требований) отражены в Законе Республики Беларусь «О техническом нормировании и стандартизации» от 5 января 2004 г. № 262-З (в редакции Закона Республики Беларусь от 24.10.2016 № 436-З), а также в «Техническом регламенте ТР 2009/013/ВУ «Здания и сооружения, строительные материалы и изделия».

Основными нормативно правовыми актами (НПА) регулирующими выполнение изыскательских работ (инженерных изысканий) в Республике Беларусь являются: Указ Президента Республики Беларусь от 14 января 2014 г. № 26 «О мерах по совершенствованию строительной деятельности»; Гражданский кодекс Республики Беларусь; Кодекс Республики Беларусь о земле; Кодекс Республики Беларусь о недрах; Водный кодекс Республики Беларусь; Кодекс Республики Беларусь об административных правонарушениях; Закон об архитектурной, градостроительной и строительной деятельности от 05.07.2004 г. №300-З; Закон Республики Беларусь от 14.07.2008 N 396-З «О геодезической и картографической деятельности»; Закон Республики Беларусь от 26.11.1992 г. № 1982-ХІІ «Об охране окружающей среды»; Постановление Совета Министров Республики Беларусь от 21.03.2014г. № 252 «О некоторых вопросах аттестации юридических лиц и индивидуаль-

ных предпринимателей, руководителей, специалистов организаций и индивидуальных предпринимателей, осуществляющих деятельность в области строительства»; Постановление Совета Министров Республики Беларусь от 01.04. 2014 г. № 297 «Об утверждении Правил заключения и исполнения договоров подряда на выполнение проектных и изыскательских работ и (или) ведение авторского надзора за строительством» и др.

Обязательные, добровольные, общие и иные требования ТНПА

Декретом №7 (п.3.9) предусмотрено, что технические кодексы установившейся практики (ТКП) будут являться обязательными для соблюдения субъектами хозяйствования только при ссылке на них в законодательных актах, технических регламентах Республики Беларусь, иных нормативных правовых актов Совета Министров Республики Беларусь, а равно, если сами субъекты хозяйствования в добровольном порядке заявили об обязательности их соблюдения. Государственные стандарты (ГОСТ, СТБ) Республики Беларусь будут являться обязательными для соблюдения субъектами хозяйствования только при ссылке на них в технических регламентах Республики Беларусь, а равно, если сами субъекты хозяйствования в добровольном порядке заявили об обязательности их соблюдения.

В соответствии с п.3.5 Декрета №7 субъекты хозяйствования в процессе осуществления экономической деятельности обязаны соблюдать общие требования пожарной безопасности, санитарно-эпидемиологические требования, требования в области охраны окружающей среды, требования в области ветеринарии к содержанию и эксплуатации капитальных строений (зданий, сооружений), изолированных помещений и иных объектов, принадлежащих субъектам хозяйствования. Иные требования пожарной безопасности, санитарно-эпидемиологические требования, требования в области охраны окружающей среды, требования в области ветеринарии к содержанию и эксплуатации капитальных строений (зданий, сооружений), изолированных помещений и иных объектов, принадлежащих субъектам хозяйствования, содержащиеся в технических нормативных правовых актах (за исключением требований, предусмотренных техническими регламентами Республики Беларусь), подлежат применению по усмотрению субъектов хозяйствования. Данные требования могут не соблюдаться субъектами хозяйствования при условии обеспечения в процессе экономической деятельности безопасности, исключая причинение

вреда государственным или общественным интересам, окружающей среде, жизни, здоровью, правам и законным интересам граждан, если иное не предусмотрено настоящим Декретом и иными решениями Президента Республики Беларусь. При этом субъектами хозяйствования обеспечиваются нормальные условия для выполнения работниками норм труда в соответствии со статьей 89 Трудового кодекса Республики Беларусь.

Законом Республики Беларусь «О техническом нормировании и стандартизации» от 5 января 2004 г. № 262-З (в редакции Закона Республики Беларусь от 24.10.2016 № 436-З) предусмотрено, что если субъект технического нормирования и стандартизации в добровольном порядке заявил о соблюдении технического кодекса установившейся практики (отдельных его требований) либо о соответствии техническому кодексу установившейся практики (отдельным его требованиям) выполняемых им процессов разработки, проектирования, изысканий, производства, строительства, монтажа, наладки, эксплуатации (использования), хранения, перевозки (транспортирования), реализации и утилизации продукции, выполняемой им работы или оказываемой им услуги (использовав обозначение технического кодекса установившейся практики (сделав ссылку на отдельные его требования) в маркировке, эксплуатационной или иной документации, договорах, рекламе либо заявив об этом иным способом), требования (отдельные требования) технического кодекса установившейся практики для него становятся обязательными для соблюдения в силу добровольного волеизъявления (самообязывания). Субъект технического нормирования и стандартизации вправе своим решением установить обязательность соблюдения требований технического кодекса установившейся практики (отдельных его требований) для подчиненных ему либо входящих в его состав (систему) иных субъектов технического нормирования и стандартизации, если такое решение не противоречит актам законодательства Республики Беларусь и учредительным документам субъектов технического нормирования и стандартизации – юридических лиц.

Соответствие сооружений, проектной документации, строительных материалов и изделий, работ в строительстве «Техническому регламенту ТР 2009/013/ВУ «Здания и сооружения, строительные материалы и изделия») обеспечивается непосредственным выполнением его существенных требований безопасности и (или) выполнением требований взаимосвязанных технических нормативных

правовых актов (п.1 статьи 6 ТР 2009/013/ВУ[1]). Следует отметить, что имеется Перечень технических нормативных правовых актов, в результате применения которых на обязательной основе (раздел 1) или на добровольной основе (раздел 2) обеспечивается соблюдение требований ТР 2009/013/ВУ[1]).

Государственным комитетом по стандартизации Республики Беларусь либо иным государственным органом, уполномоченным Советом Министров Республики Беларусь, по согласованию с Государственным комитетом по стандартизации Республики Беларусь не позднее чем за тридцать календарных дней до дня введения в действие технического регламента Республики Беларусь при необходимости может утверждаться перечень технических кодексов установившейся практики и (или) государственных стандартов, взаимосвязанных с техническим регламентом Республики Беларусь, в результате применения которых на добровольной основе обеспечивается соблюдение требований технического регламента Республики Беларусь. Применение на добровольной основе технических кодексов установившейся практики и (или) государственных стандартов, включенных в указанный статьи перечень, является достаточным условием соблюдения требований соответствующего технического регламента Республики Беларусь (презумпция соответствия техническому регламенту Республики Беларусь). Неприменение таких технических кодексов установившейся практики и (или) государственных стандартов субъектами технического нормирования и стандартизации не может рассматриваться как несоблюдение требований технического регламента ТР 2009/013/ВУ[1]) Республики Беларусь (статья 24 Закона).

Указом Президента Республики Беларусь от 14 января 2014 г. № 26 «О мерах по совершенствованию строительной деятельности» (п.1.19) предусмотрено, что проекты ТНПА, используемые в архитектурной, градостроительной, строительной деятельности, в том числе нормы и правила пожарной безопасности, нормы и правила по обеспечению промышленной безопасности, санитарные нормы и правила, гигиенические нормативы, государственные стандарты, устанавливающие требования к процессам, материалам и оборудованию, относящимся к объектам стандартизации в области архитектурной, градостроительной и строительной деятельности, подлежат согласованию с Минстройархитектуры Республики Беларусь.

Вопросы, требующие решений

В выполнении изыскательских работ (инженерных изысканий) принимают участие множество специалистов: геологи; гидрогеологи; геофизики; геохимики; топографы; геодезисты; гидрологи; экологи; экономисты, геотехники и др. Выполняются работы по электроразведке, гидрологии, гидрогеологии, магниторазведке, гравитаразведке, сейсмическому каротажу, сейсмологическим наблюдениям, геохимии, почвоведении ит.п.

Указом Президента Республики Беларусь от 14 января 2014 г. № 26 «О мерах по совершенствованию строительной деятельности» (п.1.11) отдельные виды инженерных изысканий осуществляются юридическими лицами (индивидуальными предпринимателями) при наличии аттестатов соответствия, выдаваемых в порядке, установленном Советом Министров Республики Беларусь. Осуществление этих видов без аттестата соответствия, когда его наличие является обязательным, запрещается.

В соответствии с Постановлением Совета Министров Республики Беларусь (ПСМ) от 21.03.2014г.№ 252 « О некоторых вопросах аттестации юридических лиц и индивидуальных предпринимателей, руководителей, специалистов организаций и индивидуальных предпринимателей, осуществляющих деятельность в области строительства» аттестации подлежали 6 (шесть) видов инженерных изысканий для строительства (изыскательских работ): инженерно– геодезические; инженерно– геологические; инженерно– экологические; инженерно– геотехнические; инженерно– гидрометеорологические; обследование состояния грунтов основания зданий и сооружений. В 2017 году для аттестации выделены 31 (тридцать один) вид– подвид (ПСМ РБ

№157) инженерных изысканий; а в 2018 году, согласно Постановлением Совета Министров Республики Беларусь №148 наличия аттестатов соответствия на осуществление инженерных изысканий необходимо только для 3 (трех) видов: инженерно– геодезических; инженерно– геологических; инженерно– экологических изысканий.

В настоящее время в Республике Беларусь существует множество видов изыскательских работ (видов инженерных изысканий); инженерно–геодезические; инженерно–геологические; инженерно–экологические; инженерно–геотехнические; инженерно–гидрометеорологические; обследование состояния грунтов основания

зданий и сооружений; мелиоративные, агролесомелиоративные, лесотехнические, торфотехнические, экономические изыскания и др.

Выполняются изыскательские работы во многих отраслях хозяйствования Республики Беларусь (т.е. специфика выполнения инженерных изысканий на объектах разная), например Министерство энергетики Республики Беларусь (агролесомелиоративные, лесотехнические, торфотехнические изыскания, трассы газопроводов, трассы электроснабжения-Проектное научно-исследовательское республиканское унитарное предприятие «НИИ Белгипрогаз», РУП «Белэнергосетьпроект»; Министерство транспорта и коммуникаций Республики Беларусь (транспортные коммуникации-Республиканское унитарное предприятие по инженерным изысканиям, проектированию автомобильных дорог, аэродромов и искусственных сооружений на них «БЕЛГИПРОДОР»; Государственное предприятие «Институт «Белжелдорпроект»; Министерство сельского хозяйства и продовольствия (мелиоративные, агролесомелиоративные, лесотехнические, торфотехнические-Проектно-изыскательское республиканское унитарное предприятие "Белгипроводхоз"; Государственный комитет по имуществу Республики Беларусь (Землеустройство-БЕЛГИПРОЗЕМ Проектный институт УП; БЕЛГЕОДЕЗИЯ Государственное предприятие); Министерство жилищно-коммунального хозяйства Республики Беларусь (объекты ЖКХ-Проектное республиканское унитарное предприятие «Белкоммунпроект»); Министерство природных ресурсов и охраны окружающей среды Республики Беларусь(Государственное предприятие "Научно-производственный центр по геологии"; Государственное учреждение "Республиканский центр по гидрометеорологии, контролю радиоактивного загрязнения и мониторингу окружающей среды" (БЕЛГИДРОМЕТ); Республиканское научно-исследовательское унитарное предприятие "Бел НИЦ "Экология"; Белорусская гидрогеологическая экспедиция Филиал Республиканского унитарного предприятия "Научно-производственный центр по геологии" и др.; НП РУП Космоаэрогеология ; Министерство связи и информатизации Республики Беларусь (ОАО «Гипросвязь» и др.); Геодезическо-маркшейдерское управление УП Минскметрострой; Землеустроительная служба Минского городского исполнительного комитета и др.; Предприятие «Гомельводпроект» специализируется на водном благоустройстве, а также отвечает за ис-

следования в топографо-геодезической, почвенной, гидрогеологической, инженерно-геологической, ботанико-культуртехнической и агроэкономической сфере. В сфере компетенции Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь изыскательские работы (инженерные изыскания) выполняют РУП «Геосервис», ОАО «Стройкомплекс» и др.

Проектирование и строительство оснований и фундаментов сооружений без соответствующего инженерно-геологического обоснования не допускаются, а сооружение (или его часть) должно быть запроектировано таким образом и построено из таких строительных материалов, изделий и конструкций, а также с соблюдением установленных требований к выполнению работ в строительстве, чтобы в течение расчетного периода эксплуатации обеспечивалось соблюдение существенных требований безопасности (п.1 и п.2.4 статья 5 «Технического регламента ТР 2009/013/ВУ «Здания и сооружения, строительные материалы и изделия»).

Техническим регламентом ТР2009/013/ВУ устанавливаются требования к сооружениям, проектной документации, строительным материалам и изделиям, работам в строительстве в целях защиты жизни, здоровья и наследственности граждан, имущества и охраны окружающей среды, а также предупреждения действий, вводящих в заблуждение потребителей (пользователей) относительно назначения и безопасности сооружений, проектной документации, строительных материалов и изделий, работ в строительстве.

При проектировании и строительстве сооружений должно быть обеспечено выполнение требований охраны окружающей среды с учетом ближайших и отдаленных экологических, экономических, демографических и иных последствий их эксплуатации и соблюдением приоритета сохранения благоприятной окружающей среды, рационального использования и воспроизводства при родных ресурсов; экологическая без- опасность должна учитывать безопасность, как самого человека, комфортных условий его жизнедеятельности, так и природных ресурсов: атмосферного воздуха, земли (включая недра и почву), воды (поверхностные и подземные воды), климата, растительного и животного мира.

Согласно «Технического регламента ТР 2009/013/ВУ»[1], в процессе выполнения расчетов сооружений должна учитываться неоднородность физико-механических свойств грунтов строительной площадки

(п.2.6); возможные изменения гидрогеологических условий площадки в процессе строительства и эксплуатации объекта; наличие или возможность образования верховодки; естественные сезонные и многолетние колебания уровня подземных вод; возможное техногенное изменение уровня подземных вод; степень агрессивности подземных вод по отношению к материалам подземных конструкций и коррозионная активность грунтов на основе данных инженерных изысканий (п.2.7); подготовка строительной площадки, включая инженерную защиту, не должна приводить к активизации опасных физико-геологических процессов на примыкающих территориях и на самой площадке (п.2.8);

Соответствие сооружений, проектной документации, строительных материалов и изделий, работ в строительстве настоящему техническому регламенту обеспечивается непосредственным выполнением его существенных требований безопасности (что имеет место при выполнении изыскательских работ см. выше – изложенное) и (или) выполнением требований взаимосвязанных технических нормативных правовых актов (п.1 статьи 6 ТР 2009/013/ВУ).

Письмом Минстройархитектуры от 03.03.2010 г. №06-2-05/1345 и ГОССТАНДАРТА от 04.03.2010 №01-2/2/134 предусматривается порядок введения в действие европейских стандартов и норм в области проектирования и строительства, которое не отменяет действия национальных ТНПА.

В Перечне технических нормативных правовых актов, в результате применения которых на обязательной основе (раздел 1) или на добровольной основе (раздел 2) обеспечивается соблюдение требований ТР 2009/013/ВУ [1], нет ТНПА по инженерно– геодезическим, инженерно–экологическим и инженерно-геологическим изысканиям и др., включая такие основополагающие, как СНБ 1.02.01 «Инженерные изыскания для строительства», СТБ 943 «Грунты. Классификация» и др., а аттестация специалистов и юридических лиц предусмотрена. В то же время имеются ТНПА (Еврокод 7) – ТКП EN 1997-1-2009 (на обязательной основе– раздел 1 п.79) и ТКП EN 1997-2-2009 (на добровольной основе– раздел 2 п.7) и др. по геотехническим работам, а аттестация специалистов и юридических лиц не требуется.

В Перечне ТНПА в области архитектуры и строительства, действующих на территории Республики Беларусь (по состоянию на 01.01.2017г.) имеется более 10 ТНПА по геотехническим изысканиям (исследованиям, испытаниям), и в то же время имеется более 30 ТНПА

по инженерным изысканиям для строительства, которые пока не отражены в Блоке 1.02. реструктуризации Национального комплекса технических нормативных правовых актов в области архитектуры и строительства.

Справочно: Изыскательские работы – работы, осуществляемые на местности в целях сбора информации о поверхности земли и (или) недрах для проектирования объектов, разработки месторождений полезных ископаемых и в иных целях (статья 1 Кодекса Республики Беларусь о земле).

Геологическое изучение недр (статья 1 Кодекса Республики Беларусь о недрах) – комплекс работ, проводимых в целях изучения строения земной коры и протекающих в ней процессов, поиска и разведки полезных ископаемых и иных ресурсов недр, а также инженерно-геологических изысканий для строительства.

В целях совершенствования порядка осуществления архитектурной, градостроительной и строительной деятельности, а также управления строительной отраслью в современных условиях принят Указ №26 Президента Республики Беларусь. Изыскательские работы (отдельные виды инженерных изысканий) осуществляются юридическими лицами (индивидуальными предпринимателями) при наличии аттестатов соответствия, выдаваемых Министерством архитектуры и строительства Республики Беларусь (РУП «Белстройцентр») в порядке, установленном Советом Министров Республики Беларусь (постановление СМ №252).

В 2018 году осталось только 3 (три) вида: инженерно–геодезические; инженерно– геологические; инженерно– экологические при выполнении которых необходимо наличие аттестата соответствия.

На сайте РУП «Стройтехнорм» Минстройархитектуры уже не один год размещена информация по реструктуризации Национального комплекса технических нормативных правовых актов в области архитектуры и строительства с целью оптимизации и сокращения ТНПА, содержащих обязательные требования при проектировании, строительстве и эксплуатации зданий и сооружений, взаимосвязанных с Техническим регламентом ТР 2009/013/ВУ «Здания и сооружения, строительные материалы и изделия». Инженерные изыскания входят в блок 1.02 «Предпроектные и проектные работы» и, к сожалению, отнесены к ТНПА, «не входящих» в Перечень ТНПА взаимосвязанных с ТР 2009/013/ВУ. Нет ТНПА по инженерным изысканиям для строительства и других министерств.

Для полного восприятия существующих ТНПА по изыскательским работам, с моей точки зрения, Блок 1.02 необходимо дополнить недостающими действующими ТНПА по инженерным изысканиям (изыскательским работам) в Республики Беларусь.

Выводы и предложения

Обязательные, добровольные, общие и иные требования ТНПА обеспечиваются \ законодательной поддержкой и регулируются: Декретом №7 от 23.11.2017 г. Президента Республики Беларусь; Законом Республики Беларусь «О техническом нормировании и стандартизации» (в редакции Закона Республики Беларусь от 24.10.2016 № 436-З), а также Техническим регламентом ТР 2009/013/ВУ «Здания и сооружения, строительные материалы и изделия».

В настоящее время в Республике Беларусь выполняются более 5 видов изыскательских работ (инженерных изысканий) для строительства, но в Перечне к ТР 2009/013/ВУ практически нет ТНПА по инженерным изысканиям в результате применения которых на добровольной или обязательной основе (раздел 1,2) обеспечивается соблюдение требований «Технического регламента ТР 2009/013/ВУ «Здания и сооружения, строительные материалы и изделия».

С моей точки зрения ТКП 45-5.01-17-2006 «Прочностные и деформационные характеристики грунтов по данным динамического зондирования» и ТКП 45-5.01-15-2005 «Прочностные и деформационные характеристики грунтов по данным статического зондирования и пенетрационного каротажа. Правила определения» необходимо переместить из блока нормирования (Реструктуризации) 5.01 Основания и фундаменты зданий и сооружений в блок нормирования 1.02 Предпроектные и проектные работы (инженерные изыскания).

Обоснование: данные ТКП распространяются на определение прочностных и деформационных характеристик грунтов по данным динамического, статического зондирования и пенетрационного каротажа, выполняемых по ГОСТ 19912 и ГОСТ 25260 при проведении инженерно-геологических изысканий для строительства (см. п.1.1 Область применения).

Разрабатываемый ТКП «Инженерные изыскания для строительства. Правила проведения» (вместо СНБ 1.02.01-96) может и должен частично (разделы) войти в Перечень технических нормативных правовых актов, в результате применения которых на обязательной основе (раздел 1) обеспечивается соблюдение требований ТР 2009/013/ВУ[1]).

Обоснование: Проектирование и строительство оснований и фундаментов сооружений без соответствующего инженерно-геологического обоснования не допускаются (п.1 и п.2.4 статья 5 «Технического регламента ТР 2009/013/ВУ "Здания и сооружения, строительные материалы и изделия"). Следует отметить, что Указом Президента Республики Беларусь от 12.04.2018 г. №135 и Постановлением Совета Министров Республики Беларусь от 15.05.2018 г. №353 предусмотрена обязательная юридическая экспертиза технических нормативных актов (ТНПА).

Для обсуждения. Разрабатываемый ТКП Инженерные изыскания для строительства. Правила проведения (вместо СНБ 1.02.01-96) может быть разделен на разделы или отдельные: 1.ТКП Инженерно-геодезические изыскания для строительства. Правила проведения; 2.ТКП Инженерно-геологические изыскания для строительства. Правила проведения; 3.ТКП Инженерно-экологические изыскания для строительства. Правила проведения 3.ТКП Инженерно-геотехнические изыскания для строительства. Правила проведения и др. (гидрометеорологические, обследования состояния грунтов земляных сооружений и оснований зданий и сооружений)

Обоснование: данные ТКП по видам инженерных изысканий могут соответствовать Постановлению Совета Министров Республики Беларусь №252 в области аттестации, а также ТКП 45-5.01-254-2012 «Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения» и др.

Для обсуждения. В связи с тем, что в техническом регламенте ТР 2009/013/ВУ уже имеются (Еврокод 7) – ТКП EN 1997-1-2009 (на обязательной основе – раздел 1 п.79), ТКП EN 1997-2-2009 (на добровольной основе – раздел 2 п.7), действующие ТКП 45-5.01-235-2011 «Геотехнические реконструкции»; СТБ ISO 14688 «Геотехнические исследования и испытания» и другие СТБ по геотехническим работам, рассмотреть возможность и необходимость аттестации специалистов и юридических лиц в сфере геотехнических испытаний, изысканий, исследований, проектирования. Осуществить перевод текстов других необходимых документов к Еврокоду 7 по геотехническим исследованиям и испытаниям.

Для обсуждения. В Перечень технических нормативных правовых актов, в результате применения которых на обязательной и (или) добровольной основе (раздел 1,2) обеспечивается соблюдение требований ТР 2009/013/ВУ[1]) внести ГОСТЫ, СТБ по выполнению полевых, камеральных и лабораторных грунтов.

**ОСНОВЫ ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ
(РАСЧЕТА) ФУНДАМЕНТОВ ПО ТКП EN 1997-1-2009:
ЕВРОКОД 7**

Кравцов В.Н., канд. техн. наук, доцент
(РУП «Институт БелНИИС», Белорусский национальный
технический университет Минск, Беларусь)

В статье приведены материалы, разработанные для переподготовки и повышения квалификации инженерно-технического персонала строительных организаций и обучения студентов БНТУ 7-8 семестров по специальности 1-70.02.01 при изучении Европейских норм по геотехническому проектированию оснований и фундаментов с использованием Еврокода 7.

The article presents the materials developed for retraining and advanced training of engineering and technical personnel of construction organizations and training of students of BNTU 7-8 semesters in the specialty 1-70.02.01 in the study of European standards for geotechnical design of bases and foundations using Eurocode 7.

Введение (постановка цели и задач)

Национальный комплекс технических нормативных правовых актов (далее ТКП РБ) в области архитектуры и строительства (ТНПА) дополнен с 1 января 2010 г. большим блоком европейских норм (далее ТКП EN) и стандартов СТБ EN (Еврокодов), которые были подготовлены и введены в действие в очень сжатые сроки. В результате, при практическом применении указанных документов, возникло большое количество вопросов, связанных с использованием утвержденных европейских норм, их статусом, порядком действия и соотношения с национальными ТНПА, в частности к методам геотехнического проектирования оснований и фундаментов в условиях Республики Беларусь /1 и др./.

Анализ Еврокодов и практика их применения /1, 3-7/, при геотехническом проектировании сооружений показывает, что общие принципы и подходы к обеспечению безопасности и долговечности зданий, энергосбережения, комфортного пребывания людей в значительной степени совпадают с требованиями национальных ТНПА /2/, в т.ч. для фундаментостроения (механики грунтов) /8, 9/.

В то же время, в них имеются существенные отличительные особенности, обусловленные исторически сложившимися традициями в области теории (применения расчетных моделей), проектирования, производства определенных видов строительных материалов, технологии проведения работ, уровня развития инфраструктуры, направленности социальной политики и другими факторами. Но аналогичные отличия от Еврокодов имеются также у национальных норм различных стран Евросоюза, например, Германии, Великобритании, Франции и др. (см. подходы к проектированию ПП1-ПП3) /3/.

Несмотря на одинаковые принципы, заложенные в ТКП РБ и ТКП EN при геотехническом проектировании сооружений (2-а предельных состояния: по прочности и деформациям), в отдельных вопросах их реализации по критериям "безопасности", «надежности», Еврокоды и ТНПА имеют существенные различия. Поэтому, для успешного практического освоения принятых в Республике Беларусь Еврокодов, необходимо в соответствии с Директивой 86/106/ ЕЕС, правил /4 и др./ Евросоюза выполнить комплекс мероприятий по их внедрению с учетом особенностей белорусского региона. В частности, уточнить национальное приложение к Еврокоду 7, наладить соответствующее обучение в области образования, переподготовки и повышения квалификации инженерно-технических кадров строительных специальностей и разработать для этих целей методические инструкции (руководства) /4/. Попутно следует актуализировать (перевести с английского и утвердить) в полном объеме СТБ EN по испытанию грунтов, а также оснастить изыскательские организации (лаборатории) соответствующими Европейскими приборами и оборудованием. Без указанных мероприятий применение в Республике Беларусь ТКП EN 1997-1-2009, часть 1 /5/ и ТКП EN 1997-2-1997, часть 2 /6/ – невозможно.

Учитывая большую потребность в специалистах, владеющих методами проектирования с использованием европейских строительных норм (Еврокодов) в РУП "Институт БелНИИС" разработаны методические обучающие Программы (руководства) и проводятся обучающие семинары по освоению методов геотехнического проектирования на основе европейских норм (Еврокоды 0, 1, 7, 8 /5-7 и др./), а на кафедре "Геотехника и экология в строительстве" БНТУ в типовом учебном плане специальности 1-70.02.01 "Промышленное и гражданское строительство" в разделе "Механика грунтов, основания и фундаменты" предусмотрены лекционные часы, практические занятия и контрольные работы для студентов 7 и 8 семестров по изучению Еврокодов и методов геотехнического проектирования с использованием этих материалов в курсовые проекты при проектировании оснований фундаментов. Материалы по геотехническим расчетам с использованием методик Еврокода 7 включены в разработанные на кафедре методические указания к практическим занятиям и по разработке курсового проекта /10 и др./. Ниже приводятся основные положения по данному вопросу.

1. Общие проектные положения расчета оснований и фундаментов согласно принципов (Р) Еврокода 7

Расчет оснований фундаментов как по ТКП EN /5-8/, так и по ТКП РБ /8, 9/ производится по 2-м группам предельных состояний:

- несущей способности;
- деформативности.

(1)Р При рассмотрении предельного состояния (STR и GEO) по разрушению (несущей способности) или чрезмерным деформациям конструкции фундамента и его элементов или основания (грунтов), согласно Еврокодам 0 и 7 /5, 7/, следует проверять условие (здесь и далее номера ссылок даются по Еврокоду 7 /5/).

$$E_d \leq R_d, \quad (6.1)$$

или при проектировании фундаментов – условие

$$V_d \leq R_d, \quad (6.1 \text{ а})$$

с использованием частных коэффициентов, которые применяются к репрезентативным воздействиям F_{rep} , и к результатам этих воздействий V , формулы (6.2 а) и (6.2 б), или к характеристическим параметрам грунта X_k , и к сопротивлениям R , формулы (6.3 а), (6.3 б):

$$E_d (V_d) = E(V) \{ \gamma_F F_{\text{rep}}; X_k / \gamma_M; a_d \} \quad (6.2 \text{ а})$$

$$E_d (V_d) = \gamma_E E(V) \{ F_{\text{rep}}; X_k / \gamma_M; a_d \}, \quad (6.2 \text{ б})$$

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{\text{rep}}; X_k / \gamma_M; a_d \}, \quad (6.3 \text{ а})$$

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{\text{rep}}; X_k; a_d \} / \gamma_R, \quad (6.3 \text{ б})$$

Для проверки 2-х предельных состояний по (6.2) и (6.3) используются частные коэффициенты из обязательного приложения А Еврокод 7 исходя из 3-х подходов проектирования (ПП или в /5, 7/, Desing Approaches – DA).

Проектный принцип 1 (ПП 1, DA 1)

(1)Р В ПП 1 (DA 1), за исключением проектирования свай и анкеров, на действие осевой нагрузки проверяются предельные состояния несущей способности или чрезмерной деформации с использованием 2-х основных сочетаний набора частных коэффициентов:

в сочетании 1: **A1 «+» M1 «+» R1**;

в сочетании 2: **A2 «+» M2 «+» R1**,

где здесь и далее «+» означает «в сочетании с...».

Проектный принцип 2 (ПП 2, DA 2)

(1)Р В ПП 2 (DA 2) предельные состояния по несущей способности или чрезмерным деформациям при разрушении проверяются с использованием 1-го сочетания набора частных коэффициентов:

сочетание: **A1 «+» M1 «+» R2**.

Проектный принцип 3 (ПП 3, DA 3)

(1)Р В ПП 3 (DA 3) предельные состояния по разрушению или чрезмерной деформации проверяются с использованием 1-го сочетания набора частных коэффициентов:

сочетание: **(A1* или A2[†]) «+» M2 «+» R3**,

где * — для воздействий от сооружений;

† — для геотехнических воздействий.

A, M, R — обозначения наборов частных коэффициентов в сочетаниях:

A – набор частных коэффициентов по приложению А Еврокода 7, применяемый к **репрезентативным** воздействиям $F_{гер}$ или их результатам;

M – то же, применяемый к **характеристическим** параметрам грунта X_k ; R – то же, к сопротивлениям (см. формулы (6.2) и (6.3)).

Принципиальная расчетная схема проверки предельных сочетаний STR и GEO, составленная по принципам Еврокода 7 для плитных фундаментов, дана на рисунке 1.

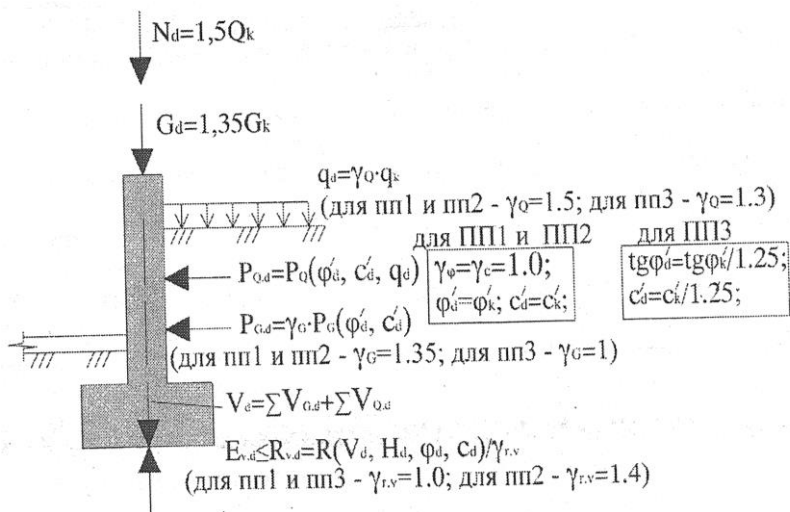


Рис.1. Принципиальная схема расчета STR, GEO оснований фундаментов с использованием проектных подходов ПП 1 – ПП 3 (DA 1 – DA 3) на примере проектирования плитных фундаментов по частным коэффициентам (вариант вертикального равновесия при неблагоприятных сочетаниях воздействий)

2. Расчет оснований плитных фундаментов с использованием аналитического метода ТКП EN 1997-1-2009: Еврокод 7

Расчет несущей способности основания плитного фундамента по методике Eurocode 7 производится из условия (6.1 а), где проектные значения: нагрузки V_d определяется по Еврокоду 0, а сопротивление фундамента R_d – на основе рекомендуемых в приложении D ап-

проксимированных уравнений теории упругости и учета следующих предпосылок и исходных факторов:

– прочности грунта, обычно характеризуемая расчетными значениями его свойств c_u , c' и φ ;

– конструкции фундамента и схемы приложения нагрузок (эксцентриситет, наклон нагрузки и подошвы фундамента, глубина ее заложения и др.) согласно рисунку 2;

– инженерно-геологических условий строительства (характеристика площадки, состав грунтов основания и их расположение по глубине, простирацию и др.).

Расчетная схема плитного фундамента, согласно /5/, дана на рисунке 2.

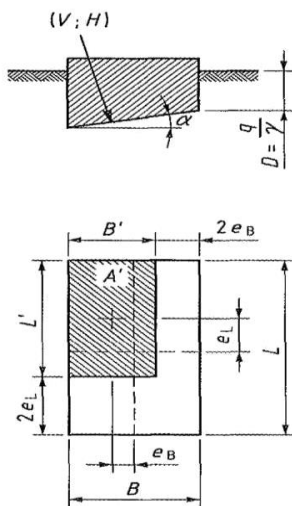


Рис. 2. Расчетная схема для определения несущей способности основания плитного фундамента по методике Eurocode 7 аналитическим методом с использованием рекомендуемого приложения D /5/

Основные обозначения, используемые на рисунке 2 и в расчетных формулах по методике Eurocode 7, приложение D.

$A' = B'L'$ — проектная эффективная площадь фундамента, м;

B – проектные значения коэффициентов для наклона подошвы фундамента с нижними индексами c , q и γ , м;

B – ширина фундамента, м;
 B' – эффективная ширина фундамента;
 D – глубина заложения, м;
 e – эксцентриситет равнодействующей воздействия с нижними индексами B и L , м;
 i – безразмерный коэффициенты наклона нагрузки с нижними индексами для сцепления c , пригрузки q и удельного веса грунта γ ;
 L – длина фундамента, м;
 L' – эффективная длина фундамента, м;
 m – показатель степени в формулах для коэффициентов наклона i , м;
 N – коэффициенты с нижними индексами для c , q и γ ;
 q – пригрузка или давление на уровне подошвы фундамента, кПа;
 q' – расчетное эффективное давление от чрезмерной нагрузки на уровне основания фундамента, кПа;
 s – коэффициенты формы подошвы фундамента с нижними индексами для c , q и γ ;
 V – вертикальная нагрузка, кН;
 α – наклон подошвы фундамента к горизонтали, град;
 γ' – проектный эффективный удельный вес грунта ниже подошвы фундамента, кН/м³;
 θ – угол наклона для H , град.

Расчет сопротивления основания фундамента R_d (расчетной несущей способности грунта) аналитическим методом с использованием приложения D Eurocode 7 производится для двух условий: А – не консолидируемого основания (условие без дренирования) и Б – консолидированного основания (условие с дренированием).

А. Для условия не дренированного основания расчетная несущая способность вертикально нагруженного основания фундамента может быть определена по формуле:

$$R/A' = (\pi + 2) \cdot c_u b_c s_c i_c + q, \text{ кПа}, \quad (6.4)$$

где использованы расчетные безразмерные коэффициенты:

– наклона подошвы фундамента: $b_c = 1 - 2\alpha/(\pi + 2)$;

– формы фундамента:

$s_c = 1 + 0,2 \cdot (B'/L')$ – для прямоугольной формы;

$s_c = 1,2$ - для квадратной или круглой формы;
 – наклона нагрузки с горизонтальной составляющей H :

$$i_c = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A'c_u}}\right),$$

где $H \leq A'c_u$.

c_u – прочность грунта при недренированном сдвиге, определяемая по формуле

$$c_u = c \frac{\cos \varphi}{1 - 1/3 \sin \varphi} + \sigma_o \frac{\sin \varphi}{1 - 1/3 \sin \varphi}, \text{ где}$$

$$\sigma_o = \frac{1}{3} (\sigma_{z,zp} + 2\sigma_{x,zp}),$$

$$\sigma_{z,zp} = \sum \gamma_{zp} z,$$

$$\sigma_{x,zp} = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_{z,zp},$$

где ν – коэффициент Пуассона, приведен в таблице 1

Таблица 1

Коэффициент Пуассона для различных типов грунтов

Тип грунта	Коэффициент Пуассона ν
Крупнообломочные грунты ($0,45 \leq e \leq 0,55$)	0,27
Пески и супеси ($0,45 \leq e \leq 0,75$)	0,30–0,35
Суглинки ($0,50 \leq e \leq 0,85$)	0,35–0,37
Глины ($0,5 \leq e \leq 1,0$) при показателе текучести I_L :	
$I_L \leq 0$	0,20–0,30
$0 < I_L \leq 0,25$	0,30–0,38
$0,25 < I_L \leq 1,00$	0,38–0,45
<i>Примечание</i> — Меньшие значения ν принимаются при большей плотности грунта.	

Б. Для условия дренированного основания расчетная несущая способность вертикально нагруженного фундамента может быть определена по формуле

$$R/A = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_c + 0,5 \gamma' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma, \text{ кПа} \quad (6.5)$$

где использованы расчетные безразмерные коэффициенты:

– несущей способности:

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \varphi'} \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi'/2);$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg} \varphi';$$

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg} \varphi'$, где $\delta \geq \varphi'/2$ (при шероховатой поверхности подошвы фундамента);

– наклонной плоскости подошвы фундамента:

$$b_c = b_q - (1 - b_q)/(N_c \operatorname{tg} \varphi');$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \operatorname{tg} \varphi')^2;$$

– формы фундамента:

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \sin \varphi' \text{ для прямоугольной формы};$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \text{ для квадратной или круглой формы};$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot (B'/L') \cdot \sin \varphi' \text{ для прямоугольной формы};$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ для квадратной или круглой формы};$$

$s_c = (s_q N_q - 1)/(N_c - 1)$ для прямоугольной, квадратной или круглой формы;

– наклона нагрузки за счет горизонтальной составляющей H :

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_c \operatorname{tg} \varphi');$$

$$i_q = [1 - H/(V + A' c' \operatorname{ctg} \varphi')]^m;$$

$$i_\gamma = [1 - H/(V + A' c' \operatorname{ctg} \varphi')]^{m+1},$$

где $m = m_B = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$, если H действует в направлении B' ;

$$m = m_L = [2 + (L'/B')]/[1 + (L'/B')], \text{ если } H \text{ действует в направлении } L'.$$

В случаях, когда горизонтальная составляющая нагрузки действует в направлении, образующем угол θ с направлением L' , m можно вычислять по формуле

$$m = m_0 = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta.$$

2.1. Последовательность (алгоритм) расчета несущей способности плитных фундаментов.

2.1.1. Определение проектных значений нагрузок V_d по Еврокод 0, Еврокод 1 и характеристических параметров грунтов X_k по результатам изысканий по Еврокод 7, часть 2.

2.1.2. Назначение частных коэффициентов надежности для воздействий и параметров грунтов по приложению А Еврокод 7.

2.1.3. Аналитический расчет проектного значения сопротивления грунта R_d основания фундамента с использованием рекомендуемой методики приложения D Еврокода 7.

2.1.4. Проверка условия при котором проектное сопротивление грунта должно быть больше проектного воздействия: $V_d \leq R_d$ и подбор исходя из него ширины фундамента B .

Примечание. Коэффициенты надежности выбираются на основании применяемого проектного принципа (ПП), см. раздел 1.

3. Пример расчета плитного фундамента с использованием аналитического метода приложения D ТКП EN 1997-1-2009: Еврокод 7.

В настоящем примере способ использования уравнений (6.2) и (6.3) Еврокода 7 (учитывая то, что это не оговорено в национальном приложении /5/) принят по подходу к проектированию – ПП 1 (см. выше), т.к. он является базовым в Еврокоде 7 /1, 3 и др./.

Исходные данные:

Ленточный фундамент шириной $B = B' = 1,2$ м в однородном слое суглинка со свойствами, согласно изысканий по Еврокод 7, часть 2:

$\gamma = 20$ кН/м³, $\varphi' = 23^\circ$, $c' = 5$ кПа и $c_u = 40$ кПа, оказывает на грунт репрезентативное вертикальное давление (воздействие) $F_{rep} = 160$ кПа, которое определено с учетом веса фундамента и грунта на его ступенях. Уровень воды W_L находится ниже сжимаемой зоны фундамента, уровень заложения его подошвы от поверхности земли $D = 0,75$ м.

Расчетная схема фундамента дана на рис. 2, обозначена в разделе 2.

Определить несущую способность грунта (значение R_d), проверить выполнение условия $V_d \leq R_d$ и подобрать исходя из него требуемое значение B (при необходимости), с учетом того, что бы разница между величинами V_d и R_d не превышала 10%.

Расчет выполняем для условий: без дренирования А и с дренированием Б основания (см. раздел 2).

А – Условие для недренированного основания (краткосрочное)

Значение R_d находится с использованием формулы (6.4)

$$R_d/A' = (\pi + 2)c_u b_c s_c i_c + q.$$

Учитывая то, что коэффициенты подошвы s_c ее наклона b_c , нагрузки i_c для ленточного фундамента равны 1,0, формула (6.4) примет вид

$$R_d/A' = (\pi + 2)c_u + q.$$

Производится расчет по ПП 1: Сочетание 1 (см. раздел 1)

Из всех наборов частных коэффициентов в сочетании 1: А1 + М1 + R1, только коэффициенты для набора А1 имеют значения, отличные от 1,0 (см. приложение А3 /5/). Частный коэффициент $\gamma_G = 1,35$ (см. таблицу А 3.1), $q = \gamma \cdot D$.

Исходя из этого по (6.4)

$$R_d/A' = 5,14 \times 40 + 0,75 \times 20 = 220,6 \text{ кПа},$$

что больше

$$V_d/A' = F_{\text{rep}}\gamma_G = 160 \times 1,35 = 216 \text{ кПа}.$$

Таким образом, условие $V_d \leq R_d$ при ширине $B = 1,2$ м, для сочетания ПП1 – выполняется, а коэффициент запаса несущей способности грунта составляет $k = (256/220,6) \cdot 100 = 2\% < 10\%$, поэтому уточнения ширины B – не требуется.

Производится расчет по ПП 1: Сочетание 2

Из всех наборов частных коэффициентов в сочетании 2: А2 + М2 + R1, только коэффициенты для набора М2 имеют значения, отличные от 1,0. Частный коэффициент $c_{cu} = 1,4$ (см. таблицу А 3.2) /5/. С учетом этого

$$R_d/A' = (\pi + 2)c_u/\gamma_{cu} + q = (\pi + 2)c_u + q = 5,14 \times 40/1,4 + 0,75 \times 20 = 161,9 \text{ кПа},$$

что больше

$$V_d/A' = F_{\text{rep}}\gamma_G = 160 \times 1,0 = 160 \text{ кПа}.$$

Таким образом, условие $V_d \leq R_d$ для сочетания 2 ПП1 также выполняется, ширина B подобрана правильно ($k = 2\% < 10\%$).

Б – условие с дренированием основания (долгосрочное)

По формуле (6.5)

$$R_d/A' = c'N_c b_c s_c i_c + qN_q b_q s_q i_q + 0,5\gamma BN_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

или

$$R_d/A' = cN_c + qN_q + 0,5\gamma BN_\gamma.$$

Т.к. коэффициенты подошвы, формы, наклона подошвы и нагрузки для ленточного фундамента равны 1,0. N_c , N_q и $0,5\gamma BN_\gamma$ являются функциями φ' (см. формулу (6.5)).

Производится расчет по ПП 1: Сочетание 1

Для набора А1 частный коэффициент $\gamma_G = 1,35$ (см. таблицу 3.1 приложения МУ).

Определяем коэффициенты несущей способности (см. формулу 6.5), используя расчетную проектную величину φ :

$$\begin{aligned} \varphi'_d &= \tan^{-1}(\tan 23^\circ/1,0) = 23^\circ, \\ N_c &= 18, N_q = 8,66, N_\gamma = 6,5, \end{aligned}$$

с учетом которых

$$R_d/A' = 5 \times 18 + 15 \times 8,66 + 0,5 \times 20 \times 1,2 \times 6,5 = 297,9 \text{ кПа},$$

что больше

$$V_d/A' = F_{\text{rep}}\gamma_G = 160 \times 1,35 = 216 \text{ кПа}.$$

Таким образом условие $V_d \leq R_d$ для сочетания 1 ПП1 выполняется, величина В подобрана правильно ($k = 27\% > 10\%$).

Производится расчет по ПП 1: Сочетание 2

Для набора М2 частные коэффициенты $\gamma_{c'} = \gamma_{\phi'} = 1,25$ (см. таблицу А 3.2 /5/).

Определяем коэффициенты несущей способности (см. формулу 6.5), используя расчетную проектную величину φ :

$$\begin{aligned}\varphi'_d &= \tan^{-1}(\tan 23^\circ / 1,25) = 18,76^\circ, \\ N_c &= 13,72, N_q = 5,66, N_\gamma = 3,17,\end{aligned}$$

с учетом которых

$$\begin{aligned}R_d/A' &= (c'/\gamma_{c'}) N_c + q'N_q + 0,5\gamma BN_\gamma = 5/1,25 \times 13,72 + 15 \times 5,66 + 0,5 \times 20 \times \\ &\times 1,2 \times 3,17 = 177,8 \text{ кПа},\end{aligned}$$

что больше

$$V_d/A' = 160 \times 1,0 = 160 \text{ кПа}.$$

Таким образом условие $V_d \leq R_d$ для сочетания 2 ПП1 также выполняется, величина В подобрана правильно ($k = 10\% = 10\%$).

Выводы

1. Для успешного освоения Еврокодов и европейских стандартов в практике геотехнического проектирования оснований и фундаментов в Республике Беларусь необходимо:

– актуализировать (перевести с английского и утвердить) стандарты СТБ EN и оснастить изыскательские организации и грунтовые лаборатории соответствующим европейским оборудованием;

– согласно указаний Директив 86/106ЕЕС и 2002/91ЕС, разработать его методическое обеспечение, на основе которого провести переподготовку и повышение квалификации различных категорий строительных специалистов.

Организация обучения разработки и внедрения соответствующих программ в первую очередь должна коснуться системы высше-

го и среднего специального образования посредством переподготовки и повышения квалификации кадров, проведения круглых столов, обучающих семинаров, международных конференций и др.

2. Для обеспечения требований Директив ЕС и указаний Минстройархитектуры Республики Беларусь в настоящее время осуществляются следующие мероприятия.

2.1. В РУП "Институт БелНИИС" разработаны методические программы (руководства) на основе которых проводится обучение инженерно-технических кадров строительных организаций по проектированию оснований и фундаментов с использованием европейских норм для условий Республики Беларусь.

2.2. В типовом учебном плане специальности 1-70.02.01 "Промышленное и гражданское строительство" в разделе "Механика грунтов, основания и фундаменты" на кафедре "Экология и геотехника строительства" БНТУ предусмотрены лекционные часы, практические занятия и контрольные работы 7-8 семестрах по изучению методов геотехнического проектирования оснований и фундаментов (в т.ч. при выполнении курсовых работ) с использованием Еврокода 7 (часть 1 и 2).

ЛИТЕРАТУРА

1. Кравцов, В.Н. Нормативно-правовое обеспечение проектирования и возведения оснований и фундаментов в Республике Беларусь с использованием национальных и Европейских норм / В.Н.Кравцов / Геотехника Беларуси: Наука и практика: материалы межд. науч.-техн. конф., посвящ. 60-ти летию каф. ОФ и ИГ и 90-летию проф. Ю.А. Соболевского: Сб. научн. тр.: В 2-х т. Т.2; редкол: д.т.н., проф. М.И. Никитенко (отв. ред.) [и др.]. – Минск: БНТУ, 2013.–С.348-361.

2. ТР 2009/013/ВУ. Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность. – Минск : МАиС РБ, 2009. – 27 с.

3. Frank R., Magnan J.P. A few thoughts about ultimate limit states verifications following Eurocode 7 (in French) / Proc. 12-th European Conf. Soil Mechs. & Geot. Engng. Workshop on the Eurocodes. Amsterdam, 1999. – V.3.– P.2179 – 2183.

4. CEN 2004. Eurocode 7: Geotechnical design. Part 1: General rules. EN 1997-1: 2004 (E, F, G). November 2004. Brussels: European Committee for Standardization, 2004.

5. ТКП EN 1997-1-2009. Еврокод 7. Геотехническое проектирование Часть 1. Общие правила. – Минск : МАиС РБ, 2009. – 129 с.

6. ТКП EN 1997-2-2009. Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Часть 2. Исследования и испытания грунта. – Минск : МАиС РБ, 2009. – 350 с.

7. CEN 2002. Eurocode 0. Basis of structural design. European standard. EN 1990: 2002. Brussels: European Committee for Standardization, 2002. – 230 p.

8. ТКП 45-5.01-254-2012. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования / Минстройархитектуры Респ. Беларусь. – Минск : РУП «Стройтехнорм», 2012. — 164 с.

9. ТКП 45-5.01-67-2007. Фундаменты плитные. Правила проектирования / Минстройархитектуры Респ. Беларусь. – Минск : РУП «Стройтехнорм», 2007. — 140 с.

10. Расчет оснований фундаментов с использованием методов Еврокод 7 / Механика грунтов, основания и фундаменты: Методические указания к выполнению курсового проекта для студентов строительных специальностей 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство», 1-70 02 02 «Экспертиза и управление недвижимостью» // Каф. «Геотехника и экология в строительстве» (общая ред. М.И.Никитенко). – Минск: БНТУ, 2011. – С. 34 – 38.

СОДЕРЖАНИЕ

Соболевский Юрий Александрович. Краткое жизнеописание	3
Основатель кафедры «Основания, фундаменты и инженерная геология» в белорусском политехническом институте – Макарович Михаил Федорович	10
К 90-летию доктора геолого-минералогических наук, профессора Колпашникова Геннадия Александровича	13
К 90-летию кандидата технических наук, доцента Шайтарова Леонида Денисовича	19
Никитенко М.И. Роль кафедры «Геотехника и экология в строительстве» БНТУ в подготовке высококвалифицированных специалистов и научные достижения	21

СЕКЦИЯ 1. ИНЖЕНЕРНЫЕ ИЗЫСКАНИЯ И ГЕОТЕХНИЧЕСКИЙ МОНИТОРИНГ

Бойко И.Л., Бойко В.И., Назаров Н.А. Исследование сплошности ствола буронабивных свай, выполненных в сложных инженерно-геологических условиях	35
Бусел И.А. Основы методологии стройинжиниринга	40
Бусел И.А. Радиоволновое сканирование недр	45
Колпашников Г.А. Влияние неотектоники на формирование поровых отложений в Белорусском регионе	49
Мулюков Э.И., Урманшина Н. Э., Галимгурова О. В. Мониторинг состояния при проявлениях опасных геологических процессов	53
Мякота В.Г. Проявление инженерно-геологического риска на трассах магистральных трубопроводов	60

2. МЕХАНИКА ГРУНТОВ КАК ТЕОРЕТИЧЕСКАЯ ОСНОВА СОВРЕМЕННОЙ ГЕОТЕХНИКИ

Бальши А.В., Сернов В.А. Механические модели взаимодействия буронабивных свай с	69
Банников С.Н., Ерохина Ю.А., Архангельская Т.М. Устойчивость и деформативность водонасыщенных армированных оснований	75

Босаков С.В., Зиневич С.И., Козунова О.В. Статический расчет шарнирно-соединенных балок на упругом основании.....	82
Вишняков Н.Н., Кремнев А.П. Несущая способность фундаментов распорных сооружений с учетом анизотропии прочностных свойств грунтов.....	91
Загоруйко Е., Ган А., Стовпник С. Исследование напряженно-деформированного состояния оползневого склона, укрепленного грунтоцементными элементами	97
Кичаева О.В. Методика вероятностной оценки превышения предельных деформаций системы «здание-основание»	105
Козловский Е.Я. Решение сопряженных задач геомеханики и геотехники на основе моделей МДТТ в сложных геологических и горнотехнических условиях строительства.....	114
Костюкович П.Н. Гравитация как центростремительная сила космического вращения.....	118
Кузахметова Э.К. Уточнение положений классической механики грунтов при проектировании насыпи автомобильных дорог на слабых грунтах	124
Медведева Ю.А., Ивашечкин В.В., Кочергин А.Ю. Лабораторные и натурные исследования двухколонной водозаборной скважины	132
Попов О.В. Напряженное состояние несвязного грунта при сдвиге в условиях стесненной дилатансии	139
Соболевский Д.Ю. Некоторые аспекты проблемы дилатансии в механике грунтов	144
Талецкий В.В. Определение постоянных коэффициентов упругости ортотропных грунтов	150
Уласик Т.М., Балыш А.В. Моделирование работы группы свай с учетом объемного «стеснения» несвязного грунта	157

3. КОНСТРУКЦИИ И ТЕХНОЛОГИИ УСТРОЙСТВА ФУНДАМЕНТОВ В СЛОЖНЫХ ИНЖЕНЕРНО- ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ. УСИЛЕНИЕ И РЕКОНСТРУКЦИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Zhussupbekov A.Zh., Omarov A.R., Borgekova K.B., Tanyrbergenova G.K. Akhazhanov S.B. Comparison of the pile testing results on expo-2017 (Kazakhstan	167
Авдушева М.А., Невзоров А.Л. Применение добавок ферроматериалов при усилении и устройстве фундаментов.....	174

Бекбасаров И.И. Об использовании корреляционных зависимостей для определения расчетных сопротивлений грунтов под нижним концом и по боковой поверхности забивной сваи... 183	
Богов С.Г. Аспекты качества конструкций, возводимых в грунте по струйной технологии..... 197	
Богомолов А.Н., Богомолова О.А., Ушаков А.Н. Определение допустимой глубины заложения подземных хранилищ углеводородов 210	
Жывалевская И.В., Кремнев А.П. Опытные экспериментальные исследования технологии изготовления винтовых свай, выполняемых в защитной среде цементного раствора, и их несущей способности 227	
Кварчински П. Несущая способность шпунтов Ларсена на вертикальную осевую 233	
Клебанюк Д.Н., Пойта П.С., Шведовский П.В. Особенности оптимизации конструктивно-технологических факторов и параметров процесса уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками в условиях неопределенности 246	
Корзаченко Н. Конструкционные особенности фундаментов сооружений XI-XVII веков 253	
Кравцов В.Н. Экспериментальные исследования влияния технологических аспектов устройства различных типов свай на их технико-экономическую эффективность 264	
Левенко А.М. Исследование экологичности и долговечности грунтов, закрепленных перуксусно-силикатными растворами... 272	
Бабак М. С., Никитенко М.И. Семенюк С.Д. Оценка достоверности методик определения несущей способности песчаных оснований свай по результатам зондирования 280	
Моради С.Б Методика повышения точности прогноза несущей способности песчаных оснований свай по результатам статического зондирования..... 299	
Мулюков Э.И., Урманшина Н.Э., Галимнурова О.В. Конструкция фундаментов мелкого заложения при карстоароявлениях 307	
Нуждин М.Л., Нуждин Л.В., Хасанов А.З., Хасанов З.А. Усиление грунтового основания исторических памятников Средней Азии инъектированием подвижных цементно-песчаных смесей..... 313	
Пойта П.С., Шведовский П.В., Клебанюк Д.Н., Сливка Д.Н. К особенностям расчетов плитных и плитно-свайных фундаментов с системой закрытых сферических полостей..... 321	

Попов О.В., Шалдов О.И. Опыт применения современных технологий изготовления свай группой геотехнических компаний «СПЕЦГЕОСТРОЙ»	331
Рытов С.А., Валиев И.Ф., Иовлев И.М., Шишарин А.С. Опыт преобразования строительных свойств грунтов в гражданском и дорожном строительстве	336
Самородов А.В., Убийвовк А.В., Купрейчик А.Ю., Найдёнова В.Е. Новая конструкция буровой конусовидной сваи для устройства в структурно-неустойчивых грунтах	342
Сернов В.А., Карович П.А. Опыт применения плитно-свайных фундаментов для уменьшения осадок и кренов жилого дома на проспекте Дзержинского в городе Минске	348
Сороко Р.А. Исследование работы моделей свайных фундаментов из буронабивных свай в глинистых грунтах	354
Тронда Т.В., Верховцова М.С., Гавриленко А.А. Армодренирующий эффект элементов из сухой бетонной смеси на основе расчетного сопротивления глинистых грунтов.....	362
Тронда Т.В., Кохан П.В. Анализ зависимостей прочностных и деформационных характеристик пылевато-глинистых грунтов от показателя текучести	368
Шведовский П.В., Клебанюк Д.Н., Пойта П.С. Некоторые особенности конструирования фундаментов с системами закрытых полостей под многоэтажные здания на неоднородных грунтовых основаниях	375
Шокарев В.С., Шокарев А.С., Шокарев Е.А., Шаповал В.Г. Усовершенствованная методика расчета осадок грунтовых оснований, армированных жесткими вертикальными элементами ...	382
Юнкер А. Технология титан в железнодорожном строительстве ..	394

4. НОРМАТИВНО ТЕХНИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И УСТРОЙСТВА ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Богущ Л.И. Совершенствование нормативной базы в сфере инженерных изысканий для строительства в Республике Беларусь	399
Кравцов В.Н. Основы геотехнического проектирования (расчета) фундаментов по ТКП EN 1997-1-2009 Еврокод.....	410

Научное издание

**ГЕОТЕХНИКА БЕЛАРУСИ:
НАУКА И ПРАКТИКА**

Материалы Международной конференции

Минск, 23–26 октября 2018 г.

**GEOTECHNICS IN BELARUS:
SCIENCE AND PRACTICE**

Proceedings of the International Conference

Minsk, Oktober 23–26, 2018

Подписано в печать 18.10.2018. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная. Ризография.

Усл. печ. л. 24,94. Уч.-изд. л. 19,20. Тираж 100. Заказ 856.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.

Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя печатных изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.