

О. В. Попов

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ
И ПРАКТИЧЕСКОЕ ПРИМЕНЕНИЕ СОВРЕМЕННЫХ
ТЕХНОЛОГИЙ ИЗГОТОВЛЕНИЯ СВАЙ
В ДИЛАТИРУЮЩИХ ГРУНТАХ
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

Минск
БНТУ
2022

УДК 624.154
ББК 38.58
П58

П58 **Попов, О. В.** Экспериментально-теоретические основы и практическое применение современных технологий изготовления свай в дилатирующих грунтах Республики Беларусь / О. В. Попов. – Минск : БНТУ, 2022. – 304 с. – ISBN 978-985-583-744-3.

В монографии обобщен опыт применения современных геотехнических технологий при устройстве анкеров и свай, подпорных и отсечных конструкций в грунте, упрочнении грунтовых оснований возводимых или реконструируемых зданий и сооружений в Республике Беларусь группой компаний «Спецгеострой». Результаты многолетних экспериментальных исследований по влиянию данных технологий на свойства грунтов, формирование стволов анкеров и свай, определение несущей способности их грунтовых оснований, а также теоретические исследования феномена стесненной дилатансии при сдвиге грунтов позволили предложить принципы проектирования и методы расчета указанных конструкций, их новые конструктивные решения.

Монография предназначена для научных сотрудников, работников проектных, изыскательских и строительных организаций, занятых решением ответственных задач в геотехнике, а также для аспирантов, магистрантов, студентов строительных специальностей.

Табл. 9. Ил. 107. Библиогр. назв. 158. Прил. 4.

Рекомендована к изданию научно-техническим советом
Белорусского национального технического университета
(протокол № 1 от 21.01.2022 г.)

Рекомендована к опубликованию
Союзом Строителей Республики Беларусь

Рецензенты:

заведующий кафедрой геотехники Санкт-Петербургского
государственного архитектурно-строительного университета,
член-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф. *Р. А. Мангушев*;
доцент кафедры строительных конструкций
Полоцкого государственного университета,
канд. техн. наук *А. П. Кремнев*

ISBN 978-985-583-744-3

© Попов О. В., 2022
© Белорусский национальный
технический университет, 2022

ПРЕДИСЛОВИЕ

Автор монографии более 25 лет занимается внедрением современных геотехнических технологий по устройству анкеров и свай, подпорных и отсечных конструкций в грунте, упрочнению грунтовых оснований при возведении и реконструкции зданий и сооружений в Республике Беларусь, в том числе на объектах Минского метрополитена. Более тысячи объектов строительства было выполнено основанной автором группой геотехнических компаний «СПЕЦГЕОСТРОЙ».

Целью исследований автора являются оптимизация и внедрение в практику подземного строительства современных геотехнических технологий, методов расчета несущей способности дилатирующих грунтовых свайных оснований, корректировка национальных строительных норм Республики Беларусь и внутренних стандартов группы геотехнических компаний «СПЕЦГЕОСТРОЙ».

В первой главе монографии обобщен мировой и отечественный опыт применения современных геотехнических технологий в области фундаментостроения, основные положения по проектированию, устройству и испытаниям свай, исходя из традиционного представления механизма их взаимодействия с окружающим массивом грунта. Испытания анкеров и свай в процессе выполнения работ неизменно показывают большие расхождения несущих способностей их оснований при сравнении с рассчитанными теоретически согласно классической теории прочности Кулона – Мора в ее традиционном прочтении, которая оперирует принципом пропорциональности между нагрузкой и деформацией в условиях свободного сдвига. Эти расхождения могут составлять сотни процентов, что никак не получается отнести на погрешности инженерно-геологических изысканий, используемых расчетных схем, методов определения прочностных параметров грунтов и многое другое. Для корректировки несоответствия фактических и расчетных величин несущих способностей грунтов в случае расчета грунтовых свайных оснований обычно используют поправочные коэффициенты, справедливые в ограниченном диапазоне действия нагрузок при заданных параметрах прочности и деформативности грунтов, которые имеют реаль-

ный физический смысл и легко определяются лабораторным путем. В то же время физическая и математическая зависимость сдвиговой прочности от деформативности окружающего массива грунта в классической теории не описана в достаточной мере, что вынуждает применять данные коэффициенты для устранения несоответствия классической и получаемой сдвиговой прочности грунта, особенно в случае проявления стесненной дилатансии.

Во второй главе автором выдвинуты предложения по учету фактора стесненной дилатансии на условие прочности грунтов применительно к расчету несущей способности свайных оснований. Представленные положения о дилатантной прочности грунтов на основе предлагаемой упругопластической дилатантной модели грунта, подтвержденные результатами многочисленных экспериментальных лабораторных и натурных испытаний свай, теоретические исследования феномена стесненной дилатансии при сдвиге грунтов позволили предложить принципы проектирования и методы расчета свай, их новые конструктивные решения, что отражено в третьей и четвертой главах монографии. Предлагаемые аналитический и численный методы расчета грунтовых оснований разработаны на основе обобщения результатов лабораторных экспериментов и натурных испытаний свайных грунтовых оснований с использованием методики искусственных нейронных сетей.

Разработки автора были широко использованы группой геотехнических компаний «СПЕЦГЕОСТРОЙ» с целью сокращения сроков строительства и получения экономического эффекта при выполнении работ нулевого цикла на многих объектах строительства, что достаточно полно освещено и проиллюстрировано в последней главе монографии. На четвертой странице обложки данной монографии размещен QR-код, содержащий ссылку на официальный сайт группы геотехнических компаний «СПЕЦГЕОСТРОЙ».

Результаты научных и технологических разработок автора представлены на многочисленных международных и национальных конференциях, защищены авторскими свидетельствами, а их практическое применение подтверждено соответствующими актами внедрения компаний «СПЕЦГЕОСТРОЙ», «МИНСКМЕТРОСТРОЙ» и других организаций.

Автор выражает благодарность сотрудникам и преподавателям строительного факультета Белорусского национального техниче-

ского университета профессорам Ю. А. Соболевскому, М. И. Никитенко, Д. Ю. Соболевскому, Т. М. Пецольду, С. Н. Леоновичу, доцентам Н. Д. Банникову, Н. И. Баранову, Л. Д. Шайтарову, А. П. Кремневу, Ю. Б. Поповой, геологу С. С. Яновской и многим другим за передачу богатейшего производственного и педагогического опыта.

Важная роль в производственной деятельности возглавляемой автором группы геотехнических компаний «СПЕЦГЕОСТРОЙ» принадлежит плодотворному сотрудничеству и личному общению со специалистами изыскательских (УП «Геосервис», ОАО «Стройкомплекс», ООО «Синклиналь» и др.), проектных (ОАО «Минскметропроект», «Минскпроект», «Белпроект», «Белпромпроект», «Оргстрой», ООО «Моноракурс», «Стан» и др.) и производственных (ОАО «СУМ-96», строительным трестам № 1, № 4, № 7, № 15, № 25, № 35, ОАО «Минскпромстрой», ГП «Минскметрострой», ООО «Висбас», ООО «Буровая компания Дельта», ООО «Буртехпром», ООО «Строитель», ООО «Георемстрой», ООО «Специнжстрой», ООО «Сведровина», ООО «Гродноинжстрой», ОАО «НИИ ПКД» и др.) компаний.

Автор выражает благодарность исполнительным директорам группы геотехнических компаний «СПЕЦГЕОСТРОЙ» О. И. Шалдову и В. В. Жигалкину, а также руководителям компаний ближнего и дальнего зарубежья: Nikolai Kolesnik (UAB «Alvora», Литва), Mirco Tonti (Tescar S.R.L., Италия), Aleksander Veit (ABI GmbH, Германия), Wolfgang Tinhof (TWF GmbH, Австрия), Danas Zikus (UAB «Vilniaus Rentinys», Литва), Tadas Liutkus (UAB «Projektana», Литва), Vladimiras Zimanas (UAB «Geonovum», Литва) за успешную совместную деятельность при решении сложных геотехнических задач в строительстве.

Автор искренне благодарен Союзу Строителей Республики Беларусь и лично его председателю Н. Т. Шеремету за признание заслуг, награждение нагрудным знаком «За заслугі ў будаўніцтве» и рекомендацию данной монографии к опубликованию.

Г Л А В А 1

СОВРЕМЕННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ СВАЙ, МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ИХ ОСНОВАНИЙ

(Из практики группы геотехнических
компаний «СПЕЦГЕОСТРОЙ»)

1.1. Прогрессивные виды свай, технологии их изготовления

Свайные фундаменты – это комплекс свай, сгруппированных в единую конструкцию, передающую нагрузку на основание. Свая – это погруженный или изготовленный в грунте стержень, предназначенный для передачи давления от сооружения на нижележащие прочные слои основания. Ростверк – конструкция, объединяющая головы свай и перераспределяющая на них нагрузку от сооружения.

Сваи являются основным конструктивным элементом свайного фундамента. В зависимости от технологии изготовления данные элементы могут как уплотнять окружающий грунт, повышая при этом его прочностные характеристики, так и создавать дополнительные распорные напряжения в грунтовом массиве, обеспечивающие высокую их несущую способность.

В настоящее время в подземном строительстве применяется более 200 типов свай, различающихся конструкцией, технологией изготовления, характером взаимодействия с грунтовым основанием.

К основным классификационным признакам свай относятся:

– особенности передачи нагрузки на грунт (свай-стойки, работающие за счет сопротивления грунта под их пятнами, и защемленные в грунте, работающие за счет трения грунта по их боковым поверхностям и частично сопротивления грунта под их пятнами);

– технологии изготовления в грунте (погружение сборных, бетонирование или замоноличивание готовых элементов в скважинах, сочетание способов);

– материал стволов свай (бетонные, железобетонные, металлические и из других материалов, включая композитные или их комбинации). Наиболее распространенными являются бетонные и железобетонные сваи.

Свай-стойки передают вдавливающие нагрузки на прочные грунты основания преимущественно в виде сжатия нижним концом, при этом их стволы могут подвергаться изгибу. Защемленные в грунтах сваи передают нагрузки за счет трения грунтов по боковой поверхности ствола и доли сжатия его нижним концом в толще несущего слоя. Для защемленных свай минимизируется возможность их продольного изгиба, за исключением случаев малых поперечных сечений и больших длин. При выдергивании защемленных свай, называемых анкерными, усилия передаются на грунт стволами в виде трения вдоль их боковых поверхностей, а сами стволы подвергаются растяжению, которое должно восприниматься их арматурой (сталью или другими материалами).

По технологии изготовления сваи подразделяются на:

– забивные, вибропогружаемые или вдавливаемые готовые сваи заводского изготовления, погружаемые в грунт без или с частичной его выемкой при наличии лидерных скважин (обязательно до уровней на 1,0–1,5 м выше нижних концов свай) с использованием молотов, вибропогружателей или вдавливающих механизмов. Для облегчения и возможности погружения свай на проектные глубины кроме лидерных скважин используется подмыв (до уровней лидерных скважин) за счет закачки воды под напором через трубки внутри или снаружи стволов [1, 38];

– винтовые и бурозавинчиваемые готовые сваи заводского изготовления, погружаемые в грунт путем их завинчивания с использованием буровых вращателей. Для облегчения этого процесса также могут служить лидерные скважины или подмыв напорной водой;

– буровые, изготавливаемые в грунте в проектном положении путем укладки бетонной смеси или цементного раствора с предварительной или последующей установкой арматурного каркаса в заранее пробуренные скважины без или с креплением их стенок

обсадными трубами или глинистой суспензией с ее уровнем на 1,0–1,5 м выше, чем у подземной воды в основании;

– буроинъекционные, изготавливаемые в грунте в проектном положении путем подачи бетона или цементного раствора под давлением с предварительной или последующей установкой арматурного каркаса в выбуриваемые скважины;

– набивные, изготавливаемые в грунте в проектном положении путем укладки бетонной смеси или цементного раствора с предварительной или последующей установкой арматурного каркаса в скважины, созданные с принудительным вытеснением грунта погружаемыми скважинообразователями разных форм.

Практика группы геотехнических компаний «СПЕЦГЕОСТРОЙ» (далее – ГГК) и других строительных организаций* показала, что наибольшее применение в Республике Беларусь за последние 15–20 лет (*Приложение 1*) получили следующие современные технологии изготовления свай:

1) забивка или погружение готовых свай сваебойными машинами, оснащенными гидромолотами или навесными на крюк кранов или стрел экскаваторов вибропогружателями JUNTAN, PVE, ICE (1, 5);

2) вдавливание готовых свай установками УСВ-120 (1);

3) изготовление буровых свай в скважинах под защитой инвентарных или стандартных металлических обсадных труб, погружаемых установками BAUER, CASAGRANDE, SOILMEC, MDT, MAIT, TESCAR и др. (ГГК, 1–4);

4) изготовление набивных свай по технологии FUNDEX и ATLAS при завинчивании обсадных труб с теряемыми наконечниками установками BAUER, CASAGRANDE, SOILMEC, MDT, MAIT, KLEMM и др. (ГГК, 1, 2, 9, 10);

5) Изготовление буроинъекционных свай по технологии CFA с применением непрерывного проходного шнека установками BAUER, MDT, MAIT, ABI, CASAGRANDE, SOILMEC, TESCAR, у

* С целью сокращения текста далее при перечислении этих строительных организаций (в скобках) здесь им присвоим следующие номера: 1 – ОАО «СУМ-96», 2 – ООО «Буровая компания «ДЕЛЬТА», 3 – ООО «Висбас», 4 – СУ-73 ОАО «15 ТРЕСТ», 5 – ООО «Специнжстрой», 6 – ООО «Буртехпром», 7 – ООО «БелСтройРеконструкция», 8 – ООО «Строитель», 9 – ООО «ГЕОПАРК», 10 – «ГЕОРЕМСТРОЙ», 11 – ООО «МГК-групп».

которых вращатели оснащены проходными свивелами для подачи бетона (ГГК, 1, 2, 9);

6) Изготовление буроинъекционных свай по технологии CCFA (CFA+DOUBLE ROTARY) с применением непрерывного проходного шнека и обсадной трубы установками BAUER, MDT, SOILMEC, имеющих вращатели двойного действия с захватами для трубы и шнеков с проходными свивелами для подачи бетона (ГГК, 2, 9);

7) Изготовление свай по технологии DDS в скважинах с их расширением раскатчиками установками BAUER, CASAGRANDE, SOILMEC, MDT, MAIT (ГГК, 2);

8) Изготовление набивных свай при вибропогружении обсадных труб с теряемыми или раскрывающимися наконечниками установками ABI, MULLER с жестко фиксированными вибропогружателями на их мачтах или навесными вибропогружателями PVE и ICE на стрелах кранов или экскаваторов (ГГК, 1, 2, 6, 9, 10);

9) Изготовление конических набивных свай при вибропогружении металлических пуансонов установками ABI и MULLER с вибропогружателями и специальной технологической оснасткой (ГГК);

10) Изготовление буроинъекционных свай и анкеров по струйной технологии (JET GROUTING) с использованием буровых установок MDT, KLEMM, BERETTA и высоконапорных насосов METAX, TECNOWEL (ГГК, 2, 4, 10);

11) Изготовление буроинъекционных свай и анкеров по технологиям BAUER и TITAN с использованием установок KLEMM, BERETTA, MDT (ГГК, 7, 10, 11).

Упрощенная классификация свай и современных технологий их изготовления, согласно практике ГГК, представлена на рис. 1.1.

Ударный или вибрационный способ погружения свай заводского изготовления с использованием молотов ударного действия или вибропогружателей применяется в нескальных грунтах. Эта технология до сих пор остается наиболее привлекательной из-за простоты, низкой стоимости, отсутствия сезонного удорожания работ, повышения сопротивлений окружающих грунтов за счет их вытеснения стволами с возможностью прогноза несущей способности оснований по отказам при погружении и контрольной добивке свай. Современные средства механизации (сваебойные установки с гидравлическими молотами зарубежных фирм JUNTAN, VANUT), технические характеристики которых представлены в *Приложении 2*, ускоряют погружение свай и

повышают производительность работ при гораздо большей вероятности достижения стволами проектных глубин и требуемых отказов.



Рис. 1.1. Классификация свай и современных технологий их изготовления

Сдерживающими факторами применения забивных свай являются:

- недопустимость их забивки на расстоянии до 25 м от существующих зданий и сооружений [1, 60, 106];
- невозможность восприятия значительных горизонтальных и иных нагрузок вследствие ограничения армирования, поперечных размеров и длин стандартных заводских свай;
- невозможность забивки свай на проектную глубину при наличии валунных или иных включений в грунте либо при нехватке мощности применяемого копра или вибропогружателя, иных факторов. Данный недостаток частично устраняется за счет лидерного бурения при забивке свай, применения более мощного сваебойного оборудования, что резко удорожает и снижает эффективность свайных работ по данной технологии;
- повышенный шумовой и вибрационный фон при производстве работ, другие экологические факторы.

Для минимизации ряда вышеперечисленных факторов нередко применяется технология вдавливания (особенно в условиях плотной

городской застройки), преимуществами которой являются высокая точностью погружения и возможность определения несущей способности основания сваи по усилию вдавливания. Однако, большой вес и сложность монтажа оборудования, дорогостоящая подготовка щебеночного основания для обеспечения устойчивости установки, возможность погружения небольших по сечению свай на малые глубины (до 14 м) при ограниченных вдавливающих усилиях (до 1200 кН) снижают эффективность данной технологии.

ГГК с 2000-х гг. начала внедрять новые современные геотехнические технологии изготовления свай в проектном положении (рис. 1).

В 2004 г. президент Международного общества по механике грунтов и геотехнике ISSMGE профессор Van Impe [155] указал на перспективы развития современных технологий свайных работ, выделил вопросы проектирования и испытаний свай с учетом экономических ограничений по стоимости работ, отметил необходимость разработки новых на то время строительных норм EUROCODE-7, стимулирующих внедрение новых геотехнических технологий. Van Impe представил зависимость (рис. 1.2) уровня развития геотехнических знаний как функции времени с отражением разработки новейших геотехнических технологий (кривая 1) и теоретического их обоснования (кривая 3). Им было сделано заключение, что единственным звеном между теорией и практикой являются экспериментальные данные испытаний свай, полученные в процессе их мониторинга (кривая 2), а пробел в теоретических и практических знаниях обусловлен «нечеткостью понимания вопросов взаимодействия отдельной сваи и грунта».

Последующий период развития геотехнических свайных технологий подтвердил прогноз Van Impe, при этом были разработаны европейские геотехнические нормы EUROCODE-7 (часть 1, 2) [124, 125]. Современные технологии изготовления свай в проектном положении сильно потеснили традиционную забивку свай, сократив процентное их соотношение по общему объему этих работ в Республике Беларусь с 60 % в 2004 г. до 25 % к настоящему времени (по результатам мониторинга практики ГГК). Были усовершенствованы методы проектирования свай, включая численные методы их расчета с применением современных программных комплексов [127, 149].

ФУНДАМЕНТЫ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ: УРОВЕНЬ ЗНАНИЙ



Рис. 1.2. График профессора **Van Impe** «Фундаменты глубокого заложения: тенденции и перспективы развития»

В 2018 г. на Международном семинаре по геотехнике в рамках ISSMGE «Теория и практика внедрения еврокодов по геотехнике в европейских странах и Республике Беларусь» в г. Бресте [71] при участии разработчиков EUROCODE-7 и отечественных ученых были отмечены необходимость приведения в соответствие национальных нормативных документов по геотехнике с европейскими и выполнение дополнительных исследований по изучению механизма взаимодействия свай с грунтами в зависимости от применяемой технологии их изготовления.

Практика ГГК связана с внедрением современных технологий изготовления свай на основе научного обоснования механизма их взаимодействия с грунтами как в процессе изготовления, так и при нагружении свай. Посредством применения таких технологий можно выполнять сваи больших длин и поперечных сечений с высокой несущей способностью оснований. Для широкого и эффективного

внедрения современных технологий необходимо усовершенствовать расчет несущей способности оснований свай, методы контроля сплошности их стволов, снизить материалоемкости (перерасход бетона или раствора) и неконтролируемой объем выемки грунта из скважины, сформировать многопараметричные методы испытаний свай и др. Даже частичное решение данных задач позволило ГГК получить значительный экономический эффект и сократить сроки ведения работ на ряде строительных объектов (*Приложение 1*).

1.2. Современные технологии изготовления свай

ГГК одной из первых в Республике Беларусь начала осваивать современные геотехнические технологии изготовления свай с использованием оборудования ведущих зарубежных компаний BAUER, CASAGRANDE, SOILMEC, MAIT, ABI, MULLER, MDT, KLEMM, TESCAR, HYDRA, BERETTA, ATLAS COPCO, METAX и др.

В 2000–2005 гг. было приобретено ранее эксплуатируемое зарубежное и отечественное буровое оборудование, созданы ремонтная база, специализированные лаборатории по испытаниям грунтов и материалов, проектный и обследовательский отделы. Обучение рабочих и инженерно-технического персонала осуществлялось в процессе их стажировки в зарубежных геотехнических фирмах. С 2005 года ГГК начала приобретать новое буровое оборудование, стала региональным дилером по продажам и техническому обслуживанию буровых установок европейских компаний ABI GmbH (Германия) и TESCAR S.R.L. (Италия).

Аккредитованная лаборатория по испытанию анкеров и свай, мониторингу качества работ и применяемых материалов оснащена современным буровым и испытательным оборудованием (с возможность статических испытаний свай при вдавливающих усилиях до 10 000 кН), приборами контроля сплошности и геометрических размеров стволов свай (тестовые приборы PIT (США)), прочности бетона и сварных арматурных соединений. Проведенные исследования позволили сформировать информационную базу для мониторинга работы свай под нагрузкой в зависимости от инженерно-геологических и стесненных условий строительной площадки, применяемых технологий устройства и их параметров.

За 2005–2019 гг. ГГК выполнила работы по устройству анкеров, свай, шпунтового ограждения котлованов, усилению оснований и фундаментов на более чем 800 объектах (*Приложение 1*) как в Республике Беларусь (90 % от общего объема), так и за ее пределами – в России, Литве, Латвии, Польше, Эстонии, Италии (10 % от общего объема). Область применяемых ГГК современных технологий включает:

- изготовление буровых свай под защитой инвентарных и стандартных металлических обсадных труб;
- изготовление буроинъекционных свай (технология CFA) с использованием непрерывного проходного шнека;
- изготовление буроинъекционных одиночных и в составе секующихся свай с использованием непрерывного проходного шнека с обсадной трубой (технология CCFA);
- изготовление буроинъекционных свай в раскатанных скважинах (технология DDS);
- изготовление буровых свай при завинчивании обсадной трубы с теряемым наконечником (аналог технологии FUNDEX);
- изготовление набивных свай при вибропогружении обсадной трубы с теряемым наконечником;
- изготовление набивных конических свай при вибропогружении металлических пуансонов;
- изготовление буроинъекционных свай, упрочнение слабых оснований посредством струйной технологии (технология JET GROUTING);
- изготовление буроинъекционных анкеров и свай, упрочнение слабых оснований при закачке цементного раствора в скважины (в том числе по технологии TITAN).

Основные средства ГГК – буровые установки BAUER BG12/15K; DELMAG RH14; MDT CMV TH16; ABI TM 20/25, 14/17, 13/16S, 11/14P, 12/15 (2 шт.); ABI RE 12/14300 (4 шт.), 12000, 8000; LIEBHERR LRB125; MULLER MSDT 1506; KLEMM 803,806; BERETTA ALFREDO T53; HYDRA JOY2; TESCAR CF4, 3S, 2.5A; ATLAS COPCO MUSTANG A-50; КАМАЗ БКМ, позволяющие изготавливать анкеры и сваи по различным технологиям за счет сменности навесного оборудования и соответствующей оснастки.

Существуют иные современные технологии устройства свай, упрочнения грунтовых оснований с возможностью применения вышеперечисленного бурового оборудования: технологии местного

виброуплотнения (TR), простого колонного перемешивания (SCM) и режущего грунтового перемешивания (CSM). Однако в практике ГГК они не нашли широкого применения, поэтому в данной монографии рассматриваться не будут.

При приобретении ГГК бурового оборудования основной акцент делался на его многофункциональность, что позволяет реализовать возможности применения нескольких технологий изготовления свай одной установкой путем замены соответствующих навесных механизмов (вращатели, вибропогружатели, гидромолоты и др.) и решать сложные геотехнические задачи при минимальных затратах на перевозку при сокращении сроков строительства. На рис. 1.3 в качестве примера схематично приведены возможности использования различных современных технологий изготовления свай буровой установкой BAUER BG 33H.

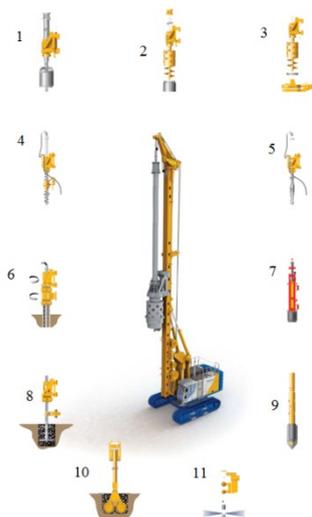


Рис. 1.3. Многофункциональность буровой установки BAUER BG 33H по технологиям изготовления свай:

- 1–3 – под защитой обсадной трубы или без нее с использованием штанги Келли;
- 4 – CFA; 5 – DDS; 6 – CCFA; 7 – забивка гидромолотом; 8 – SCM;
- 9 – TR; 10 – CSM; 11 – GET GROUTING

При рассмотрении далее каждой из внедренных ГГК технологий изготовления свай четко определим область их применения, про-

анализируем преимущества и недостатки, производительность бурового оборудования, состав рабочего звена и др.

1.2.1. Буровые сваи с проходкой скважин под защитой обсадных труб

Сущность технологии. Технологический цикл устройства свай состоит из следующих операций (рис. 1.4):

- геодезическая разметка планового положения свай;
- размещение буровой установки на точке бурения (рис. 1.4, а);
- последовательное погружение секций инвентарных обсадных труб и извлечение грунта с последующим его вывозом (рис. 1.4, б).

Процесс опережающего бурения скважины обсадной трубой и ее извлечения (при небольших длинах и диаметрах свай) осуществляется вращателем либо с использованием трубных осцилляторов (при значительных длинах и диаметрах свай), если недостаточно мощности бурового вращателя и усилия буровой установки на извлечение трубы. Операции по проходке скважин и извлечению грунта повторяются через каждые 2–4 м погружения обсадных труб;

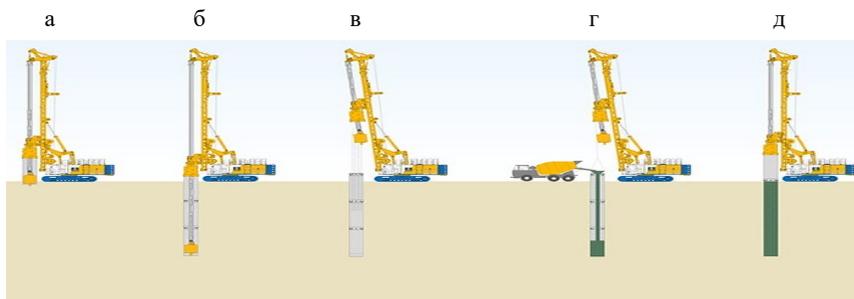


Рис. 1.4. Технологические операции при устройстве свай под защитой обсадных труб:

а – размещение буровой установки на точке бурения; б – погружение секций инвентарных обсадных труб до проектной отметки свай с извлечением грунта; в – опускание арматурного каркаса; г – бетонирование скважины, находящейся под защитой обсадных труб; д – последовательное извлечение обсадных труб и формирование оголовка свай

– разуплотнение грунтов основания в случае высокого уровня грунтовых вод, которое может обеспечиваться бурением скважины

под защитой обсадных труб и гидростатического давления столба воды или глинистого раствора;

– при достижении проектной глубины скважины – извлечение бурового инструмента из колонны обсадных труб, зачистка забоя от шлама, либо его уплотнение, опускание арматурного каркаса (рис. 1.4, в); бетонирование ствола сваи методом вертикально перемещающейся трубы (рис. 1.4, г);

– последовательное извлечение обсадной трубы и формирование оголовка сваи на проектной отметке (рис. 1.4, д).

Инвентарная обсадная труба, состоящая из нескольких секций, завинчивается в грунт посредством бурового вращателя через специальное устройство, называемое тритейлером. По мере погружения трубы из нее извлекают грунт и наращивают следующую секцию. В качестве бурового инструмента применяют в зависимости от вида грунта шнеки, ковшебуры, колонковые буры, желонки, грейферы, закрепленные в нижнем конце телескопической штанги-келли. При этом скорость проходки зависит от вида грунта и производительности буровой установки. Как уже отмечалось, погружение и извлечение обсадных труб при их значительных длинах и диаметрах осуществляются при помощи осцилляторов, которые могут подключаться к гидросистеме буровой установки (навесной осциллятор), либо работать от независимой гидростанции (стационарный осциллятор). В качестве наглядного примера на рис. 1.5 представлены инвентарные обсадные трубы и стационарный осциллятор фирмы CASAGRANDE.

В устойчивых неводонасыщенных грунтах ГГК может использовать технологию устройства буровых свай без крепления стенок скважин обсадными трубами. При этом для повышения несущей способности свай за счет увеличения площади их опорных частей используются уширители различной конструкции. В водонасыщенных неустойчивых грунтах ГГК может применять технологию устройства буровых свай без крепления стенок скважин обсадными трубами, но под защитой глинистого раствора для фиксации стенок скважин от обрушения. Однако вышеописанные приемы работ ГГК используются довольно редко, так как они не обеспечивают возможности гарантированных качественной зачистки забоя и устойчивости стенок скважин.

При невозможности или нецелесообразности извлечения обсадных труб в условиях ограниченного пространства строительной площадки ГГК применяет технологию устройства буровых свай под защитой неизвлекаемых обсадных труб малогабаритными буровыми станками TESCAR (рис. 1.6, г).



Рис. 1.5. а – обсадные инвентарные трубы; б – стационарный осциллятор фирмы CASAGRANDE для их извлечения

Область применения. ГГК изготавливает буровые сваи диаметром от 0,5 до 1,2 м и длиной до 40 м в зависимости от мощности буровой установки и применяемого осциллятора. Ограничение использования технологии связано с работой в стесненных условиях при реконструкции и новом строительстве (устройство свай вплотную к фундаментам при малых высотах и размерах площадки застройки).

Буровое оборудование и инструмент. ГГК использует буровые установки BAUER BG12/15K, DELMAG RH14, MDT CMW TH16, ABI TM 20/25, TESCAR CF3S, CF4 (рис. 1.6), осцилляторы фирм CASAGRANDE и BAUER, инвентарные буровые трубы, шнековые забурники, кошебуры и другой сопутствующий инструмент этих же фирм, либо российского производства. Технические характеристики буровых установок и сопутствующего оборудования представлены в *Приложениях 2 и 3* соответственно.



Рис. 1.6. Буровые установки ГГК для изготовления свай под защитой обсадных труб: а – MDT CMV TH16; б – BAUER BG 12/15K; в – DELMAG RH14; г – TESCAR CF4

Состав бурового звена. В состав звена входит машинист буровой установки 5-го разряда, обязанностью которого являются управление и контроль за техническим состоянием установки, два

бетонщика-стропальщика 3-го разряда и слесарь-монтажник 3-го разряда, в обязанности которых входят такелажные работы, монтаж и демонтаж обсадных труб, установка каркасов, бетонирование ствола сваи. При использовании арматурных каркасов более 12 м в состав звена вводится сварщик.

Производительность. Ориентировочная общая длина изготавливаемых свай может варьироваться от 15 до 40 м за смену в зависимости от вида грунта и применяемого оборудования, диаметра и длин свай.

Преимущества и недостатки. К преимуществам технологии относятся: возможность работы в грунтах с включениями валунов, высокое качество сплошности стволов свай, гарантированная толщина защитного слоя бетона вокруг арматуры каркаса свай, контроль соответствия фактических характеристик грунта проектным, отсутствие значительных вибрационных воздействий на окружающие здания, изготовление свай сверхвысокой несущей способности. К недостаткам следует отнести низкую производительность и высокую себестоимость работ по данной технологии, ограниченность использования при стесненности строительной площадки, особенно по высоте. В этом случае ГГК применяет одну из разновидностей данной технологии – изготовление свай под защитой неизвлекаемых обсадных труб с их погружением малогабаритными буровыми станками TESCAR CF3S и CF 4.

1.2.2. Буриинъекционные сваи с использованием непрерывного проходного шнека (технология CFA)

Сущность технологии. Устройство свай заключается в погружении рабочего инструмента – полого проходного шнека с забурником заданного диаметра на необходимую глубину, зависящую от мощности бурового вращателя и высоты направляющей мачты установки, напорном бетонировании ствола сваи по мере извлечения шнековой колонны.

Технологический цикл (рис. 1.7) включает такие операции, как:

- геодезическая разметка планового положения сваи;
- размещение буровой установки на точке бурения (рис. 1.7, а);
- последовательное завинчивание колонны полых шнеков в грунт до проектной глубины (рис. 1.7, б);

– постепенное извлечение колонны полых шнеков с одновременной напорной подачей в забой скважины бетонной смеси бетононасосом через свивел бурового вращателя и полость шнеков (рис. 1.7, г). Бетонная смесь с крупностью щебня 5–20 мм и маркой пластичности П4–П5 закачивается под давлением 1–1,5 МПа. Геометрические размеры ствола сваи контролируются по показаниям специального компьютера буровой установки, а также по фактическому объему закаченного бетона с учетом коэффициента его перерасхода. При подъеме колонны полых шнеков ее нижний конец должен быть заглублен в находящуюся ниже бетонную смесь не менее чем на 1 м;

– погружение арматурного каркаса с использованием легких навесных вибропогружателей малой мощности (рис. 1.7, д);

– формирование ствола оголовка сваи на проектной отметке.

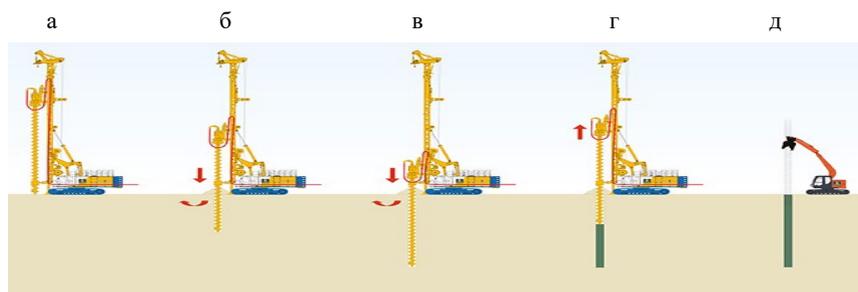


Рис. 1.7. Технологические операции при устройстве свай с использованием непрерывного проходного шнека (технология CFA):

а – размещение буровой установки на точке бурения;

б, в – завинчивание колонны из полых шнеков до проектной отметки;

г – выкручивание колонны из полых шнеков с одновременной подачей бетонной смеси; д – опускание арматурного каркаса в забетоннированную скважину и формирование оголовка сваи

На рис. 1.8 представлено фото буровой установки MDT CMV TH16 при строительстве инженерного корпуса дирекции Минского метрополитена. Завинчивание полого проходного шнека требуемых диаметра и длины (для данной буровой установки до 0,9 м и 23 м соответственно) производится буровым вращателем с проходным свивелом для подключения шланга бетононасоса.



Рис. 1.8. Буровая установка MDT CMV TH16 при строительстве инженерного корпуса дирекции Минского метрополитена

При этом используются как стационарные, так и автомобильные бетононасосы компаний MEGBO, PUTZMAISTER, SANYO. Шнек, оснащенный буровым забурником для рыхлых, связных или твердых грунтов, перемещается внутри очистителя в нижней части направляющей мачты. В качестве бурового инструмента применяются непрерывные проходные шнеки диаметром от 0,35 до 0,9 м. При этом скорость их проходки зависит от вида грунта и времени на зачистку экскаватором устья скважины от извлеченного грунта, давления и скорости закачки бетонной смеси. Погружение каркаса осуществляется с помощью легких навесных вибропогружателей, либо дополнительной установки со стандартным вибропогружателем (установка ABI RE 12000 с вибропогружателем VRZ400 изображена на рис. 1.8 рядом с MDT CMV TH16). В случае стесненного строительства, особенно ограничения по высоте, что характерно для реконструируемых зданий, ГГК использует малогабаритные буровые установки TESCAR CF3S, CF4; TRIVE CF4 (рис. 1.6) с навесным оборудованием под технологию CFA.

Область применения. ГГК изготавливает сваи диаметром от 0,35 до 0,9 м и длиной до 24 м. Особенно эффективна технология

при проходке больших толщ песков, полутвердых и тугопластичных суглинков, когда неприемлемы технологии изготовления свай с вытеснением грунта.

Буровое оборудование и инструмент. ГГК использует буровые установки BAUER BG12/15K, MDT CMW TH16, ABI TM 20/25, 11/14P, 12/15, TESCAR CF3S, CF4. Их характеристики и номенклатура бурового инструмента представлены в *Приложениях 2 и 3* соответственно.

Состав бурового звена: машинист буровой установки 5-го разряда, в обязанности которого входят управление и контроль за техническим состоянием буровой установки, два бетонщика-стропальщика 3-го разряда, выполняющие такелажные работы, подключение бетононасоса, бетонирование ствола свай, погружение в бетон ствола арматурного каркаса при помощи вибропогружателя. В состав звена вводится сварщик при длинах арматурных каркасов более 12 м.

Производительность. Ориентировочная общая длина изготавливаемых свай может варьироваться от 60 до 120 м за смену в зависимости от вида грунта, геометрических размеров свай и применяемого оборудования.

Преимущества и недостатки. Важным преимуществом технологии являются высокая производительность и высокое качество заполнения скважины бетоном при отсутствии вибрационных воздействий на окружающие здания и сооружения. К недостаткам технологии следует отнести отклонение ствола свай от проектного положения, остановку бурения при наличии в основании плотных грунтов с галечными и валунными включениями. При работе в слабых водонасыщенных грунтах на поверхность может извлекаться объем грунта, значительно превышающий геометрический размер скважины, что помимо избыточного (до 2 раз) расхода бетона способствует выносу грунта из-под фундаментов близкорасположенных зданий и сооружений. Это может привести к их неравномерным сверхнормативным дополнительным осадкам [38]. Невозможно также гарантировать защитную толщину слоя бетона вокруг арматурного каркаса. При длине свай более 15 м затруднительно погрузить каркас на требуемую глубину даже при помощи вибропогружателя, особенно при остановке извлечения шнека в процессе

бетонирования. При этом может возникнуть сложность контроля гарантированных сплошности и проектных размеров бетонированных стволов свай.

1.2.3. Бурильно-инъекционные сваи с использованием непрерывного проходного шнека и инвентарной обсадной трубы (технология ССФА)

Сущность технологии. Устройство свай заключается в бурении скважины при помощи непрерывного полого проходного шнека под защитой инвентарной обсадной трубы. Отличием от технологии СФА (параграф 1.2.2) является то, что бурение скважины происходит при одновременном правом закручивании шнека внутри обсадной трубы при левом ее вращении. Технологический цикл устройства свай аналогичен технологическому циклу технологии СФА с добавлением в операцию бурения полым шнеком – крепления скважины обсадной трубой (рис. 1.9).

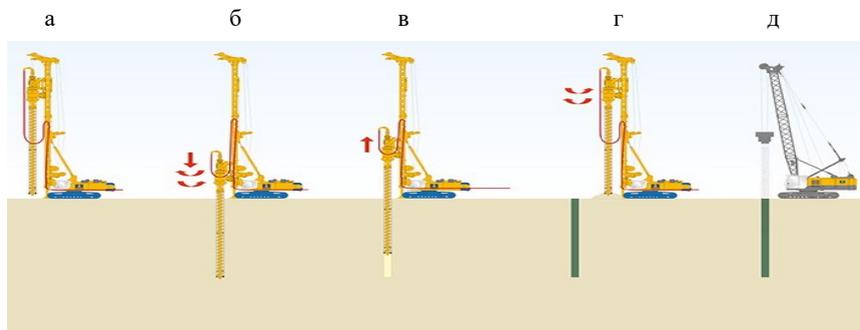


Рис. 1.9. Технологические операции при устройстве с использованием непрерывного проходного шнека и инвентарной обсадной трубы (технология ССФА): а – размещение буровой установки на точке бурения; б – завинчивание колонны из полых шнеков до проектной отметки под защитой обсадных труб; в – выкручивание колонны из полых шнеков под защитой обсадных труб с одновременной подачей бетонной смеси; г, д – опускание арматурного каркаса в забетоннированную скважину и формирование оголовка свай



Рис. 1.10. Буровая установка ABI TM 20/25 с вращателем двойного действия VDW6035

ГГК использует буровые установки BAUER BG 12/15K, MDT CMV TH16, MULLER MSDT 1506, ABI TM 20/25 с заменой вращателей с проходным свивелом на ротор двойного вращения типа VDW.

На рис. 1.10 представлено фото буровой установки ABI TM 20/25 с вращателем двойного действия VDW 6035.

Область применения. ГГК изготавливает сваи диаметром от 0,5 до 0,8 м и длиной до 16 м. Технология эффективна в застроенной части города вследствие ограниченного выноса грунта из-под фундаментов близко расположенных зданий и сооружений как для

изготовления несущих свай, так и для выполнения ограждения котлованов методом секущих свай с противофильтрационными функциями.

Буровое оборудование и инструмент. Технические характеристики бурового оборудования ГГК и номенклатура бурового инструмента представлены в *Приложениях 2 и 3* соответственно.

Состав бурового звена: машинист буровой установки 5-го разряда, осуществляющий управление и контроль за техническим состоянием буровой установки, два бетонщика-стропальщика 3-го разряда, выполняющих такелажные работы, подключение бетононасоса, бетонирование ствола сваи, погружение в бетон ствола арматурного каркаса при помощи вибропогружателя либо без него.

Производительность. Ориентировочная общая длина изготавливаемых свай может варьироваться от 60 до 120 за смену в зависимости от вида грунта, геометрических размеров свай и применяемого оборудования.

Преимущества и недостатки такие же, как технологиии CFA, однако использование обсадной трубы обеспечивает возможность направленной проходки скважины в плотных грунтах с галечными и валунными включениями, а также снижает перерасход бетона.

1.2.4. Буроинъекционные сваи в раскатанных скважинах (технология DDS)

Сущность технологии.

Устройство свай заключается во ввинчивании в грунт обсадной трубы, оснащенной в нижней ее части эллипсоидным шнеком-раскатчиком различных конструкций (рис. 1.11), с последующим напорным бетонированием и установкой арматурного каркаса, формированием оголовка сваи. При погружении раскатчика грунт вытесняется в стороны вокруг скважины (ствола) с возникновением уплотненной зоны, размер которой зависит от вида и свойств грунта, скорости погружения, поперечного сечения раскатчика и мощности вращателя буровой установки.



Рис. 1.11. Общий вид шнека-раскатчика

Технологический цикл включает следующие операции (рис. 1.12):

- геодезическую разметку планового положения свай;
- размещение буровой установки на точке бурения (рис. 1.12, а);
- погружение обсадной трубы с раскатчиком на заданную отметку за счет крутящего момента и усилия вдавливания от ротора буровой установки (рис. 1.12, б, в);
- извлечение обсадной трубы с одновременной напорной закачкой бетонной смеси в скважину через отверстие в торце трубы при формировании ствола сваи (рис. 1.12, г);
- установку арматурного каркаса в свежезакачанную бетонную смесь ствола сваи при использовании навесного вибратора и формирование его оголовка на проектной отметке (рис. 1.12, д).

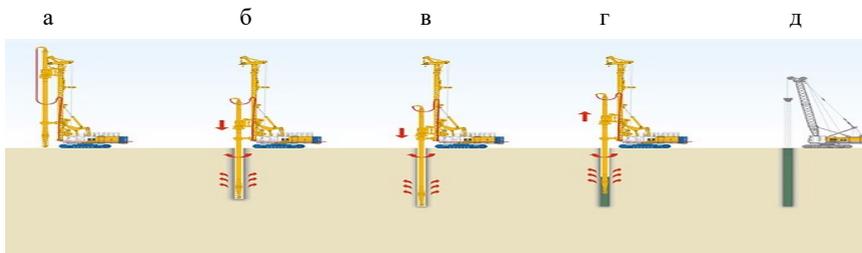


Рис. 1.12. Последовательность операций при выполнении свай с использованием раскатчика по технологии DDS:

- а – размещение буровой установки на точке бурения;
 б, в – завинчивание колонны из полых буровых штанг со шнеком-раскатчиком в нижней ее части до проектной отметки; г – выкручивание колонны с одновременной подачей бетонной смеси; д – опускание арматурного каркаса в забетоннированную скважину и формирование оголовка сваи

Данная технология является одним из аналогов технологии CFA, отличающимся применением раскатчика вместо полого шнека, что исключает вынос грунта на поверхность и обеспечивает его уплотнение на контакте со стволом сваи.

Область применения. ГГК выполняет сваи диаметром от 0,3 до 0,5 м и длиной до 12 м. Технология применяется при новом строительстве для устройства свай высокой несущей способности, особенно при напластовании слабых грунтов.

Буровое оборудование. ГГК использует буровые установки BAUER BG 12/15K и MDT CMV 16H. Их характеристики и номенклатура раскатчиков представлены в *Приложениях 2 и 3* соответственно.

Состав бурового звена. Звено состоит из машиниста буровой установки или крановщика 5-го разряда, осуществляющего управление и контроль за техническим состоянием буровой установки или крана, двух бетонщиков-стропальщиков 3-го разряда, выполняющих такелажные работы, установку арматурного каркаса и бетонирование сваи.

Производительность. Общая ориентировочная длина изготавливаемых свай, выполняемых по данной технологии за смену, может составлять от 50 до 90 м в зависимости от грунтовых условий и мощности буровой установки.

Преимущества и недостатки. Достоинствами технологии являются: достигаемые высокие значения сопротивлений грунтов в основании свай, качество заполнения скважины бетоном, отсутствие затрат на вывоз грунта. К недостаткам относятся: ограниченность применения в плотных грунтах с галечными и валунными включениями из-за возможности отклонения ствола сваи от проектного положения и даже остановки бурения, невозможность работы в стесненных условиях за счет больших значений веса и габаритов буровых установок, вероятность выпора грунта при бурении, невозможность обеспечения требуемого защитного слоя бетона вокруг арматурного каркаса, сложность его погружения на проектные глубины при больших длинах свай.

1.2.5. Буровые сваи при завинчивании обсадной трубы с теряемым наконечником (аналог технологии FUNDEX)

Сущность технологии. Устройство свай заключается в одновременном завинчивании и вдавливании обсадной трубы с теряемым наконечником при последующем погружении арматурного каркаса в полость трубы и ее бетонировании, выкручивании обсадной трубы и формировании оголовка сваи.

Технологический цикл включает операции (рис. 1.13):

- геодезическую разметку планового положения сваи;
- размещение буровой установки на точке бурения, установку теряемого наконечника и его соединение через гидроизолирующую прокладку с обсадной трубой (рис. 1.13, а);
- завинчивание обсадной трубы на заданную отметку за счет крутящего момента и усилия вдавливания от ротора буровой установки (рис. 1.13, б);
- погружение арматурного каркаса в полость трубы (рис. 1.13, в) и ее бетонирование (рис. 1.13, г);
- извлечение трубы обратным вращением, формирование ствола и оголовка сваи на проектной отметке (рис. 1.13, д).

При этом данная технология является аналогом технологий ATLAS и FUNDEX, отличающихся конструкциями теряемого наконечника и обсадной трубы.

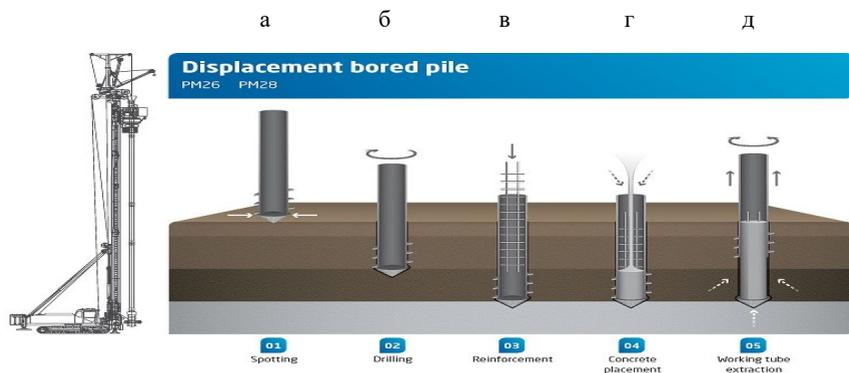


Рис. 1.13. Технологические операции при устройстве свай по технологии FUNDEX: а – размещение буровой установки на точке бурения; б – завинчивание колонны из обсадных труб с теряемым наконечником в нижней ее части до проектной отметки; в – опускание арматурного каркаса; г – бетонирование скважины; д – последовательное извлечение обсадных труб и формирование оголовка свай

На рис. 1.14 представлено фото буровой установки АВИ ТМ 11/14Р с буровым вращателем МДВА 4200 для устройства свай по данной технологии с предварительным лидерным бурением скважины при реконструкции административного здания Партизанского исполкома г. Минска. Вращение и вдавливание обсадной трубы осуществляются от ротора через карданное устройство и специальный сменный оголовок, соединяемый с трубой посредством штопорного механизма. При этом скорость погружения обсадной трубы до проектной отметки зависит от вида грунта, мощности ротора и усилия вдавливания на ротор от гидравлической направляющей мачты, выполнения лидерного бурения скважины.

Область применения. ГГК изготавливает сваи диаметром и длиной до 0,5 и 14 м соответственно. Применяется в стесненных условиях при реконструкции для устройства несущих свай и выполнении ограждений местных котлованов методом соприкасающихся или секущих свай.

Буровое оборудование и инструмент. ГГК использует буровые установки АВИ ТМ 11/14Р, 12/15, 12/14300. Их технические характеристики и номенклатура бурового инструмента представлены в *Приложениях 2 и 3* соответственно.



Рис. 1.14. Буровая установка ABI TM 11/14P
с буровым вращателем MDBA 4200

Состав бурового звена: машинист буровой установки 5-го разряда, осуществляющий управление и контроль за техническим состоянием буровой установки, два бетонщика-стропальщика 3-го разряда, выполняющих такелажные работы, погружение арматурного каркаса и бетонирование свай.

Производительность. Ориентировочная общая длина изготавливаемых свай может варьироваться от 30 до 50 м за смену в зависимости от вида грунта, геометрических размеров свай и применяемого оборудования.

Преимущества и недостатки. Достоинства данной технологии заключаются в: качестве заполнения скважины бетоном, отсутствии вибрационных воздействий на окружающие здания и сооружения, большой удельной несущей способности свай с минимальным перерасходом бетона, обеспечении требуемого защитного бетонного слоя арматурного каркаса, минимальных затратах на вывоз грунта. К недостаткам следует отнести возможность отклонения ствола сваи от проектного положения или остановку бурения, а также перегрев трубы с возможностью заклинивания теряемого наконечника в плотных грунтах с галечными и валунными включениями. В случае несвоевременного отсоединения теряемого наконечника при подъеме трубы вероятно образование пустоты между забоем и пятой свай, что сильно влияет на ее несущую способность.

1.2.6. Набивные сваи при вибропогружении обсадной трубы с теряемым наконечником

Сущность технологии. Устройство свай заключается в погружении металлических труб заданного диаметра с теряемым наконечником при вибрационном воздействии закрепленного на мачте буровой установки или подвешенного на тросе крана вибропогружателя, опускании арматурного каркаса в полость трубы и ее бетонировании с формированием ствола и оголовка сваи.

Технологический цикл состоит из таких операций, как (рис. 1.15):

- геодезическая разметка планового положения сваи;
- размещение буровой установки или крюка крана на точке погружения обсадной трубы с фиксацией ее верхней части в тисках вибропогружателя и установкой теряемого наконечника в ее нижней части через гидроизолирующую прокладку (рис. 1.15, а);
- вибропогружение обсадной трубы до проектной отметки (рис. 1.15, б);
- установка арматурного каркаса в полость обсадной трубы и ее бетонирование (рис. 1.15, в, г);
- виброизвлечение обсадной трубы со скоростью подъема не более одного метра в минуту, формирование ствола и оголовка сваи (рис. 1.15, д).

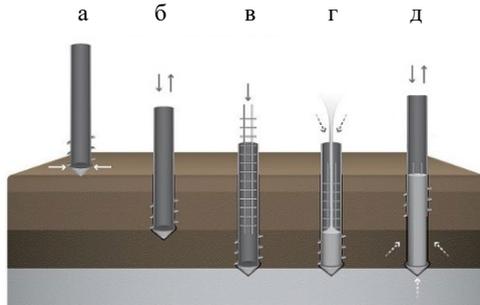


Рис. 1.15. Технологические операции при устройстве набивных свай при вибропогружении обсадной трубы с теряемым наконечником:

- а – размещение буровой установки на точке бурения;
- б – вибропогружение колонны из обсадных труб с теряемым наконечником в нижней ее части до проектной отметки;
- в – опускание арматурного каркаса;
- г – бетонирование скважины;
- д – виброизвлечение обсадных труб и формирование оголовка сваи

На рис. 1.16 представлено фото буровой установки ABI RE 12/14300 с вибропогружателем VRZ 700 на строительстве офисного здания в г. Минске. Скорость погружения обсадной трубы зависит от ее геометрических размеров, мощности вибропогружателя и вида грунта. В водонасыщенных песках и слабых глинистых грунтах в зоне контакта «труба – грунт» происходят разжижение песка и разупрочнение глины соответственно, что приводит к снижению сил сопротивления вокруг трубы и увеличивает скорость ее погружения. В маловлажных песках происходит формирование уплотненного клина под нижним торцом трубы, раздвигающего окружающий грунт с вытеснением его в стороны, что приводит к замедлению скорости погружения трубы.



Рис. 1.16. Буровая установка ABI RE 12/14300 с вибропогружателем VRZ 700 на строительстве офисного здания в г. Минске

Область применения. ГГК изготавливает набивные сваи диаметрами от 0,3 до 0,6 м при их длинах до 17 м. Размеры свай зависят от мощности вибропогружателя, развиваемого усилия на извлечение обсадной трубы буровой установкой или применяемым краном, а также грунтовых условий строительной площадки. Технология применяется в основном при новом строительстве для устройства свай повышенной удельной несущей способности на расстоянии от существующих зданий не менее 25 м, а при меньшем расстоянии требуются специальные меры.

Буровое оборудование и инструмент. ГГК использует буровые установки ABI RE 10000, 12000, 12/14300, ABI TM 11/14P, 12/15, 20/25; MULLER MSDT 1506, LIEBHERR LRB 125 с вибропогружателями VRZ 450, 600, 700, MVRZ 825, 860, 1400. При использовании кранов применяются навесные вибропогружатели фирм DELMAG, ICE, PVE с независимыми гидравлическими станциями. Характеристики установок и вибропогружателей представлены в *Приложениях 2 и 3* соответственно.

Состав бурового звена. Звено состоит из машиниста или крановщика 5-го разряда, выполняющего управление и контроль за техническим состоянием буровой установки или крана, двух бетонщиков-стропальщиков 3-го разряда осуществляющих такелажные работы, установку арматурного каркаса и бетонирование сваи.

Производительность. Ориентировочная общая длина свай, изготавливаемых за смену по данной технологии, может составлять от 100 до 200 м в зависимости от вида грунта, геометрических размеров свай и применяемого оборудования.

Преимущества и недостатки. К достоинствам относятся: высокая производительность работ, уплотнение грунта вокруг погружаемой трубы, обеспечивающее высокую удельную несущую способность сваи, возможность оценки несущей способности свай за счет измерения отказов при вибропогружении трубы, отсутствие затрат на вывоз грунта. Недостатки в большинстве случаев – это невозможность устройства свай в условиях плотной городской застройки либо необходимость проведения мониторинга за динамическими воздействиями на близлежащие здания и сооружения, что повышает стоимость работ.

1.2.7. Набивные конические сваи при вибропогружении металлических пуансонов

Сущность технологии. Устройство свай заключается в: проходке скважин конусообразной формы за счет погружения в грунт до проектной отметки металлического пуансона при помощи закрепленного на мачте буровой установки или подвешиваемого тросом на стреле крана вибропогружателя с последующим его извлечением; установке в скважину арматурного каркаса либо без него; заполнении созданной в грунте полости бетонной смесью, уплотняе-

мой послышно при помощи того же вибропогружателя; формировании оголовка сваи.

Технологический цикл аналогичен циклу работ, изложенному в параграфе 1.2.6, и состоит из следующих операций:

- геодезической разметки планового положения сваи;
- размещения буровой установки или крюка крана на точке погружения пуансона с фиксацией его верхней части в тисках вибропогружателя;
- формирования конической скважины до проектной глубины при вибропогружении металлического пуансона с измерением достигнутого отказа (при необходимости за счет выштамповывания бетонного уширения);
- установки арматурного каркаса (в случае необходимости) в полость созданной скважины, ее бетонировании с формированием ствола и оголовка сваи на проектной отметке.

На рис. 1.17 представлено фото буровой установки ABI RE 12 000 с вибропогружателем VRZ 450 на строительстве жилого дома в г. Минске для погружения на требуемую глубину металлического пуансона длиной 4–7 м и диаметром 0,25 и 0,5 м в нижней и верхней его частях соответственно.

До массового устройства свайного поля выполняется прогноз несущей способности сваи по величине расчетного отказа (осадки пуансона заданных размеров за минуту воздействия вибропогружателя при известных показателях его массы и возмущающей силы). При недостаточном значении сопротивления грунта в основании сваи на проектной глубине в процессе массового производства работ технология позволяет не погружать пуансон глубже, а повысить это сопротивление за счет выштамповывания в забое скважины уширения из сухой бетонной смеси до получения проектного отказа.

Область применения. ГГК изготавливает конические вибронабивные сваи длиной до 14 м. Их размеры зависят от габаритов металлического пуансона, мощности вибропогружателя и грунтовых условий. Технология применяется преимущественно при новом строительстве для устройства свай и геомассивов.



Рис. 1.17. Буровая установка ABI RE10000 с вибропогружателем VRZ 450 на строительстве жилого дома в г. Минске

Буровое оборудование и инструмент. ГГК использует буровые установки ABI RE 10000, 12000, 12/14300, ABI TM 11/14P, 12/15, 20/25; MULLER MSDT 1506 с вибропогружателями VRZ 450, 600, 700; MVRZ 825, 860, 1400, навесные вибропогружатели DELMAG, ICE, PVE с независимыми гидравлическими станциями, набор металлических пуансонов различных геометрических размеров. Характеристики оборудования, вибропогружателей и пуансонов представлены в *Приложениях 2 и 3* соответственно.

Состав бурового звена. Звено состоит из машиниста или крановщика 5-го разряда, выполняющего управление и контроль за техническим состоянием буровой установки или крана, двух бетонщиков-стропальщиков 3-го разряда, осуществляющих такелажные работы, установку арматурного каркаса и бетонирование свай.

Производительность. Ориентировочная общая длина свай, изготавливаемых за смену по данной технологии, может составлять от 100 до 200 м в зависимости от вида грунта, геометрических размеров пуансонов и применяемого вибропогружения.

Преимущества и недостатки данной технологии аналогичны изложенным в параграфе 1.2.5.

1.2.8. Струйная технология (JET GROUTING) изготовления буровых грунтоцементных анкеров и свай

Сущность технологии. Данная технология заключается в разрушении грунта и его перемешивании с цементным раствором, исходящим в виде высоконапорной струи из монитора в нижнем конце буровой колонны. При этом могут формироваться стволы свай из грунтобетона диаметром от 0,4 до 1,5 м с достаточно высокими прочностными и противодиффузионными характеристиками. Существуют три системы высоконапорной струйной цементации: JET1 – под действием струи из цементного раствора; JET2 – под действием струи из цементного раствора вместе с создаваемым вокруг нее воздушным чехлом; JET3 – под действием высоконапорных струй из воды, цементного раствора и воздуха. С усложнением системы цементации увеличивается радиус разрушения от размыва грунта, соответственно и возможный диаметр создаваемого ствола грунтоцементной сваи.

Технологический цикл включает такие операции как (рис. 1.18):

- геодезическая разметка планового положения сваи;
- размещение буровой установки на точке бурения и проходка лидерной скважины буровой колонной до проектной отметки (рис. 1.18, а, б);
- приготовление цементного раствора необходимой консистенции и его закачка под большим давлением в виде струи, выходящей из отверстий монитора на нижнем звене буровой колонны, в процессе ее подъема с одновременным вращением (рис. 1.18, в);
- установка арматурного каркаса (в случае необходимости) в тело грунтоцементной сваи и формирование ее оголовка.

При извлечении буровой колонны с монитором строго контролируются вертикальность и скорость ее подъема, а по результатам пробных закачек цементного раствора с последующими раскопками грунтоцементных свай – получение требуемых их диаметров в заданных грунтовых условиях.

Область применения. ГГК изготавливает одиночные, секущие и соприкасающиеся грунтоцементные сваи диаметром от 0,4 до 0,8 м и длиной до 25 м, используя системы JET1 и JET2 данной технологии. Технология применяется при новом строительстве и при реконструкции для устройства грунтоцементных свай, анкерных

креплений, противofильтрационных завес, противооползневых мероприятий, цементационного упрочнения грунтов оснований.

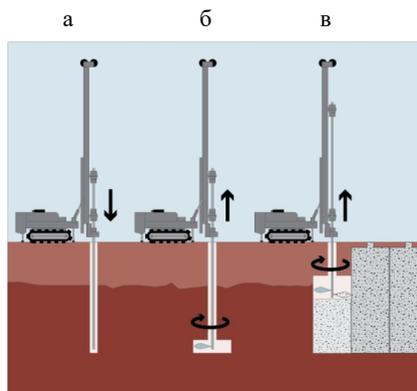


Рис. 1.18. Последовательность операций при создании стволов свай по струйной технологии (JET GROUTING):

а – размещение буровой установки на точке бурения и проходка лидерной скважины буровой колонной до проектной отметки; б, в – формирование тела грунтоцементной сваи путем закачки цементного раствора в процессе одновременного подъема и вращения буровой колонны

Буровое и инъекционное оборудование. ГГК использует буровые установки KLEMM, BERETTA ALFREDO, MDT (рис. 1.19) и инъекционно-смесительное оборудование METAX, TECNIWELL, CLIVIO. Характеристики бурового и инъекционно-смесительного оборудования представлены в *Приложении 2*.

Состав бурового звена. Звено состоит из машиниста 5-го разряда, выполняющего управление и контроль за техническим состоянием буровой установки, оператора насосной и смесительной станции 4-го разряда, осуществляющего управление и контроль за техническим состоянием насосной станции; двух бетонщиков-стропальщиков 3-го разряда, производящих такелажные работы, приготовление цементного раствора и его подачу, установку арматурного каркаса.

Преимущества и недостатки. Достоинствами являются: возможность работы в ограниченном пространстве, вблизи построек, отсутствие негативных ударных воздействий на грунты при любых их коэффициентах фильтрации и структуре, высокая производительность работ, отсутствие затрат на вывоз грунта. К недостаткам относят не-

возможность полного армирования сваи длиной более 10–12 м с обеспечением требуемого защитного слоя арматурного каркаса, а также то, что неопределенность значений прочности грунтоцемента как материала ствола сваи, размеров зон инъекции в различных грунтах, зависящих от скорости перемещения и вращения монитора, давления струи на выходе и расхода нагнетаемого раствора, требует дорогостоящих экспериментов. Большие запасы прочности также приводят к неоправданным затратам и удорожанию строительства.



Рис. 1.19. Оборудование на объектах строительства Минского метрополитена: а – буровые установки MDT; б – буровые установки KLEMM с инъекционной станцией и смесительным оборудованием METAX

1.2.9. Буроинъекционные анкеры и микросваи

ГГК широко применяет буроинъекционные анкеры и сваи в качестве несущих фундаментных конструкций, особенно при реконструкции, реже в новом строительстве, а также при анкерowaniu стен котлованов и подпорных стен. До 2014 г. ГГК использовала в основном традиционные буроинъекционные технологии устройства анкеров и микросвай, которые можно разделить на три группы:

– первая, когда цементный раствор под давлением 0,5–1,0 МПа подается в корневую часть конструкций через забуренную обсадную трубу, которая позволяет сформировать тело конструкции без обрушения стенок скважины и значительных гидроразрывов в грунте (технология BAUER);

– вторая, когда цементный раствор подается под давлением до 5 МПа в инъекционные трубки по длине корневой части конструкций через 30–40 минут после первоначального тампонирувания скважины цементным раствором (технология BAUER);

– третья, когда цементный раствор нагнетается под давлением 5–10 МПа поярусно в корневые затампонируванные части конструкций через инъекционные трубки заданного диаметра посредством специального устройства, называемого обтюратором (технология SOLETANCH BACHY).

Данные технологии подробно освещены в кандидатской диссертации [49] и публикациях автора [46, 47, 67], работах других исследователей – М. И. Никитенко [37], Д. Ю. Соболевского [63, 65], Р. А. Мангушева [23, 31], В. Ф. Мишакова [33, 34], Т. Н. Hanna [131], L. Hobst, J. Zajic [132], Н. Kishida [135], К. Klein [136, 137], Н. Kramer [138], G. Littlejohn [141, 142], Н. Ostermayer [146, 147], М. Somerville [154], поэтому в этой монографии не рассматриваются.

С 2015 г. ГГК освоила новую на тот момент в Республике Беларусь технологию устройства инъекционных анкеров и микросвай – технологию TITAN [41].

Сущность технологии. Устройство буроинъекционных анкеров и микросвай заключается в забурировании в грунт трубчатых винтовых штанг, оснащенных буровой коронкой, с одновременной и последующей инъекцией цементных растворов различной консистенции. Основными рабочими элементами таких свай являются трубчатая винтовая штанга, соединительная муфта и буровая коронка различных модификаций. Инъекция цементного раствора через данные элементы при их забурировании приводит к формированию тела анкера или сваи (рис. 1.20). При изгибе, поперечном давлении и напряжениях полая винтовая штанга является более выгодной, чем полнообъемный стержень с равным ей сечением. Применение одноразовых штанг и коронок исключает из традиционной буроинъекционной технологии изготовления два трудоемких процесса: крепление скважины обсадной трубой и установку арматурного каркаса.

Освоение производства трубчатых винтовых штанг, соединительных муфт, коронок и других элементов для данной технологии российскими компаниями «ГЕОИЗОЛ» (Санкт-Петербург) и «ИШЕБЕК-Россия» (Краснодар) позволило снизить их стоимость за счет исключения таможенных пошлин в Республике Беларусь, что привело к снижению стоимости работ.

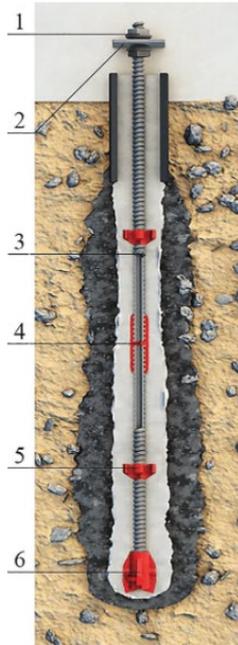


Рис. 1.20. Рабочие элементы буроинъекционной сваи типа ТИТАН:
 1 – гайка фиксации; 2 – опорная плита; 3 – полая винтовая штанга;
 4 – соединительная муфта; 5 – фиксатор; 6 – буровая коронка

Технологический цикл включает следующие операции:

- геодезическую разметку проектного положения анкера или сваи;
- размещение буровой установки на точке погружения анкера или сваи;
- приготовление цементной смеси необходимой консистенции и ее подачу под давлением от насосно-смесительного оборудования через свивел ротора буровой установки в грунт по ходу забуривания трубчатой винтовой штанги с буровой коронкой до проектной отметки;
- формирование ствола и оголовка микросваи или анкера.

При забуривании штанги строго контролируются наклон бурения, скорость подачи и объем нагнетаемого раствора, определяемые по результатам его пробных закачек.

На рис. 1.21 представлено фото работы буровой установки KLEMM 806D при устройстве постоянных анкеров типа TITAN 73/50 при креплении подпорной стены в Гродно.



Рис. 1.21. Буровая установка KLEMM 806D при устройстве анкеров типа TITAN в Гродно

Область применения. ГГК изготавливает буроинъекционные анкеры и микросваи диаметром и длиной до 0,4 и 50 м соответственно. Эта технология применяется в новом строительстве и при реконструкции для устройства анкеров и микросвай, нагельных креплений бортов котлованов и оползневых массивов, противофильтрационных элементов, цементационного упрочнения слабых грунтов в основаниях фундаментов.

Буровое оборудование и инструмент. ГГК использует буровые установки KLEMM, BERETTA ALFREDO, ATLAS COPCO, MUSTANG A50, MDT и инъекционно-смесительное оборудование METAX, CLIVIO, TECNIWELL. Характеристики установок и инъекционно-смесительного оборудования, рабочих стальных элементов свай типа TITAN и их аналогов представлены в *Приложениях 2 и 3* соответственно.

Состав бурового звена. Звено состоит из машиниста 5-го разряда, выполняющего управление и контроль за техническим состоянием буровой установки, оператора насосной и смесительной стан-

ции 4-го разряда, осуществляющего управление и контроль за техническим состоянием насосной станции; двух бетонщиков-стропальщиков 3-го разряда, производящих такелажные работы, приготовление цементного раствора и его подачу.

Преимущества и недостатки. Достоинствами являются, в первую очередь, высокая производительность работ, возможность их выполнения в ограниченном пространстве и вблизи построек, а также то, что винтовая нарезка на внешней поверхности штанги и соединяющие ее звенья муфты обеспечивают оптимальное их сцепление с цементным камнем стволов, что чрезвычайно важно при восприятии соосных нагрузок на сжатие, растяжение, знакопеременных, а порой поперечных. Главными недостатками являются возможность потери изгибной устойчивости сваи в грунте, работающей на вдавливание при ее значительной длине и малом диаметре, а также перерасход при непрерывной закладке цементного раствора. Практически одинаковое распорное давление раствора на стенки скважины приводит к постоянству диаметра ствола по всей его длине, не позволяя формировать его локальные уширения. В данном случае требуются избыточные длины таких анкеров и свай, удерживаемых в грунтах лишь за счет их сопротивления сдвигу, которые на порядок меньше, чем на сжатие.

1.2.10. Анализ опыта внедрения ГГК современных технологий изготовления свай

По результатам анализа проектно-сметной и исполнительной документации выполненных ГГК свайных работ на объектах Республики Беларусь за 2009–2019 гг. был составлен реестр, в котором отражены названия объектов, объемы, сметные стоимости, технологии устройства свай, период их выполнения (*Приложение 1*). Были проанализированы следующие показатели свайных работ:

- общая стоимость и объемы работ по годам строительства, в том числе отдельно для используемых технологий;
- средняя (ориентировочная) стоимость работ на изготовление одного кубического метра сваи (без стоимости основных материалов – бетона и арматуры) по годам строительства;
- осредненная структура затрат на изготовление одного кубического метра сваи (без стоимости основных материалов – бетона и

арматуры) с использованием различных технологий как в стоимостном, так и в процентном соотношениях.

Анализ графика (рис. 1.22) показывает, что пик активности ГГК приходился на 2011–2014 гг., когда годовой объем свайных работ составлял порядка 6000–8300 м³ свай в год, а годовая стоимость – порядка 3,6–5,3 млн дол. США в год.

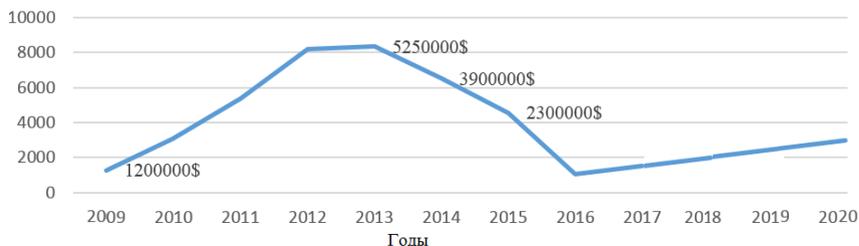


Рис. 1.22. Объем (м³) и стоимость работ (дол. США) по годам строительства ГГК

В конце 2014 г. наступил кризис, приведший к наименьшему объему работ – 1055 м³ свай (в 2016 г.). Во второй половине 2017 г. началось некоторое оживление строительной активности. Исходя из данных графиков, ориентировочное среднее значение стоимости работ по изготовлению одного кубического метра свай по годам строительства без стоимости бетона и арматуры представлено на рис. 1.23. Фактическая стоимость работ по устройству кубического метра сваи зависит от многих факторов: стоимости перебазировки оборудования, места, периода и условий производства работ, поэтому данный показатель является ориентировочным.

Анализ работы ГГК показал, что наибольшее применение получили технологии вибропогружения трубы с теряемым наконечником, под защитой инвентарной обсадной трубы, непрерывного проходного шнека и вибропогружения металлических пуансонов. Объем свай, выполненных ГГК по данным технологиям, составляет более 65 % от общего объема. В то же время, такие технологии, как FUNDEX, JET GROUTING, CCFA, применяются гораздо реже (рис. 1.24). Это связано с благоприятными грунтовыми условиями в Республике Беларусь, когда при изготовлении анкеров и свай применяются наиболее простые технологии, дающие наибольший экономический эффект.

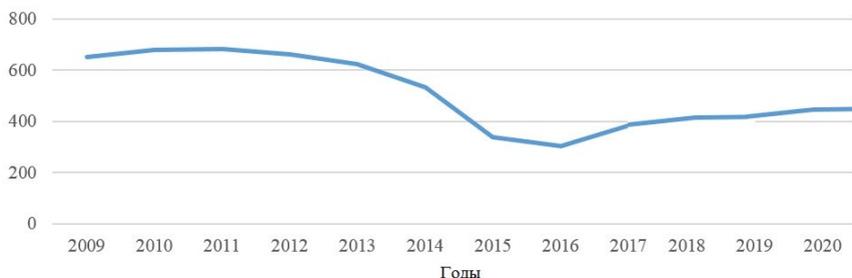


Рис. 1.23. Средняя цена работ по изготовлению одного кубического метра свай (без стоимости бетона и арматуры) по годам строительства ГГК, долл. США

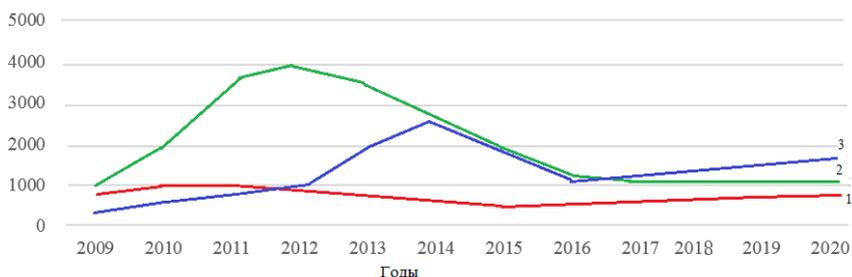


Рис. 1.24. Объемы изготовленных анкеров и свай (м^3) согласно основным применяемым технологиям по годам строительства ГГК: 1 – технология подзащитой обсадной трубы; 2 – технология вибропогружения теряемыми наконечниками; 3 – технология CFA

Диаграмма осредненных структурных затрат в цене одного кубического метра свай (без стоимости бетона и арматуры) представлена на рис. 1.25. Анализ диаграммы показывает, что основная часть затрат приходится на эксплуатацию машин и механизмов (45 %), в то же время на зарплату рабочих и расходные буровые материалы и инструмент только 19 и 13 % соответственно. Можно отметить, что стоимость работ по устройству свай определялась по сборникам нормативов расхода ресурсов согласно методическим указаниям по применению нормативов расхода ресурсов в натуральном выражении [104]. Данные нормативы предусматривают осредненные условия и методы производства работ, в том числе применяемые машины и механизмы, в связи с чем приведенные стоимостные показатели являются ориентировочными. Для точного

расчета стоимости необходимо учитывать фактически применяемые буровые установки на основании технологических карт или внутренних стандартов предприятия для используемой технологии свайных работ. При этом в смету должна закладываться фактическая амортизация данного оборудования, соответствующие материальные и трудовые затраты при его эксплуатации.



Рис. 1.25. Осредненная структура затрат на изготовление одного кубического метра анкера или сваи (без бетона и арматуры) ГГК

В России и Европе обычно применяются рыночные осредненные расценки на изготовление кубического метра свай по определенной технологии в зависимости от их параметров (диаметр, длина, армирование) с дополнительной наценкой за стесненность строительства, неблагоприятные грунтовые условия, перебазировку оборудования и др. Данные расценки рассчитываются местными геотехническими компаниями, исходя из амортизационных затрат по эксплуатации имеющегося бурового оборудования, стоимости сопутствующих субподрядных работ, транспортных услуг, условий рентабельности строительного производства и т. д.

Для получения экономического эффекта при выполнении свайных работ в рыночных условиях необходимо тщательно подходить к выбору проектного решения, технологии и бурового оборудования, методикам испытаний свай. Часто при статических испытаниях свай значения несущей способности их оснований в 2–3 раза пре-

вышают проектные нагрузки, рассчитанные по действующим нормативным документам [120]. В ряде случаев проектные организации закладывают в расчеты значения несущей способности оснований свай по объектам-аналогам, не учитывая отличия грунтовых условий, применяемых технологий и оборудования. При этом довольно часто в проектах свайных полей указываются конструкции свай под определенную технологию их изготовления, которую в реальных условиях выполнить невозможно (стесненность строительной площадки, ограничение высоты, крутизна склона и др.), что приводит к необходимости перепроектирования или корректировки строительного проекта нулевого цикла. Правильный и корректный выбор технологии свайных работ и бурового оборудования позволяет оптимизировать амортизационные и эксплуатационные издержки механизмов, что приводит к значительной экономии и снижению стоимости строительства.

1.3. Факторы, влияющие на несущую способность оснований и осадки свай в дилатирующих несвязных грунтах

Механизм взаимодействия свай с основанием носит сложный характер и зависит от многих факторов: вида, прочностных и деформационных характеристик грунтов, технологии изготовления и геометрических размеров свай, динамики и кинематики воздействующих на них усилий, процессов, происходящих в окружающем грунтовом массиве.

У одиночной сваи передаваемая вертикальная вдавливающая нагрузка воспринимается нижележащими слоями грунта за счет мобилизации его сопротивления сдвигу вдоль боковой поверхности сжимаемого ствола сваи, а также сжатия и отпора грунта под ее пятой. Согласно многочисленным исследованиям, передаваемые на сваю начальные ступени нагрузки воспринимаются грунтом только верхней частью боковой поверхности ее ствола, а после возрастания их величин и полного исчерпания сопротивления грунта сдвигу остальная часть нагрузки передается пятой на грунт. При этом сопротивление грунта по боковым поверхностям свай увеличивается пропорционально передаваемым на них нормальным напряжениям. Разрушение же грунта под пятой сваи происходит в условиях внутреннего выпора, когда формируется клинообразное уплотненное

ядро, раздвигающее при своем погружении массив грунта в стороны, создавая овальную область пластических деформаций (рис. 1.26). Сопротивление грунта под пятой сваи является функцией пассивного отпора массива грунта на внешнем контуре уплотненного грунтового ядра прилагаемой нагрузки.

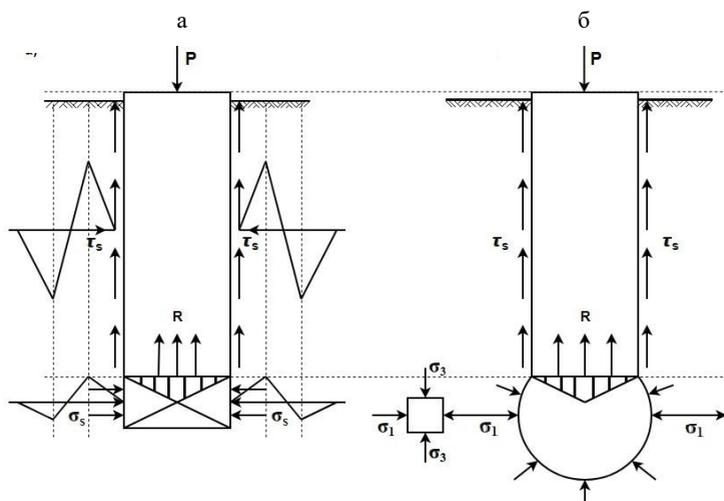


Рис. 1.26. Расчетная схема работы сваи в грунте на вдавливающую нагрузку:
а – общая схема нагружения сваи; б – активная зона грунта под пятой сваи при ее нагружении

При расчете несущей способности основания одиночной сваи необходимо учитывать, что мобилизация предельных сопротивлений грунтов сдвигу по боковой поверхности ствола и отпора под его пятой наступает при разных значениях сдвиговых смещений отрезков ствола по длине и осадки пяты сваи соответственно. Полная мобилизация предельного сопротивления сдвигу песчаных грунтов по боковой поверхности ствола наступает при его перемещениях (осадке сваи), равных 4–6 мм, при этом сдвиговые деформации вдоль стволов свай на разных глубинах, будут отличаться. Данное обстоятельство традиционно не учитывается, но частично нивелируется в связи с использованием значений сопротивлений сдвигу на соответствующих глубинах посередине толщины каждого из слоев грунта, что во многом упрощает расчеты.

При достижении предельного сопротивления сдвигу грунтов вдоль ствола дальнейшее увеличение нагрузки на сваю становится возможным только за счет возрастающей мобилизации сопротивления (отпора) грунта под ее пятой. Полная мобилизация сопротивления грунта под пятой наступает при осадке сваи 40–120 мм и более, что обычно значительно превышает допускаемую осадку сваи (18–40 мм), т. е. используется лишь часть несущей способности грунта под пятой сваи, соответствующая ее мобилизации при допускаемой осадке. При этом несущую способность основания сваи, согласно [4], можно разделить на истинную и условную. Первая определяет предельную нагрузку, соответствующую возникновению непрерывно возрастающей осадки сваи, вторая – ее допускаемой величине со стабилизацией во времени.

Истинная несущая способность сваи в общем виде определяется по формуле:

$$F_d = F_s + F_p = A_s \tau_s + A_p R_p, \quad (1.1)$$

где A_s – площадь боковой поверхности сваи;

τ_s – среднее предельное сопротивление грунта сдвигу по боковой поверхности ствола сваи;

A_p – площадь пяты сваи;

R_p – предельное мобилизованное сопротивление грунта под пятой сваи.

В случае инъекционных анкеров их истинная несущая способность в несвязных грунтах определяется, как правило, лишь первой составляющей формулы (1.1), т. е. сопротивлением по боковой поверхности корня. Увеличение каждой из составляющих формулы (1.1) приводит к повышению истинной несущей способности оснований. Основными факторами повышения несущей способности их оснований являются:

- увеличение диаметра и длины ствола сваи;
- повышение сопротивлений сдвигу по боковой поверхности сваи и под ее пятой.

Увеличение размеров стволов свай является наиболее простым приемом, который однако приводит к росту расхода бетона и арматуры, снижению удельной несущей способности сваи, а следовательно, к возрастанию стоимости работ.

Наиболее экономически выгодно повышать несущую способность оснований свай увеличением сопротивлений грунтов за счет создания преднапряжения грунта околоскважинного пространства (по мере возможности) и стесненных условий его разрушения. При этом изучение механизма разрушения несвязных грунтов в условиях стесненного сдвига и определение их прочностных характеристик являются основой для обоснования несущей способности оснований свай.

1.3.1. Влияние технологии изготовления свай на напряженно-деформированное состояние и свойства несвязного грунта околоскважинного пространства

Технологии изготовления свай включают проходку скважины, погружение арматуры или каркаса, бетонирование ствола под давлением либо без него. Проходку скважины осуществляют различными методами, влияющими на напряженно-деформированное состояние (далее НДС) и физико-механические свойства грунта околоскважинного пространства. В ряде методов расчета оснований свай используется допущение, что напряженное состояние и свойства грунта до и после их изготовления остаются неизменными [9, 28, 36, 63, 129]. Одни исследователи связывают изменение НДС грунта с возникновением его преднапряжения при изготовлении сваи [4, 5, 25, 43], другие [19, 39] предлагают изменение свойств грунта увязывать с влиянием технологических факторов: давлением свежееуложенного бетона на стенки скважины, повышением влажности и проникновением цементного молока в грунт при бетонировании, опрессовкой грунта на контакте со стволом сваи при увеличении начального диаметра скважины.

В силу неопределенности НДС грунта при проходке скважин приходится делать некоторые допущения в расчетах несущей способности оснований свай.

При креплении скважин инвентарными обсадными трубами (параграф 1.2.1) действующие на их стенки нормальные напряжения могут сильно изменяться в зависимости от способа и качества проходки скважины. Шнековое бурение приводит к разуплотнению грунта стенок скважины и ее забоя, где возникает рыхлый осадок грунта [29, 37, 63]. При этом конечное НДС грунта вокруг буровой

скважины формируется после ее бетонирования. Давление бетона на стенки скважины зависит от способа его кладки, жесткости и уплотнения смеси, крупности инертных материалов и усадки. Ряд исследователей [29] считают, что давление свежееуложенной бетонной смеси приводит к слабому увеличению начального диаметра скважины (5–10 %) и плотности грунта на контакте со стволом сваи. Ф. Л. Лапшин [29] принимает, что при бетонировании ствола радиальное давление на грунт должно равняться гидростатическому давлению укладываемого бетона и отмечает, что при наборе прочности бетоном и его усадке порядка 0,1 мм/м снижаются радиальные напряжения и плотность контактной зоны грунта по длине сваи. По мнению других авторов [19], такое давление больше гидростатического от бетона на 30–40 %.

Радиальные нормальные напряжения вдоль сваи после ее изготовления уравниваются природным давлением грунта σ_0 с учетом коэффициента бокового давления λ_c . Последний, по данным ряда исследователей, может изменяться от значений грунта в активном состоянии ξ_a до пассивного ξ_p . В работах D. Levanchek [140] сделан анализ формул для определения коэффициента бокового давления несвязного грунта на стенки скважины по данным различных исследователей, который указывает на значительный разброс его значений:

$$\lambda_c = \xi_0 = 1 - \sin\varphi \quad [\text{Яки}];$$

$$\lambda_c = 0,9(1 - \sin\varphi) \quad [\text{Фрайзер}];$$

$$\lambda_c = (1 + 0,67\sin\varphi) \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} \quad [\text{Кездзи}];$$

$$\lambda_c = \frac{1 - \sin\varphi^2\varphi}{1 + \sin\varphi} \quad [\text{Хартман}];$$

$$\lambda_c = 0,95 - \sin\varphi \quad [\text{Букер}]; \tag{1.2}$$

$$\lambda_c = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} \quad [\text{Буссинеск}];$$

$$\lambda_c = (1 - \cos\varphi) \text{ [Ионсен];}$$

$$\lambda_c = 1 \text{ [Дор];}$$

$$\lambda_c = 0,5 \text{ [Коули],}$$

где ξ_0 – коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя ($\xi_a < \xi_0 < \xi_p$);

φ – угол внутреннего трения несвязного грунта.

Распор при бетонировании скважины под защитой обсадной трубы (параграф 1.2.1) компенсирует частичное разрыхление грунтовых слоев на ее стенках и снижение их сопротивления сдвигу вдоль боковой поверхности ствола сваи поэтому напрашивается вывод о незначительном влиянии данной технологии устройства на изменение начального НДС и физико-механические свойства несвязного грунта вдоль боковой поверхности стволов свай после их изготовления. При использовании данной технологии необходимо следить за состоянием грунта под пятой сваи. С целью увеличения его несущей способности следует удалять из забоя скважин рыхлый грунт (шлам) или производить его уплотнение. Существуют несколько способов уплотнения грунта под пятой сваи:

– механические (утрамбовывание жесткого бетона или щебня в забой скважины, виброуплотнение грунта под пятой и др.);

– немеханические (инъекцирование пяты сваи цементным раствором под высоким давлением после набора прочности бетона сваи).

Из-за негативного влияния вибрационного воздействия при уплотнении шлама в забое скважины на здания и сооружения в непосредственной близости к месту проведения работ применение механических способов нередко ограничивается, поэтому ГГК довольно часто применяется инъекцирование цементного раствора под давлением в зону пяты после набора прочности бетоном ствола сваи. Такой прием позволяет опрессовать шлам с окружающим грунтом и создать под пятой уширение прогнозируемых размеров, исходя из объема закачиваемого раствора.

В случае напорного бетонирования стволов свай, по мнению некоторых авторов [31, 37, 65], НДС грунта околоскважинного пространства следует определять с учетом параметров давления нагне-

тания бетона. Технологии устройства свай с использованием непрерывного проходного шнека (технологии CFA и CCFA – параграфы 1.2.2 и 1.2.3 соответственно) позволяют использовать давление зачатки бетона от бетононасоса для уплотнения несвязного грунта по контакту со стволом до плотности, несколько превышающей естественную. При этом диаметр скважины в песках может увеличиваться лишь на 5–10 % за счет уплотнения разбуренного шнеком грунта. НДС грунта вокруг буровой скважины стабилизируется лишь после ее бетонирования по аналогии свай, изготовленных под защитой инвентарных обсадных труб. Из вышесказанного принимаем допущение о незначительном влиянии данной технологии на улучшение физико-механических свойств несвязного грунта вдоль ствола сваи после ее изготовления, которое можно отнести в запас прочности грунтового основания при расчете его несущей способности.

Использование технологий изготовления свай с принудительным вытеснением грунта (параграфы 1.2.4–1.2.7) позволяет на момент формирования их стволов создавать условия преднапряжения грунтового околоскважинного пространства. Однако при извлечении бурового инструмента (обсадные трубы с теряемыми наконечниками, пуансоны, раскатчики) из грунта в процессе заполнения скважины бетоном его гидростатическое давление уравнивается природным давлением грунта σ_0 с учетом коэффициента бокового давления λ_s . При погружении бурового инструмента несвязный грунт на контакте скважины и под ее опорной частью приобретает плотность, близкую к максимально возможной, с формированием нового НДС, которое разгружается до природного в ходе бетонирования ствола сваи. Физико-механические свойства несвязного грунта на контакте со стволом сваи отличны от природных значений и могут считаться близкими к их предельным величинам.

Струйная (JET GROUTING) и бурионъекционная (TITAN) технологии (параграфы 1.2.8–1.2.9) позволяют за счет значительных давлений зачатки цементного раствора в скважину весьма значительно уплотнять несвязный грунт до значений предельной плотности на контакте со свайей, увеличивая начальный диаметр скважины в некоторых случаях в 2–4 раза. При этом существуют два объяснения явления уплотнения. Первый – за счет уменьшения пористости

грунта вокруг скважины от цементного теста и цементации пор в грунте при формировании ствола сваи [33, 34, 131, 136], второй – за счет формирования поля фильтрационных сил отжимаемой из бетона воды и воздействия распора пластичного цементного теста в некотором объеме [15, 66–68].

Опыт прессиометрических испытаний свидетельствует о невозможности создания уширения скважины более чем в два раза даже при статическом нагружении при давлениях 2–4 МПа и более. Исследования А. Камбефора [24] также указали на отсутствие глубокой цементации несвязного грунта. Это происходит вследствие обезвоживания раствора или бетона и возникновения на стенках скважины тонкой слабопроницаемой пластичной корки, которая при больших напорах инъекционной смеси может разрываться с возможностью неконтролируемых утечек раствора через образуемые трещины или выброса к устью скважины. Изменение физико-механических свойств несвязного грунта вокруг скважин происходит за счет совместного действия фильтрационных сил отжимаемой из раствора свободной воды и распора бетонного теста. Практика устройства ГГК буроинъекционных анкеров и свай показала, что величина уширения диаметра скважины при начальном диаметре 90–175 мм зависит от давления и скорости инъектирования цементного раствора, гранулометрического состава, начальной плотности несвязного грунта и может достигать следующих величин:

- до 300–500 мм (в 2–4 раза) в песках гравелистых и крупных средней плотности;
- до 150–300 мм (в 1,5–2 раза) в песках средних и мелких средней плотности;
- до 150–250 мм (в 1,2–1,5 раза) в песках плотных.

У изготавливаемых по струйной технологии (параграф 1.2.8) грунтоцементных свай при начальном диаметре скважины 100–150 мм за счет размыва с перемешиванием при закачке цементного молока под давлением 10–60 МПа (по системе инъектирования JET3) можно сформировать стволы диаметром до 1,5 м [30, 31, 65].

В случае устройства буроинъекционных анкеров и свай избыточным давлением возможно создание преднапряжения грунта вокруг них, но определение его величины затруднительно при всем многообразии грунтовых условий, технологий инъектирования и особенностей применяемого оборудования. Отключение инъек-

ционного насоса после изготовления свай или анкера возвращает НДС грунта в его природное состояние, за исключением случая опрессовки скважины давлением цементного раствора при его быстром схватывании. Такое создание преднапряжения в грунтах ГГК не использует. Как и в случае технологий устройства свай с принудительным вытеснением грунта, его физико-механические свойства на контакте со стволами свай или корнями анкеров приближаются к предельным значениям.

На основании вышеизложенного следует вывод о незначительном влиянии рассматриваемых технологий изготовления анкеров и свай на напряженное состояние несвязного грунта околоскважинного пространства, за исключением метода опрессовки давлением цементного раствора. В то же время физико-механические свойства грунта околоскважинного пространства в процессе их устройства по различным технологиям могут изменяться весьма значительно. Данные факторы с определенными допущениями следует учитывать при прогнозировании несущей способности их оснований.

1.3.2. Напряженно-деформированное состояние несвязного грунта околоскважинного пространства при нагружении свай

Практика ГГК показала (параграф 1.3.1), что на этапе изготовления свай главными факторами влияния современных технологий на несвязные грунты оснований являются уплотнение и создание стесненных условий разрушения грунтов околоскважинного пространства.

Уплотнение грунта – это механический процесс сближения его частиц, в результате которого уменьшается пористость грунта по сравнению с природной и, как следствие, увеличивается его прочность (сопротивление сдвигу). Основными параметрами прочности и деформативности грунтов являются угол внутреннего трения φ , удельное сцепление c и модуль деформации E , соответственно. При разработке методов расчета оснований свай, исходя из традиционных представлений о несущей способности грунтов, исследования обычно направлены на уточнение вышеуказанных параметров, при этом теория Мора – Кулона остается базовой в оценке их прочности.

Особо следует выделить подход, при котором прочность грунта увязывается с явлением дилатансии и контракции при сдвиге

[25, 28, 45, 63]. Эти явления неотделимы от понятия критической пористости грунта, которое впервые введено А. Casagrande [128]. Было отмечено, что при сдвиге рыхлые грунты уплотняются с уменьшением объема (контрактируют), а плотные разрыхляются с его увеличением (дилатируют). Получаемое при сдвиге новое значение пористости для данного вида грунта является постоянным и названо ими критическим.

Явление дилатансии при сдвиге несвязных грунтов отмечено Н. М. Герсевановым, М. Н. Гольдштейном, А. М. Масловым, В. Н. Николоевским, Д. Е. Польшиным, Н. Н. Рыжовым, Н. Н. Сидоровым, Ю. А. Соболевским, К. Терцаги, Г. П. Чеботаревым, Н. А. Цытовичем и др. Однако данное явление рассматривалось как объемная деформация грунта в условиях свободного сдвига. При этом Г. П. Чеботарев [83] указывает, что если разуплотнение плотного песка предотвратить, то «следствием этого явится увеличение предельного сопротивления сдвигу до неожиданно высоких значений».

Изучению явления дилатансии при сдвиге в условиях стесненного разрушения грунта и изменению его напряженного состояния посвящены работы В. Н. Бронина [6], В. С. Коровкина [25], А. В. Кузнецова [28], В. Н. Николаевского [40], О. В. Попова [46–48], Д. Ю. Соболевского [63], Е. Wernik [158], Р. Lumb [143]. Согласно исследованиям указанных авторов, дилатансия при сдвиге несвязного грунта с плотностью выше критической создает дополнительные к начальным нормальные дилатантные напряжения в плоскости разрушения. Величина этих напряжений зависит от вида, начальной плотности и крупности несвязного грунта, а также его начального напряженного состояния.

Существует ряд практических и теоретических подходов к оценке влияния дилатантных напряжений на предельное сопротивление грунта сдвигу, т. е. его прочность. Так, Е. Wernik [158] указывает на нарушение условия соосности между приращениями напряжений и деформаций и предлагает учитывать дополнительные дилатантные нормальные напряжения при сдвиге за счет приращения угла внутреннего трения φ на так называемый угол дилатансии Ψ , т. е.

$$\varphi_0 = \varphi + \Psi, \quad (1.3)$$

Максимальная величина φ_0 , измеренная им в приборе так называемого «истинного прямого среза», составляла для плотного крупного песка 53,1, что соответствует углу дилатансии порядка 10–11 градусов. Автором поставлен вопрос о необходимости учета влияния дилатансии на механизм сдвига песчаного грунта, внесено предложение об учете в напряженном состоянии грунта эффектов заклинивания и дилатантного расширения слоя сдвига. Однако полученные результаты не отражают реальных значений сопротивления несвязного грунта сдвигу во всем диапазоне начального нормального давления грунта.

Тщательное исследование процесса сдвига песков и изменения их НДС проведено И. Амшенюсом [2] на усовершенствованном приборе прямого среза СПФ-2, особенностью которого является то, что нижняя подвижная каретка опирается на датчик давления, чьи показания позволяют контролировать и измерять нормальные напряжения в плоскости сдвига. Автор показал, что в случае плотных песков нормальные напряжения в плоскости среза возрастают на 30–50 %, в то время как при рыхлом сложении образца эти напряжения значительно снижаются. Однако исследования автора были направлены лишь на усовершенствование методики плоского среза.

Попытку учета стесненности сдвигу при дилатировании песчаного грунта предпринял А. Н. Драновский [22], проведший испытания на приборе прямого среза ВСВ-25 без регулирования постоянства нормального давления, требуемого инструкцией по эксплуатации прибора. Автор показал, что стесненность сдвигу приводит к значительному росту нормальных напряжений и увеличению сдвигового сопротивления грунта, но не предлагает применение данной методики к расчету фундаментов глубокого заложения.

Н. Grade [130] также рекомендует определять величину сопротивления грунта сдвигу на прямой срез при постоянном объеме образца. Однако данная методика не моделирует деформируемость грунта за пределами зоны, вовлеченной в процесс сдвига, что приводит к неопределенности механизма его разрушения.

М. И. Никитенко [39] рекомендует определять величину предельного сопротивления грунта сдвигу на разработанном им приборе вращательного сдвига, который позволяет моделировать напряженное состояние грунтовой среды в условиях стесненного сдвига.

При этом полученные результаты таких исследований несвязных грунтов коррелируются с данными испытаний инъекционных анкеров и свай, но не позволяют оценить величины дилатантных нормальных напряжений при разрушении грунта.

В. С. Коровкин [25], Д. Ю. Соболевский [65] в своих первых работах предлагают учитывать явление дилатансии при сдвиге и соответствующие дилатантные напряжения умножением нормальной составляющей начального давления в плоскости сдвига на коэффициент пассивного отпора грунта.

В более поздних работах Д. Ю. Соболевский и О. В. Попов [45, 46, 48, 67] учитывают проявление дилатантных нормальных напряжений при сдвиге по результатам испытаний в специально спроектированных и запатентованных приборах прямого и контактного срезов [77, 78], позволяющие моделировать стесненные условия разрушения грунта применительно к работе анкеров и свай. Исходя из результатов проведенных экспериментов, величины дополнительных нормальных дилатантных напряжений для свай определяются по формуле

$$\sigma_d = \frac{\alpha^3 \sqrt{(E_e / (1 + \nu))r}}{\operatorname{tg} \varphi'}, \quad (1.4)$$

где α – коэффициент, зависящий от среднего диаметра d_{50} частиц несвязного грунта;

E_e, ν – модуль упругости и коэффициент Пуансона несвязного грунта соответственно;

r – радиус ствола свай;

$\varphi' = \varphi_\mu + (\varphi_0 + \varphi_\mu) e^{\frac{\lambda E_e}{(1+\nu)r}}$ – угол контактного трения;

φ_μ – то же минерального трения-зацепления частиц несвязного грунта;

φ_0 – то же внутреннего трения несвязного грунта.

Недостатком данной методики является сложность определения значения угла минерального трения-зацепления, которое не представляется в стандартных отчетах по инженерно-геологическим изысканиям. При этом угол контактного трения косвенно учитывает изменения величин дилатантных напряжений с увеличением начального нормального давления на грунт.

А. В. Кузнецов [28] по результатам испытаний песков на приборе вращательного среза ПВС-3М конструкции В. Н. Бронина [6] установил зависимость возникновения связанных с дилатансией добавочных напряжений от величины начальных нормальных напряжений, плотности несвязного грунта и крупности составляющих его частиц, которая для свай имеет следующий вид:

$$\sigma_d = \left(\frac{\sigma_o}{(1 + \nu)rk_1} \right)^{1/(1,18+0,012\sigma_o)\zeta_c}, \quad (1.5)$$

где σ_o – начальное нормальное напряжение в плоскости сдвига до нагружения;

ζ_c – коэффициент, зависящий от вида несвязного грунта;

k_1 – коэффициент, учитывающий технологию изготовления свай.

Ф. К. Лапшин [29] величину добавочных нормальных напряжений при нагружении сваи оценивают в 5 % от начальных и рекомендуют ими пренебречь.

В то же время исследования А. Vesic [156, 157] показали, что при нагружении сваи, начиная с глубины, равной десяти ее диаметрам в менее плотных и тридцати диаметрам в плотных песках, нормальные напряжения на поверхности сваи приобретают практически постоянное значение. Vesic доказывает существование так называемой «критической глубины» влияния начального напряженного состояния на проявление дилатантных напряжений. Аналогичного мнения придерживается Д. Ю. Соболевский [64], но ограничивает верхнюю границу «критической глубины» величиной нормальных начальных напряжений 650–700 кПа. Однако данный вопрос требует дополнительного теоретического решения и тщательного исследования.

Таким образом, назрела необходимость создания достоверной грунтовой модели околосвайного пространства и определения ее расчетных параметров с учетом влияния технологии изготовления, геометрических размеров сваи, а также начального НДС грунта после их изготовления.

Как отмечалось в параграфе 1.3, мобилизация сопротивлений грунта по боковой поверхности сваи и под ее пятой в несвязных грунтах наступает при разных деформациях сдвига, поэтому рас-

смотрим отдельно напряженное состояние и сопротивления грунтов по боковой поверхности и под пятой свай при их нагружении.

Напряженное состояние и несущая способность грунта по боковой поверхности при нагружении свай

Мобилизация сопротивления несвязного грунта сдвигу по боковой поверхности ствола свай развивается постепенно сверху вниз и полностью реализуется при перемещениях 4–6 мм. Обычно в однородном грунте принимают равномерное распределение предельного сопротивления грунта сдвигу со средним его значением вдоль боковой поверхности ствола свай.

Для определения предельного сопротивления грунта сдвигу τ_s по боковой поверхности ствола свай согласно закону Кулона необходимо знание нормальных напряжений σ_n в состоянии предельного равновесия, возникающих в процессе изготовления свай σ_0 и после ее нагружения σ_d :

$$\tau_s = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi = (\sigma_0 + \sigma_d) \operatorname{tg} \varphi = \sigma_0 \operatorname{tg} \varphi + \tau_d, \quad (1.6)$$

где τ_d – дилатантная составляющая сопротивления грунта сдвигу, т. е. дополнительное сопротивление сдвигу вследствие проявлений нормальных дилатантных напряжений σ_d при сдвиге.

В несвязных грунтах подход к определению нормальных напряжений σ_0 по контакту грунта со свайей, возникающих в процессе их изготовления по современным технологиям, изложен в параграфе 1.3.1. Дополнительные нормальные дилатантные напряжения σ_d Д. Ю. Соболевский, О. В. Попов [60, 62] и А. В. Кузнецов [28] рекомендуют определять по формулам (1.4) и (1.5) соответственно.

А. Potvандx [150] предлагает определять τ_s для песчаных грунтов по формуле

$$\tau_s = \beta \sigma_z, \quad (1.7)$$

где β – коэффициент для песчаных грунтов, определяемый в зависимости от глубины z по эмпирической формуле;

σ_z – бытовое давление грунта на глубине z ,

$$\beta = 1,5 - 0,42z. \quad (1.8)$$

Другой практический подход к определению среднего предельного сопротивления грунта по боковой поверхности сваи без учета прочностных и деформационных характеристик грунта является эмпирическим и определяется, согласно [28], по формуле

$$\tau_s = k \cdot 10^{1,2I_d^{1,6}}, \quad (1.9)$$

где k – коэффициент, зависящий от способа изготовления свай;

I_d – индекс плотности песчаного грунта.

Эмпирический подход к определению предельного сопротивления несвязного грунта сдвигу по боковой поверхности инъекционных свай представлен в работах Т. Hanna [131], G. Jorge [133], G. Litheljohn [141, 142], P. Moller и S. Widding [145], K. Robinson [152], H. Shchnabel [153]. Они предлагают учитывать изменение нормального давления в плоскости сдвига и соответственно сопротивления грунта сдвигу по боковой поверхности свай введением эмпирических коэффициентов, зависящих от технологии бурения, начального напряженного состояния (средней глубины заложения анкера или сваи), давления инъекцирования и вида несвязного грунта. При этом среди исследователей нет единого мнения о назначении расчетных значений предельного сопротивления грунта сдвигу по боковой поверхности свай.

При допущении о среднем равномерном распределении предельного сопротивления грунта сдвигу по боковой поверхности сваи истинная несущая способность основания вдоль ствола определяется по формуле

$$F_s = A_s \tau_s. \quad (1.10)$$

Напряженное состояние и несущая способность грунта под пятой сваи при ее нагружении

Разработкой методов определения несущей способности оснований под пятой заглубленных фундаментов занимались многие исследователи: В. Г. Березанцев, А. А. Бартоломей, А. Н. Богомолов,

М. Н. Гольдштейн, И. М. Горбунов-Посадов, Б. И. Далматов, В. С. Коровкин, М. В. Малышев, Р. А. Мангушев, Н. Н. Маслов, В. В. Соколовский, З. Г. Тер-Мартirosян, И. В. Федоров, В. А. Флорин, Н. А. Цытович, Ф. К. Лапшин, М. И. Никитенко, Ю. А. Соболевский, Д. Ю. Соболевский, К. Терцаги и др.

Расчетные методы базируются на теориях упругости и предельного равновесия либо на решении смешанных задач. В основе решения задачи лежит известное положение о формировании под пятой заглубленного фундамента упругого грунтового ядра определенной формы. Эксперименты исследователей показали, что при нагрузке на основание заглубленного фундамента, составляющей 40 % от предельной, наблюдается зарождение грунтового ядра треугольной формы с определенным углом в его основании за счет переупаковки и уплотнения частиц грунта. При дальнейшем нагружении упругий клин выталкивает грунт в стороны по плоскостям скольжения, вызывая со стороны окружающего массива отпор и формирование краевых пластических напряжений. В расчетных методах сопротивление грунта под пятой сваи определяется в зависимости от его прочностных свойств. Ниже рассмотрим некоторые из них.

В. Г. Березанцев [5] получил решение пространственной осесимметричной задачи предельного равновесия грунтов для определения их сопротивления в основании заглубленного штампа, исходя из формирования под пятой сваи упругого грунтового клина с углом 90° у его вершины:

$$\sigma_{\text{пр}} = N_\gamma \gamma b + N_q q_{\text{гр}} + N_c c, \quad (1.11)$$

где N_γ , N_q , N_c – коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения грунта;

γ – удельный вес грунта;

b – ширина штампа;

$q_{\text{гр}}$ – пригрузка от вышележащих слоев грунта;

c – сцепление грунта.

Исходя из данного решения, автором предложена методика определения предельного сопротивления грунта под пятой сваи при допущении, что уплотненное ядро оседает совместно со свай, причем между оседающим грунтом и неподвижным массивом возникают силы трения, которые уменьшают давление на сдвиговые об-

ласти. Уменьшение пригрузки от веса вышележащего грунта учитывается коэффициентом α' . Предельное сопротивление грунта под пятой сваи определяется по формуле

$$\sigma_{\text{пр}} = A_v q_a + B_v q_\gamma + C_v c, \quad (1.12)$$

где A_v, B_v, C_v – коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения грунта;

q_γ – пригрузка от веса вышележащего грунта в плоскости пяты;

l, b – длина и диаметр сваи.

Однако в этом решении не учитываются влияние сил трения по боковой поверхности ствола и проявление дилатантных нормальных напряжений при сдвиге на сопротивление грунта под пятой сваи.

Другие исследователи, используя решение В. Г. Березанцева, предлагают определять сопротивление грунта под пятой сваи с учетом веса вышележащей толщи и равномерно распределенной нагрузки от сил бокового трения по стволу согласно зависимости:

$$\sigma_{\text{пр}} = A q_a + B \gamma + C q_{\text{тр}} + D c, \quad (1.13)$$

где A, B, C, D – коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения;

q_a – вертикальное давление в плоскости пяты от сил трения по боковой поверхности сваи;

$q_{\text{тр}}$ – пригрузка от веса вышележащего грунта в плоскости пяты.

Зависимость (1.13) учитывает равномерное распределение сил трения по боковой поверхности сваи на взаимодействие грунта и ее пяты без влияния дополнительных нормальных дилатантных напряжений при сдвиге.

Ю. Вайчайтис [7] предлагает учитывать распределение сил трения вдоль ствола сваи по треугольной эпюре через нормальные радиальные напряжения на сопротивление грунта под пятой сваи, полученные из условия равновесия грунта вокруг нее, но тоже без учета дилатантных напряжений при сдвиге:

$$\sigma_{\text{пр}} = A_v \gamma D + B_v q_\tau + C c, \quad (1.14)$$

где q_τ – пригрузка от веса вышележащего грунта и сил бокового трения, определяемая как $q_\tau = \tau_s / 2$.

Согласно исследованиям Ф. К. Лапшина [29] и Д. Ю. Соболевского [63] расчетная схема взаимодействия грунта и пяты сваи представлена на рис. 1.27.

Исследования авторов показали, что действующие на уровне пяты сваи вертикальные напряжения представлены давлениями грунта от собственного веса и дополнительным от его трения по боковой поверхности сваи, величина которого по решению Пати определена как:

$$\sigma_\tau = \beta \tau_s, \quad (1.15)$$

где τ_s – среднее сопротивление грунта сдвигу по боковой поверхности сваи, определяемое авторами по своим методикам;

β – коэффициент, учитывающий отношение заглубления пяты сваи к ее радиусу r .

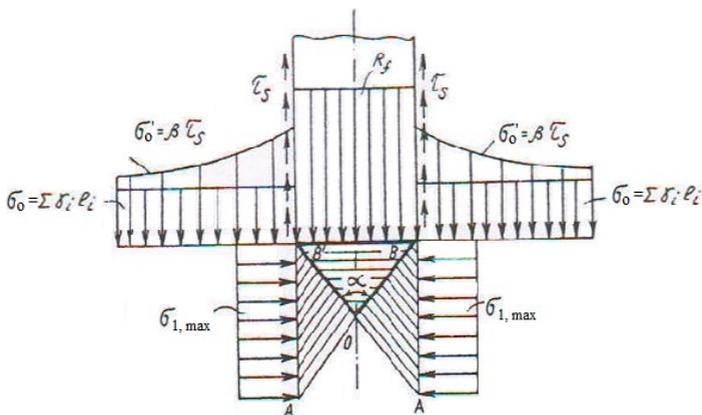


Рис. 1.27. Условия предельного равновесия грунта под пятой сваи

Погружение упругого клина из несвязного грунта возможно при преодолении пассивного отпора грунта под пятой сваи по цилиндрической поверхности с высотой в два диаметра пяты ($k = 2$). Величина пассивного отпора зависит от пригрузки грунтом и среднего сдвигающего напряжения по боковой поверхности сваи на уровне

ее пяты. Исходя из условия равновесия кольцевой клиновидной области (рис. 1.27), авторами получена зависимость для определения предельного сопротивления грунта R_p внутреннему выпору

$$R_p = k\lambda_0(z\gamma_{zi} + \beta\tau_s)\lambda_p, \quad (1.16)$$

где $\lambda_p = \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$ – коэффициент пассивного давления грунта;

k – коэффициент, учитывающий увеличение площади пассивного отпора грунта при погружении упругого клина.

Аналогичный подход использует В. С. Коровкин [25]. Согласно используемой им кинематической теории прочности грунтов применительно к расчету свай коэффициент увеличения пассивного отпора k принимается равным от 4 в рыхлых и до 6 в плотных песках в зависимости от их вида и плотности.

Ф. К. Лапшин [29] игнорирует влияние дилатантных напряжений при нагружении на расчетное сопротивление грунта, а Д. Ю. Соболевский [63] предлагает определять предельное сопротивление грунта внутреннему выпору с учетом дилатантных напряжений при сдвиге согласно зависимости

$$R_p = k\lambda_0(z\gamma_{zi} + \beta\tau_s)\lambda_p + k\tau_d\sqrt{\lambda_p}, \quad (1.17)$$

где $\tau_d = \sigma_d \operatorname{tg}\varphi'$ – дилатантная составляющая сопротивления грунта сдвигу вследствие проявлений дополнительных нормальных напряжений при сдвиге.

Д. Ю. Соболевский указывает, что на сопротивление грунта внутреннему выпору большое влияние оказывает плотность и крупность частиц несвязного грунта, в то время как диаметр сваи относится к второстепенным факторам. Однако им не учитывается влияние начального напряженного состояния грунта на нормальные дилатантные напряжения при сдвиге, которые приняты постоянными во всем диапазоне начального нормального давления.

С учетом вышеперечисленных методов определения предельного сопротивления грунта истинная несущая способность основания F_p под пятой сваи определяется по формуле

$$F_p = A_p R_p. \quad (1.18)$$

Анализ теоретических и экспериментальных исследований прочности дилатирующих несвязных грунтов применительно к расчету оснований свай свидетельствует о необходимости дополнительного изучения прочности грунтов в условиях стесненного разрушения и уточнения их НДС с учетом технологических факторов изготовления данных конструкций. Обобщение экспериментальных данных результатов испытаний свай позволит установить обоснованные значения коэффициентов условий их работы и надежности по грунту.

1.4. Оценка несущей способности оснований свай при их вертикальном нагружении

Несущая способность основания сваи при вертикальном нагружении, как правило, определяется суммой сопротивлений грунтов под пятой и по боковой поверхности ствола. Исключение могут составлять сваи малого диаметра и значительной длины и, соответственно, с большой гибкостью ствола (например, буроинъекционные типа ТИТАН), а также работающие на выдергивание.

Прогноз несущей способности основания свай при проектировании обычно выполняют расчетом и по результатам зондирования грунтов. Окончательное уточнение несущей способности оснований свай производится после их полевых натурных статических испытаний при передаче ступенчато вдавливающей либо выдергивающей нагрузки. Полученные при этом значения несущих способностей грунтов в основании свай позволяют в последующем выполнить корректировку количества свай на объекте.

В Республике Беларусь, как и во многих странах, на разных этапах проектирования и устройства свай для определения несущей способности их оснований применяются следующие методы:

- 1) нормативный с использованием приводимых [120] значений расчетных сопротивлений грунтов вдоль боковых поверхностей и под нижними концами в зависимости от вида песчаных и консистенции глинистых, а также глубины залегания соответствующих слоев;

- 2) по результатам измеряемых при статическом или динамическом зондировании грунтов их сопротивлений под коническим наконечником стандартного зонда и вдоль муфты трения с использованием корреляционных переходных коэффициентов применительно к сваям [97];

3) по результатам динамических испытаний одиночных свай при ударном или вибрационном погружении их стволов либо металлических скважинообразователей (обсадных труб или конических пуансонов с заглушенными нижними торцами) с учетом достигаемых на соответствующих проектных глубинах значений отказов [106];

4) расчетом по теоретическим зависимостям или численными методами с использованием программных комплексов [127, 149]. В частности, российские нормы [115, 116] для определения сопротивлений песчаных грунтов под нижними концами забивных свай используют теоретическое решение В. В. Березанцева с табулированными значениями некоторых входящих в формулы коэффициентов;

5) по результатам статических испытаний грунтов натурными сваями согласно предписаниям [96, 119].

Первые четыре метода дают прогнозируемые значения несущих способностей оснований свай, необходимые для разработки конструктивно-технологических решений нулевого цикла объекта строительства. Для оценки достоверности вышеперечисленных методов прибегают к сопоставлению получаемых результатов с данными натурных статических испытаний. При этом сопоставления производят в большинстве случаев без внимательного выявления факторов, влияющих на их отличия.

Согласно зависимости (1.1), первой составляющей несущей способности основания сваи является суммарное сопротивление сдвигу i -тых грунтовых слоев вдоль всей боковой поверхности ствола F_s при их взаимном смещении. При этом удельное сопротивление i -го слоя грунта в [120] обозначают R_{fi} .

Второй составляющей несущей способности основания сваи является суммарное сопротивление сжатию F_p нижележащего грунтового слоя под нижним концом ствола. Вертикальную составляющую удельного сопротивления грунта под площадью поперечного сечения ствола сваи или его уширения нижнего опирания обозначают R . Ствол сваи в процессе вдавливания вытесняет (раздвигает) в стороны (внутренний выпор) боковые деформируемые зоны этого несущего слоя, пригружаемые вышерасположенной, вплоть до поверхности, толщей грунтов. Сумма этих двух сопротивлений грунтов и является несущей способностью основания одиночной сваи, т. е. $F_d = F_s + F_p$.

Как известно, в российских [116] и белорусских [120] нормах табличные осредненные (для всех регионов СНГ, т. е. бывшего СССР) значения сопротивлений грунтов под нижними концами R и вдоль i -тых слоев боковых поверхностей $f_i(R_{fi})$ стволов забивных свай приводятся в зависимости от вида песчаных и консистенции глинистых, а также глубины залегания соответствующих слоев. Для наглядности и удобства анализа ниже значения R и $f_i(R_{fi})$ представим в виде графических зависимостей (рис. 1.28–1.32).

Заметим, что эти табличные значения даны для однородных грунтов по всем глубинам погружения свай, чего на самом деле никогда не бывает. За счет такого положения возникает существенная погрешность в значении пригрузки от грунтовой толщи над вытесняемыми в стороны от стволов свай зонами внутреннего выпора несущего слоя под нижними их концами.

В таблицах удельных сопротивлений грунтов для забивных свай пески разделены только по их крупности, независимо от степеней однородности состава и окатанности фракций, причем без дифференциации по коэффициенту пористости e_0 , который сильно влияет на значения сопротивлений.

Предполагается, что в СНиП 2.02.03–85 [116] у всех песков с $e_0 = 0,65$, а в ТКП 45-5.01-256–2012 [120] в гравелистых, крупных и средних с $e_0 = 0,63$, в мелких с $e_0 = 0,68$, в пылеватых с $e_0 = 0,70$ сопротивления имеют одинаковые значения. Однако в средних песках к средней плотности сложения относят значения e_0 в диапазоне от 0,75 до 0,55. Поэтому у близких к таким граничным величинам e_0 сопротивления грунтов сжатию и сдвигу будут существенно отличаться. При этом для приводимых в таблицах сопротивлений порядок цифр должен сильно отличаться. Это приводит к большим погрешностям от их завышения или занижения, следствием чего является ненадежность или неэкономичность проектных решений свайных фундаментов.

Из рис. 1.28 следует, что график зависимости $R = F(h)$ для глинистых грунтов при $J_L = 0,1$ имеет непонятную закономерность кривизны, которая принципиально не согласуется с аналогичными смежными графиками при $J_L = 0$ и $J_L = 0,2$. В наибольшей степени отличаются значения R для глинистых грунтов у набивных свай по сравнению с забивными, причем они занижены в 8–5 раз.

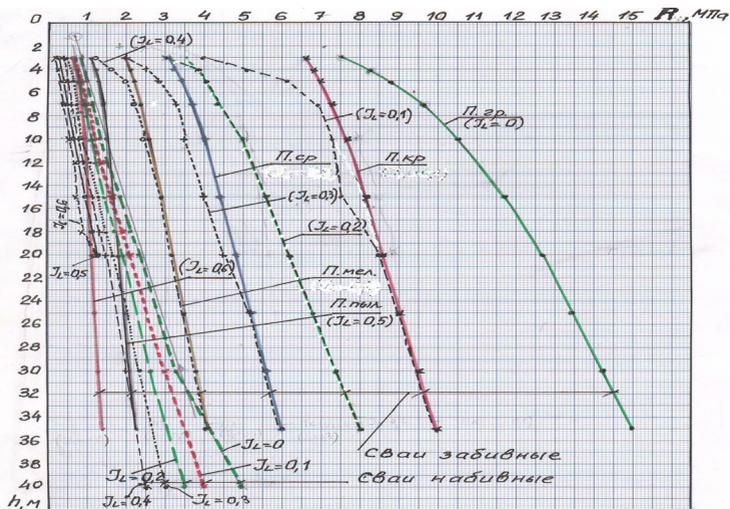


Рис. 1.28. Графики зависимости $R = F(h)$ для забивных свай в песках и глинистых грунтах по табл. 1, а для набивных в глинистых грунтах по табл. 7 СНиП 2.02.03–85 [116]

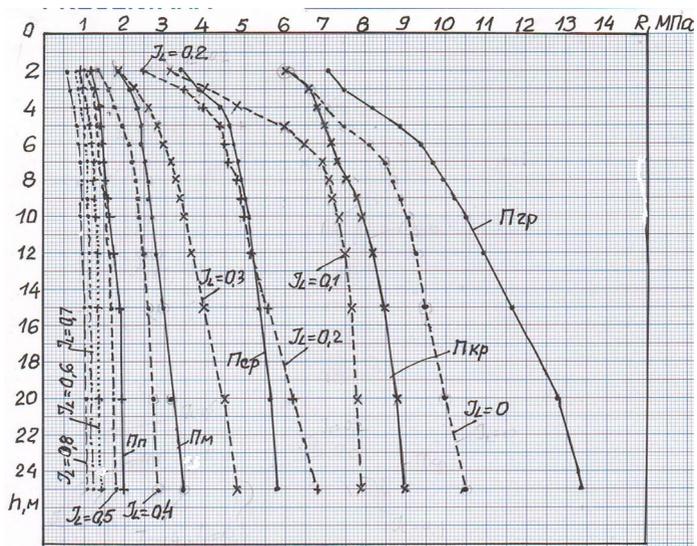


Рис. 1.29. Графики зависимости $R = F(h)$ для забивных свай в песках и глинистых грунтах по табл. 6.1 ТКП 45-5.01-256–2012 [120]

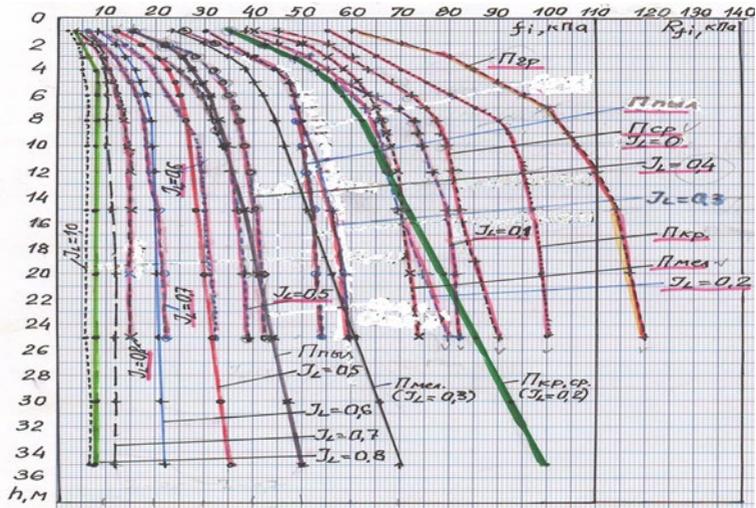


Рис. 1.30. Графики зависимости $f(R_f) = F(h)$ для забивных и набивных свай в песках и глинистых грунтах по табл. 2 СНиП 2.02.03-85 [116]

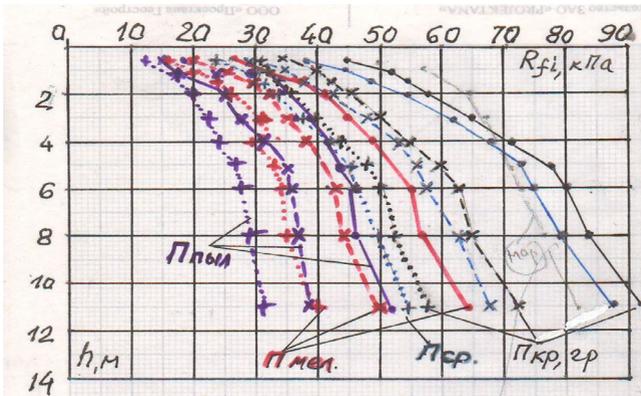


Рис. 1.31. Графики зависимости $R_f = F(h)$ для набивных свай в песках по табл. В1 П-13-01 [120]

Столь неблагоприятное положение до сих пор не изменено, но исправлено в Республике Беларусь [120], где для буронабивных свай в песчаных и глинистых грунтах параметры R и R_f приведены для трех значений коэффициентов пористости e : в песках 0,50, 0,65

и 0,80, в глинистых моренных и иного происхождения 0,3, 0,4 и 0,5 при диапазоне показателя текучести J_L от 0 до 0,9. Заметим, что в [120] глинистые грунты разделены на моренные и иного происхождения. В таком случае появилась возможность более точного определения сопротивлений R и R_{fi} между этими значениями e_0 и J_L по интерполяции. Тем не менее при пристальном анализе и сопоставлении табличных значений сопротивлений грунтов у свай с различными способами их устройства (до глубин 12 м при выемке грунта из скважины и до 7 м при его опрессовке за счет вытеснения в стороны) обнаруживается много противоречий, ставящих под сомнение обоснованность приводимых в них цифр.

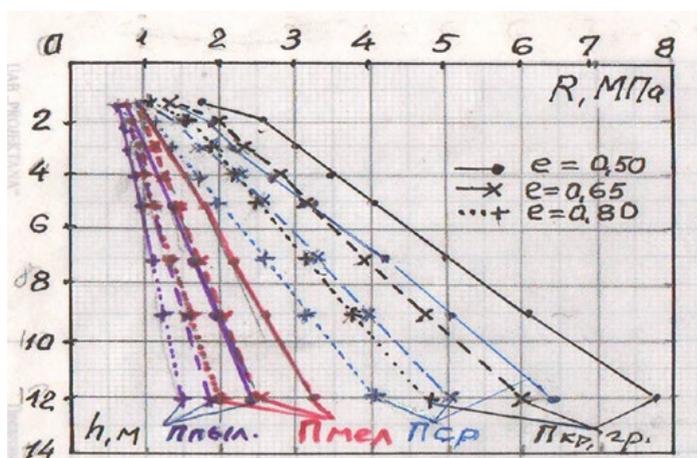


Рис. 1.32. Графики зависимости $R = F(h)$ для набивных свай в песках по табл. В2 П-13 [140]

Резюмируя анализ первого метода прогноза несущей способности оснований свай, следует сделать заключение о его недостаточной достоверности ввиду весьма приближенных значений предельных сопротивлений грунтов вдоль стволов свай и под их нижними концами.

Проанализируем далее **второй метод**, базируемый на результатах статического и динамического зондирования грунтов. Рабочей гипотезой является то, что эти результаты должны отражать взаимодействие стволов свай с их основаниями в силу аналогии с муф-

тами трения и коническими наконечниками зондов. Тем не менее и в этом случае возникает много вопросов и неопределенностей.

В частности, нельзя забывать, что при динамическом погружении зонда за счет колебательных воздействий на грунты возникают искажающие факторы, весьма ярко проявляющиеся при их водонасыщении. Так, например, обводненные пески мелкие и особенно пылеватые в таком случае разжижаются, а в силу контактной фильтрации воды сопротивление сдвигу вдоль муфт трения становится ничтожно малым и не фиксируется. Аналогично этому в пластичных глинистых грунтах проявляются тиксотропные свойства с резким уменьшением сопротивлений раздвигу под коническим наконечником, хотя все же удается фиксировать их распределение в каждом из слоев на соответствующих глубинах залегания.

Нельзя игнорировать и то, что при быстром погружении зонда эффекты разжижения обводненных песков и тиксотропии пылевато-глинистых грунтов усугубляются замедленными процессами консолидации при весьма малых значениях коэффициентов фильтрации. Даже при малых значениях влажностей грунтов в природном состоянии они увеличиваются, а силы сцепления резко уменьшаются за счет перехода связной воды в свободное состояние при сотрясениях, особенно по контакту с зондом, что сопровождается падением сопротивления сдвигу и раздвигу этих грунтов.

В большей мере можно доверять результатам статического зондирования грунтов. Тем не менее и в этом случае, как показали исследования Моради Сани Бабака [35] требуется вводить поправочные коэффициенты в национальных нормах Республики Беларусь. Это связано с тем, что в них заложены слабо обоснованные корреляционные зависимости, приводящие к занижению или завышению прогнозируемых значений несущих способностей оснований свай в сравнении с данными статических их испытаний вдавливающими нагрузками.

Третий метод прогноза несущей способности оснований свай применяют в случае их устройства с вытеснением и опрессовкой окружающего ствола грунта, т. е. преимущественно при их погружении ударами молота или посредством использования вибрационных воздействий. Он базируется на измерении при погружении свай отказов, т. е. значений осадок за один удар при забивке

молотом или за одну минуту вибрационных воздействий. Такой подход отражает взаимосвязь между сопротивлением грунтов и затрачиваемой энергией на погружение свай согласно теоретическим зависимостям Герсеванова и Татарникова. Эти зависимости в нормативной базе обобщены в единой формуле, в которую входят соответствующие параметры используемых при этом механизмов. Исходя из особенностей поведения грунтов при динамических воздействиях, такого рода натурные испытания в конкретных геологических условиях требуется производить после так называемого «отдыха».

Поскольку полномасштабных исследований в разных грунтах для оценки искажающих факторов было проведено недостаточно, степень погрешности точно оценить пока невозможно. Данное обстоятельство усугубляется тем, что значения отказов свай зависят от многих факторов, а входящие в формулу укрупненно обобщенные параметры грунтов не учитывают отличия их состояний по плотности сложения и влажности. Таким образом, данный метод определения сопротивлений грунтов при натуральных динамических испытаниях свай дает не вполне достоверные результаты, хотя он все же обеспечивает более точный прогноз несущей способности оснований свай в сравнении с двумя предыдущими.

По четвертому методу расчета несущей способности оснований свай в грунтах используются теоретические решения В. Г. Березанцева, М. И. Горбунова-Посадова, В. С. Коровкина, Ф. К. Лапшина, В. В. Соколовского, З. Г. Тер-Мартirosяна, В. А. Флорина, К. Терцаги и других, основанные на принципах классической теории механики грунтов, теории упругости и пластичности. Несущая способность оснований может рассчитываться также численными методами с использованием программных комплексов на основе определенной грунтовой модели применительно к технологии изготовления свай. Модель должна, с одной стороны, достоверно отражать прочностные и деформационные параметры грунта и материала свай, с другой – условия его разрушения, особенно для несвязных грунтах при стесненном сдвиге. Наиболее применимые модели к решению данной задачи используют нелинейное соотношение напряжений и деформаций и позволяют учесть процессы в грунте на различных стадиях изготовления и нагружения свай. При этом точность расчета зависит от выбранной грунтовой модели и ее рас-

четных параметров, адекватно отражающих реальное поведение основания сваи при ее нагружении.

Таким образом, можно констатировать, что точного решения вопроса определения несущей способности оснований свай расчетным путем нет и, возможно, быть не может.

Согласно действующим нормативным документам Республики Беларусь, вне зависимости от методов расчета необходимо проведение испытаний опытных или рабочих свай (1 % от общего числа, но не менее двух каждого типоразмера) статической нагрузкой (полевые испытания) для проверки несущей способности их оснований. Несмотря на сложность, длительность и значительную стоимость этих испытаний, только они позволяют наиболее точно прогнозировать и проверить несущую способность свайного основания по результатам расчета.

ГГК имеет собственную аккредитованную в Республике Беларусь лабораторию по полевым испытаниям свай и анкеров. Перед проведением статических испытаний опытных свай осуществляются диагностика сплошности ствола сваи и определение его геометрических размеров с помощью приборов РИТ (рис. 1.33). Для статических испытаний свай используется специальная установка БКМ (рис. 1.34) с комплектом анкерных свай, металлических балок, пригрузочных плит, загрузочных платформ, домкратов, насосных станций, измерительных приборов и др. (рис. 1.35). Установка позволяет производить вкручивание анкерных свай, монтаж балок и пригрузочных плит на расстоянии 10–12 м от оси испытываемой сваи, что дает возможность нагружать сваи до 10 000 кН.

Для статических испытаний свай может использоваться заанкеренная упорная система или платформа с грузами при их соответствующем полуторакратном запасе по сравнению с испытательной вдавливающей нагрузкой. По согласованию с проектной организацией допускается в качестве анкеров для упорной системы использовать смежные сваи, которые целесообразно одновременно испытывать на выдергивание. При пробных испытаниях свай их загрузку должно производиться до исчерпания суммарной сопротивляемости грунта вдоль их боковых поверхностей и под пятнами.

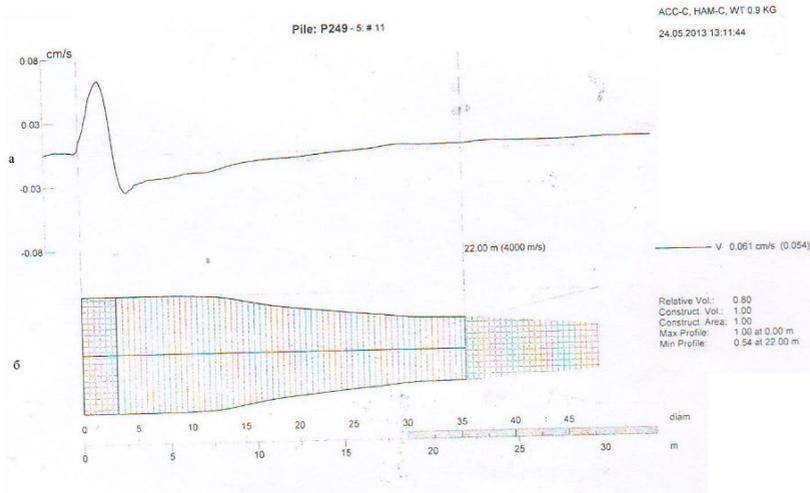


Рис. 1.33. Прибор РИТ (США) и результаты диагностики для сплошности и геометрических размеров стволов свай: а – отражение ультразвуковой волны по длине ствола свай; б – поперечный разрез ствола свай по ее длине



Рис. 1.34. Монтаж грузовой платформы установкой БКМ для статических испытаний свай



Рис. 1.35. Грузовая платформа с анкерным креплением для статического испытания штампа или свай

По результатам статических испытаний вычерчивается график определения несущей способности основания сваи (рис. 1.36) и устанавливается нагрузка, при которой свая получает осадку S_i , равную допустимой $S_{i,lim}$:

$$S_i \leq S_{i,lim}. \quad (1.19)$$

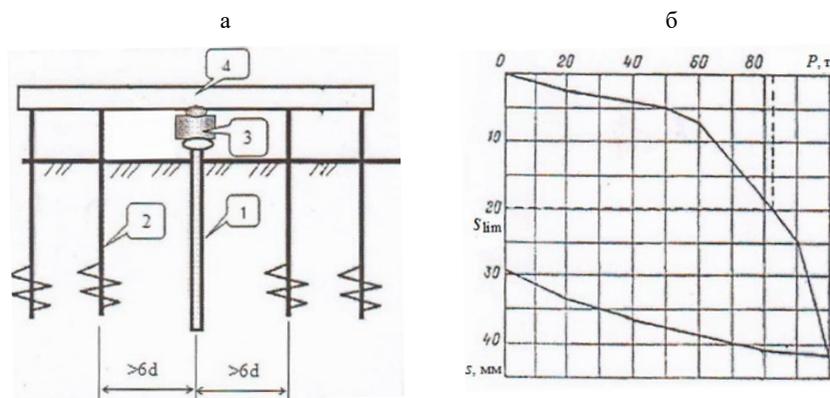


Рис. 1.36. Статическое испытание сваи при вертикальной вдавливающей нагрузке: а – схема испытаний: 1 – испытываемая свая, 2 – анкеры, 3 – домкрат, 4 – упорная система для домкрата; б – график испытания сваи

Пробные и контрольные испытания предусмотренных проектом опытных и рабочих свай в Беларуси выполняют согласно СТБ 2242–2011 [119]. Помимо этого, для контроля соответствия несущей способности грунтов оснований свай в полевых условиях могут использоваться данные статического и динамического зондирования грунтов с их интерпретацией согласно предписаниям П-2-2000 [105], отраженным также для забивных свай в ТКП 45-5.01-256–2012 [120].

Традиционно до сих пор в действующих нормах не предусмотрены сопутствующие испытания этих же свай на выдергивание, что позволяло бы с минимальными погрешностями оценивать в общих сопротивлениях грунтов их доли на сдвиг вдоль стволов, а по разности и под пятнами. Поэтому целесообразно узаконить такого рода испытания. Подобная практика позволит накопить необходимые опытные данные для региональных табличных значений сопротивлений и их уточнений, что скажется на повышении достоверности и

точности прогноза несущей способности оснований свай, устраиваемых по разным технологиям в широкой гамме инженерно-геологических и гидрогеологических условий Республики Беларусь. Итог такого подхода положительно отразится в виде удешевления и ускорения возведения свайных фундаментов при повышении их эксплуатационной надежности и экономии материалов.

Обратим внимание еще на один важный аспект. Результаты пробных испытаний свай в грунтах статическими нагрузками должны содержать информацию об остаточных и упругих величинах их осадок от прикладываемых усилий. Для этого необходимо осуществлять разгрузку свай с последующим повторным нагружением при значениях проектных и испытательных усилий.

При интерпретации результатов статических испытаний сваи в случае наличия отрицательного трения вдоль ее ствола следует из испытательной нагрузки вычитать долю трения на соответствующем отрезке. Это означает, что при определении фактической несущей способности сваи по грунту из достигнутой величины испытательной вдавливающей нагрузки нужно производить однократное вычитание значения отрицательного трения, а в случае определения допускаемого проектного усилия на сваю – вычитать удвоенное значение такого трения, что равнозначно его добавлению к проектной вдавливающей нагрузке на сваю.

Результаты статических испытаний опытных свай необходимы для оценки их соответствия прогнозируемым при проектировании значениям несущей способности оснований и допускаемым на сваи вдавливающим нагрузкам. При расхождениях возможно произвести расчет переходных коэффициентов для корректировки проектных конструктивных решений или технологических приемов изготовления рабочих свай.

Подобный подход имеет право на существование, хотя он исходит из спорной рабочей гипотезы о наибольшей достоверности результатов статических испытаний свай согласно [120] в сравнении со всеми, получаемыми при прогнозировании. Объясним эту рабочую гипотезу об ошибочности такого мнения. Для этого потребуются более подробный анализ предписаний СТБ 2242–2011 [119] относительно испытаний грунтов сваями и оценки результатов их испытаний. В данном стандарте при выполнении испытательной вдавливающей нагрузкой на сваю содержится следующее указание:

«на стадии инженерных изысканий и этапе подготовительного периода строительства» она «должна быть доведена до значения, указанного в программе испытания или при котором общая осадка свай составляет не менее 40 мм, или нагрузка на сваю превысила прочность материала ствола свай». Пользователям стандарта остается непонятной причина, которая обусловила указанное значение осадки 40 мм. Совершенно очевидно, что при такой осадке во взаимодействие со свайей включается не только сопротивление сдвигу грунтов вдоль ствола, после его срыва происходит сжатие грунтовой толщи под его нижним концом. При этом максимальное сдвиговое перемещение происходит от 2 до 6 мм в сыпучих несвязных (песчаных) грунтах, а в связных глинистых – максимально свыше 30 мм. В этом состоянии при стабилизированной осадке активизируется сопротивление грунта сжатию под нижним концом свай. Регламентируемое значение осадки в 40 мм позволяет в максимальной степени активизировать сопротивление грунтов в основании свай и оценить возможный запас прочности либо даже выявить его отсутствие при полном исчерпании несущей способности основания.

Однако данное предписание в подавляющем числе случаев не соблюдается. Испытания свай обычно прекращают при минимальных значениях их осадок (несколько миллиметров), когда очевидно, что при наличии шлама под нижними концами свай он не подвергается воздействию сжимающих напряжений, поскольку не возникает полного срыва сопротивлений грунтов сдвигу вдоль боковых поверхностей стволов. Отрицательные последствия этого могут привести к аварийным ситуациям.

В стандарте сделана оговорка, что «при контрольных испытаниях грунтов сваями в процессе строительства наибольшую нагрузку на сваю необходимо доводить до значения несущей способности, указанного в проекте с учетом коэффициента надежности испытаний γ_k , равного 1,2». Это влечет за собой несоблюдение названного выше требования в отношении достижения осадок свай 40 мм.

Нормами предписывается весьма ограниченное количество статических испытаний грунтов сваями (0,5 %, но не менее двух). При этом оговаривается, что из двух отличных результатов предписано учитывать худший, что вообще исключает возможность получения объективной и достоверной информации. Целесообразно было бы в таком случае назначать дополнительное испытание для уточнения ситуации.

Подтверждением является анализ результатов статического зондирования грунтов в пятне застройки, информация об изменчивости свойств грунтов в пределах всей площади и по глубине, а не только в местах двух статических испытаний грунтов сваями. Тем не менее даже при этом не исключается неопределенность при больших расстояниях между точками зондирования при возможности существенных отличий между ними.

Присутствует определенная условность интерпретации результатов опытных зависимостей осадок испытанных свай от вдавливающих нагрузок при оценке значений несущих способностей грунтов в их основании согласно упомянутому в п. 5.2.16 ТКП 45-5.01-254–2012 [120]. В частности, в нем указано, что значение предельного сопротивления основания F_u для свай следует принимать на одну ступень меньше, вдавливающей нагрузки достигнутой при величине, когда без ее увеличения происходит непрерывное возрастание осадки $S \leq 20$ мм (заметим, что даже не 40 мм, как требует СТБ 2242–2011 [152]). Однако при таком критерии определения величины F_u погрешность будет зависеть от числа ступеней испытательных вдавливающих усилий и тем больше, чем меньше это число, которое не стабильно и зависит от изменчивости сопротивлений грунтов, значения которых будут установлены только по завершении опыта. В остальных случаях за величину F_u следует принимать значение испытательной нагрузки, при котором испытываемая свая получит осадку S , мм, меньшую или равную $\zeta S_{u,mt}$ ($S_{u,mt}$ – предельное значение средней осадки фундамента проектируемого сооружения, мм, определяемого по заданию на проектирование или согласно приложению в ТКП 45-5.01-254–2012 [120]; ζ – коэффициент перехода от предельного значения средней осадки $S_{u,mt}$, мм, к ее величине, при которой испытательная вдавливающая нагрузка P принимается за величину F_u . Значение ζ принимается равным от 0,5 до 0,2 в зависимости от уровней ответственности зданий и категорий сложности оснований).

Рассмотрим некоторое **противоречие**, которое обнаруживается в Приложении В в значениях **предельных** осадок $S_{u,mt}$. Проанализируем это на графиках (рис. 1.37) зависимостей $S = f(P)$ для испытанных свай № 6 и № 79 различной кривизны под многоэтажные здания с полным железобетонным каркасом при его $S_{u,mt} = 8$ см, и с несущими стенами из кирпичной армируемой кладки при $S_{u,mt} = 15$ см.

Согласно ТКП 45-5.01-254–2012 [120] при коэффициенте $\zeta = 0,2$ у сваи № 6 для первого здания при осадке $80 \cdot 0,2 = 16$ мм несущая способность основания $F_u = 460$ кН, а допускаемая вдавливающая нагрузка N при коэффициенте надежности испытаний $\gamma_k = 1,2$ будет равна 383,3 кН, вызывая осадку 12,7 мм. При этом у этой же сваи № 6 для второго здания при осадке $150 \cdot 0,2 = 30$ мм несущая способность основания $F_u = 680$ кН, а $N = 566,7$ кН, вызывая осадку 22,2 мм. При достигнутом испытательном усилии вдавливания $P = 800$ кН у первого здания с допускаемой на сваю нагрузкой $N = 383,3$ кН обеспечивается запас прочности в **2,09** раза, а у второго здания при $N = 566,7$ кН уже только в **1,41** раза (различае 1,48 раза).

Для сваи № 79 обоих зданий получаем иные значения F_u и N соответственно: для первого здания $F_u = 825$ кН, $N = 687,5$ кН (при $s = 8,2$ мм), для второго $F_u = 930$ кН, $N = 775$ кН (при $s = 12,5$ мм). Тогда при $P = 1000$ кН и $N = 687,5$ кН у первого здания имеем запас прочности в **1,45** раза, а у второго при $N = 775$ кН в **1,29** раза (различае 1,12 раза).

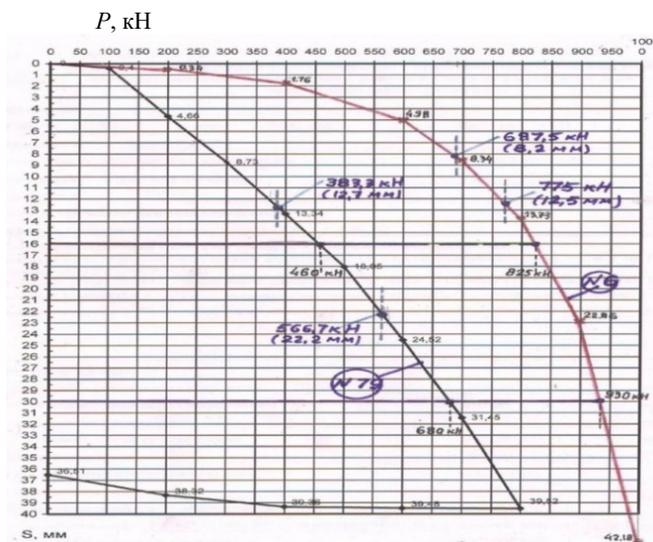


Рис. 1.37. Графики зависимостей $s = f(P)$ для испытанных свай конической № 6 глубиной 2,7 м при диаметрах вверху 0,8 м и внизу 0,34 м с погружением в песок средней прочности и цилиндрической № 79 глубиной 6 м диаметром 0,63 м с погружением в суглинок средней прочности

Таким образом, возникает необходимость совершенствования статических испытаний свай и соответствующих предписаний за счет раздельной фиксации в их основании сопротивлений грунтов сжатию под нижними концами и вдоль боковых поверхностей стволов. Более точные сведения можно получать с помощью специальных конструкций инвентарных опытных свай при раздельной фиксации распределения сопротивлений грунтовых слоев.

Наличие дополнительно необходимых графиков зондирования по глубине выработок позволяло бы более точно оценивать несущую способность оснований свай по сопротивлениям под конусом зонда и вдоль боковой поверхности муфты трения в сопоставлении с результатами статических испытаний. Это способствовало бы созданию банка данных для уточнения существующих в национальных нормах табличных данных о сопротивлениях соответствующих региональных грунтов при разных их состояниях по плотности сложения и влажности по глубинам. Результатом были бы табличные значения сопротивлений на сдвиг и сжатие грунтов оснований свай в зависимости от особенностей технологии изготовления свай.

1.5. Выводы по главе 1

Анализ экспериментальных и теоретических исследований прочности грунтов, методов расчета оснований свай, а также опыт ГГК по их проектированию показали, что для эффективного внедрения в практику строительства современных свайных технологий необходимо детальное изучение НДС грунта на контакте ствола и под ее пятой в процессе изготовления и последующего нагружения свай. В такой постановке задачи несущую способность оснований свай можно прогнозировать с использованием инженерных или численных методов, расчетной грунтовой модели и ее основных параметров, отражающих реальные процессы поведения грунта в условиях стесненного сдвига.

Целью исследований являются оптимизация и внедрение в практику строительства в Республике Беларусь современных геотехнических технологий, методов расчета несущей способности оснований свай с учетом дилатантной теории прочности грунтов, корректировка национальных строительных норм Республики Беларусь и внутренних стандартов ГГК.

Для достижения цели необходимо:

1. Разработать расчетную модель дилатирующего грунта и обосновать ее параметры для определения несущей способности оснований свай в дилатирующих грунтах.

2. Обосновать условие прочности несвязного грунта при стесненном сдвиге с учетом проявления дополнительных нормальных дилатантных напряжений, установить зависимость величин данных напряжений от значений начального напряженного состояния грунта, плотности и крупности его частиц, отпора со стороны неподвижного массива, геометрических размеров ствола свай.

3. Провести натурные эксперименты по устройству и натурным испытаниям свай, выполненных с использованием различных современных технологий. Внедрить новые методы контроля сплошности стволов и несущей способности свай, провести сравнение результатов полевых испытаний свай с данными расчета численным и аналитическим методами согласно принятой расчетной грунтовой модели.

4. Разработать рекомендации для практического применения современных технологий изготовления свай, принципов повышения удельной несущей способности их оснований, методик испытаний и контроля качества свай, оптимизирования применяемых бурового оборудования, оснастки и инструмента.

5. Внедрить теоретические и экспериментальные решения в практику строительства и учебный процесс в Республике Беларусь.

Г Л А В А 2

ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ МЕХАНИЗМА СДВИГА И ПАРАМЕТРОВ ПРОЧНОСТИ НЕСВЯЗНОГО ГРУНТА ПРИМЕНИТЕЛЬНО К РАСЧЕТУ СВАЙ

2.1. Общие положения

Определение прочности грунта является частной задачей теории предельного равновесия. Предельному равновесию грунта соответствует такое напряженное состояние, при котором малейшее его изменение вызывает нарушение равновесия и появление необратимых и незатухающих деформаций сдвига. Напряженное состояние несвязного грунта в состоянии предельного равновесия определяется соотношением касательных и нормальных (закон Кулона) либо главных напряжений (теория прочности Мора) на момент разрушения:

$$\tau_u = \sigma_u \operatorname{tg} \varphi, \quad (2.1)$$

$$\frac{\sigma_{01} - \sigma_{03}}{\sigma_{01} + \sigma_{03}} = \sin \varphi. \quad (2.2)$$

Зависимость Кулона – Мора для несвязного грунта (рис. 2.1) определяет его условие прочности в данных соотношениях при традиционных методиках испытаний, т. е. в условиях свободного дилатирования образца грунта при сдвиге. При этом нами различаются два механизма разрушения грунта при нагружении фундаментных конструкций: свободный и стесненный. Первый механизм моделируется при традиционных методах испытаний грунтов на сдвиг в условиях свободного дилатирования (когда в плоскости сдвига грунтовые фракции имеют возможность сравнительно беспрепятственно разворачиваться и раздвигать межные с ними частицы в стороны от этой плоскости) при постоянстве нормального давления

и проявляется при нагружении, например, фундаментов мелкого заложения. Второй механизм может моделироваться испытаниями грунтов на сдвиг в условиях стесненного дилатирования (когда развороту грунтовых фракций в плоскости сдвига препятствует сложность раздвига смежных частиц, которые избыточно обжаты и спрессованы нормально приложенными к ним давлениями) и требует детального изучения. Подобное «стеснение» условий сдвига наиболее характерно, например, для грунтов околоскважинного пространства сваи при их нагружении.

Изучение напряженного состояния грунта в состоянии предельного равновесия при стесненном сдвиге, соотношений изменяемых касательных и нормальных, а также главных напряжений на момент разрушения в зависимостях Кулона – Мора (2.1) и (2.2) являлось целью наших исследований.

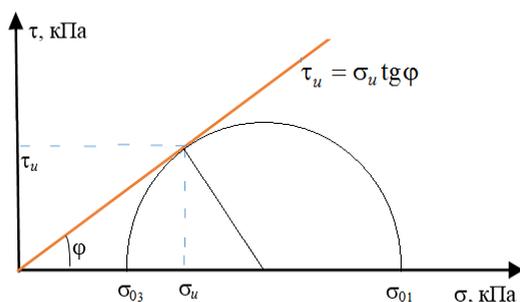


Рис. 2.1. Зависимость Кулона – Мора для несвязного грунта в условиях свободного дилатирования при сдвиге

Для описания механизма сдвига несвязного грунта по контакту со сваями была разработана упругопластическая дилатантная модель грунта, учитывающая фактор его стесненного разрушения. Модель была положена в основу запатентованных приборов и методик исследований грунтов на стесненный сдвиг [77, 78]. Экспериментальные данные испытаний грунтов, полученные на этих приборах, после их математической обработки с применением метода искусственных нейронных сетей использовались для калибровки параметров упругопластической дилатантной грунтовой модели, разработки инженерного и численного методов расчета несущей способности свай.

шей способности оснований свай. Модель учитывает влияние степени ограничения дилатансии при сдвиге на изменение напряженного состояния и условий разрушения грунта, а ее частным случаем является условие свободной дилатансии без подобного влияния.

2.2. Упругопластическая дилатантная модель несвязного грунта и ее расчетные параметры

Для геотехнических расчетов несущей способности свайных оснований с использованием инженерных и численных методов наиболее часто применяются различные модели грунтов, основными из которых являются: линейная, нелинейная упругопластическая Кулона – Мора, модернизированная нелинейная упругопластическая Кулона – Мора, нелинейная упругопластическая с упрочнением грунта (англ., Hardening Soil), нелинейная упругопластическая Кем–Клей и др. Для проектировщиков при проведении расчетов основополагающим является корректный выбор расчетной модели грунта и ее параметров.

Возникает вопрос о том, использовать простую модель с известными параметрами или применять более сложную, но с рядом параметров, требующих дополнительного определения. Наиболее часто используется упругопластическая модель Кулона – Мора, которая включает пять расчетных параметров, определяемых по данным инженерно-геологических изысканий: модуль деформации E (модуль упругости E_e), коэффициент Пуассона ν , удельный вес γ , сцепление c и угол внутреннего трения ϕ грунта. В модифицированной версии данной модели вводят дополнительный параметр – угол дилатансии ψ , учитывающий влияние объемных деформаций на напряженное состояние при разрушении, т. е. дилатансию за счет некоторого изменения соотношения касательных и нормальных напряжений. Такой учет, на наш взгляд, является весьма спорным, так как он косвенно может учитывать данные изменения лишь в определенном диапазоне внешней нагрузки.

Предлагаемая упругопластическая дилатантная модель грунта учитывает влияние объемных деформаций (дилатансии) на напряженное состояние при сдвиге введением дополнительного параметра прочности – дилатантной составляющей сдвига τ_d , как дополни-

тельного резерва прочности грунта, вследствие проявления дополнительных нормальных дилатантных напряжений σ_d при сдвиге.

Модель условно подразделяется нами на механическую и расчетную. Механическая модель схематично описывает механизм и схему стесненного сдвига, условные параметры моделируемых зон пластических и упругих деформаций, а также соответствующих напряжений в грунте. Расчетная модель грунта, неразрывно связанная с механической, определяет расчетные параметры грунта применительно к определению несущей способности оснований свай на основе экспериментальных данных сдвиговых испытаний.

2.2.1. Механическая модель сдвига дилатирующего несвязного грунта

Для описания модели введены следующие понятия и определения:

– **дилатансия и контракция, т. е.** изменение объема сдвигаемой зоны грунта при ее разрушении (сдвиге). Дилатансия – увеличение объема грунта за счет разворота частиц сдвигаемой плоскости и передачи ими распора на смежные фракции массива по обеим сторонам этой поверхности. Контракция – уменьшение объема грунта за счет разворота частиц поверхности сдвига и возникновения зазоров по их контактам;

– **массив, т. е.** область, в которой не происходят изменения начальной структуры скелета грунта, а имеет место упругое сжатие или разгрузка, вызванные дилатансией или контракцией зоны сдвига соответственно;

– **дилатантные и контракционные деформации** разрыхления или уплотнения, т. е. объемные деформации зоны сдвига, происходящие при нагружении грунта в случае дилатансии или контракции соответственно;

– **дилатантные и контракционные напряжения** распора или разгрузки, т. е. нормальные давления на поверхности сдвига грунта, передаваемые массивами по обеим ее сторонам вследствие дилатансии или контракции соответственно.

Использование современных геотехнических технологий при устройстве свай предусматривает активное их воздействие на грунт околоскважинного пространства с целью обеспечения фактора

стесненности сдвига и возможности проявления исключительно **дилатансии**, являющейся основным резервом прочности грунта. Исходя из этого, наши исследования связаны с изучением природы и величин **дилатантных** нормальных напряжений распора и соответствующих деформаций.

Механическая модель сдвига несвязного грунта в условиях стесненной дилатансии представлена на рис. 2.2.

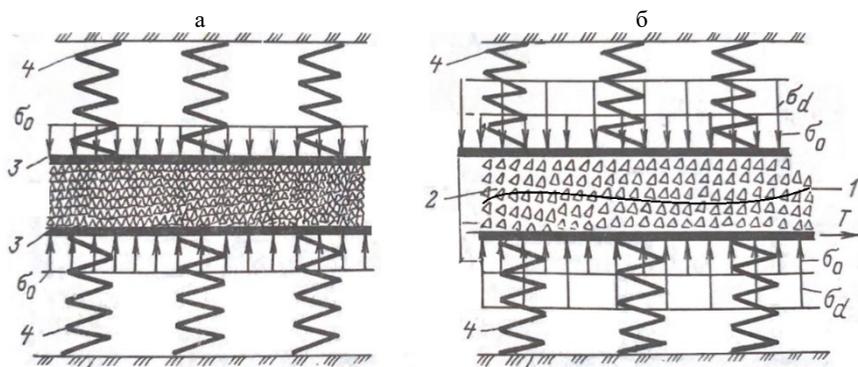


Рис. 2.2. Механическая модель сдвига несвязного грунта в условиях стесненной дилатансии:

- а – начальное напряженно-деформированное состояние грунта до сдвига;
- б – напряженно-деформированное состояние грунта при сдвиге;
- 1 – плоскость сдвига; 2 – дилатирующий слой грунта; 3 – границы слоя сдвига, моделируемые штампами; 4 – массив грунта, не участвующий в сдвиге и моделируемый пружинами заданной жесткости

Схематично данная модель представлена такими элементами, как:

- 1) шары определенного размера, моделирующие скелет (частицы) грунта в области сдвига, подверженного дилатантному разрушению (позиция 2);
- 2) жесткие штампы, моделирующие границу пластической области сдвига и упругой области массива грунта (позиция 3);
- 3) пружины, моделирующие упругую реакцию массива грунта на соответствующие дилатантные деформации области сдвига (позиция 4).

Начальное напряженное состояние в плоскости предполагаемого сдвига определено исходными начальными нормальными напряжениями σ_0 (рис. 2.2, а), передающимися посредством упругих пружин.

жин, которые моделируют массив с коэффициентом жесткости K . Рис. 2.2, б отражает состояние предельного равновесия несвязного грунта в случае стесненной дилатансии.

Дилатансия заключается в расклинивании и разрыхлении частиц грунта с их взаимным поворотом и расширением сдвигаемой полосы на величину дилатантных перемещений δ_d , чему противодействует массив грунта, испытывающий упругое сжатие. При этом возникают нормальные напряжения дилатантного распора σ_d в дополнение к имевшимся начальным нормальным напряжениям σ_0 . Общее нормальное давление в плоскости разрушения в состоянии предельного равновесия составит:

$$\sigma_n = \sigma_0 + \sigma_d, \quad (2.3)$$

а соответствующее предельное сопротивление сдвигу:

$$\tau_u = (\sigma_0 + \sigma_d)\operatorname{tg}\varphi, \quad (2.4)$$

где φ – угол внутреннего трения грунта.

Модель разделяет две области: пластическую (зона сдвига, где происходит дилатансия), и упругую (массив, где проявляются упругие деформации без изменения начальной структуры скелета грунта).

Отметим, что разделение границ пластической и упругой областей в состоянии предельного равновесия грунта является условным, поскольку он на данной границе может испытывать проявление как местных деформаций разуплотнения или уплотнения от дилатансии в зоне сдвига, так и упругих деформаций сжатия в массиве.

Модель основана на следующих положениях:

1. Разрушение грунта при сдвиге локализовано в области ограниченной толщины.
2. Дилатансия сдвига вызывает упругий отпор массива грунта, зависящий от его плотности и гранулометрического состава, начального напряженного состояния.

Уравнения для описания упругого поведения массива грунта записываются в виде обобщенного закон Гука при модуле упругости

массива E_e , зависящем от плотности и напряженного состояния грунта, либо при коэффициенте жесткости K , отражающем пропорциональность между значениями дилатантных напряжений и соответствующих им деформаций:

$$K = \frac{\sigma_d}{\delta_d}. \quad (2.5)$$

Значение коэффициента жесткости массива K зависит не только от вида грунта, его плотности, начального напряженного состояния, но и от площади и формы загружаемой поверхности. В случае решения осесимметричной задачи применительно к расчету свай он связан со значением модуля упругости массива E_e соотношением Ляме

$$E_e = (1 + \nu)rK = (1 + \nu)r \frac{\sigma_d}{\delta_d}, \quad (2.6)$$

где ν – коэффициент Пуассона грунта;

r – радиус сдвигаемой поверхности.

Расчеты прочности грунта в рамках предлагаемой модели предполагают и соответствующие перемещения δ_d для несвязного грунта заданной плотности и гранулометрического состава при определенном коэффициенте жесткости массива K во всем диапазоне изменения начальных нормальных напряжений σ_o . При этом дилатантные напряжения и деформации в уравнении (2.6), сопутствующие сжатию массива при дилатансии, соответствуют расширению зоны сдвига и по своему направлению нормальны к условной границе между областями пластических деформаций разрушения и упругих деформаций в массиве.

С учетом выражения (2.6) в состоянии предельного равновесия получаем:

– общее нормальное давление в плоскости разрушения:

$$\sigma_u = \sigma_o + K\delta_d = \sigma_o + \frac{E_e}{(1 + \nu)r} \delta_d, \quad (2.7)$$

– предельное сопротивление сдвигу

$$\tau_u = (\sigma_o + K\delta_d)\operatorname{tg}\varphi = \left(\sigma_o + \frac{E_e}{(1+\nu)r} \delta_d \right) \operatorname{tg}\varphi. \quad (2.8)$$

В механической модели длина пружин, имитирующих упругую деформацию массива грунта, соответствует толщине активной зоны проявления дилатантных напряжений σ_d при разрушении зоны сдвига. Данная толщина зависит от площади сдвигаемой поверхности, величина которой в выражении (2.8) определена радиусом сдвигаемой поверхности r . Исходя из выражений (2.7) и (2.8) одна и та же дилатантная деформация δ_d способна вызвать различное изменение общего нормального давления при заданном радиусе сдвига.

Частным случаем стесненного разрушения грунта является условие свободного дилатирования, когда соответствующие дилатантные напряжения δ_d при $K \rightarrow 0$ равны нулю. Выражения (2.8) приобретают традиционный вид закона Кулона, соответствующий выражению (2.1).

Остановимся более подробно на жесткости пружин, моделирующих коэффициент жесткости K массива грунта. Возможны три случая условий сдвига грунта:

1. Сдвиг происходит по контакту массива грунта с телом ограниченной жесткости (например, массив грунта – тело щебенистой свай), т. е. по контакту материалов с различными коэффициентами жесткости $K_1 = K_2$. Дилатансия зоны сдвига вызовет нормальные дилатантные напряжения σ_d и соответствующие дилатантные перемещения $\delta_d = \delta_{d1} + \delta_{d2}$, где $\delta_{d1} = \sigma_d / K_1$ и $\delta_{d2} = \sigma_d / K_2$ – дилатантные перемещения в материалах с коэффициентами жесткости K_1 (ствол свай) K_2 (грунт) соответственно.

Приведенный коэффициент жесткости массива грунта на дилатансию зоны сдвига:

$$K_{\text{пр}} = \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2}. \quad (2.9)$$

Соответствующие общее нормальное давление и предельное сопротивление сдвигу в плоскости разрушения в состоянии предельного равновесия:

$$\sigma_u = \sigma_o + K_{\text{пр}}\delta_d = \sigma_o + K_1K_2 / (K_1 + K_2);$$

$$\tau_u = (\sigma_o + K_{\text{пр}}\delta_d) \text{tg}\varphi = (\sigma_o + K_1K_2 / (K_1 + K_2))\delta_d \text{tg}\varphi. \quad (2.10)$$

2. Сдвиг происходит в однородном массиве грунта (например, по боковой поверхности цилиндра распора под пятой сваи) с коэффициентом жесткости $K = K_1 = K_2$. Подставляя данные значения в формулу (2.9), получаем приведенный коэффициент жесткости массива на дилатансию зоны сдвига

$$K_{\text{пр}} = K / 2. \quad (2.11)$$

Соответствующие общее нормальное давление и предельное сопротивление сдвигу в плоскости разрушения в состоянии предельного равновесия:

$$\sigma_u = \sigma_o + K_{\text{пр}}\delta_d = \sigma_o + K\delta_d / 2 = \sigma_o + \frac{E_e}{2(1+\nu)r} \delta_d;$$

$$\begin{aligned} \tau_u &= (\sigma_o + K_{\text{пр}}\delta_d) \text{tg}\varphi = (\sigma_o + K\delta_d / 2) \text{tg}\varphi = \\ &= \left(\sigma_o + \frac{E_e}{2(1+\nu)r} \delta_d \right) \text{tg}\varphi. \end{aligned} \quad (2.12)$$

3. Сдвиг происходит по жесткой контактной поверхности (например, железобетонной свае) с коэффициентом жесткости $K_1 \rightarrow \infty$ и массивом грунта с коэффициентом жесткости K_2 . Подставляя данные значения в формулу (2.10), получаем приведенный коэффициент жесткости массива на дилатансию зоны сдвига:

$$K_{\text{пр}} = K_2. \quad (2.13)$$

Соответствующие общее нормальное давление и предельное сопротивление сдвигу в плоскости разрушения в состоянии предельного равновесия:

$$\begin{aligned}\sigma_u &= \sigma_o + K_{\text{пр}}\delta_d = \sigma_o + K_2\delta_d = \sigma_o + \frac{E_e}{2(1+\nu)r}\delta_d; \\ \tau_u &= (\sigma_o + K_{\text{пр}}\delta_d)\text{tg}\varphi = (\sigma_o + K\delta_d)\text{tg}\varphi = \\ &= \left(\sigma_o + \frac{E_e}{(1+\nu)r}\delta_d \right)\text{tg}\varphi.\end{aligned}\tag{2.14}$$

Если контактная поверхность испытывает поперечное сжатие, то значение δ_d в выражениях (2.10), (2.12), (2.14) определяет поперечные деформации утолщения сдвигаемого тела и должно учитываться со знаком плюс. В случае, когда контактное тело испытывает растяжение и утоньшается, то они принимаются со знаком минус. Собственные деформации сдвигаемого тела необходимо учитывать в случае находящихся в грунте конструкций, подвергаемых при нагружении поперечным сжатию с распором (сваи малого диаметра и др.) и растяжению (анкеры, микросваи, армирующие грунт элементы).

2.2.2. Расчетная модель дилатирующего несвязного грунта

Расчетная упругопластическая дилатантная модель несвязного грунта базируется на законе Гука и условии прочности Кулона – Мора согласно зависимостям (2.1) и (2.2) соответственно. Влияние дилатансии на прочность грунта учитывается введением его дополнительного параметра – дилатантной связности $\tau_d = \sigma_d\text{tg}\varphi$, являющейся добавочным сопротивлением грунта из-за проявления нормальных дилатантных напряжений σ_d при сдвиге.

Рассмотрение возможностей модели позволяет сделать некоторые предварительные заключения о факторах, влияющих на прочность несвязного грунта в условиях стесненного разрушения, применительно к расчету несущей способности оснований свай: это начальное напряженное состояние на контуре сваи до их нагруже-

ния (σ_0 – нормальное давление), прочностные характеристики грунта – угол внутреннего трения (φ) и его дилатантная связность (τ_d), как функция гранулометрического состава (d_{50} – действующий диаметр частиц), плотности (e_0 – коэффициент пористости) и деформационных свойств массива несвязного грунта (K – коэффициент жесткости), т. е.

$$\tau_u = f(\sigma_0, \varphi, \tau_d), \tau_d = f(d_{50}, e_0, \varphi, K, \sigma_0). \quad (2.15)$$

2.3. Реализация упругопластической модели дилатирующего несвязного грунта в лабораторных условиях

Экспериментально установлено, что отношения сопротивлений грунтов сдвигу по боковым поверхностям свай к нормальным составляющим природным давлений грунта на соответствующих глубинах их заделки не соответствуют получаемым при традиционных схемах испытаний на прямой срез, вращательный сдвиг или пенетрацию.

Традиционные методики испытаний грунтов на сдвиг не позволяют получать их сопротивления по контакту со сваей в условиях стесненной дилатансии.

Проведенные лабораторные исследования были направлены на изучение характера деформируемости несвязных грунтов при сдвиге и определение значений их сопротивления сдвигу в зависимости от начальной плотности, гранулометрического состава, начального нормального давления, условий стесненной дилатансии.

Для решения поставленной задачи в лабораторных опытах использовалось следующее оборудование:

- прибор плоского сдвига ВСВ-25 конструкции Гидропроекта [57];
- прибор вращательного сдвига конструкции М. И. Никитенко – Д. Ю. Соболевского [39];
- дилатометрические приборы прямого и контактного сдвига конструкции Д. Ю. Соболевского – О. В. Попова [71, 78].

Статические испытания натуральных опытных свай служили проверкой соответствия несущей способности их оснований данным лабораторных экспериментов.

Для изучения механизма сдвига в лабораторных условиях были использованы крупный, средней крупности, мелкий и пылеватый пески. Физико-механические характеристики исследуемых песков, соответствие гранулометрического состава которых выполнялось просеиванием природного грунта, согласно [92–94], представлены в табл. 2.1.

Таблица 2.1

Физико-механические характеристики исследуемых песков

Песок	Средний диаметр частиц песка d_{50} , мм	Влажность песка W , %	Удельный вес песка γ , мн/м ³	Коэффициент пористости песка e_0	Степень плотности песка J_a	Сцепление песка C , МПа	Угол внутреннего трения песка φ , град
1	2	3	4	5	6	7	8
Крупный	1,50	5	0,0154	0,80	0	0	35,2
			0,0175	0,69	0,30		40,4
			0,0180	0,60	0,60		40,7
			0,0185	0,50	0,80		41,0
			0,195	0,43	1,00		44,1
Средней крупности	0,50	5	0,0164	0,70	0,30	0	34,0
			0,0175	0,59	0,60		35,3
			0,0183	0,52	0,80		36,0
			0,0192	0,43	1,00		38,0
Мелкий	0,25	5	0,0164	0,70	0,30	0	34,0
			0,0175	0,59	0,60		34,0
			0,0183	0,52	0,80		35,0
			0,0192	0,43	1,00	0,0031	34,5
Пылеватый	0,10	5	0,0199	0,40	1,00	0,0065	34,0

Гранулометрические кривые этих песков, построенные по данным анализа ситовым методом, представлены на рис. 2.3 и обозначены цифрами 1, 2, 3, 4 соответственно. Пески имели неоднородный состав при значениях среднего диаметра частиц d_{50} , равных 1,50; 0,50; 0,25 и 0,10 мм соответственно. Прочностные свойства песков определялись согласно методике испытаний [95] на серийном приборе плоского сдвига ВСВ-25 конструкции Гидропроекта [57].

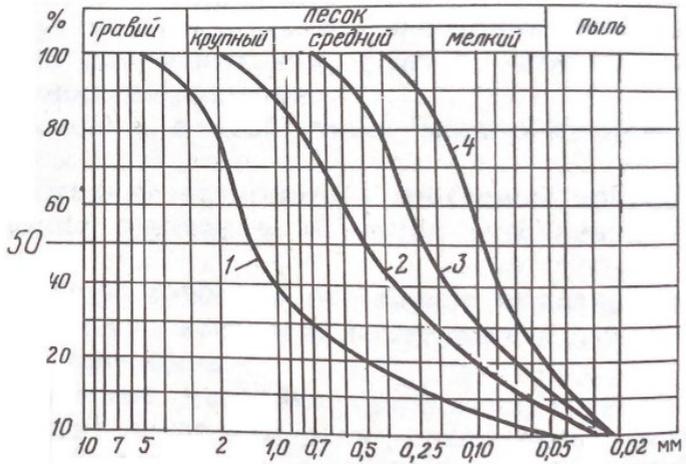


Рис. 2.3. Гранулометрические кривые исследованных песков: 1 – песок крупный; 2 – средней крупности; 3 – мелкий; 4 – пылеватый

2.3.1. Прибор вращательного сдвига конструкции М. И. Никитенко – Д. Ю. Соболевского

Прибор вращательного сдвига конструкции М. И. Никитенко – Д. Ю. Соболевского [39] предназначен для определения значений сопротивления грунта сдвигу по боковой поверхности фрагментов цилиндрических стволов свай, в том числе инъекционных, в зависимости от параметров инъекции и вида грунта, начального давления по боковой поверхности ствола сваи, их диаметра. В большей степени в приборе моделируется технология изготовления инъекционных свай, в том числе типа ТИТАН (параграф 1.2.9).

Вид прибора в плане и в разрезе представлен на рис. 2.4.

Прибор состоит из цилиндрической емкости и крышки, соединение которых осуществляется болтами. В центре емкости выполнены соосные отверстия с уплотнителями, в которые вставляется иньектор. Между корпусом емкости и крышкой размещена резиновая уплотнительная прокладка, а иньектор с лопастями имеет продольный сквозной канал, снабженный внутренней резьбой по концам для присоединения растворонасоса с одной стороны и заглушки с другой.

Перед испытанием емкость прибора заполняется исследуемым песком требуемого гранулометрического состава и уплотняется до заданной плотности, а создаваемая посредством обсадного кольца с центратором цилиндрическая полость вокруг иньектора служит для формирования фрагмента сваи нагнетанием раствора. Для моделирования давления обжатия фрагмента сваи или анкера грунтом по внутреннему периметру емкости укладывались резиновые камеры с последующей закачкой в них воздуха до требуемого давления, контролируемого манометром.

Была принята следующая методика проведения опытов на приборе вращательного сдвига. Емкость устанавливалась в горизонтальное положение и по ее внутреннему диаметру укладывались резиновые камеры. После установки обсадного кольца требуемого диаметра пространство между ним и камерами заполняли грунтом с его уплотнением и увлажнением до принятого в опыте состояния. После планировки поверхности грунта под уровень крышки обсадное кольцо извлекали и в образованную полость вставляли иньектор, а полость заливали цементным раствором. На поверхность грунта укладывали антифрикционные пленки и уплотнительные прокладки, после чего прибор накрывали крышкой. В случае опытов с закачкой раствора (аналог технологии «ТИТАН» – параграф 1.2.9) к иньектору присоединяли растворонасос с мерным сосудом. Давление иньекции контролировалось манометром.

Раствор под давлением расширял резиновые манжеты на иньекторе и проникал в заранее залитое цементным раствором тело, увеличивая его диаметр. После завершения закачки раствора из нижнего конца канала вывинчивалась заглушка, а иньектор промывался водой.

Испытание на сдвиг производилось после набора прочности цементным камнем. Перед испытанием в резиновые камеры при помощи насоса закачивался воздух под напором, имитирующим природное давление грунта на уровне устройства сваи или анкера, затем прибор переворачивался в вертикальное положение и к обоим торцам иньектора присоединялись рычаги с грузовыми площадками. В процессе сдвигового испытания по весу устанавливаемых на грузовые площадки гирь определялась величина крутящего момента при повороте цементного тела относительно грунта. Соответствующие перемещения измеряли двумя прогибомерами с точно-

стью 0,001 мм. Испытания проводились до срыва сил трения по контакту «ствол сваи (корень анкера) – грунт», при котором происходил незатухающий поворот вращающих рычагов. Для пересчета предельного сопротивления грунта сдвигу по известным зависимостям величина крутящего момента принималась по последней стабилизировавшейся ступени нагрузки.

Для формирования цилиндрического фрагмента ствола сваи или корня анкера использовали раствор на портландцементе марки М500 с водоцементным отношением, равным 0,5, приготовленный в электрическом смесителе (аналогично комплексу «МЕТАХ» по технологии «ТИТАН» – параграф 1.2.9).

Опыты были выполнены для изучения влияния начальной плотности несвязного грунта, стесненных условий его разрушения при сдвиге, давления обжатия и диаметра фрагмента ствола сваи или корня анкера. Опыты проводили с маловлажным крупным песком при начальной плотности $\rho = 1,54; 1,65; 1,74 \text{ т/м}^3$ (коэффициенты пористости $e_0 = 0,80; 0,69; 0,60$ соответственно). Физико-механические свойства песка представлены в табл. 2.1, а его гранулометрический состав отражает кривая 1 на рис. 2.3. Испытания проводили при начальных диаметрах обсадных колец 69 и 112 мм. Опыты в песке с начальной плотностью $\rho = 1,74 \text{ т/м}^3$ ($e_0 = 0,60$) выполняли с моделированием природного давления обжатия грунтом ствола сваи или корня анкера.

Обработку опытных данных осуществляли построением графиков зависимостей «предельное сопротивление грунта сдвигу – давление обжатия», «предельное сопротивление грунта сдвигу – перемещение» в абсолютных и относительных координатах. В последнем случае по их осям откладывали отношения мобилизованных и предельных сопротивлений сдвигу и соответствующих им отношений перемещений.

2.3.2. Дилатометрический прибор прямого и контактного сдвига конструкции Д. Ю. Соболевского – О. В. Попова

Дилатометрический прибор прямого и контактного сдвига (ДПКС) конструкции Д. Ю. Соболевского – О. В. Попова (рис. 2.5, 2.6), защищенный авторскими свидетельствами [77, 78], предназначен для

определения сопротивления сдвигу грунтов в условиях стесненной дилатансии или контракции.

ДПКС включает станину с установочным винтом и откидными болтами, при помощи которых крепится панель с размещенными на ней стойками и прямоугольным отверстием для обоймы, которая крепится микрометрическими винтами с измерительными шкалами. На станине расположены роликовые опоры для перемещения каретки. Во выфрезерованной полости каретки 9 может быть размещен грунт либо металлическая пластина с наклеенными на ее поверхности частицами исследуемого песка заданной толщины (по аналогии с прибором ВСВ-25).

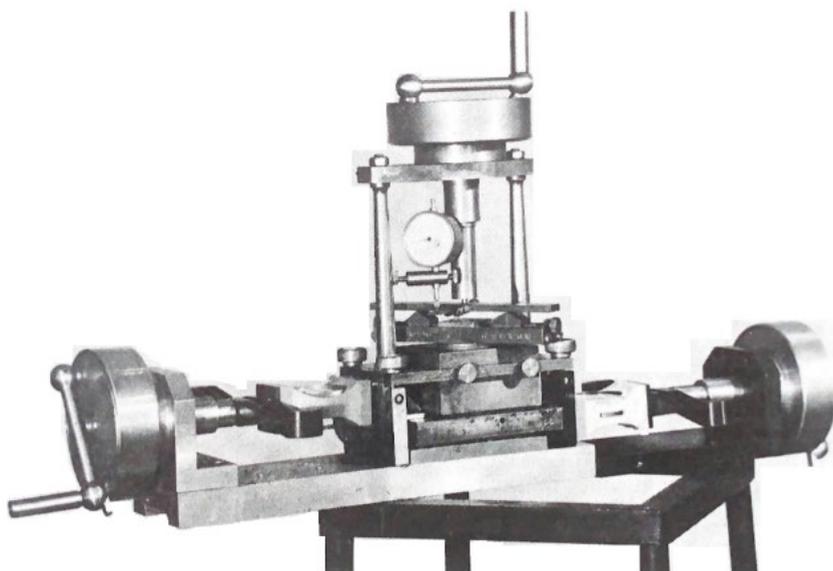


Рис. 2.5. Общий вид дилатометрического прибора прямого и контактного сдвига конструкции Д. Ю. Соболевского – О. В. Попова

Вертикальная нагрузка на образец песка прикладывается винтовым прессом на траверсе и передается через поршень с динамометрическим приспособлением из упругой балки 15 на двух призматических опорах 16 (рис. 2.6). Пролет между опорами меняется вращением регулировочных винтов 17. Величина вертикальной

нагрузки регулируется по показаниям индикатора 18, измеряющего прогиб балки 15 при заданном пролете между опорами 16.

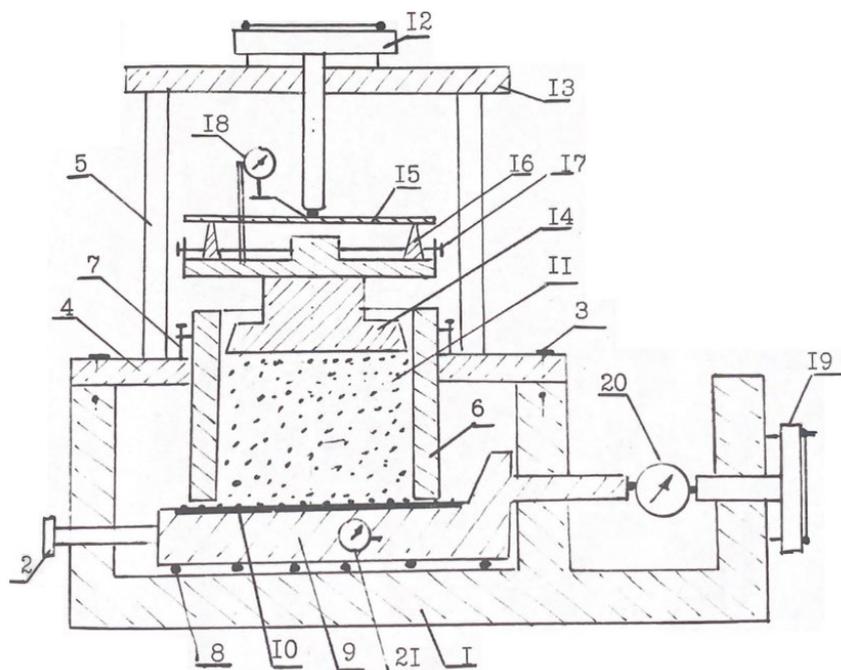


Рис. 2.6. Общий вид дилатометрического прибора контактного сдвига в разрезе:
 1 – станина; 2 – установочный винт; 3 – откидные болты; 4 – панель стоек;
 6 – обойм; 7 – микрометрические винты; 8 – роликовые опоры; 9 – каретка;
 10 – пластина с наклеенными частицами песка; 11 – образец песка;
 12 – винтовой пресс; 13 – траверса; 14 – поршень; 15 – упругая пластина;
 16 – призматические опоры; 17 – регулировочные винты; 18 – индикатор;
 19 – винтовой пресс; 20 – динамометр; 21 – индикатор

Сдвигающая нагрузка прикладывается к каретке винтовым прессом, закрепленным на станине, а величина нагрузки определяется по показаниям индикатора в динамометре. Горизонтальное перемещение каретки фиксируется по показаниям индикатора 21.

В опытах коэффициент жесткости массива грунта на дилатансию слоя сдвига моделировался посредством установки требуемого пролета между призматическими опорами при помощи регулировоч-

ных винтов с последующим приложением нормальной нагрузки к середине упругой балки 15 (рис. 2.6).

Зависимость коэффициента упругого отпора массива $K = C / A$, равного отношению жесткости динамометрического приспособления C (задается при регулировке требуемого пролета между призматическими опорами 16) к площади сдвигаемой поверхности ($A = 73 \text{ см}^2$) представлена на рис. 2.7.

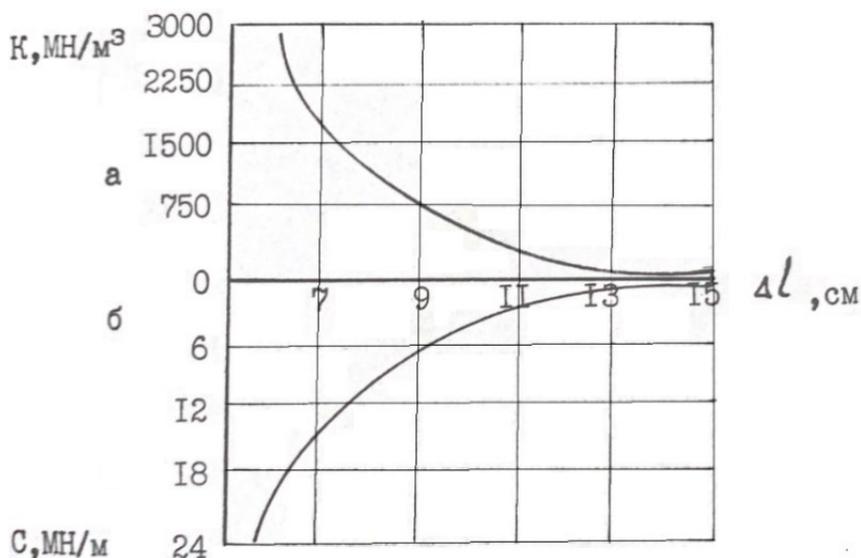


Рис. 2.7. Зависимости: а – коэффициента отпора массива K от значения пролета между призматическими опорами ΔL ; б – жесткости упругой балки C от значения пролета между призматическими опорами ΔL

Исследуемый несвязный грунт помещали в полости каретки в виде слоя определенной толщины или пластины с наклеенными на ее поверхности частицами песка. После установки обоймы в нее помещали исследуемый песок и уплотняли до требуемого состояния. Микрометрическими винтами между нижней поверхностью обоймы и плоскостью сдвига создавался зазор, равный 2–3 средним диаметрам d_{50} частиц песка. На поверхность песка помещался поршень 14 с динамометрическим приспособлением заданной жесткости. После установки упругой балки 15 на призматические опоры

16 к ее центру винтовым прессом 12 прикладывалось требуемое начальное давление σ_0 .

Сдвигающая нагрузка передавалась винтовым прессом ступеням, соответствующим перемещению каретки прибора на 0,5 мм. На каждой ступени нагружения определяли мобилизованное значение сопротивления грунта сдвигу τ_i по индикатору динамометра 20, дилатантные перемещения δ_i и дилатантные напряжения σ_{di} – по показанию индикатора 18. Сдвигающее усилие доводилось до предельного значения, при котором деформация сдвига не стабилизировалась. Это значение определялось по последней ступени нагружения с затуханием перемещений.

Опыты проводили с маловлажными песками крупным, средним, мелким и пылеватым при их начальной плотности $\rho = 1,54; 1,65; 1,74 \text{ т/м}^3$ (коэффициенты пористости $e_0 = 0,80; 0,69; 0,60$ соответственно) при разных значениях коэффициента упругого отпора массива K , моделируемого динамометрическим приспособлением. Физико-механические свойства песков представлены в табл. 2.1, а их гранулометрические составы – кривыми 1–4 на рис. 2.3.

2.4. Анализ экспериментов в приборе вращательного сдвига конструкции М. И. Никитенко – Д. Ю. Соболевского

Средние предельные значения сопротивления несвязного грунта сдвигу τ_u и сдвигового перемещения δ_u для фрагментов свай в зависимости от начального коэффициента пористости e_0 маловлажного крупного песка представлены в табл. 2.2.

Графики зависимостей «предельное сопротивление сдвигу (τ_u) – давление обжатия (σ_0)» для крупного песка с коэффициентом пористости $e_0 = 0,60$ при диаметрах фрагментов скважин 69 и 112 мм представлены на рис. 2.8. Кривые 1 и 2 описываются уравнениями, аналогичными зависимости Кулона для связных грунто $\tau_u = \tau_d + \sigma_0 \text{tg}\varphi$, где τ_d – это дилатантная составляющая сопротивления сдвигу, или дилатантная связность, т. е. дополнительное сопротивление сдвигу вследствие проявления нормальных дилатантных напряжений σ_d .

Средние значения предельных сопротивлений маловлажного крупного песка сдвигу (τ_u) и сдвиговым перемещениям δ_u для инъекционных фрагментов свай

Начальный коэффициент пористости, e_0	Давление обжатия фрагмента свай, σ_0 , кПа	Значения параметров сдвига крупного песка по контакту с фрагментами инъекционных свай при начальных диаметрах скважин для них			
		69 мм		112 мм	
		τ_u , кПа	δ_u , мм	τ_u , кПа	δ_u , мм
0,80	0	68	2,15	63	2,21
0,69	0	116	2,16	102	2,23
0,60	0	164	2,36	141	2,36
	50	203	2,25	171	2,41
	85	—	—	196	2,45
	100	217	2,62	—	—
	135	—	—	—	—
	180	—	—	—	—
	200	248	2,65	235	3,14

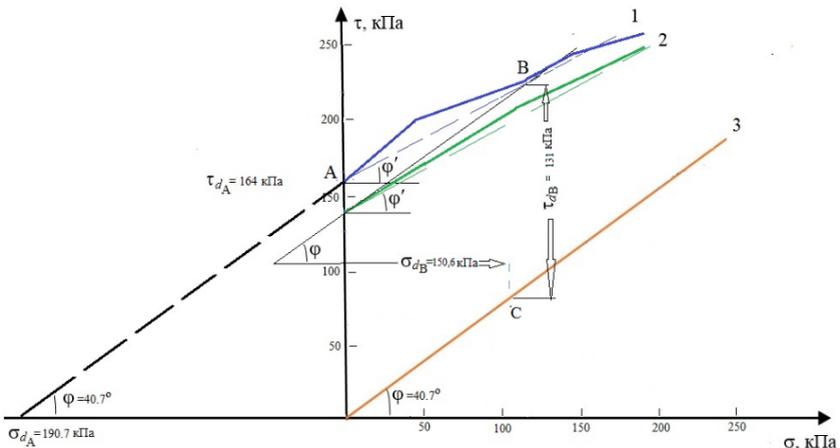


Рис. 2.8. Зависимости $\tau_u = f(\sigma_0)$ для фрагментов инъекционных свай в маловлажном крупном песке ($e_0 = 0,60$) при начальных диаметрах скважин: 1 – 69 мм; 2 – 112 мм; 3 – согласно традиционной схеме испытаний на прямой сдвиг

Зависимости «дилатантная связность грунта (τ_{d0}) – начальный коэффициент пористости грунта (e_0)» для фрагмента скважины диаметром 112 мм в крупном песке при нулевом значении начальных нормальных напряжений $\sigma_0 = 0$ представлены на рис. 2.9.

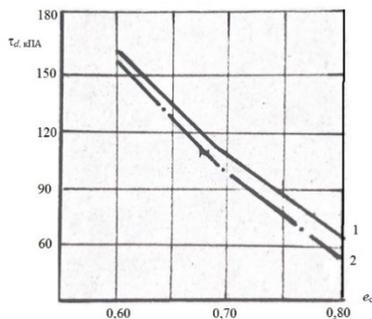


Рис. 2.9. Графики зависимости значений $\tau_d = f(e_0)$ при $\sigma_0 = 0$ для песка крупного: 1 – маловлажного; 2 – водонасыщенного

Представленные на рис. 2.8. зависимости свидетельствуют о том, что величина τ_u обуславливается преимущественно плотностью песка и условиями стесненного разрушения, а начальное давление обжатия σ_0 является показателем второго порядка при величинах $\sigma_0 = 50\text{--}150$ кПа. Линии 1 и 2 соответствуют зависимостям прочности несвязного грунта в условиях стесненного разрушения по предлагаемой методике испытаний, а линия 3 – прочности при прямом сдвиге по традиционной схеме испытаний. При полном отсутствии начального давления обжатия σ_0 (точка А) значение τ_d достигало 164 кПа для инъекционного фрагмента в маловлажном крупном песке с коэффициентом пористости $e_0 = 0,60$, т. е. дилатансия зоны сдвига в условиях стесненного разрушения вызывала на поверхности сдвигаемого фрагмента свои дополнительные нормальные напряжения дилатантного распора σ_d . Очевидно, что в данном случае значения этих напряжений σ_d при условии постоянства угла внутреннего сдвига $\varphi = 40,7^\circ$ можно определить как отношение $\tau_d / \text{tg}\varphi = 164 / \text{tg}40,7^\circ = 190,7$ кПа. Точка В соответствует предельному сопротивлению грунта сдвигу $\tau_u = 217$ кПа при заданном начальном нормальном давлении $\sigma_0 = 100$ кПа. При таком давле-

нии прирост сопротивления грунта сдвигу отражен на рис. 2.8 отрезком BC , равным $\tau_{dB} = \tau_u - \sigma_o \operatorname{tg}40,7^\circ = 131$ кПа. По аналогии вычисляем значения напряжений дилатантного распора при заданном начальном нормальном давлении $\sigma_{dB} = \tau_{dB} / \operatorname{tg}40,7 = 150,6$ кПа. Из результатов эксперимента следует, что с увеличением начального нормального давления обжатия σ_o значения напряжений дилатантного распора σ_d уменьшаются и при достижении заданного значения $\sigma_o = \sigma_{кр}$ будут равны нулю, т. е. дилатансия будет задавлена. Начальное нормальное давление в условиях стесненного разрушения при нулевом приращении напряжений дилатантного распора названо нами нижним критическим $\sigma_{кр,o}$.

Анализ рис. 2.9 свидетельствуют о значительном влиянии начальной плотности несвязного грунта на его предельное сопротивление стесненному сдвигу, которое даже при моделируемом нулевом начальном нормальном давлении на поверхности сваи составляет порядка 150 кПа для плотного песка ($e_o = 0,60$) и снижается по 60 кПа для песка менее плотного ($e_o = 0,80$). При этом кривые 1 и 2, представленные на рис. 2.8 и 2.9, указывают на некоторое снижение предельного сопротивления несвязного грунта сдвигу, а следовательно, и напряжений дилатантного распора с увеличением диаметра скважины.

На рис. 2.10–2.13 представлены зависимости «сопротивление несвязного грунта сдвигу τ_i – сдвиговое перемещение δ_i » в абсолютных и относительных координатах для заливных и инъекционных фрагментов в песках разной плотности. Установлено, что механизм разрушения плотных песков был более вязким по сравнению с рыхлыми. Выпуклость получаемых кривых в относительных координатах для рыхлых песков по сравнению с плотными свидетельствует о том, что незначительное увеличение нагрузки после мобилизации (60–70 % от предельного значения сопротивления грунта сдвигу) вызывает резкое нарастание перемещений с последующим «хрупким» разрушением.

Точки испытаний в плотных песках ложатся на график с незначительной кривизной и мобилизация 60–70 % сдвиговых напряжений приводит к плавному нарастанию перемещений с последующим «вязким» разрушением. Аналогичный вывод можно сделать и при экспериментах с моделированием давления обжатия фрагмента

свай, которые показывают, что с увеличением давления обжатия механизм разрушения становится более «вязким», что необходимо учитывать при назначении коэффициентов запаса при расчете несущей способности оснований свай. Сдвиговое перемещение 4–6 мм приводило к предельному сопротивлению сдвига по боковой поверхности фрагмента сваи.

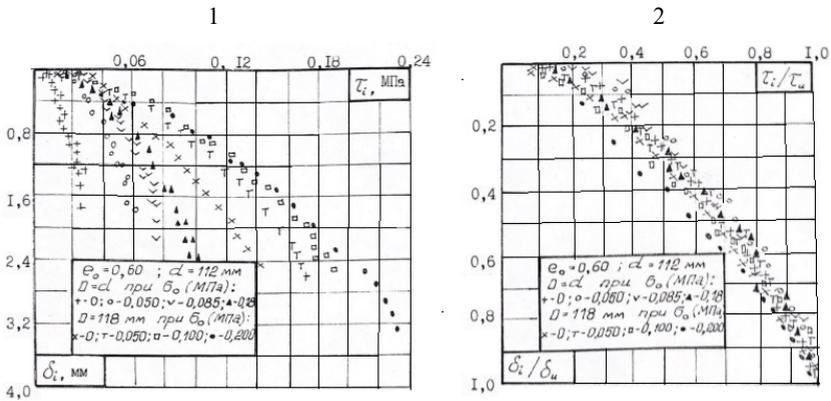


Рис. 2.10. Зависимости $\tau_i = f(\delta_i)$ для маловлажного крупного песка с коэффициентом пористости равным $e_0 = 0.60$:

1 – в абсолютных величинах; 2 – в относительных величинах

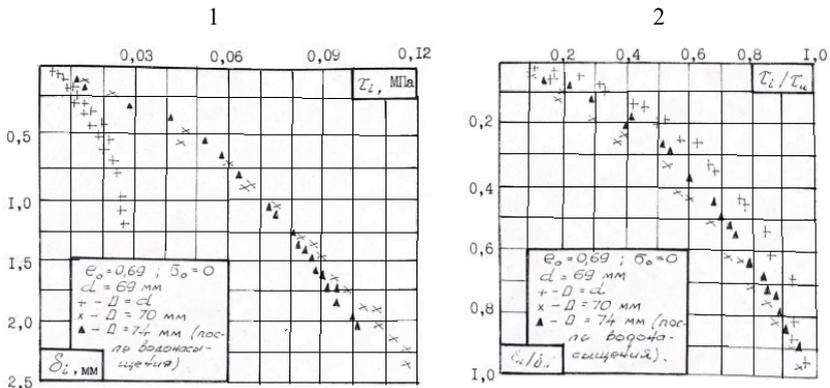


Рис. 2.11. Зависимости $\tau_i = f(\delta_i)$ для маловлажного крупного песка с коэффициентом пористости равным $e_0 = 0.69$:

1 – в абсолютных величинах; 2 – в относительных величинах

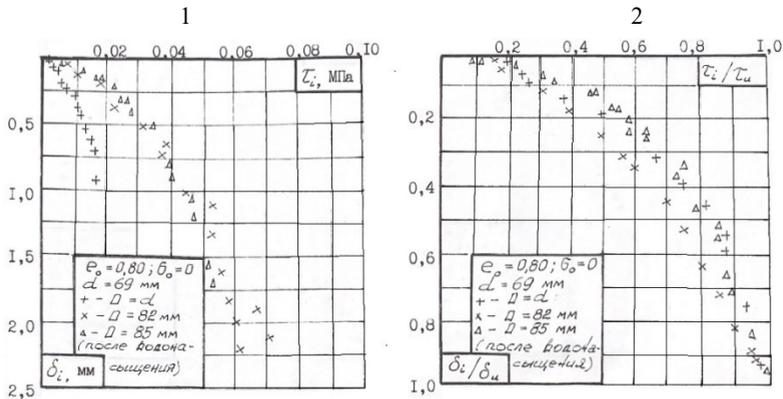


Рис. 2.12. Зависимости $\tau_i = f(\delta_i)$ для маловлажного крупного песка с коэффициентом пористости равным $e_0 = 0,80$:
1 – в абсолютных величинах; 2 – в относительных величинах

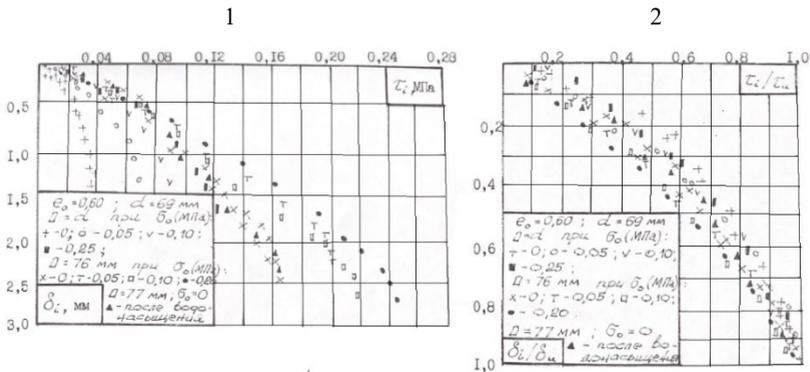


Рис. 2.13. Зависимости $\tau_i = f(\delta_i)$ для маловлажного и водонасыщенного крупного песка с коэффициентом пористости равным $e_0 = 0,60$: 1 – в абсолютных величинах; 2 – в относительных величинах

В соответствии с выводами параграфа 1.3.1 давление несвязных грунтов на контуре буровой скважины с определенными допущениями можно принимать неизменным до и после устройства сваи за исключением случаев принудительного преднапряжения грунта (длительная опрессовка бетонного ствола анкера или сваи). Начальное напряженное состояние грунта вокруг ствола анкера или сваи длиной

до 10–15 м после ее устройства можно считать второстепенным фактором, характеризуемым несколькими первостепенными показателями: плотностью грунта, крупностью его частиц, отпором со стороны окружающего массива основания и диаметром свай, которые при нагружении грунта в процессе стесненного сдвига являются определяющими при определении его прочности. Изучение влияние этих факторов на прочность несвязного грунта применительно к расчету анкеров и свай являлось целью наших исследований.

Прибор вращательного сдвига является хорошим инструментом для изучения качественного характера взаимодействия фрагмента анкера или свай с грунтом. Однако к его недостаткам можно отнести неопределенность величины напряжений дилатантного распора на поверхности вращаемого фрагмента, которую с определенными допущениями можно предсказать лишь расчетным путем.

Проведенные эксперименты позволили заключить следующее:

- разрушение грунта локализуется в тонком (3–6 мм) слое у поверхности сдвигаемого фрагмента свай;
- высокие значения предельного сопротивления несвязного грунта сдвигу связаны с проявлением нормальных дилатантных напряжений, зависящих от его плотности и гранулометрического состава; при этом начальное нормальное давление на контактную поверхность в пределах 50–150 кПа является второстепенным фактором прочности грунта;
- с увеличением диаметров фрагментов свай удельное предельное сопротивление грунта сдвигу уменьшается;
- углы контактного трения не соответствуют полученным по традиционным схемам в условиях свободного дилатирования.

2.5. Анализ экспериментов в дилатометрическом приборе прямого и контактного сдвига конструкции Д. Ю. Соболевского – О. В. Попова

Проведенные эксперименты показали, что дилатансия зоны сдвига образца несвязного грунта с плотностью выше критической вызывает поднятие поршня прибора, дополнительное сжатие динамометрического приспособления и прирост за счет этого нормального давления в плоскости сдвига за счет возникновения напряжений дилатантного распора σ_d . Последние достигают своего максимума в состоянии предельного равновесия, которому соответствует предельная величина

сопротивления сдвигу τ_u как функция суммы начального нормального давления σ_0 и напряжений дилатантного распора σ_d .

По данным результатов испытаний построены зависимости «предельное сопротивление сдвигу (τ_{ui}) – начальное нормальное давление (σ_{oi})» для крупного, среднего и мелкого песков с показателями степени плотности I_d , равными 1,0; 0,8; 0,6 ($e_0 = 0,60; 0,69; 0,80$) при различных моделируемых коэффициентах упругого отпора массива K (рис. 2.14–2.16).

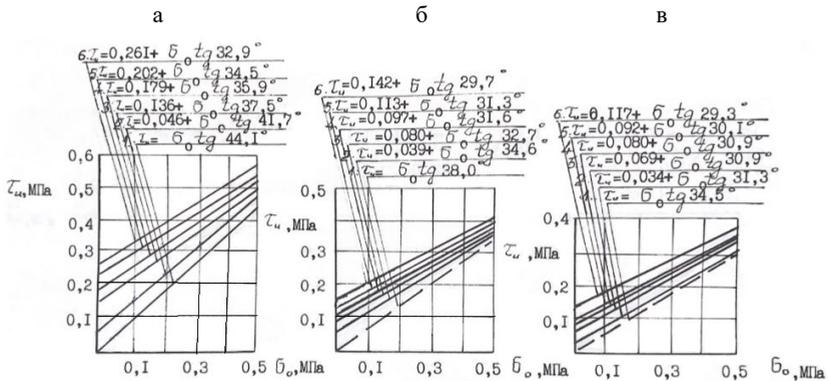


Рис. 2.14. Графики зависимости $\tau_{ui} = f(\sigma_{oi})$ для песков со степенью плотности $I_d = 1,0$ ($e_0 = 0,6$): а – мелкий; б – средней крупности; в – крупных при K , МН/м^3 : 1 – 0; 2 – 44; 3 – 385; 4 – 673; 5 – 1208; 6 – 2845

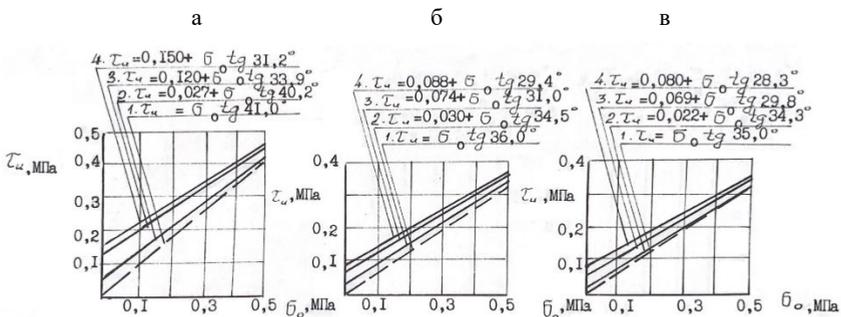


Рис. 2.15. Графики зависимости $\tau_{ui} = f(\sigma_{oi})$ для песков со степенью плотности $I_d = 0,8$ ($e_0 = 0,69$): а – мелкий; б – средней крупности; в – крупных при K , МН/м^3 : 1 – 0; 2 – 44; 3 – 1208; 4 – 2845

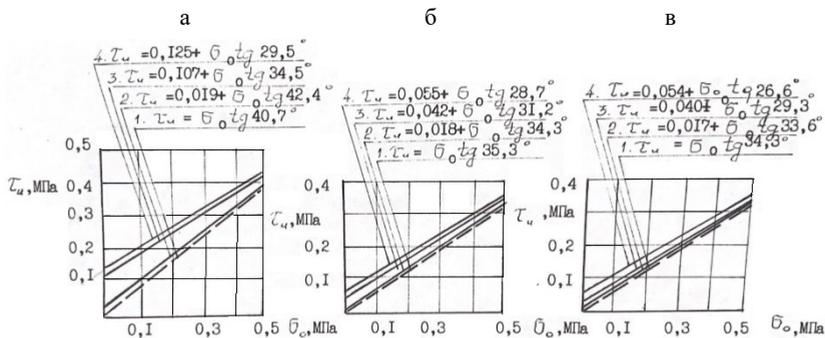


Рис. 2.16. Графики зависимости $\tau_{ui} = f(\sigma_{oi})$ для песков со степенью плотности $I_0 = 0,6$ ($e_0 = 0,6$): а – мелких; б – средней крупности; в – крупных при $K, \text{МН/м}^3$: 1 – 0; 2 – 44; 3 – 1208; 4 – 2845

Прямые 2, 3, 4 на указанных графиках соответствуют условию прочности исследуемых песков при заданных ограничениях дилатансии слоя сдвига в зависимости от моделируемого коэффициента жесткости окружающего массива грунта, а прямая 1 – при свободном его дилатировании согласно традиционной схеме испытаний на прямой срез [120] в приборе ВСВ-25 [66].

Анализ графиков показал, что они также описываются зависимостью, аналогичной Кулоновской для связных грунтов $\tau_u = \tau_{do} + \sigma_o \operatorname{tg} \varphi'$, где φ' – так называемый угол контактного трения.

Установлено, что в условиях ограничения дилатансии сдвиговые прямые 2, 3 и 4 не выходят из начала координат и по своему виду аналогичны зависимости, полученной в приборе вращательного сдвига. При $\sigma_o = 0$ нами измерена начальная дилатантная связность песка τ_{do} , подтвержденная опытными значениями дилатантного распора σ_{do} , как $\tau_{do} = \sigma_{do} \operatorname{tg} \varphi$. При этом угол внутреннего трения φ , определенный по стандартной методике на прямой срез при свободном дилатировании образца песка (прямые 1) должен по сути являться величиной соответствующей его критической плотности. При иных значениях σ_{oi} получены соответствующие опытные значения дополнительных нормальных дилатантных напряжений σ_{di} и соответственно дилатантных связностей τ_{di} на заданном уровне начальных нормальных напряжений σ_{oi} , а также общее предельное сопротивление сдвигу как $\tau_{ui} = (\sigma_{di} + \sigma_{oi}) \operatorname{tg} \varphi'$.

На рис. 2.17 схематично представлены зависимости $\tau_{ui} = f(\sigma_{oi})$ для несвязного грунта с плотностью, выше критической, полученные по схеме свободного и стесненного сдвига.

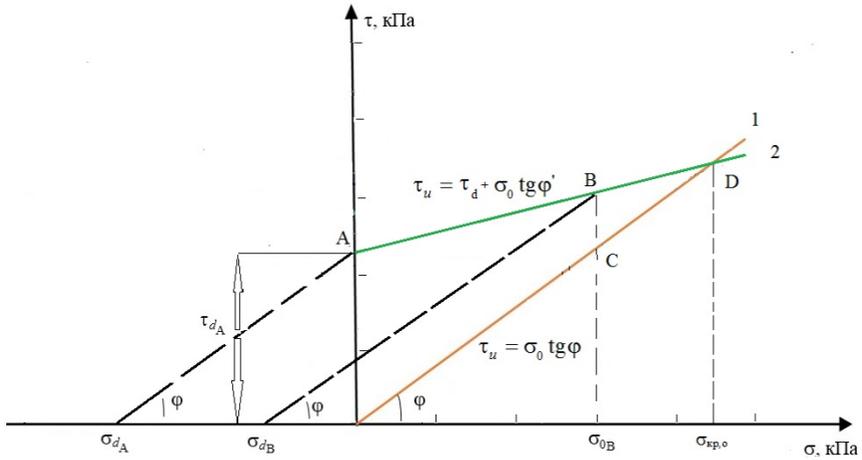


Рис. 2.17. Схематичная зависимость $\tau_{ui} = f(\sigma_{oi})$ для несвязного грунта с плотностью, выше критической: 1 – в условиях свободной дилатансии; 2 – в условиях стесненной дилатансии

Точка А отражает условие прочности несвязного грунта при стесненном сдвиге при начальном нормальном давлении $\sigma_{oi} = 0$ и характеризуется предельным сопротивлением грунта сдвигу $\tau_{uA} = \tau_{dA} = \sigma_{dA} \text{tg}\varphi$, названным нами начальной дилатантной связностью. Точка В отражает условие прочности несвязного грунта при стесненном сдвиге при начальном нормальном давлении $\sigma_o = \sigma_{oB}$ и характеризуется предельным сопротивлением сдвигу $\tau_{uB} = \tau_{dB} + \sigma_{oB} \text{tg}\varphi$, состоящим из дилатантной связности τ_{dB} от проявления дилатантных напряжений σ_{dB} и сопротивлением сдвигу при начальном нормальном давлении σ_{oB} . При этом дилатантные напряжения σ_{dB} , определяющие дилатантную связность τ_{dB} , установлены экспериментально, а общая величина предельного сопротивления сдвигу по своему виду аналогична закону Кулона для несвязных грунтов и равна $\tau_{uB} = (\sigma_{dB} + \sigma_{oB}) \text{tg}\varphi$.

Точка D отражает условие прочности несвязного грунта при начальном нормальном давлении $\sigma_{кр,о}$, названом нами нижним критическим нормальным давлением, когда дилатансия задавливается и является единственной точкой совпадения предельного сопротивления несвязного грунта сдвигу при проведении испытаний по схемам стесненного и свободного прямого сдвига. Слева от данной точки установлены значения предельного сопротивления грунта сдвигу выше ожидаемых по закону Кулона, справа – ниже соответствующих кулоновских значений. При данном начальном давлении $\sigma_0 = \sigma_{кр,о}$ на образец грунта дилатантные напряжения не проявляются и предельное сопротивление несвязного грунта сдвигу определено только начальным нормальным давлением по закону Кулона. Величина $\sigma_{кр,о}$, согласно нашим исследованиям, находится на уровне 650–700 кПа, т. е. является довольно редкой для геотехнической практики. Из вышесказанного следует, что так называемые углы контактного в отличие от внутреннего трения, полученные при испытании песков различной плотности в условиях ограничения стесненности сдвигу, косвенно учитывают фактор снижения напряжений дилатантного распора σ_d с ростом начального нормального давления при сдвиге.

Результаты экспериментов на прямой сдвиг в условиях стесненной дилатансии в некоторой степени опровергают полученные при исследованиях явления дилатансии в условиях свободного дилатирования образца грунта, которые трактуют, что дилатансия обеспечивает прирост прочности плотного несвязного грунта τ_d до пикового значения с последующим ее уменьшением до остаточного значения при больших деформациях сдвига δ_i . Согласно данным исследованиям условие предельного равновесия дилатирующего грунта при сдвиге наступает, когда он начинает разрушаться при постоянных объеме и эффективном напряжении. Так называемые «пиковые значения», которые характеризуются параметром прочности в виде угла дилатансии ψ . Этот параметр, определяющий соотношение объемных дилатантных деформаций и сдвиговых перемещений в зависимости от плотности несвязного грунта, может увеличивать, либо уменьшать его сопротивление сдвигу. Значения угла дилатансии ψ для песчаных грунтов представлены табл. 2.3.

Значения угла дилатансии ψ для песчаных грунтов

Состояние песка	Угол дилатансии, ψ , град.
Рыхлый	-2...+3
Средней плотности	+3...+8
Плотный	+8...+13

Указанный подход учета дилатансии при сдвиге несвязного грунта применительно к расчету свай, на наш взгляд, является спорным. Полученные нами опытные данные показали, что дилатансия – это явление, выступающее связующим звеном между прочностными и деформационными параметрами дилатирующего грунта. При этом его прочность является функцией условий разрушения, которое определяется двумя фундаментальными свойствами: внутренним трением φ и дилатантными напряжениями σ_d (дилатантной связностью τ_d).

Проведенные исследования подтвердили справедливость теории Кулона – Мора при стесненном дилатантном сдвиге при условии введения параметра дополнительной прочности – дилатантной связности несвязного грунта при степени его плотности, выше критической, которые зависят от гранулометрического состава песка и его плотности, уровня начального нормального давления, жесткостной реакции окружающего массива на сопутствующие объемные дилатантные деформации.

Предлагаемая упругопластическая модель несвязного грунта должна базироваться на следующих расчетных параметрах: прочностных характеристиках грунта – сцеплении C (при его наличии) и угле внутреннего трения φ ; деформативных – модуле упругости E_e и коэффициенте Пуассона ν грунта; дополнительном параметре прочности – дилатантной связности τ_d на заданном уровне начальных нормальных напряжений σ_0 . Все расчетные параметры, за исключением последнего, можно принимать по результатам инженерно-геологических изысканий грунтов, а дилатантную связность, как функцию проявления напряжений дилатантного распора σ_d , можно прогнозировать по данным испытаний в дилатометрическом приборе прямого сдвига, либо по предлагаемой расчетной зависимости.

2.5.1. Статистическая обработка результатов испытаний несвязных грунтов в дилатометрическом приборе прямого сдвига с использованием метода искусственных нейронных сетей

Проведенные эксперименты позволили получить таблицу значений дилатантных напряжений σ_{di} и дилатантной связности τ_{di} применительно к расчету несущей способности оснований свай для фиксированных значений действующего диаметра частиц несвязного грунта d_{50} , его коэффициента пористости e_0 и угла внутреннего трения φ , коэффициента жесткости массива грунта K , начальных нормальных напряжений σ_{oi} . Полученную таблицу предлагается использовать в качестве обучающей выборки для обучения искусственной нейронной сети (ИНС). Результаты работы ИНС могут быть применены для расчета дополнительного параметра прочности несвязного грунта – дилатантной связности τ_{di} в зависимости от указанных выше параметров.

Описание работы искусственной нейронной сети. Искусственный нейрон (ИН) имитирует в первом приближении свойства биологического нейрона [56]. На вход ИН поступает некоторое множество сигналов, каждый из которых является выходом другого нейрона. Каждый вход умножается на соответствующий вес, и все произведения суммируются, определяя уровень активации нейрона. На рис. 2.18 представлена модель, которая реализует эту идею. Здесь входные сигналы, обозначенные x_1, x_2, \dots, x_n , поступают на искусственный нейрон и имеют соответствующие веса w_1, w_2, \dots, w_n . Каждый вес отвечает «силе» одной синаптической связи. Суммирующий блок алгебраически объединяет взвешенные входы, создавая выход NET [56].

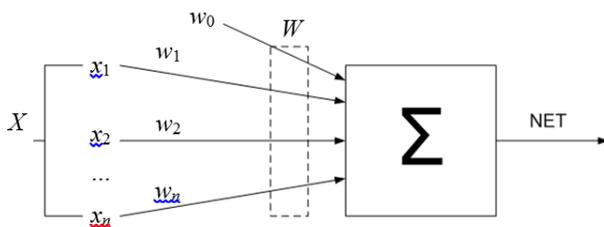


Рис. 2.18. Графическое представление искусственного нейрона

Данное описание можно представить следующей формулой:

$$\text{NET} = \sum_{i=1}^n w_i x_i + w_0, \quad (2.16)$$

где w_i – вес i -го нейрона; x_i – выход i -го нейрона; n – количество нейронов, которые входят в обрабатываемый нейрон; w_0 – биас, или нейрон смещения.

Существует достаточно большое количество методов обучения искусственных нейронных сетей, однако для многослойных ИНС наиболее популярным является метод обратного распространения ошибки, включающий в себя три фазы:

- проведение через сеть обучающего примера (фаза прямого распространения);
- вычисление значения ошибки между полученным выходом сети и ожидаемым, на основе которого затем вычисляются значения ошибок для каждого предыдущего слоя, вплоть до входного (фаза обратного распространения ошибки);
- единовременную корректировку всех весов, основываясь на их текущем значении, значении ошибки, соответствующей рассматриваемому нейрону и активационному значению нейрона.

Графическое представление метода обратного распространения ошибки приведено на рис. 2.19 для K нейронов первого слоя, M нейронов скрытого слоя и N нейронов выходного слоя.

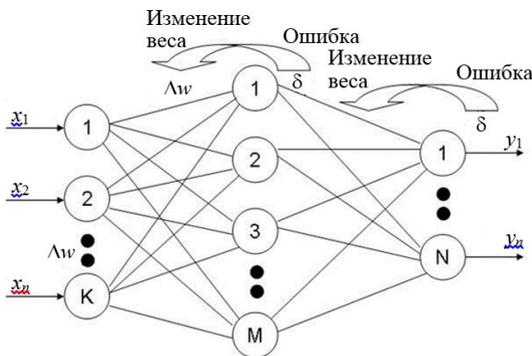


Рис. 2.19. Графическое представление метода обратного распространения ошибки

Для решения данной задачи была выбрана ИНС с тремя входами (диаметр частиц несвязного грунта d_{50} , коэффициент пористости несвязного грунта e_0 , коэффициент жесткости массива грунта K), 2 нейрона на скрытом слое и 1 на выходе (максимальные дилатантные напряжения σ_{d0} при начальном нормальном давлении $\sigma_0 = 0$). Обобщенная схема алгоритма расчета искусственного нейрона представлена на рис. 2.20.

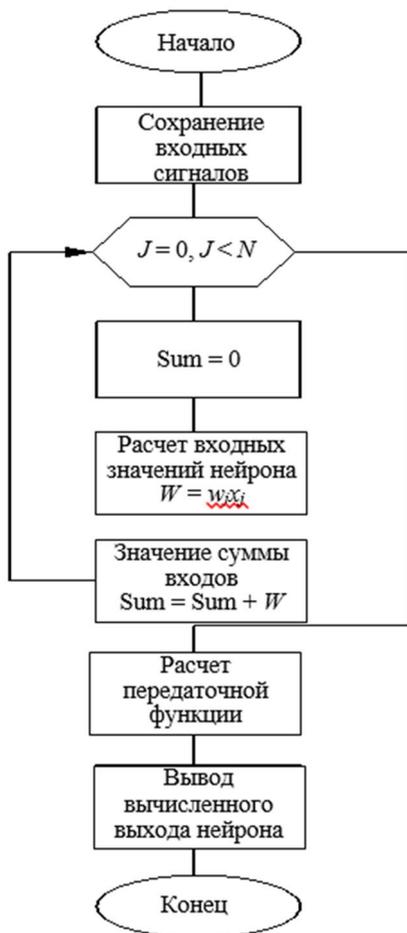


Рис. 2.20. Схема алгоритма расчета искусственного нейрона

Вначале алгоритм проходит по входным нейронам и вычисляет выходные значения для каждого из них. Далее алгоритм циклически переходит на вычисление выходов для скрытого слоя на основе весов ранее вычисленных выходов первого слоя. При вычислении выходов нейронов используется сигмоидальная функция активации. После работы алгоритма на выходе последнего слоя получается результат работы искусственной нейронной сети. Алгоритм обучения ИНС, реализующий описанный выше метод обратного распространения ошибки, приведен в [56].

Анализ полученных результатов. Программная реализация искусственной нейронной сети была выполнена на языке JavaScript с использованием библиотек Node.js и Underscore.js. На рис. 2.21 представлена копия экрана работы программы расчета дилатантной связности несвязного

грунта для вводимых с клавиатуры значений коэффициента жесткости, массива грунта (согласно выражению Ляме (2.6)) через коэффициент жесткости, модуль массива грунта, коэффициента пористости, среднего диаметра частиц и угла внутреннего трения грунта в зоне сдвига, начальных нормальных напряжений на поверхности анкера или сваи. Результатом расчета программы является получение экспериментально-теоретических значений дилатантной связности τ_{di} и предельного сопротивления сдвигу τ_{ui} , соответствующих заданным параметрам грунта и уровню его начального напряженного состояния.

Для подтверждения работоспособности разработанной искусственной нейронной сети в предлагаемом программном продукте имеется возможность расчета ИНС на всем диапазоне обучающей выборки с расчетом среднеквадратичного отклонения и составлением графика для визуального сравнения (рис. 2.22). Здесь синим цветом показаны эмпирические значения σ_{doi} , а коричневым – результаты расчета искусственной нейронной сети.

Нейронная сеть успешно обучена и готова к использованию

Расчет Gdo
Расчет всех Gdo обучающей выборки

Рассчитать

K - коэффициент жесткости массива грунта, МН/м³

e - коэффициент пористости грунта

d50 - средний диаметр частиц грунта, м

Рис. 2.21. Расчет дилатантной связности несвязного грунта применительно к расчету свай

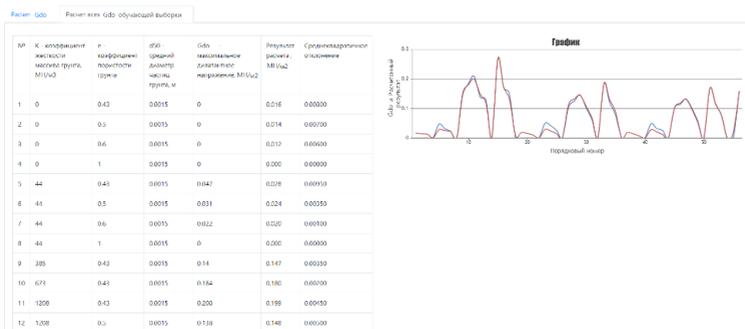


Рис. 2.22. Расчет напряженности грунта для обучающей выборки

Дилатантные напряжения σ_{di} и соответствующую дилатантную связность τ_{di} при заданном начальном нормальном давлении σ_{oi} , исходя из принятого допущения о значении $\sigma_{кр,о}$, равным 0,7 МПа, можно определить по формулам:

$$\begin{aligned}\sigma_{di} &= \sigma_{do}(1 - k \cdot \sigma_{oi}); \\ \tau_{di} &= \sigma_{di} \operatorname{tg}\varphi = \sigma_{do}(1 - k \cdot \sigma_{oi})\operatorname{tg}\varphi,\end{aligned}\tag{2.17}$$

где k – коэффициент, учитывающий величину падения дилатантных напряжений с увеличением начального нормального давления, равный $0,0015 \text{ кПа}^{-1}$.

Общее предельное сопротивление сдвигу τ_{ui} равно:

$$\tau_{ui} = (\sigma_{oi} + \sigma_{di})\operatorname{tg}\varphi = \sigma_{oi} \operatorname{tg}\varphi + \tau_{di},\tag{2.18}$$

В результате проведенных исследований было установлено, что статистическая обработка результатов сдвиговых испытаний несвязных грунтов в условиях стесненной дилатансии с использованием искусственных нейронных сетей применительно к расчету анкеров и свай позволяет с достаточно высокой точностью определять дилатантную связность и общее предельное сопротивление сдвигу в зависимости от действующего диаметра частиц, коэффициента пористости, угла внутреннего трения грунта зоны сдвига, коэффициента жесткости массива грунта, начального нормального давления и геометрических размеров области сдвига.

2.6. Графическое и расчетное представления условий прочности дилатирующего несвязного грунта при стесненном сдвиге

Для представления напряженного состояния грунта в теории упругости и пластичности используются графические изображения – круги Мора, которые позволяют исследовать напряжения на площадке сдвига с любым уклоном, проходящей через рассматриваемую точку. Диаграммы напряжений – круги Мора можно построить по результатам максимального сопротивления грунта сдвигу как функции действующего нормального давления.

Условия прочности несвязного грунта при свободной дилатансии через соотношения касательных и нормальных (закон Кулона) либо главных напряжений (теория прочности Мора) на момент разрушения представлены на рис. 2.23 (прямая ОА) и формулами (2.1) и (2.2) соответственно.

На основе проведенных экспериментов несвязного грунта на сдвиг в условиях положительной стесненной дилатансии при допущении постоянства дополнительных нормальных дилатантных напряжений σ_d независимо от начального нормального давления σ_0 прямая Кулона ОА, являющаяся огибающей кругов Мора, представлена на рис. 2.23, и в классическом виде она аналогична зависимости для связных грунтов. При заданном начальном нормальном давлении σ_0 вследствие проявлений дилатантных напряжений σ_d приобретает дилатантную связность τ_d (отрезок OO' или AA').

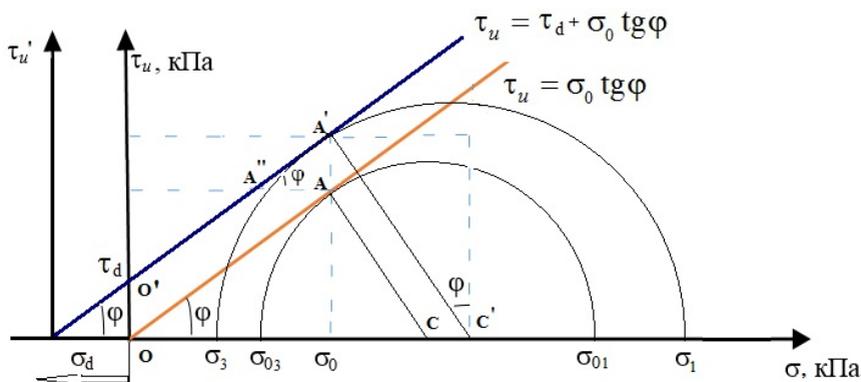


Рис. 2.23. Графическое представление напряженного состояния дилатирующего несвязного грунта в условиях свободной и стесненной дилатансии (при условии $\sigma_d = \text{const}$)

Условие предельного равновесия в главных напряжениях при допущении постоянных величин нормальных дилатантных напряжений ($\sigma_d = \text{const}$) в любой точке начального напряженного состояния σ_{0is} согласно теории Мора (точка A'), при стесненном сдвиге имеет следующий вид:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2\sigma_d} = \sin\varphi; \quad (2.19)$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2\tau_d \operatorname{ctg}\varphi} = \sin\varphi, \quad (2.20)$$

где σ_1 , σ_3 – главные наибольшее и наименьшее напряжения при стесненном положительном дилатантном сдвиге.

Соотношения главных напряжений, определяющих условие прочности несвязного грунта при стесненной положительной дилатансии, имеют следующий вид:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - 2\tau_d \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right); \quad (2.21)$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2\tau_d \operatorname{tg} \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (2.22)$$

В общем виде зависимости (2.19) и (2.20) для прямой $O'A'$ по всей ее длине справедливы для случая, когда нормальные дополнительные дилатантные напряжения ($\sigma_d = \text{const}$) постоянны во всем диапазоне начальных нормальных напряжений σ_0 . Однако проведенные эксперименты показали, что с ростом начального напряженного давления σ_0 значения нормальных дилатантных напряжений σ_d уменьшаются и сходят к нулю при достижении верхнего критического давления обжатия $\sigma_{\text{кр},0}$ (рис. 2.24), точка D. При этом точка D, соответствующая пересечению прямых 1 и 2, отражает условие отсутствия дилатансии, а график приобретает вид традиционной зависимости Кулона.

В любой точке, лежащей на прямой 2 (рис. 2.24), в пределах начального нормального давления от нуля до верхнего критического давления $\sigma_{\text{кр},0}$, условие предельного равновесия для несвязного грунта при стесненном сдвиге в главных напряжениях имеет вид аналогичный зависимостям (2.18) и (2.19) при одном отличии – дилатантные нормальные напряжения σ_d при иных равных параметрах грунта (d_{50} , φ , K) являются переменной величиной, зависящей от

уровня начального нормального давления σ_{oi} . При этом данные напряжения стремятся к следующим величинам:

$$\begin{aligned} \sigma_{di} &\rightarrow \sigma_{do} \text{ при } \sigma_o \rightarrow 0; \\ \sigma_{di} &\rightarrow 0 \text{ при } \sigma_{oi} \rightarrow \sigma_{кр,о}. \end{aligned}$$

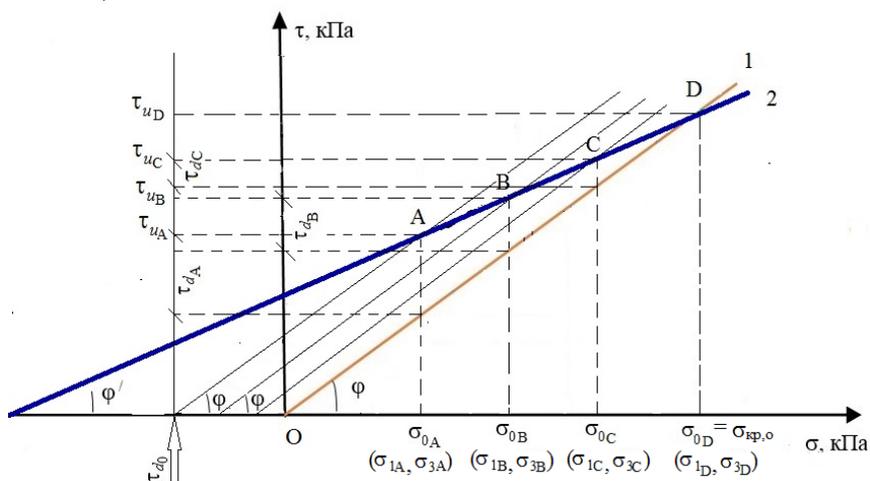


Рис. 2.24. Графическое представление напряженного состояния несвязного грунта в условиях стесненной положительной дилатансии при различных уровнях проявления дилатантных напряжений

На рис. 2.24 схематично приведено графическое представление напряженного состояния несвязного грунта в состоянии предельного равновесия в условиях стесненной положительной дилатансии в точках А, В, С, D, каждая из которых соответствует определенному уровню проявления дилатантных и соответственно главных напряжений:

– точка А: $\sigma_{oi} = \sigma_{oA}$; $\tau_{di} = \tau_{dA}$; $\frac{\sigma_{1A} - \sigma_{3A}}{\sigma_{1A} + \sigma_{3A} + 2\tau_{dA} \operatorname{ctg} \varphi} = \sin \varphi$;

– точка В: $\sigma_{oi} = \sigma_{oB}$; $\tau_{di} = \tau_{dB}$; $\frac{\sigma_{1B} - \sigma_{3B}}{\sigma_{1B} + \sigma_{3B} + 2\tau_{dB} \operatorname{ctg} \varphi} = \sin \varphi$;

– точка С: $\sigma_{oi} = \sigma_{oC}$; $\tau_{di} = \tau_{dC}$; $\frac{\sigma_{1C} - \sigma_{3C}}{\sigma_{1C} + \sigma_{3C} + 2\tau_{dC} \operatorname{ctg} \varphi} = \sin \varphi$;

– точка D: $\sigma_{oi} = \sigma_{кр, о}; \tau_{di} = 0; \frac{\sigma_{1D} - \sigma_{3D}}{\sigma_{1D} + \sigma_{3D}} = \sin\varphi.$

Отдельно следует отметить, что при определении несущей способности основания под пятой сваи, согласно расчетной схеме, представленной на рис. 1.27, необходимо знание пассивного отпора грунта на уровне середины цилиндра распора $(L + D / 2)$ при заданных начальном главном напряжении σ_{03} и дилатантной связности τ_d^* в зависимости гранулометрического состава, коэффициента пористости, его угла внутреннего трения несвязного грунта, коэффициента жесткости массива. Математические вычисления с учетом формул (2.2) и (2.22) позволяют вычислять данную величину по следующей зависимости:

$$\sigma_{1max} = \sigma_{03} \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + \tau_d^* \operatorname{ctg} \varphi / (1 - \operatorname{tg} \varphi). \quad (2.23)$$

2.7. Выводы по главе 2

1. Объемные деформации при стесненном сдвиге несвязных грунтов с плотностью выше критической приводят к изменению начального напряженного состояния и увеличению их прочности вследствие проявления дилатансии.

2. Дилатансия за счет разворота частиц и возникающего при этом распора вызывает дополнительные нормальные напряжения в плоскости разрушения (сдвига) и сопутствующий запас прочности несвязного грунта с плотностью выше критической, трактуемый нами как дилатантная связность.

3. Величины дополнительных дилатантных нормальных напряжений и, соответственно, дилатантной связности зависят от гранулометрического состава и плотности сложения несвязного грунта, начальных нормальных напряжений обжатия и жесткости грунта околоскважинного пространства.

4. При достижении начального нормального давления на несвязный грунт верхнего порогового значения дополнительные дилатантные нормальные напряжения исчезают, приводя значение дилатантной связности к нулю, а зависимость Кулона приходит к своему традиционному виду.

5. Выявленная методом искусственных нейронных сетей методика определения дилатантной связности несвязных грунтов дает возможность их использования применительно к расчету несущей способности оснований свай.

6. Влияние технологии изготовления анкеров и свай на их несущую способность следует рассматривать в ракурсе создания условий повышения прочности несвязного грунта за счет проявления его дилатантной связности при стесненном разрушении.

7. При геотехнических расчетах свай с использованием численных методов предлагается применять модифицированную упруго-пластическую дилатантную грунтовую модель, в расчетные параметры которой включены модуль деформации (упругости), коэффициент Пуассона, удельный вес, угол внутреннего трения грунта, его дилатантная связность.

8. Дальнейшее изучение выдвинутых положений для решения практических задач позволит усовершенствовать национальные и внутренние нормы по проектированию и устройству анкеров и свай с использованием современных технологий в несвязных грунтах.

Г Л А В А 3

ИНЖЕНЕРНЫЙ И ЧИСЛЕННЫЙ МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОСНОВАНИЙ СВАЙ В ДИЛАТИРУЮЩИХ НЕСВЯЗНЫХ ГРУНТАХ

3.1. Общие положения, расчетная схема взаимодействия свай с грунтовым основанием, результаты их статических натуральных испытаний

Экономический потенциал увеличения эффективности инвестиционных строительных проектов, применительно к свайным фундаментам зданий и сооружений, лежит в плоскости проектирования и выбора технологии ведения геотехнических работ. Размеры и количество свай определяются проектировщиком по расчетной схеме нагрузок с учетом оценки несущей способности грунтовых оснований застраиваемого объекта. К изготавливаемым в грунтах сваям предъявляются требования, аналогичные любой строительной конструкции, с позиции способности восприятия расчетных нагрузок (в большинстве случаев для свайных фундаментов при заданной допустимой осадке здания или сооружения согласно действующим строительным нормам). В конечном итоге все расчеты сводятся к назначению длин, диаметров и требуемого количества свай, а также их армирования.

Решающее значение для принятия обоснованных проектных решений имеют получаемые по результатам инженерно-геологических изысканий сведения об особенностях сложения и мощности соответствующих толщ грунтов, их физико-механических свойствах, уровнях и режимах движения подземных вод, наличии близлежащих зданий и сооружений, подземных коммуникаций и др.

При расчете оснований свай **по первой группе предельных состояний** предполагается, что значения предельных сопротивлений грунта сдвигу по боковой поверхности ствола и сжатию его несущего слоя под пятой, а следовательно, и несущая способность

основания сваи достигаются, когда наступает ее незатухающая осадка. Эти значения определяются посредством экспериментальных и теоретических исследований механизма стесненного разрушения дилатирующего несвязного грунта, согласно принятой расчетной модели с учетом ряда допущений и граничных условий (глава 2).

При расчете основания сваи по **второй группе предельных состояний**, исходя из значения допустимой ее осадки $S \leq S_{i,\text{lim}}$, оцениваются соответствующие ей значения сопротивлений грунтов сдвигу вдоль стволов по глубине и сжатию под пятой сваи.

Предлагаемый алгоритм решения задачи по определению несущей способности свайных оснований базируется на рассмотрении нескольких типов расчетных схем, описывающих распределение внешней нагрузки между долями сопротивлений грунтов сдвигу вдоль боковой поверхности по длине ствола и сжатию под пятой по мере нагружения сваи с достижением соответствующих деформаций сдвига и сжатия.

Предельная F_d и расчетная $F_{d,\text{lim}}$ (при заданной ее допустимой осадке $S_{i,\text{lim}}$) несущие способности основания сваи на вдавливающую нагрузку включают сумму соответствующих сопротивлений грунта по боковой поверхности F_s ($F_{s,\text{lim}}$) ее ствола и сжатию F_p ($F_{p,\text{lim}}$) под пятой

$$F_d = F_s + F_p = \tau_s A_s + R_p A_p; \quad (3.1)$$

$$F_{d,\text{lim}} = F_{s,\text{lim}} + F_{p,\text{lim}} = \tau_{s,\text{lim}} A_s + R_{p,\text{lim}} A_p;$$

где $A_s = \pi DL$ – площадь боковой поверхности сваи, м²;

$$A_p = \frac{\pi D_2^2}{4} \text{ – площадь пяты или уширения ствола сваи, м}^2;$$

$\tau_s, \tau_{s,\text{lim}}$ – средние предельное и расчетное (при допустимой $S_i = S_{i,\text{lim}}$ осадке) сопротивления грунта сдвигу по боковой поверхности сваи соответственно, кПа;

$R_p, R_{p,\text{lim}}$ – средние предельное и расчетное (при допустимой $S_i = S_{i,\text{lim}}$ осадке) сопротивления грунта под пятой сваи, кПа.

Расчетная схема взаимодействия сваи с однородным грунтом схематично представлена на рис. 3.1, а, в многослойном основании – на рис. 3.1, б, при этом приняты следующие допущения:

– о равномерном распределении среднего сопротивления сдвигу по боковой поверхности сваи в пределах каждого однородного грунтового слоя;

– при определении среднего дополнительного параметра прочности несвязного грунта – дилатантной связности τ_d значения модуля упругости E_e и коэффициента Пуансона ν принимаются средними для каждого из слоев грунта с заданными их толщинами l_i :

$$E = \frac{\sum E_{ei}}{L} l_i; \nu = \frac{\sum \nu_i}{L} l_i; \quad (3.2)$$

– при нагружении сваи под ее пятой формируется клинообразное уплотненное грунтовое ядро с углом 90° в вершине.

Согласно принятой грунтовой модели (параграф 2.2) точка A на рис. 3.1 схематично отражает соответствующее верхнее предельное значение нормального напряженного состояния, описывающее переход условий свободной дилатансии в стесненную при сдвиге грунта. Поэтому отрезок OA отражает сопротивление сдвигу исключительно от действия начальных нормальных напряжений, равных или близких природному давлению грунта на данной глубине, отрезок AB – сопротивление сдвигу с учетом начального нормального давления и дополнительных нормальных дилатантных напряжений, возникающих при нагружении сваи. Из-за незначительной величины отрезка OA (равного 3–4 диаметрам сваи) в дальнейшем эпюру контактных напряжений по боковой поверхности сваи будем рассматривать, как для случая полной стесненной дилатансии вдоль всего отрезка $O'B$.

Для сопоставления результатов инженерных методов расчета несущей способности оснований сваи на вдавливание были использованы данные статических испытаний восьми опытных свай, выполненных ГГК на объекте «Многоквартирный жилой дом со встроенными помещениями и подземной гараж-стоянкой по улице Корж-Саблина в городе Минске». Эти опытные сваи

имели переменные длины от 6 до 12 м при диаметрах 530 мм и были предназначены для корректировки проектного решения свайного поля. При их изготовлении использовалась буровая установка Bauer BG 12/15K и технология крепления стенок скважин обсадными трубами с зачисткой забоя от шлама. Продольное армирование каркасов свай – 10Ø16 А3, поперечное – Ø8 А3 с шагом 300 мм, бетон – класса С20/25W6. Испытательная вертикальная нагрузка на сваю доводилась до 2500–3500 кН или осадки (по мере возможности) не менее 40 мм. Допустимая осадка $S_{i,lim}$, согласно проектному решению, составляла 18 мм. После проведения испытаний в качестве проектной была принята длина сваи 10 м.

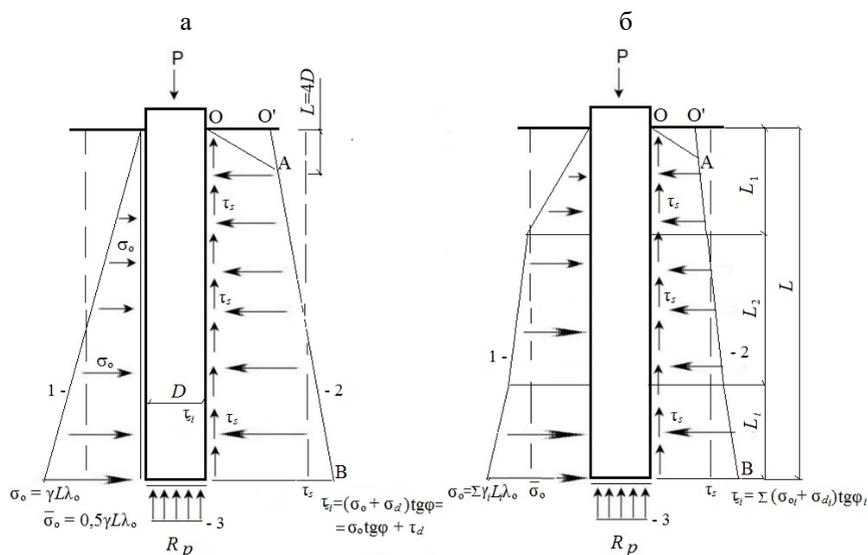


Рис. 3.1. Расчетная схема взаимодействия сваи и несвязного грунта:

а – в однородном грунте; б – в многослойном грунте;

1 – эпюра природного давления грунта по боковой поверхности ствола сваи до ее нагружения; 2 – эпюра контактного сопротивления сдвигу по боковой поверхности ствола сваи после ее нагружения; 3 – эпюра сопротивления грунта под пятой сваи после ее нагружения

В табл. 3.1 представлены данные о физико-механических свойствах грунтов площадки строительства.

Таблица 3.1

Характеристики грунтов на объекте «Многоквартирный жилой дом со встроенными помещениями и подземной гараж-стоянкой по улице Корж-Саблина в городе Минске»

ИГЭ	Грунт	Удельный вес грунта, кН/м ³	Удельное сцепление грунта, кПа	Угол трения грунта, град.	Модуль деформации грунта, МПа
1	Насыпной грунт	16,3	–	–	–
2	Песок мелкий средней прочности	16,5	2,1	32	21
3	Песок мелкий прочный	17,6	3,5	35	33
4	Песок средний малопрочный ($d_{50} = 0,9$ мм; $e_0 = 0,6$)	15,3	0	32	11
5	Песок средний средней прочности ($e_0 = 0,6$; $d_{50} = 1,0$ мм)	16,8	1,2	35	25
6	Песок крупный и гравелистый малопрочный	15,5	0	34	12
7	Песок крупный и гравелистый средней прочности ($e_0 = 0,62$; $d_{50} = 1,1$ мм)	17,0	0,6	38	29
8	Супесь моренная прочная	22,0	36	28	26
9	Супесь моренная очень прочная	22,0	41	29	38

На рис. 3.2 приведены инженерно-геологическая колонка в пятне выполнения опытных свай № 1, 2, 3, 4 с разными длинами и диаграмма динамического зондирования грунтов в их основании. Для них и опытных свай № 10, 25, 36, 57 графики зависимости осадок от вертикальной нагрузки, по результатам статических испытаний представлены на рис. 3.3 и 3.4.

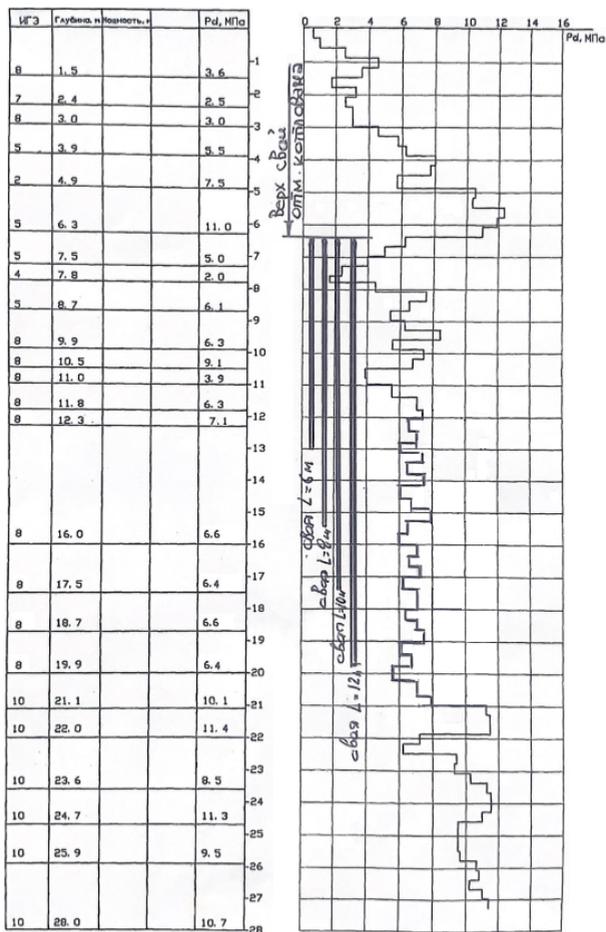


Рис. 3.2. Инженерно-геологическая колонка в пятне выполнения опытных свай № 1, 2, 3, 4

Обработанные в относительных величинах и единой системе координат результаты испытаний позволили с достаточной степенью достоверности спрогнозировать предельную несущую способность оснований свай посредством нелинейной экстраполяции, когда их осадки не достигали предельных допускаемых значений согласно СТБ 2242–2011 [144] и ТКП 45-5.01-254–2012 [145]. Значения предельных и расчетных (при допустимой осадке $S_{i,\text{lim}} = 18$ мм) несущих

ших способностей оснований опытных свай № 1, 2, 3, 4, 10, 25, 36 и 57 представлены в табл. 3.2.

Условное разделение сопротивлений грунтов по боковым поверхностям и под пятой свай путем обработки графиков «осадка – нагрузка» выполнялось при помощи методов «шести мм» и «касательных». По методу «шести мм» доли сопротивлений грунтов по боковой поверхности сваи определяется абсциссой точки пересечения горизонтальной прямой, находящейся на уровне 6 мм от начала графика «осадка – нагрузка», по методу «касательных» – абсциссой точки пересечения касательных, проведенных к началу и наибольшему наполнению графика «осадка – нагрузка». Было принято допущение, что предельное сопротивление песчаного грунта по боковой поверхности ствола достигается при сдвиговом перемещении 6 мм, а при его сжатии под пятой ограничено осадкой сваи 100 мм.

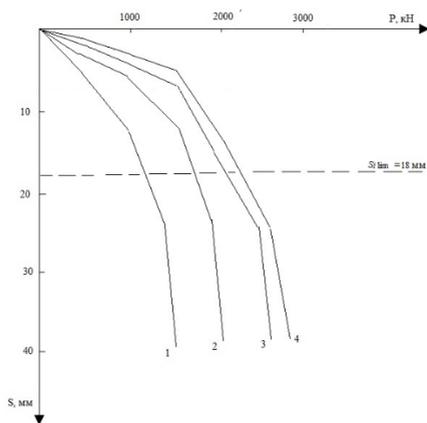


Рис. 3.3. Графики зависимостей осадок от вдавливающих нагрузок для опытных свай $\varnothing = 530$ м: № 1, 2, 3, 4 (№ 1 – $l = 6$ м; № 2 – $l = 8$ м; № 3 – $l = 10$ м; № 4 – $l = 12$ м)

С учетом изложенного в табл. 3.2 представлены данные о несущих способностях (сопротивлениях) грунтов по боковой поверхности и под пятами опытных свай, средних предельных и расчетных (при допустимой осадке $S_{i,\text{lim}} = 18$ мм, т. е. $0,2S$ согласно ТКП 45-5.01-254–2012 [145]). Эти расчетные показатели использовались в

дальнейшем для сравнения с результатами расчета несущей способности свай по предлагаемому и другим методам.

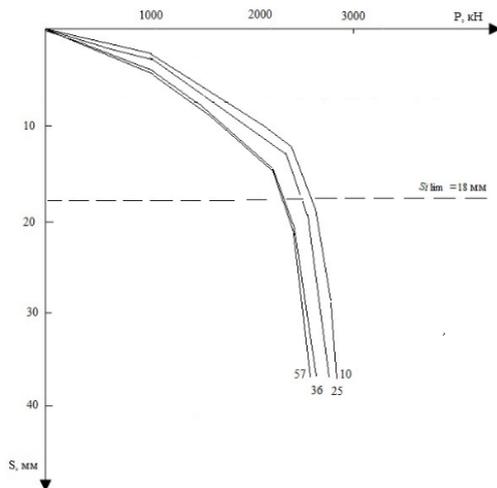


Рис. 3.4. Графики зависимостей осадок от вдавливающих нагрузок для опытных свай № 10, 25, 36, 57 ($\varnothing = 530$ мм, $l = 8$ м)

Таблица 3.2

Значения предельных и расчетных несущих способностей оснований опытных свай

№/П свай	L, м	D, м	$F_{d, \text{кН}} / (F_s + F_p), \text{кН}$	$F_{d, \text{lim}}, (\text{кН}) / (F_{s, \text{lim}} + F_{p, \text{lim}}), (\text{кН})$ $s_{i, \text{lim}} = 18 \text{ мм}$	τ_s / R_p	$\tau_{s, \text{lim}} / R_{p, \text{lim}}$
1	6	0,53	1610 / 610 + 1050	1300 / 650 + 650	61 / 4772	65 / 2955
2	8	0,53	2150 / 950 + 1200	1750 / 950 + 800	72 / 5454	71 / 3636
3	10	0,53	2680 / 1300 + 1380	2150 / 1300 + 850	78 / 6272	78 / 3865
4	12	0,53	3060 / 1660 + 1400	2300 / 1600 + 700	83 / 6363	80 / 3180
10	10	0,53	2700 / 1350 + 1350	2500 / 1300 + 1200	81 / 6136	78 / 5450
25	10	0,53	2650 / 1300 + 1350	2300 / 1300 + 1000	78 / 6136	78 / 4545
36	10	0,53	2600 / 1300 + 1300	2000 / 1300 + 700	78 / 5910	78 / 3180
57	10	0,53	2580 / 1280 + 1300	2200 / 1300 + 900	77 / 5910	78 / 4090

3.2. Инженерный метод расчета несущей способности основания одиночной сваи в дилатирующем несвязном грунте

3.2.1. Предельное сопротивление основания по боковой поверхности сваи. Пример расчета

Предельное сопротивление основания по боковой поверхности сваи соответствует вертикальному вдавливающему или выдергивающему усилию, при превышении которого осадка сваи увеличивается непрерывно без стабилизации. Несущую способность однородного дилатирующего несвязного грунта, исходя из принятых расчетных допущений, можно определить по формуле

$$F_s = \pi DL(\sigma_0 + \sigma_d)\operatorname{tg}\varphi = \pi DL(\sigma_0 \operatorname{tg}\varphi + \tau_d) = \pi DL\tau_s, \quad (3.3)$$

где σ_0 – средние начальные нормальные напряжения на контуре боковой поверхности сваи до ее нагружения;

σ_d – средние дополнительные нормальные дилатантные напряжения на контуре боковой поверхности сваи, вызывающие ее среднюю дилатантную связность τ_d ;

φ – угол внутреннего трения несвязного грунта.

На рис. 3.1, а схематично представлена эпюра 1 начальных нормальных напряжений от природного давления однородного грунта на контуре боковой поверхности сваи до ее нагружения, максимальное значение которых располагается на уровне пяты сваи и равно:

$$\sigma_0 = \gamma L\lambda_0 = \gamma L(1 - \sin \varphi), \quad (3.4)$$

где λ_0 – коэффициент бокового давления грунта в покое;

γ – удельный вес грунта, кН/м³;

L – толщина слоя грунта в пределах длины сваи, м.

Среднее значение начального нормального давления грунта на контуре боковой поверхности сваи составит

$$\bar{\sigma}_0 = 0,5\gamma L\lambda_0 = 0,5\gamma L(1 - \sin\varphi). \quad (3.5)$$

На том же рисунке представлена эпюра 2 предельного сопротивления грунта сдвигу τ_{si} по боковой поверхности сваи в состоянии предельного равновесия, максимальное значение которого на уровне пяты сваи:

$$\tau_{si} = (\sigma_o + \sigma_{d,i})\text{tg}\varphi = \sigma_o\text{tg}\varphi + \tau_{di}, \quad (3.6)$$

при среднем значении

$$\tau_s = (\bar{\sigma}_o + \bar{\tau}_d)\text{tg}\varphi = \bar{\sigma}_o\text{tg}\varphi + \bar{\tau}_d. \quad (3.7)$$

Среднее предельное сопротивление однородного несвязного грунта сдвигу τ_s по боковой поверхности сваи с учетом проявления дополнительных нормальных дилатантных напряжений и соответствующей дилатантной связности согласно закону Кулона определяется зависимостью:

$$\tau_s = 0,5\gamma L(1 - \sin\varphi)\text{tg}\varphi + \bar{\tau}_d. \quad (3.8)$$

Предельная несущая способность однородного несвязного грунта по боковой поверхности сваи определяется по формуле:

$$F_s = \pi DL\tau_s = \pi DL[0,5\gamma L(1 - \sin\varphi)\text{tg}\varphi + \bar{\tau}_d], \quad (3.9)$$

где $\bar{\tau}_d$ – средняя предельная дилатантная связность, определяемая по методике, изложенной в п. 2.5.1.

Пример расчета

Определить общее предельное сопротивление песчаного дилатирующего основания вдоль боковой поверхности ствола $\text{Ø}550$ мм буронабивной сваи № 3 длиной 10 м, выполненной бетонированием в скважине под защитой обсадных труб. Результаты ее испытания представлены в табл. 3.2 и на рис. 3.3.

Алгоритм расчета

1. Определим среднее нормальное напряжение от природного давления неоднородного грунта послойно вдоль боковой поверхности ствола согласно зависимости (3.5):

$$\sigma_{o1} = (1 - \sin\varphi_1)\gamma_1 l_1 / 2 = (1 - \sin 35^\circ)15,5.1 / 2 = 3,3 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{o2} = 3,3 + (1 - \sin\varphi_2)\gamma_2 l_2 / 2 = 3,3 + (1 - \sin 32^\circ)15,3.0,5 / 2 = 8,4 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{o2} = 8,4 + (1 - \sin\varphi_3)\gamma_3 l_3 / 2 = 8,4 + (1 - \sin 35^\circ)15,5.2 / 2 = 17,0 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{o3} = 17,0 + (1 - \sin\varphi_4)\gamma_4 l_4 / 2 = 17,0 + (1 - \sin 38^\circ)17,6.5 / 2 = 45,0 \text{ кПа}.$$

2. Определим среднее предельное дилатантное напряжение $\sigma_{d,i}$ послойно при сдвиге песчаного грунта вдоль ствола сваи по методике нейронных сетей (параграф 2.5.1). Для данной технологии устройства свай принимаем допущение, что грунт не меняет своих физико-механических свойств. При этом получим:

$$\sigma_{d1} = f(k_1 = 2E_{y1} / D(1 + \nu_1)); d_{50,1}; \sigma_{o,1}; e_{o1}) = f(k_1 = 420 \text{ МН/м}^3; d_{50,1} = 0,0010 \text{ м}; \sigma_{o,1} = 0,0033 \text{ МПа}; e_{o1} = 0,60) = 0,074 \text{ МПа} = 74 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{d2} = f(k_2 = 2E_{y2} / D(1 + \nu_2)); d_{50,2}; \sigma_{o,2}; e_{o2}) = f(k_2 = 184 \text{ МН/м}^3; d_{50,2} = 0,009 \text{ м}; \sigma_{o,2} = 0,0084 \text{ МПа}; e_{o2} = 0,60) = 0,032 \text{ МПа} = 32 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{d3} = f(k_3 = 2E_{y3} / D(1 + \nu_3)); d_{50,3}; \sigma_{o,3}; e_{o3}) = f(k_3 = 420 \text{ МН/м}^3; d_{50,3} = 0,0010 \text{ м}; \sigma_{o,3} = 0,0017 \text{ МПа}; e_{o3} = 0,65) = 0,072 \text{ МПа} = 72 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{d4} = f(k_4 = 2E_{y4} / D(1 + \nu_4)); d_{50,4}; \sigma_{o,4}; e_{o4}) = f(k_4 = 495 \text{ МН/м}^3; d_{50,4} = 0,0015 \text{ м}; \sigma_{o,4} = 0,0445 \text{ МПа}; e_{o4} = 0,62) = 0,072 \text{ МПа} = 72 \text{ кПа}.$$

3. Определим среднее предельное послойное сопротивление сдвигу грунта по боковой поверхности ствола сваи:

$$\tau_{s1} = (\sigma_{o1} + \sigma_{d1})\text{tg}\varphi_1 = (3,3 + 44)\text{tg}35^\circ = 53,9 \text{ кПа};$$

$$\tau_{s2} = (\sigma_{o2} + \sigma_{d2})\text{tg}\varphi_2 = (8,4 + 32)\text{tg}32^\circ = 25,5 \text{ кПа};$$

$$\tau_{s3} = (\sigma_{o3} + \sigma_{d3})\text{tg}\varphi_3 = (17 + 72)\text{tg}35^\circ = 69,3 \text{ кПа};$$

$$\tau_{s4} = (\sigma_{o4} + \sigma_{d4})\text{tg}\varphi_4 = (45 + 72)\text{tg}36^\circ = 91,0 \text{ кПа}.$$

4. Определим среднее предельное сопротивление грунтов сдвигу по боковой поверхности ствола сваи

$$\begin{aligned} \tau_s &= (\tau_{s1}l_1 + \tau_{s2}l_2 + \tau_{s3}l_3 + \tau_{s4}l_4) / L = \\ &= (53,9 \cdot 1 + 25,5 \cdot 0,5 + 63,9 \cdot 2 + 91 \cdot 6,5) / 10 = 79,6 \text{ кПа}. \end{aligned}$$

5. Определим общее предельное сопротивление основания вдоль боковой поверхности ствола сваи

$$F_s = \pi DL\tau_s = 3,14 \cdot 0,53 \cdot 10 \cdot 79,6 = 1324 \text{ кН}.$$

Сопоставление расчетных значений общих сопротивлений основания вдоль боковой поверхности свай (1324 кН) и результатов их статических испытаний (1280–1359 кН) свидетельствует об их схожести в пределах 10 %.

3.2.2. Предельное сопротивление сжатию основания под пятой сваи. Пример расчета

Предельная несущая способность основания под пятой соответствует вертикальному усилию, превышение которого вызывает незатухающую осадку сваи и может быть определена по формуле:

$$F_p = \pi D^2 R_p / 4, \quad (3.10)$$

где F_p – предельное сопротивление основания под пятой сваи;

D – диаметр пяты ствола с учетом уширения, либо без него в зависимости от технологии изготовления сваи;

R_p – предельное сопротивление грунта под пятой сваи.

В расчетной схеме работы несвязного грунта под пятой вдавливаемой сваи принимается условие возникновения переуплотненного упругого клина грунта с заданным углом, погружение которого при осадке ствола приводит к внутреннему выпору грунта в сто-

роны. При этом отмечается отсутствие влияния формы заострения острия сваи на несущую способность грунта в основании сваи. С учетом этого положения в расчетной схеме поведения несвязного грунта под пятой вдавливаемой сваи принимаем допущение о треугольной форме упругого клина из переуплотненного грунта с его острием 90° .

На рис. 1.27 представлена расчетная схема, которая отражает условие предельного равновесия несвязного грунта в поперечном разрезе на уровне пяты сваи. Возникновению области выпора предшествуют деформации уплотнения грунта под пятой и формирование упругого клина, который при перемещении вниз уплотняет и раздвигает грунт в стороны. Область упругого грунтового клина на рис. 1.27 представлена треугольником ABC с углом в вершине 90° . Треугольники ACD и BEC представляют грунтовые боковые клинья, распирающие массив в горизонтальном направлении. Действующие на уровне пяты вертикальные напряжения σ_{03} представлены давлением σ_0 от собственного веса вышележащего грунта, дополняемые напряжениями за счет среднего бокового трения вдоль боковой поверхности сваи, которые определяются согласно решению Пати по формуле:

$$\sigma_{03} = \sigma_0 + \beta\tau_s, \quad (3.11)$$

где β – коэффициент, учитывающий отношение глубины заложения пяты L к ее радиусу $D/2$ принимаемый равным $\beta = 1,26$ на внешнем контуре пяты сваи;

τ_s – среднее предельное сопротивление несвязного грунта по боковой поверхности сваи, определяемое по зависимости (3.8).

Равновесие цилиндрической области АДБЕ обеспечивается равновесием сил вдавливания F_1 и бокового распора F_2 ,

$$F_1 = F_2, \quad (3.12)$$

где

$$F_1 = A_p R_p = \pi D^2 R_p / 4, \quad (3.13)$$

$$F_2 = A_s \sigma_{1\max} = \pi D^2 \sigma_{1\max},$$

где A_p – приведенная площадь пяты сваи;

A_s – площадь боковой поверхности цилиндра грунтового распора АДБЕ;

$\sigma_{1\max}$ – пассивный отпор массива грунта в пределах цилиндра распора на средней глубине его заложения ($L + D / 2$).

Исходя из условия (3.13) получаем

$$R_p = 4\sigma_{1\max}. \quad (3.14)$$

Задача определения предельного сопротивления грунта под пятой сваи сводится к нахождению пассивного отпора $\sigma_{1\max}$ массива на расширение цилиндра распора диаметром D как

$$\begin{aligned} \sigma_{1\max} &= \sigma_{03} \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + \tau_d^* \operatorname{ctg} \varphi / (1 - \operatorname{tg} \varphi) = \\ &= (\sigma_o + \beta \tau_s) \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + \tau_d^* \operatorname{ctg} \varphi / (1 - \operatorname{tg} \varphi), \end{aligned} \quad (3.15)$$

где φ – угол внутреннего трения несвязного грунта в основании пяты сваи;

σ_{03} – главное наименьшее начальное напряжение на отметке верха пяты сваи, равное сумме величин пригруза от природного давления грунта и сил трения по боковой поверхности сваи;

τ_d^* – дилатанная связность несвязного грунта на уровне средней отметки заложения цилиндра выпора под пятой сваи, определяемые по методике, изложенной в п. 2.5.1.

Предельное сопротивление дилатирующего несвязного грунта сжатию под пятой сваи в однородном несвязном грунте

$$R_p = 4\sigma_{1\max} = 4 \left[(\sigma_o + \beta \tau_s) \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + \tau_d^* \operatorname{ctg} \varphi / (1 - \operatorname{tg} \varphi) \right]. \quad (3.16)$$

Предельная несущая способность несвязного грунтового основания под пятой сваи определяется по формуле

$$F_p = \pi D^2 \left[(\sigma_o + \beta \tau_s) \operatorname{tg} \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + \tau_d^* \operatorname{ctg} \varphi / (1 - \operatorname{tg} \varphi) \right], \quad (3.17)$$

Пример расчета

Определить предельное сопротивление основания под пятой буронабивной сваи № 3 диаметром Ø550 мм и длиной 10 м, выполненной бетонированием в скважине под защитой обсадных труб (Ø530 мм). Результаты ее испытания представлены в табл. 3.1 и на рис. 3.3.

Алгоритм расчета

1. Определим природное давление грунта на уровне пяты сваи

$$\begin{aligned} \sigma_o &= \gamma_1 l_1 + \gamma_2 l_2 + \gamma_3 l_3 + \gamma_4 l_4 = \\ &= 15,5 \cdot 1 + 15,3 \cdot 0,5 + 15,5 \cdot 2 + 17 \cdot 6,5 = 164,6 \text{ кПа.} \end{aligned}$$

2. Определим давление грунта на уровне пяты сваи от природного давления грунта σ_o и мобилизации среднего предельного сопротивления сдвигу $\tau_s = 79,6$ кПа (пример параграфа 3.2.1) по боковой поверхности ствола согласно формуле (3.11):

$$\sigma_{o3} = \sigma_o + \beta \tau_s = 164,6 + 1,26 \cdot 79,6 = 264,9 \text{ кПа.}$$

3. Определим дилатантные напряжения σ_d^* и дилатантную вязность τ_d^* грунта на уровне середины цилиндра распора под пятой сваи

$$\begin{aligned} \sigma_d^* &= f(k_4 = 2E_{y4} / D(1 + \nu_4); d_{50,4}; \sigma_{o,3}; e_{o4}) = f(k_4 = 495 \text{ МН/м}^3; \\ d_{50,4} &= 0,0015 \text{ м}; \sigma_{o,3} = 0,2649 \text{ МПа}; e_{o4} = 0,62) = 0,063 \text{ МПа} = 63 \text{ кПа}; \end{aligned}$$

$$\tau_d^* = \sigma_d^* \operatorname{tg} \varphi_4 = 63 \operatorname{tg} 36^\circ = 45,2 \text{ кПа.}$$

4. Определим предельное сопротивление грунта под пятой сваи по формуле (3.17):

$$R_p = 4 \left[(\sigma_o + \beta \tau_s) \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + \tau_d^* \frac{\operatorname{ctg} \varphi}{1 - \operatorname{tg} \varphi} \right] =$$

$$= 4 \left[(164,6 + 1,26 \cdot 79,6) \operatorname{tg}^2 64 + 45,2 \frac{\operatorname{ctg} 38^\circ}{1 - \operatorname{tg} 38^\circ} \right] = 5469 \text{ кПа.}$$

5. Определим общее предельное сопротивление основания под пятой сваи по формуле (61):

$$F_p = \pi D^2 R_p / 4 = \pi \cdot 0,53^2 \cdot 5469 = 1212 \text{ кН.}$$

Сопоставление расчетных значений общих сопротивлений основания вдоль боковой поверхности свай (1212 кН) и результатов их статических испытаний (1380 кН) свидетельствует об их сходимости в пределах 13 %.

3.2.3. Предельная несущая способность основания одиночной сваи в дилатирующем несвязном грунте на вдавливание. Пример расчета

С учетом методик определения предельных сопротивлений дилатирующего несвязного грунта по боковой поверхности и под пятой сваи, изложенных в 3.2.1 и 3.2.2, расчет общей предельной несущей способности основания одиночной сваи на вдавливание (по первой группе предельных состояний) в однородном и слоистых дилатирующих несвязных грунтах можно определять как сумму зависимостей (3.17) и (3.19) соответственно.

Пример расчета

Определить предельное сопротивление основания буронабивной сваи № 3 диаметром Ø550 мм и длиной 10 м, выполненной бетонированием в скважине под защитой обсадных труб. Результаты ее испытания представлены в табл. 3.1 и на рис. 3.4.

Алгоритм расчета

В соответствии с алгоритмом расчета, представленные в примерах расчета 3.2.1 и 3.2.2 значения предельных сопротивлений оснований вдоль боковой поверхности и под пятой сваи равны 1324 и 1212 кН соответственно. При этом значение общего сопротивления несущей способности основания сваи составит

$$F = F_s + F_p = 1324 + 1212 = 2536 \text{ кН.}$$

Сопоставление общих значений расчетной (2536 кН) и фактической (2680 кН) несущих способностей основания сваи показало их сходимость в пределах 11 %.

3.2.4. Определение общих сопротивлений дилатирующего несвязного грунтового основания одиночной сваи для диапазона стабилизированных значений осадок допускаемой величины

Алгоритм решения задачи о взаимодействии одиночной сваи с окружающим несвязным грунтом, основанный на теории прочности Кулона – Мора с учетом дополнительного параметра прочности грунта – его дилатантной связности τ_d , предполагает рассмотрение нескольких типов расчетных схем распределения внешней нагрузки между боковой поверхностью сваи и ее пятой с целью определения расчетной несущей способности основания сваи при ее заданной осадке. Методики расчета, изложенные в 3.2.1–3.2.3, позволяют определять средние предельные значения сопротивления дилатирующего несвязного грунта по боковой поверхности τ_s и его сжатия R_p под пятой сваи.

С ростом внешней нагрузки на сваю в несвязном грунте происходят сдвиговые деформации s_i вызывающие рост касательных напряжений по ее боковой поверхности τ_i . В состоянии предельного равновесия эти напряжения достигают своего максимального значения при соответствующей предельной сдвиговой деформации s_s . По мере роста касательных напряжений и сдвиговой осадки сваи часть внешней нагрузки начинает восприниматься грунтом основания под ее пятой. При достижении касательными напряжениями по

всей длине сваи предельных значений τ_s , оставшаяся внешняя нагрузка будет восприниматься исключительно грунтом основания под пятой сваи. При достижении предельного сопротивления грунта R_p и соответствующей предельной деформации его сжатия S_{plim} под пятой осадка сваи становится незатухающей.

Мобилизация предельного сопротивления дилатирующего несвязного грунта τ_s по боковой поверхности сваи наступает при перемещении сваи в пределах 4–8 мм, которая в большинстве случаев гораздо ниже допускаемой ее осадки $S_{i,lim}$, принимаемой по нормативным документам. Исчерпание предельного сопротивления грунта под пятой сваи в большинстве случаев происходит при ее осадке, значительно превышающей допускаемую $S_{i,lim}$, когда мобилизуется лишь часть потенциальной несущей способности основания грунта сжатию.

Для предлагаемого инженерного расчета в качестве допущений принимаются два вида зависимостей «сопротивление грунта сдвигу τ_i (сжатию R_i) – осадка сваи S_i », представленные на рис. 3.5, а, б.

Согласно полученным экспериментальным данным в приборах вращательного и дилатометрическом прямого сдвига, данным испытаний натуральных свай и принятой методике разделения несущей способности сваи на две компоненты (несущей способности основания по боковой поверхности и под пятой), величина предельной сдвиговой осадки s_s , соответствующая предельному сопротивлению сдвига, составляет в среднем 4–8 мм при ее среднем значении 6 мм. При этом график, представленный на рис. 3.5, а, определяет следующие зависимости:

$$\begin{aligned} \tau_i &= 167,7\tau_s S_i \text{ при } S_i \leq S_{slim} = 0,006 \text{ м;} \\ \tau_i &= \tau_s \text{ при } S_i > S_{slim} = 0,006 \text{ м,} \end{aligned} \tag{3.18}$$

где S_i – величина заданной осадки сваи, м.

Формулы (3.18) позволяют рассчитать среднее мобилизованное сопротивление дилатирующего несвязного грунта сдвигу по боковой поверхности ствола при известном его среднем предельном значении и заданной осадке сваи S_i .

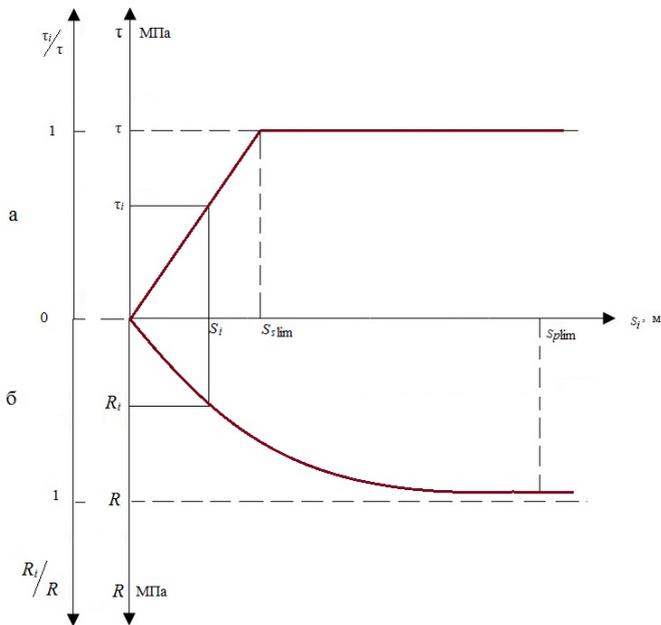


Рис. 3.5. Графики зависимостей «сопротивление грунта сдвигу τ_i (сжатию R_i) – осадка сваи S_i (отношение текущего и предельного значений τ_i / τ)» – сдвиговое перемещение сваи S_i по ее боковой поверхности в дилатирующем несвязном грунте

Рис. 3.5, б отражает график «сопротивление грунта сжатию под пятой R_i (отношение текущих и предельных значений S_i / R_p) – осадка пяты сваи S_i », основанный на решении задачи для определения осадки круглого абсолютно жесткого заглубленного штампа, предложенного Тер-Мартirosяном [72] в виде дробно-линейной функции следующего типа

$$S_i = R_i(1 + \nu)\varpi DR_p / E_c(R_p - R_i), \quad (3.19)$$

где R_i и R_p – текущее и предельное сопротивление грунта сжатию по подошве штампа (пяты сваи);

ϖ – коэффициент, учитывающий круглую форму штампа (пяты сваи), принимаемый $\varpi = 0,79$.

При известном значении предельного сопротивления грунта R_p под пятой сваи, его текущее мобилизованное значение R_i при заданной осадке s_i можно рассчитать по формуле

$$R_i = E_e R_p s_i / [R_p(1 + \nu)\pi D + E_e s_i]. \quad (3.20)$$

Согласно теоретическим и экспериментальным исследованиям величина предельной осадки грунта под пятой сваи s_p в зависимости от применяемой технологии их устройства может составлять порядка 40–200 мм и более.

Используя зависимости (3.2), (3.18) и (3.20) при известных средних предельных значениях сопротивления дилатирующего несвязного грунта сдвигу по боковой поверхности τ и сжатию R под пятой сваи, расчет несущей способности однородного основания сваи по ее допустимой осадке $S_i = S_{\text{lim}}$ можно вычислить по следующим формулам:

$$F = \pi DL \cdot 167,7 \tau_s s_i + \pi D^2 E_e R_p s_i / 4[R_p(1 + \nu)\pi D + E_e s_i], \text{ МПа при } S_i \leq 0,006 \text{ м} \quad (3.21)$$

$$F = \pi DL \tau_s + \pi D^2 E_e R_p s_i / 4[R_p(1 + \nu)\pi D + E_e s_i] \text{ при } S_i > 0,006 \text{ м.} \quad (3.22)$$

Пример расчета

Определить сопротивление основания буронабивной сваи № 3 диаметром $\varnothing 550$ мм и длиной 10 м, выполненной бетонированием в скважине под защитой обсадных труб при ее допустимой осадке 18 мм. Результаты ее испытания представлены в табл. 3.1 и на рис. 3.4.

Алгоритм расчета

1. В соответствии с алгоритмом расчета представленные в примерах расчета п. 3.2.1 и 3.2.2 значения предельных сопротивлений грунтов оснований сдвигу вдоль боковой поверхности и сжатию под пятой сваи равны $\tau_s = 79,6$ кПа и $R_p = 5496$ кПа.

2. Величина сопротивления основания сваи при ее допустимой осадке $S_{lim} = 0,0018$ м согласно выражению (3.22) составляет 1504 кН.

Сопоставление рассчитанной (1504 кН) и фактической (2150 кР) несущих способностей основания сваи при ее допустимой осадке указывает на сходимость данных показателей в пределах 30 %.

3.3. Предложения по инженерному расчету несущей способности оснований свай в зависимости от применяемой технологии их изготовления

Общая методика расчета несущей способности основания одиночных свай в несвязных грунтах изложена в предыдущих разделах. Значения несущей способности оснований свай рассчитываются с учетом их геометрических размеров, прочностных и деформационных характеристик несвязного грунта, степени реализации дилатантной связности τ_d , как по боковой поверхности, так и по периметру цилиндра распора вокруг упругого грунтового клина под ее пятой. При этом степень реализации дилатантной связности во многом определена технологией изготовления свай.

При изготовлении свай в дилатирующих несвязных грунтах по **технологии с использованием инвентарных обсадных труб** принимаются следующие положения:

- физико-механические и деформационные свойства несвязного грунта на контуре скважины при проходке и извлечении обсадных труб остаются природными;
- физико-механические свойства грунта под пятой сваи зависят от метода обработки забоя скважины.

В случае зачистки забоя скважины от шлама физико-механические и деформационные характеристики принимаются равными природным. В случае механического или инъекционного метода обработки забоя скважины при расчете следует учитывать изменение как приведенного диаметра пяты сваи, так и начальных природных параметров несвязного грунта на контуре цилиндра распора основания. Учет изменения грунтовых параметров при использовании данной разновидности технологии является весьма затруднительным, зависящим от объема втрамбованного или инъектированного материала, поэтому данное упрочнение можно отнести в запас

прочности несущей способности грунтового основания под пятой сваи. Увеличение же приведенного диаметра пяты сваи за счет трамбования щебня или инъекции цементного раствора заданным объемом можно определять по зависимостям, предложенным различными исследователями [34, 37].

Исходя из данных положений, дилатантная связность грунта в расчетах по предлагаемым методикам определяется по его плотности сложения в природном состоянии.

Технологии изготовления буринъекционных свай (CFA и CCFA) предполагают нагнетание бетона под давлением 2–4 атмосферы от устья к голове сваи по мере извлечения проходного шнека из пробуренной скважины. При этом нагнетаемый литой бетон может оказывать лишь статическое нагружение на стенки скважины, приводя коэффициент пористости контактного слоя грунта к минимально возможному значению ($e = 0,40–0,45$). Диаметр ствола сваи может увеличиться всего на несколько сантиметров от первоначального диаметра скважины ввиду отсутствия глубинного уплотнения грунта, как в случае инъекционных анкеров и свай, где основной силой объемного уплотнения грунта является фильтрационная сила отжимаемой из раствора свободной воды. Явление локализации деформаций сдвига в ограниченном слое вдоль поверхности сваи подтверждено мировой практикой устройства свай, поэтому принимаем, что сдвиг по боковой поверхности ствола сваи происходит в контактном слое грунта с минимально возможным коэффициентом пористости, за пределами слоя сдвига его состояние соответствует природному. Грунт под пятой сваи подвержен статическому нагружению, но данная область упрочнения не затрагивает объем упругого клина и цилиндра выпора грунта под пятой, поэтому его физико-механические и деформационные характеристики принимаются равными природным. Дилатантная связность грунта в расчетах по предлагаемым методикам определяется по его плотности сложения в природном состоянии.

Изготовление свай методом вибропогружения, завинчивания (FUNDEX), раскатки скважины (DDS) относится к технологиям с принудительным вытеснением грунта при проходке скважины. Удельная несущая способность этих свай в несвязных дилатирующих грунтах значительно превышает несущую способность свай, изготовленных по другим современным технологиям. Это связано

со значительным уплотнением грунта околосвайного пространства в процессе вытеснения грунта при устройстве свай и, как следствие, проявлением его повышенной дилатантной связности при сдвиге. Многочисленные исследования поведения свай с принудительным вытеснением грунта при их изготовлении показывают, что несвязный грунт на контакте и некотором удалении от сваи (в пределах ее диаметра) имеет плотность, близкую к максимально возможной. При этом считается, что коэффициент пористости несвязного грунта в этой зоне близок к минимально возможному ($e = 0,40-0,45$), а его начальный модуль деформации может увеличиваться от 1,5 до 3 раз. Именно эти факторы необходимо учитывать при расчете несущей способности основания сваи согласно методике, изложенной в 3.2.

Технология изготовления JET GROUTING включает формирование ствола грунтоцементной сваи по мере размыва и перемешивания грунта высоконапорной струей цементного раствора. При этом за счет высокого давления размыва формируются поле глубинных фильтрационных сил отжимаемой воды из раствора и значительное уплотнение околоскважинного несвязного грунта до минимально возможного коэффициента пористости ($e = 0,45$) с высоким модулем его деформации. Ввиду того что струя направлена горизонтально от оси сваи, максимальное уплотнение несвязного грунта и увеличение его модуля деформации происходят в этом направлении, в то время как грунт под пятой сваи остается в состоянии, близком к природному. Исходя из этого проявление дилатантной связности грунта по боковой поверхности и под пятой при нагружении сваи следует рассчитывать с учетом данных положений. Инженерный расчет несущей способности буроинъекционных анкеров и свай, изготовленных по технологии TITAN осуществляется по такой же методике, как для свай по технологии JET GROUTING.

3.4. Применение численных методов расчета несущей способности оснований свай

В настоящее время для проектирования и анализа взаимодействия свай с окружающим массивом грунта широко используется математическое моделирование методом конечных элементов [79, 127, 149]. Метод позволяет получать приближенные решения задач механики грунтов, в частности с определенной степенью вероятности учитывать изменение напряженно-деформированного состояния грунта вокруг сваи при ее нагружении. Теория метода конечных элементов изложена во многих источниках, поэтому в данной главе она рассматривается конспективно.

3.4.1. Программный комплекс MIDAS GTS NX

Для решения поставленной задачи было осуществлено численное моделирование в условиях пространственной задачи с использованием программного комплекса MIDAS GTS NX [127], разработанного компанией MIDAS IT (MIDAS Information Technology Co., Ltd) для проектирования объектов гражданского, промышленного и транспортного строительства. Пре- и постпроцессоры, отвечающие за интерфейс, графическую среду, разбиение сетки КЭ, а также вывод результатов расчетов разработаны непосредственно самой компанией MIDAS IT. Математический аппарат решения задач МКЭ, заложенный в программе, разработан компанией TNO Diana.

Данный комплекс содержит широкий спектр расчетных моделей материалов (в том числе грунтов) и позволяет выполнять моделирование НДС грунта околосвайного пространства с учетом его упругого, упругопластичного или пластичного поведения при нагружении свай.

Комплекс MIDAS GTS NX основан на конечно-элементном анализе, созданном на языке программирования C++, и дает возможность реализовать различные методы расчетов: статический, динамический, расчет НДС и т. д. Применительно к нашей постановке задачи комплекс позволяет:

– создавать трех- или двухмерные расчетные схемы грунтового массива, свай, действующих нагрузок и граничных условий:

- создавать неоднородные структуры грунтового основания с произвольным характером напластования грунтов и наклоном дневной поверхности по данным геологических колонок;

- выполнять автоматическую разбивку трех- или двухмерной расчетной области на конечные элементы высокого порядка;

- моделировать условия взаимодействия свай с грунтом с помощью специальных контактных элементов (интерфейсов);

- моделировать линейное и нелинейное дормированное состояние свай;

- моделировать НДС оснований с помощью грунтовых моделей Linear Elastic Isotropic, Linear Elastic, Transversely Isotropic, Interface Elastic, Nonlinear Elastic, Jardine, Tresca, Mohr-Coloumb, Drucker-Prager, Strain-softening, Cam Clay, Modified Mohr Coloumb и других;

- выполнять расчеты напряжений и деформаций в элементах свай и грунта с учетом последовательности нагружения свай;

- осуществлять предварительный просмотр результатов для проверки созданной геометрической модели;

- производить визуальный анализ развития НДС в любом элементе расчетной схемы (свая, грунт) с помощью графических материалов (таблица, график);

- переносить полученный графический материал на устройства вывода или в буфер обмена Windows.

Грунтовое основание моделируется объемными трехмерными конечными элементами в виде тетраэдров (4 узла), пентаэдров (5 узлов – пирамида, 6 узлов – треугольная призма) и гексаэдров (8 узлов), позволяющих в расчетах учесть геометрическую нелинейность и нелинейность свойств материалов. Конечно-элементная сетка по возможности создается из гексаэдров. Узлы данных элементов в глобальной системе имеют три степени свободы в виде перемещений вдоль декартовых осей (x , y , z), при этом напряжения и деформации также определяются в данной системе координат.

Построение и анализ геотехнической модели взаимодействия свай и окружающего грунта выполняются в последовательности:

- создаются пространственные сетки конечных элементов в специальном программном модуле;

- задаются свойства сетки в разделе формирования свойств контактных элементов согласно их физическим и механическим характеристикам;

- присваиваются элементам сетки функции нагружения в соответствующих разделах;
- задаются граничные условия в узлах сетки;
- производится расчет с помощью программного модуля;
- осуществляется анализ расчетов в программном модуле просмотра результатов.

Для проведения анализа результатов численного расчета и их сравнения с данными испытаний опытных свай, выполненных и испытанных ГГК на объекте «Многоквартирный жилой дом со встроенными помещениями и подземной гараж-стоянкой по улице Корж-Саблина в городе Минске» (параграф 3.1.2), были применены классическая и предлагаемая нами модифицированная дилатантная упругопластические расчетные грунтовые модели Кулона – Мора. Работа материала ствола сваи при этом принималась в соответствии с упругой моделью.

Преимуществом использования классической упругопластической расчетной грунтовой модели Кулона – Мора для описания НДС массива грунта является простота определения ее необходимых параметров в соответствии с инженерно-геологическими испытаниями, предусмотренными нормативными документами Республики Беларусь, а также удовлетворительная сходимости результатов расчета свай по данной модели с результатами их натуральных испытаний в определенном диапазоне нагрузок на сваю. Для моделирования классическая упругопластическая расчетная модель должна иметь пять параметров: линейной упругости E и ν , предельного состояния ϕ и C , удельный вес грунта γ . Часто применяется шестой параметр – $\psi = \phi - 30$ мобилизованный угол дилатансии для моделирования необратимого – увеличения в объеме грунта плоскости разрушения. Данное положение, на наш взгляд, как уже отмечалось ранее, является спорным. Проведенные исследования показали, что учет явления дилатансии на прочность несвязного грунта, особенно при его коэффициенте пористости ниже критического значения, необходимо осуществлять введением в условие прочности дополнительного параметра – дилатантной связности τ_d . Исходя из вышесказанного для анализа результатов расчета численным методом были использованы упругопластические грунтовые модели Кулона – Мора в традиционной и дилатантной постановках.

3.4.2. Обоснование численного моделирования взаимодействия сваи и несвязного грунта

Общий вид – пространственный фрагмент и разрез модели для опытной натурной сваи № 57 представлены на рис. 3.6, 3.7.

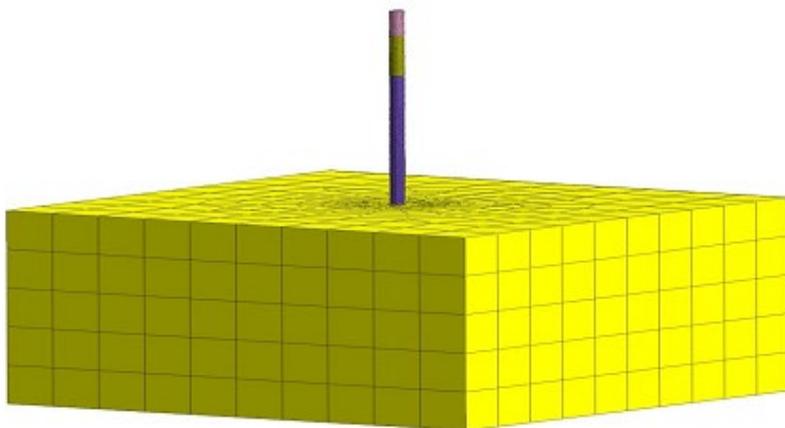


Рис. 3.6. Пространственный фрагмент модели сваи

Данная пространственная модель представляет собой прямоугольный параллелепипед со сторонами $P \times B \times B$, разделенный на пространственные конечные узловые элементы, которым присваиваются физико-механические характеристики рассматриваемого массива грунта. В центре задается круглая свая соответствующего диаметра и жесткости. Размер сетки выбран по верхней грани как $11 \times D$ (где D – диаметр ствола сваи), а расстояние от нижнего конца сваи до границы расчетной области определено как $0,7 \times L$ (где L – длина ствола сваи). В зоне вокруг ствола сваи, в которой происходят основные изменения НДС, сетка конечных элементов имеет сгущение, а к периферии расчетной области размеры конечных элементов увеличиваются.

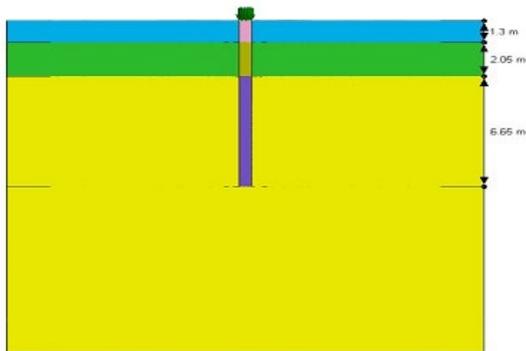


Рис. 3.7. Разрез модели опытной сваи № 57

Для оценки корректности заданных параметров грунтов был произведен комплекс тестовых расчетов. Сначала в тестовой задаче был смонтирован однородный грунтовый массив, для которого затем поочередно назначались характеристики каждого инженерно-геологического элемента (ИГЭ). После первой фазы моделирования природных напряжений в массиве грунта формировалась свая с заданными геометрическими, прочностными и жесткостными параметрами и приложенной нагрузкой. В качестве критерия для определения корректной работы грунтовой модели и принятых физико-механических характеристик грунтов служила осадка натурной сваи по результатам ее статических испытаний.

3.4.3. Анализ результатов численного расчета несущей способности оснований натуральных опытных свай

Для моделирования НДС грунта вокруг опытных свай были использованы следующие расчетные грунтовые модели:

1) **классическая упругопластическая расчетная грунтовая модель Кулона – Мора**, которая требует ввода пяти-шести расчетных параметров каждого из грунтовых напластований по длине сваи, получаемых путем стандартных лабораторных или полевых испытаний грунтов (E – общий модуль деформации грунта; ν – коэффициент Пуассона грунта; φ – угол внутреннего трения грунта; C – сцепление грунта; γ – удельный вес грунта; ψ – угол дилатансии).

При этом были приняты следующие допущения и предпосылки при выполнении геотехнических расчетов:

- расчетные значения физико-механических характеристик инженерно-геологических элементов принимались по первому предельному состоянию с доверительной вероятностью +0,95 с учетом их фактического состояния;

- грунт основания моделировался объемными конечными элементами, при этом характеристики контактных элементов для каждого грунтового напластования и сваи принимались из табл. 3.1 согласно допущению, что технология устройства свай с применением обсадных труб и зачисткой забоя от шлама не изменяет начальные природные физико-механические характеристики грунта;

- сваи, изготавливаемые по технологии с использованием инвентарной обсадной трубы и зачистки забоя скважины от шлама, моделировались стержнями с критерием прочности Кулона – Мора;

- материал свай задан упругим, модуль упругости принимался $E_c = 3000$ МПа, коэффициент Пуансона $\nu_c = 0,2$;

- расчеты выполнялись с учетом поэтапной загрузки свай до их осадки 120 мм;

2) **Предлагаемая дилатантная модифицированная упруго-пластичная расчетная грунтовая модель**, особенностью которой является введение дополнительного параметра прочности несвязных грунтов – дилатантной связности τ_d для каждого грунтового напластования, получаемой при нагружении грунта в лабораторных условиях стесненного сдвига.

При этом основные допущения и предпосылки при выполнении геотехнических расчетов были приняты по аналогии с классической расчетной грунтовой моделью Кулона – Мора.

Сравнение результатов численного расчета с использованием вышеуказанных моделей и данных статических испытаний опытных свай позволило оценить правомерность их применения для получения достоверной картины НДС грунта околосвайного пространства.

На рис. 3.8 представлены графики зависимостей «вертикальная нагрузка – осадка свай», полученные в результате проведенных испытаний (линия 1) и расчетов с использованием программы MIDAS

GTS NX в классической (линия 2) и дилатантной постановке (линия 3) модели грунта с условием текучести Кулона – Мора для опытных свай длиной 6, 8, 10 и 12 м в заданном диапазоне изменения вертикальной нагрузки и осадок.

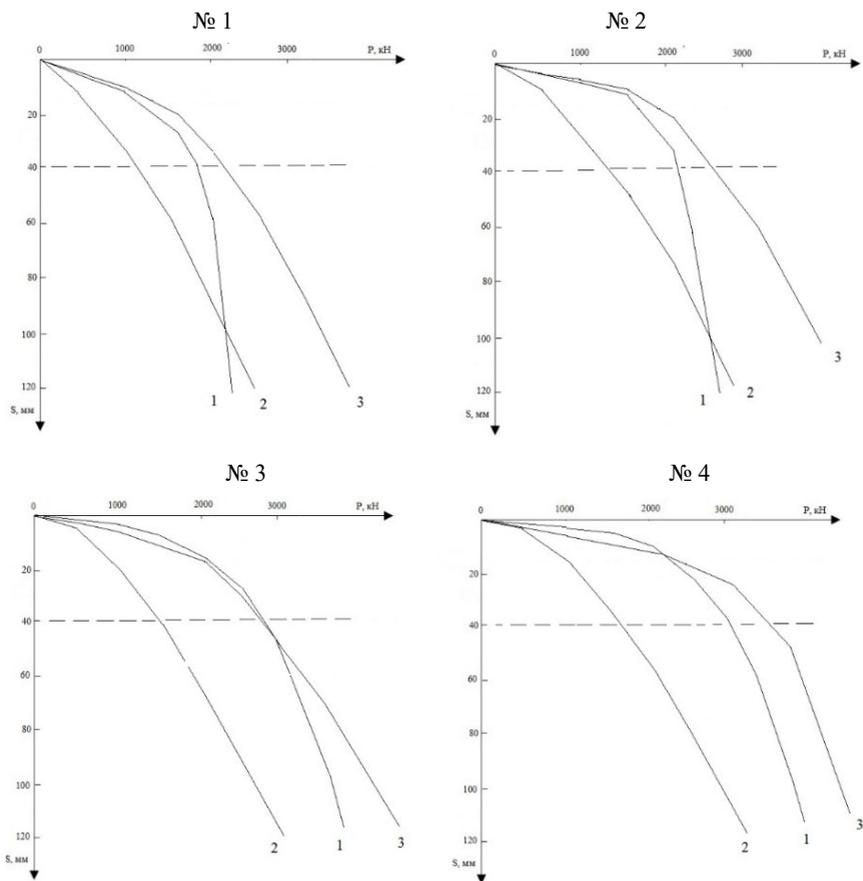


Рис. 3.8. Графики зависимостей «вертикальная нагрузка – осадка» для опытных свай № 1, 2, 3, 4: 1 – по результатам статических испытаний; 2 – по результатам численного расчета с использованием классической упругопластической грунтовой модели Кулона – Мора; 3 – по результатам численного расчета с использованием дилатантной модифицированной упругопластической грунтовой модели

Анализ результатов испытаний и расчета численными методами показал на удовлетворительную сходимость результатов с применением дилатантной упругопластической грунтовой модели с условием текучести Кулона – Мора для осадок свай до 40 мм. При осадках более 60 мм методика дает завышенные значения несущей способности свай, что, по нашему мнению, связано с несоответствием описания реальной расчетной схемы работы грунта под пятой сваи численным методом, который не учитывает ее реальную расчетную схему работы. Использование классической упругопластической грунтовой модели с условием текучести Кулона – Мора дает заниженные показатели несущей способности свай до осадки 40 мм, что наиболее важно для практики свайного строительства.

3.5. Сопоставление результатов статических испытаний натуральных опытных свай с данными расчетов несущей способности их оснований различными методами

Сопоставление несущих способностей оснований опытных свай № 1, 2, 3 и 4 (параграф 3.1.2) производилось с результатами расчета по следующим методам:

- 1) по нормативным расчетным сопротивлениям согласно [120];
- 2) по результатам динамического зондирования грунтов основания [97];
- 3) по предлагаемому инженерному методу расчета (параграф 3.2);
- 4) по результатам численного расчета для классической и дилатантной модифицированной упругопластической грунтовой моделей (параграф 3.4.3);

В табл. 3.3 представлены результаты расчета несущей способности оснований натуральных опытных свай по вышеуказанным методам.

Таблица 3.3

**Результаты расчетов несущей способности
оснований опытных свай**

№ п/п свай	L , м	D , м	F_d (кН) / ($F_s + F_p$) (кН)	$F_{d,lim}$ (кН) / ($F_{s,lim} + F_{p,lim}$) (кН) $s_{i,lim} = 18$ мм	τ_s / R_p	$\tau_{s, lim} / R_{p,lim}$
1	2	3	4	5	6	7
Метод расчета по нормативным расчетным сопротивлениям						
1	6	0,53	1316 / 480 + 836	–	48 / 3800	–
2	8	0,53	1739 / 705 + 1034	–	53 / 4700	–
3	10	0,53	2173 / 930 + 1243	–	56 / 5650	–
4	12	0,53	2612 / 1160 + 1452	–	58 / 6660	–
Метод расчета по результатам динамического зондирования						
1	6	0,53	1492 / 300 + 1192	–	30 / 5718	–
2	8	0,53	1737 / 470 + 1267	–	35 / 5759	–
3	10	0,53	1774 / 582 + 1192	–	35 / 5418	–
4	12	0,53	1895 / 703 + 1192	–	35 / 5418	–
Предлагаемый инженерный метод расчета						
1	6	0,53	1717 / 725 + 992	1221 / 725 + 496	73 / 4510	73 / 2255
2	8	0,53	2067 / 1017 + 1060	1600 / 1017 + 583	76 / 4820	76 / 2651
3	10	0,53	2474 / 1324 + 1150	1920 / 1317 + 603	80 / 5217	80 / 2741
4	12	0,53	2891 / 1636 + 1255	2301 / 1626 + 665	82 / 5705	82 / 3023
Численный метод расчета на основе предлагаемой дилатантной упругопластической грунтовой модели						
1	6	0,53	–	1500 / 660 + 840	–	66 / 3818
2	8	0,53	–	1850 / 858 + 992	–	65 / 4510
3	10	0,53	–	2000 / 1000 + 1000	–	64 / 4545
4	12	0,53	–	2400 / 1320 + 1080	–	66 / 4897
Результаты статических испытаний свай						
1	6	0,53	1610 / 610 + 1050	1300 / 650 + 650	61 / 4772	65 / 2955
2	8	0,53	2150 / 950 + 1200	1750 / 950 + 800	72 / 5454	71 / 3636
3	10	0,53	2680 / 1300 + 1380	2150 / 1300 + 850	78 / 6272	78 / 3865
4	12	0,53	3060 / 1660 + 1400	2300 / 1600 + 700	83 / 6366	80 / 3180

В табл. 3.4 представлены соотношения между значениями сопротивлений, определенными различными методами, и данными статических испытаний опытных свай.

Таблица 3.4

Результаты расчетов несущей способности оснований опытных свай

Соотношение сопротивлений (по данным расчета/по результатам статических испытаний свай)					
Обозначение	По результатам статических испытаний свай	По нормативным расчетным сопротивлениям	По результатам динамического зондирования	По инженерному методу	По численному методу
1	2	3	4	5	6
Опытная свая № 1 ($L = 6$ м, $D = 0,53$ м)					
F_d	1	0,82	0,93	1,07	–
F_s	1	0,79	0,49	1,19	–
F_p	1	0,80	1,14	0,95	–
$F_{d,lim}$	1	–	–	0,94	1,15
$F_{s,lim}$	1	–	–	1,11	1,02
$F_{p,lim}$	1	–	–	0,76	1,29
τ_s	1	0,79	0,49	1,19	–
R_p	1	0,80	1,14	0,95	–
$\tau_{s,lim}$	1	–	–	1,12	1,01
$R_{p,lim}$	1	–	–	0,76	1,29
Опытная свая № 2 ($L = 8$ м, $D = 0,53$ м)					
F_d	1	0,81	0,81	0,96	–
F_s	1	0,75	0,49	1,07	–
F_p	1	0,86	1,06	0,88	–
$F_{d,lim}$	1	–	–	0,91	0,86
$F_{s,lim}$	1	–	–	1,05	0,69
$F_{p,lim}$	1	–	–	0,73	1,24
τ_s	1	0,74	0,49	1,05	–
R_p	1	0,86	1,06	0,82	–
$\tau_{s,lim}$	1	–	–	1,05	0,90
$R_{p,lim}$	1	–	–	0,73	1,24

1	2	3	4	5	6
Опытная свая № 3 ($L = 10$ м, $D = 0,53$ м)					
F_d	1	0,81	0,86	0,92	–
F_s	1	0,72	0,45	1,02	–
F_p	1	0,90	0,86	0,83	–
$F_{d,\text{lim}}$	1	–	–	0,89	0,93
$F_{s,\text{lim}}$	1	–	–	1,01	0,76
$F_{p,\text{lim}}$	1	–	–	0,71	1,18
τ_s	1	0,72	0,45	1,01	–
R_p	1	0,90	0,86	0,83	–
$\tau_{s,\text{lim}}$	1	–	–	1,01	0,77
$R_{p,\text{lim}}$	1	–	–	0,71	1,17
Опытная свая № 4 ($L = 12$ м, $D = 0,53$ м)					
F_d	1	0,85	0,62	0,95	–
F_s	1	0,70	0,42	0,98	–
F_p	1	1,04	0,85	0,90	–
$F_{d,\text{lim}}$	1	–	–	1,00	0,93
$F_{s,\text{lim}}$	1	–	–	1,02	0,76
$F_{p,\text{lim}}$	1	–	–	0,95	1,18
τ_s	1	0,70	0,42	1,02	–
R_p	1	1,04	0,85	0,83	–
$\tau_{s,\text{lim}}$	1	–	–	1,02	0,77
$R_{p,\text{lim}}$	1	–	–	0,95	1,17

На рис. 3.9 и 3.10 представлены графики зависимостей предельных и расчетных несущих способностей оснований опытных свай при допустимой осадке $S_{i,\text{lim}} = 18$ мм от их длин, построенные по результатам статических испытаний и данным расчета.

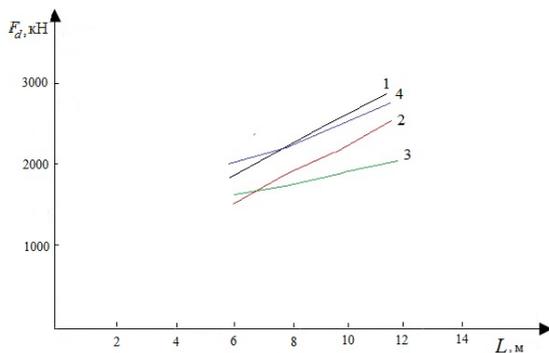


Рис. 3.9. Графики зависимостей «предельная несущая способность основания сваи – длина сваи» для опытных свай № 1, 2, 3, 4: 1 – по результатам статических испытаний; 2 – по нормативным расчетным сопротивлениям; 3 – по результатам динамического зондирования грунтов; 4 – по предлагаемому инженерному методу расчета

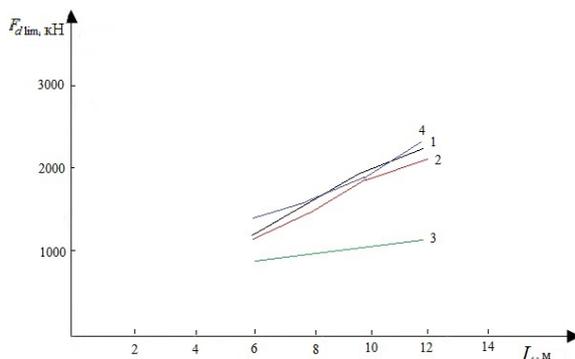


Рис. 3.10. Графики зависимостей «несущая способность основания сваи при ее допустимой осадке 18 мм – длина сваи» для опытных свай № 1, 2, 3, 4: 1 – по результатам статических испытаний; 2 – по предлагаемому инженерному методу расчета; 3 – по результатам численного расчета с использованием классической упругопластической грунтовой модели Кулона – Мора; 4 – по результатам численного расчета с использованием дилатантной модифицированной упругопластической грунтовой модели

На рис. 3.11 представлены графики зависимостей предельных сопротивлений грунтов по боковой поверхности и под пятой опытных свай в зависимости от их длин, построенные по результатам статических испытаний и данных расчета.

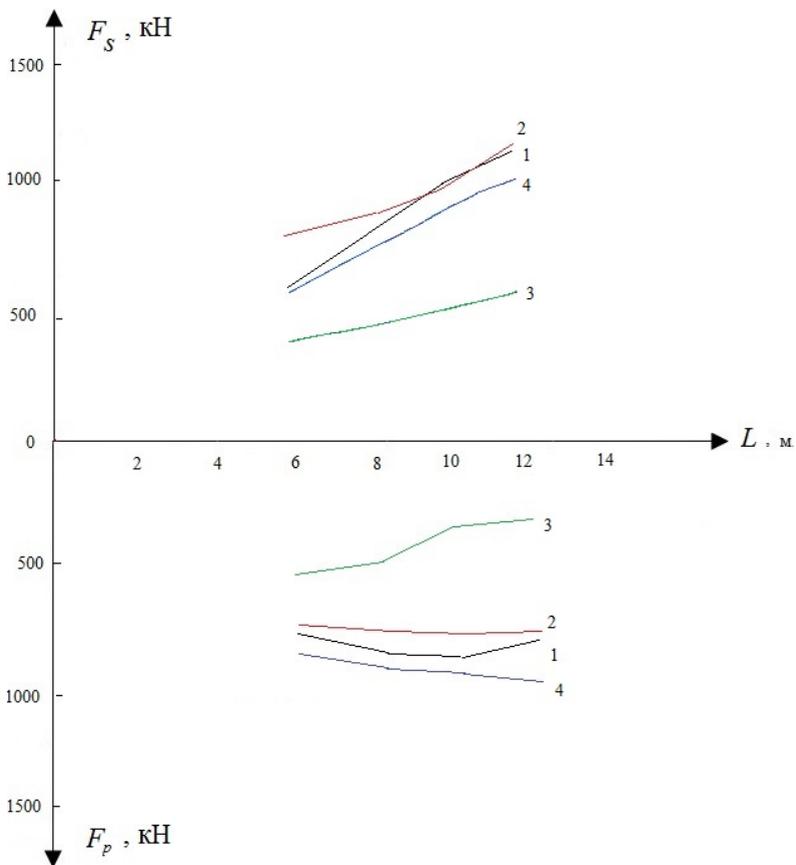


Рис. 3.11. Графики зависимостей «несущая способность основания при допустимой осадке 18 мм по боковой поверхности и под пятой сваи – длина сваи» для опытных свай № 1, 2, 3, 4: 1 – по результатам статических испытаний; 2 – по предлагаемому инженерному методу расчета; 3 – по результатам численного расчета с использованием классической упругопластической грунтовой модели Кулона – Мора; 4 – по результатам численного расчета с использованием дилатантной модифицированной упругопластической грунтовой модели

На рис. 3.12 представлены графики зависимостей средних предельных сопротивлений грунтов по боковой поверхности и под пятой опытных свай от их длины по результатам статических испытаний и данным расчета.

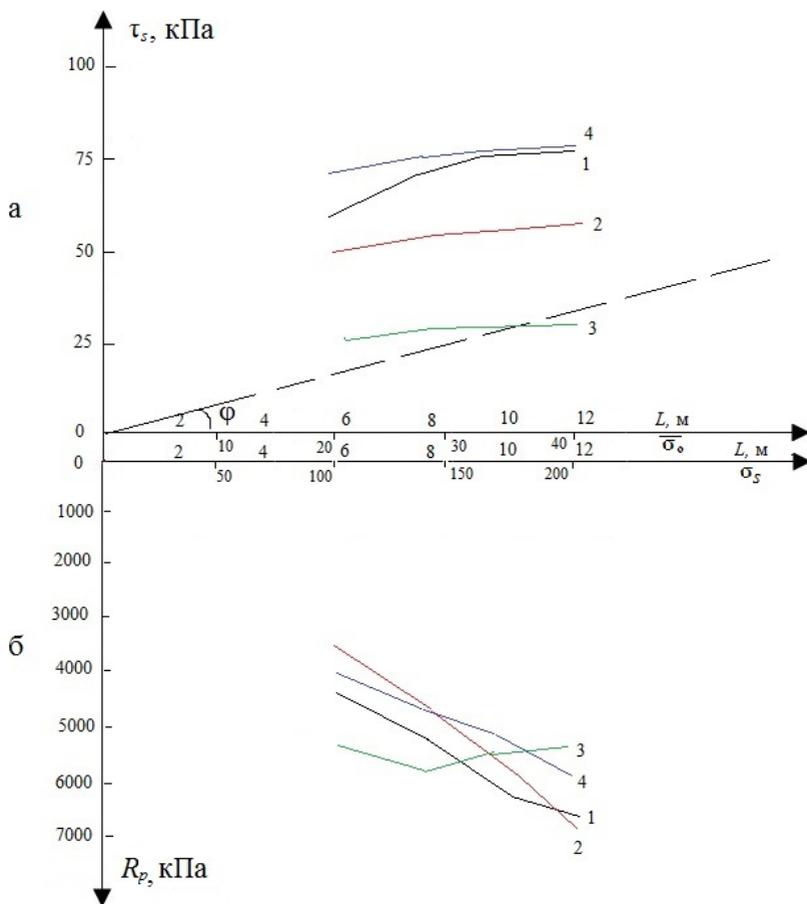


Рис. 3.12. Графики зависимостей «средние предельные сопротивления грунта по боковой поверхности и под пятой сваи – длина сваи» для опытных свай № 1, 2, 3, 4: 1 – по результатам статических испытаний; 2 – по нормативным расчетным сопротивлениям; 3 – по результатам динамического зондирования грунтов; 4 – по предлагаемому инженерному методу расчета

Анализ данных табл. 3.4 показывает, что наиболее достоверными являются предлагаемый инженерный метод и метод расчета по нормативным расчетным сопротивлениям грунтов. Каждый из этих методов не требует трудноопределяемых параметров для проведения расчета. Средняя погрешность для данных методов составляет

порядка 15–25 %. При этом инженерный метод позволяет рассчитать несущую способность основания сваи при заданной (допустимой) ее осадке.

Анализ результатов численных методов расчета с применением классической упругопластической грунтовой модели Кулона – Мора указал на значительно заниженные результаты несущих способностей основания свай по сравнению с данными статических испытаний свай до осадки 40 мм, наиболее значимой в практике строительства. Аналогичные результаты с применением дилатантной модифицированной упругопластической грунтовой модели указывают на достаточную сходимость с данными статических испытаний свай в этом диапазоне осадок свай. Дальнейшее отклонение результатов численного расчета от фактических значений несущей способности оснований подчеркивает некоторое несоответствие реальной расчетной схемы работы грунта под пятой сваи ее моделированию.

Графики, представленные на рис. 3.12, указывают на нелинейное повышение несущей способности оснований свай с увеличением их длин в несвязных грунтах с относительной однородностью. Аналогичный вывод можно сделать в отношении отдельных несущих способностей основания по боковой поверхности и под пятой сваи.

Анализ контактного трения по боковой поверхности свай (рис. 3.12, а) и их сравнение с величинами по традиционной прямой Кулона указывает на их несоответствие и необходимость учета нового напряженного состояния грунта при стесненном сдвиге в условиях ограниченной дилатансии, что подтверждается проведенными лабораторными и полевыми исследованиями грунтов (глава 2).

Значительный разброс величин сопротивлений грунтов под пятой свай для различных расчетных методов (рис. 3.12, б) подчеркивает необходимость корректировки общей расчетной схемы поведения грунта под пятой сваи в условиях внутреннего выпора. Заниженные результаты, полученные расчетом по динамическому зондированию грунтовых оснований свай, также указывают на необходимость корректировки расчетных показателей при использовании динамики погружения зонда.

3.6. Выводы по главе 3

1. Предлагаемый инженерный метод расчета позволяет прогнозировать несущую способность оснований свай в дилатирующих несвязных грунтах. Метод учитывает дилатантную природу поведения несвязного грунта под нагрузкой в зависимости от прочностных и деформационных параметров каждого из грунтовых напластований, получаемых путем стандартных лабораторных и полевых испытаний грунтов. При этом метод не требует трудноопределяемых параметров для проведения расчета.

2. Теория Кулона – Мора в своем традиционном виде, а также стандартные методы испытаний несвязных дилатирующих грунтов не позволяют решать вопросы по определению несущей способности оснований в условиях стесненного сдвига.

3. Алгоритм решения задачи по расчету несущей способности оснований свай при вертикальном нагружении по величине ее осадки учитывает перераспределение усилий между ее боковой поверхностью и пятой для всего диапазона нагрузок.

4. Метод расчета по нормативным расчетным сопротивлениям грунтов дает удовлетворительные, но несколько заниженные значения несущих способностей основания.

5. Метод расчета по результатам динамического зондирования грунтов дает заниженные значения несущей способности основания, особенно при расчете несущей способности основания свай вдоль боковой поверхности, что указывает на необходимость корректировки расчетных показателей при использовании динамики погружения зонда.

6. Анализ существующих программных комплексов, основанных на численном моделировании НДС грунтовых оснований свай методом конечных элементов, указал на удобство применения расчетного комплекса MIDAS GTS NX. Результаты расчета в классической упругопластической постановке Кулона – Мора дают во всех рассмотренных случаях заниженную оценку несущей способности оснований свай при ее осадке менее 40 мм. Это обусловлено неадекватностью параметров расчетной модели грунта реальному механическому отклику грунтового массива в условиях его стесненного разрушения. Установленное соответствие результатов расчета несущей способности оснований численным методом с примени-

ем грунтовой модели в дилатантной постановке результатам статических испытаний опытных свай указывает на необходимость учета дилатантной связности как параметра предельного состояния грунта при определении его прочности в процессе нагружения. При этом близкое соответствие результатов численного расчета несущей способности оснований свай данным их статических испытаний устанавливается в пределах наиболее значимой величины осадки свай до 40 мм.

7. Наиболее достоверный метод определения несущей способности оснований свай – их статические испытания, однако и их результаты являются лишь приближенным эталоном несущей способности оснований свай при их массовом устройстве. Это указывает на необходимость подтверждения требуемой несущей способности свай в процессе производства работ другими косвенными методами (например, по отказу при динамическом воздействии на сваю, величинам крутящего момента при ввинчивании шнека, вдавливании трубы и др.).

Г Л А В А 4

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРИМЕНЕНИЮ, ПРОЕКТИРОВАНИЮ, УСТРОЙСТВУ СВАЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ СОВРЕМЕННЫХ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ ТЕХНОЛОГИЙ

4.1. Область применения современных геотехнических технологий изготовления свай

При выборе технологии изготовления свай следует учитывать инженерно-геологические условия строительной площадки, расчетные нагрузки и их комбинации, технические возможности имеющихся в наличии буровых механизмов, технико-экономические показатели работ.

Состав, объем, методики исследований оснований свай следует назначать в соответствии с требованиями ТКП 45-5.01-254-2012 [120].

Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах свай и свайных фундаментов, коэффициенты надежности по нагрузке, а также возможные сочетания нагрузок необходимо принимать в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07-85 [114], ТКП EN 1991-1-1-2009 [122-124].

Основные требования к материалам при изготовлении свай должны быть определены положениями ГОСТ 5781-82 [102], ГОСТ 8267-93 [103], ГОСТ 8736-93 [138], ГОСТ 10178-85 [99], ГОСТ 10181-2000 [100], ГОСТ 10268-80 [86], ГОСТ 26633-2015 [89]. Сварные арматурные изделия и закладные детали должны удовлетворять требованиям ГОСТ 14098-91 [101], ГОСТ 10922-2012 [85].

Номенклатура буронабивных, буроинъекционных и набивных свай, бурового оборудования и его технические возможности (из практики ГГК) представлены в табл. 4.1 и *Приложении 2*. Ссылки на технологические карты свайных работ, используемых ГГК, по наиболее применяемым технологиям представлены в *Приложении 4*.

Таблица 4.1

**Номенклатура свай, изготавливаемых с применением
современных геотехнических технологий и оборудования
(из практики ГГК)**

№ п/п	Наименование свай	Используемая технология изготовления свай	Применяемое оборудование	Максимальные размеры свай, м	Максимальная длина свай, м	Возможность устройства уширения пяты свай	Область применения свай по виду и величине нагрузки, кН	Производительность оборудования, количество свай, шт.
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Забивные, сечением 0,30×0,30; 0,35×0,35; 0,40×0,40	Забивка, вибро-погружение	Junttan PC23LC	0,40×0,40	21	Нет	Вертикальные сваи, нагрузка до 1200	10–30
2	Задавливаемые, сечением 0,30×0,30; 0,35×0,35; 0,40×0,40	Задавливание	УСБ-120	0,40×0,40	21	Нет	Вертикальные, нагрузка до 800	10–15
3	Буронабивные цилиндрического сечения	Под защитой обсадных труб	Bauer BG 12/15K, MDT CMV TH16, Delmag RH 14	∅1,50	40	Да	Веркальные, нагрузка до 7000	1–3
4	Буровые цилиндрического сечения	FUNDEX	Bauer BG 12/15K, MDT CMV TH16, ABI TM	∅0,50	15	Да	Веркальные, нагрузка до 1200	5–9
5	Буроинъекционные цилиндрического сечения	CFA, CCFA	Bauer BG 12/15K, MDT CMV TH16, TESCAR ABI TM	∅1,0	22	Нет	Веркальные, нагрузка до 4000	5–15
6	Буроинъекционные цилиндрического сечения	SDS	Bauer BG 12/15K, MDT CMV TH16	∅0,6	15	Нет	Веркальные, нагрузка до 1400	6–10

1	2	3	4	5	6	7	8	9
7	Вибронабивные цилиндрического и конического сечения	Вибропогружение	ABI TM	Ø0,6	15	Да	Веркальные, нагрузка до 1200	15–30
8	Буроинъекционные цилиндрического сечения	JET GROU-TING	Klemm 807d, Soilmec SM400, Beretta T53	Ø0,8	28	Да	Вертикальные, наклонные сваи, нагрузка до 1200	8–18
9	Буроинъекционные цилиндрического сечений	TITAN	Klemm 807d, Soilmec SM400, Beretta T53	Ø0,35	35	Да	Вертикальные, наклонные сваи, нагрузка до 1000	10–20

Обоснование выбора современной геотехнической технологии устройства анкеров и свай, исходя из инженерно-геологических и гидрогеологических условий, стесненности строительной площадки, других факторов, представлены в табл. 4.2.

При выборе технологии производится оценка рациональных методов ведения работ, назначения оптимальных технологических схем и решений, типа и числа буровых и иных механизмов для выполнения работ в заданные сроки при минимальной стоимости.

Единым критерием любого выбора является условие, при котором диапазон возможностей (В) для соответствующего объекта должен быть больше или равен предъявляемым к нему требованиям (Т):

$$B \geq T. \quad (4.1)$$

При этом любой обобщенный критерий всегда может быть представлен в виде частных составляющих критериев выбора:

$$X_B \geq X_T; Y_B \geq Y_T; Z_B \geq Z_T;$$

$$\Pi_B \geq \Pi_T;$$

$$КП_B \geq КП_T;$$

$$БР_B \geq БР_T; \quad (4.2)$$

$$\ЭП_B \geq \ЭП_T;$$

$$УТ_B \geq УТ_T;$$

$$\ЭН_B \geq \ЭН_T.$$

Таблица 4.2

Применимость современных геотехнических технологий устройства свай

№ п/п	Применимость технологии устройства свай по инженерно-геологическим условиям строительной площадки					Применимость технологии устройства свай по стесненности строительной площадки и наличии коммуникаций					
	Технология изготовления свай (см. табл. 4.1)	Грунты с галечными и валунными включениями	Напластования слабых грунтов	Пески маловлажные и влажные	Пески водонасыщенные	Полутвердые и твердые глинистые грунты	Рядом с фундаментами мелкого заложения существующих зданий	Рядом со свайными фундаментами существующих зданий	На расстоянии до 20 м от существующих зданий	На расстоянии до 30 м от существующих зданий	На расстоянии до 15 м от существующих подземных коммуникаций
1	+/-	+	+	+	+	-	-	+/-	+	+/-	-
2	-	+	+	+	+	+/-	+/-	+	+	+	+
3	+	+	+	+	+	+/-	+	+	+	+	+
4	+/-	+	+	+	+	+/-	+/-	+	+	+	+
5	+/-	+/-	+	+/-	+	-	+	+	+	+	+
6	+/-	+	+	+	+/-	+/-	+	+	+	+	+/-
7	-	+	+	+	+	-	-	+/-	+	+/-	-
8	+/-	-	+	+	+/-	+/-	+	+	+	+	+
9	+/-	+/-	+	+	+	+	+	+	+	+	+

Данные критерии выбора можно рассматривать как главные, однако их состав может быть уменьшен или расширен за счет специфических требований, предъявляемых со стороны заказчика строительства.

Все перечисленные главные критерии выбора технологии работ учитываются при выборе применяемого оборудования. Так, например, геометрический диапазон возможностей (X) следует рассматривать как рабочую зону бурового оборудования в отношении объема строительной площадки, в каждой точке которой должны быть выдержаны остальные критерии, обеспечивающие качество свайных работ.

Критерий производительности (Π) в случае ведения буровых работ по заданной технологии может быть представлен в виде ее технической составляющей или эксплуатационной производительности, например:

- диаметров, глубин и скорости бурения скважин;
- времени перебазировки оборудования и механизмов;
- времени монтажа установки из транспортного в рабочее положение;
- возможности совмещения нескольких технологических операций при устройстве анкеров или свай данной буровой установкой;
- другого.

При этом выбор рекомендуется начинать с более мощных и производительных буровых машин.

Критерий качества ($KП$) должен характеризовать соответствие конечного продукта, выполненного в соответствии с выбранной технологией ведения работ, его потребительским свойствам, например обеспечению достижения расчетной несущей способности основания сваи, изготовленной по определенной технологии с применением используемого оборудования.

Критерий безопасности ($БР$) должен обеспечивать как внутреннюю безопасность для оператора и самого бурового оборудования, так и внешнюю – для других участников строительного процесса при ведении свайных работ.

Критерий экологичности ($ЭП$) оценивается степенью чистоты при влиянии применения заданной технологии на окружающую среду.

Критерий устойчивости технологии (УТ) определяется качеством бурового и иного оборудования, их надежностью, техническим состоянием, наработкой и др.

Главным, включающим все приведенные показатели, а также параметры бурового и иного оборудования, является критерий экономичности (ЭП), характеризующий эффективность принятия определенного решения по выбору технологии свайных работ. Данный критерий требует дополнительного критерия проверки сроков выполнения работ, обеспечиваемого при условии максимальной загрузки применяемого оборудования.

Рассмотрение вышеперечисленных критериев указывает на возможность их разделения на **жесткие и нежесткие** требования.

К жестким требованиям относятся такие (X, П, КП, БР и др.), которые должны выполняться безусловно точно и строго. К нежестким относятся требования, выполнение которых может быть приближенным к некоторой оптимальной величине, или при возможности исключение.

Выбор машин и механизмов (преимущественно бурового оборудования) для заданной технологии ведения свайных работ определяется из принципа наибольшего их соответствия или удовлетворения рассмотренным требованиям. При этом степень соответствия свайной технологии и применяемого оборудования условиям его работы можно оценить величиной параметра:

$$C_o = \frac{\sum_{B_i}^{T_i} q_i}{\sum q_i}, \quad (4.3)$$

где q_i – относительный коэффициент удовлетворения данного требования.

Наилучшее соответствие предполагается при $C_o = 1$.

Условие (4.3) позволяет сравнить различные варианты использования технологий и оборудования и выбрать наиболее подходящие из них.

Общий алгоритм выбора технологии ведения работ и номенклатуры бурового оборудования в соответствии с разработанным проектным решением свайного поля представлен ниже:

1. Сбор исходных данных:

- материалы инженерно-геологических изысканий (параграф 4.2);
- схема расчетных нагрузок на фундаменты и их комбинации;
- генплан строительной площадки с указанием стесненности строительной площадки и других ее особенностей;
- необходимые сроки выполнения свайных работ (Т);
- сведения о парке бурового оборудования с их техническими характеристиками (*Приложение 2*).

2. Проектирование свайного поля (параграф 4.2):

- расчет несущей способности оснований свай, их геометрических размеров и армирования, количества отметок верха и низа их стволов;
- размещение свай в пределах свайного поля и мест расположения опытных свай, подлежащих статическим и иным испытаниям.

3. Выбор допустимых технологий ведения свайных работ, исходя из условий применимости в инженерно-геологических условиях пятна застройки, стесненности производства работ на объекте, наличия подземных коммуникаций или ограничений вблизи смежных строений, возможностей и особенностей имеющихся буровых механизмов и оборудования.

4. Расчет производительности буровых механизмов в смену V_i (м^3 свай/смена) для каждой i -той допустимой технологии.

5. Расчет стоимости свайных работ C_i , исходя из работы буровых механизмов на протяжении расчетного количества принятых смен $n_i = V / V_i$ (где V – общий объем свай), стоимости перебазировки и иных факторов для каждой i -той допустимой технологии.

6. Выбор оптимальной технологии ведения свайных работ из условия $C_i \rightarrow \min$.

7. Выполнение статических, динамических испытаний грунтов сваями для подтверждения соответствия проектным значениям несущих способностей их оснований.

8. Массовое производство свайных работ с контролем качества свай (параграф 4.4) в процессе их изготовления.

4.2. Принципы проектирования свай

Свайные фундаменты проектируются на основе результатов инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий строительной площадки; назначения, конструктивных и технологических особенностей проектируемого сооружения, условий его эксплуатации с учетом передаваемых на фундаменты нагрузок.

Состав, объем и методики исследований, расчет оснований свай следует производиться согласно ТКП 45-5.01-254–2012 [120]. При определении физико-механических и строительных свойств грунтов в процессе инженерных изысканий предпочтительны прямые лабораторные методы исследований, базируемые на бурении скважин с отбором образцов грунта природного сложения, а также полевые – посредством их испытаний штампами статической нагрузкой, либо при статическом (предпочтительно) или динамическом зондировании. Необходимость испытаний опытных свай статическими нагрузками согласно на стадии изысканий определяется проектной организацией после их завершения. При этом такие испытания должны проводиться в наиболее характерных по грунтовым условиям местах строительной площадки, особенно при наличии слоев с наиболее низкими физико-механическими характеристиками, в объеме до 3 % от общего количества свай каждого типоразмера, но не менее двух штук.

В материалах отчетов по инженерно-геологическим изысканиям грунтов основания должны быть представлены такие достоверные данные:

- план расположения геологических выработок и мест испытания грунтов сваями или зондированием с геологическими разрезами, отражающими мощности и характер залегания отдельных грунтовых слоев и линз, а также уровни подземных вод, включая их прогнозируемые повышения;
- показатели состава и физико-механических свойств грунтовых слоев для каждого инженерно-геологического разреза: гранулометрический состав, плотность, естественная влажность, коэффициент пористости, показатели текучести и пластичности, удельное сцепление, угол внутреннего трения, модуль деформации;
- результаты полевых испытаний грунтов;

– рекомендации по наиболее оптимальным срокам и технологии устройства фундаментов с учетом возможного изменения сезонного уровня грунтовых вод при эксплуатации уже построенного сооружения.

В несвязных грунтах расчет несущей способности свайных оснований рекомендуется осуществлять по методике, изложенной в главе 3, в аналитическом или численном вариантах. При этом расчетные значения несущих способностей грунтовых оснований необходимо сопоставлять с результатами статических испытаний опытных свай.

При проектировании следует учитывать особенности строительной площадки – ее стесненность, гидрогеологические условия, наличие коммуникаций и зданий вблизи производства свайных работ и др. Особое внимание должно уделяться наличию толщ грунтов, способствующих возникновению сил негативного трения вдоль стволов свай, а также весьма большим наклонам границ между слоями и толщами грунтов с резким различием фильтрационных и прочностных характеристик, по которым возможны взаимный сдвиг с активацией оползневых процессов и потери устойчивости сооружений на таких основаниях. Важное внимание следует обращать также на вероятность возникновения неравномерных осадок свайных фундаментов в пределах застраиваемого пятна строительной площадки при существенных отличиях сжимаемости грунтовых толщ на отдельных ее участках.

Устройство анкеров и свай по заданной геотехнической технологии следует производить по соответствующим технологическим картам, разрабатываемым проектной или подрядной организацией. В *Приложении 4* представлены копии титульных листов типовых и индивидуальных технологических карт, используемых ГГК. С полным содержанием карт можно ознакомиться на официальных сайтах их производителей.

4.3. Контроль качества свай

Для обеспечения надежности свайных фундаментов в условиях неполноты информации о физико-механических свойствах грунтовых оснований и точности расчета их несущей способности необходимо производить контроль качества работ как на этапе изготовления свай, так и при их сдаче для последующих работ нулевого цикла.

В процессе производства свайных работ необходим входной, операционный и приемочный контроль, который должен осуществляться производителем работ подрядной компании, представителями проектной организации и заказчика. Последний в случае необходимости может привлекать специалистов научно-исследовательских организаций для решения сложных ситуаций.

4.3.1. Входной контроль

Входной контроль свайных работ предполагает анализ технической документации и контроль качества поступающих материалов, изделий и конструкций (бетонные смеси, арматура, каркасы, закладные детали, обсадные и бетонолитные трубы и др.). При поступлении материалов на объект проверяется их соответствие нормативным и проектным требованиям согласно положениям ГОСТ, наличие паспортов, сертификатов, накладных, что отражается в соответствующем журнале.

4.3.2. Операционный контроль

Проведение операционного контроля можно условно разделить на два этапа:

- в процессе проходки полости (скважины) для ствола сваи;
- в процессе армирования и бетонирования ствола сваи.

Перед началом проходки скважины или полости для ствола сваи (бурение, выштамповывание металлической обсадной трубой, коническим пуансоном, завинчивание скважинообразователя и др.) следует точно определить ее проектное местоположение в плане и отметку головы.

Во время проходки полости необходимо осуществлять визуальный контроль самого процесса, вертикальности и ее глубины на проектную отметку по показаниям соответствующих датчиков бурового оборудования. В случае необходимости производится освидетельствование грунтов по глубине бурения с привлечением организации, имеющей лицензию на инженерно-геологические изыскания.

Во время забивки или вибрационного погружения рабочего инструмента должны фиксироваться его отклонение от вертикали и по-

лучаемая величина отказа. При этом за отказ при забивке принимается значение осадки инструмента от одного удара молота, при вибропогружении – его осадка в течение 1 минуты работы вибропогружателя. При уплотнении шлама в забое скважины трамбование следует производить до условного упругого отказа, за который принимается погружение трамбовки не более чем на 0,5 см за 5 ударов. При статическом продавливании скважины контролируются усилие вдавливания инструмента, его отклонение от вертикали, скорость и величина погружения. Все вышеперечисленные данные заносятся в соответствующий журнал, записи в котором контролируют представители проектной организации и технического надзора.

Процесс армирования и бетонирования ствола сваи начинают при наличии соответствующих актов о готовности скважины и записей в журнале, контролируемых представителями авторского и технического надзоров.

Перед началом армирования проверяются соответствие арматуры и конструкции каркаса проектным требованиям, что отражается в журнале производства работ.

В процессе бетонирования стволов свай контролируются качество бетонных смесей для заполнения скважин, объемы бетона и сроки бетонирования, а у буроинъекционных – технологические и эксплуатационные параметры, объемы закачиваемого раствора, а также сроки его закачки. При подаче бетонной смеси данный контроль должен обеспечить целостность ствола и нормативный объем этих смесей с учетом коэффициентов возможного перерасхода на возможное водопоглощение из него избыточной воды в зависимости от применяемой технологии и фильтрационных свойств грунтовых слоев по длине сваи.

В случае использования технологии устройства свай под защитой обсадной трубы проектный расход бетона определяется объемом полости по наружному диаметру трубы с учетом коэффициента перерасхода ($K \leq 1,14$) за счет поглощения из бетона избыточной сверх потребного для гидратации объема воды окружающим грунтом и неровностей ствола сваи в поперечном направлении.

В случае применения технологий устройства свай с использованием проходного шнека (CFA + CCFA + DDT) контроль подачи бетонной смеси осуществляется при помощи бортового компьютера, следящего за синхронизацией скоростей вращения шнека и подачи

бетона. Визуальный контроль объема бетона должен определяться с учетом диаметра полого шнека или иного бурового инструмента и коэффициента возможного перерасхода ($K = 1,20-1,50$).

В случае набивных свай количество бетона также определяется по объему вытрамбованных полостей стволов свай с учетом соответствующего коэффициента перерасхода бетона ($K = 1,10-1,14$).

При устройстве буроинъекционных свай по технологиям JET GROUTING-1,2 и TITAN нормативный объем цементного раствора, необходимого для формирования их стволов требуемых размеров, определяется расчетом с учетом значений водоцементного отношения нагнетаемого под давлением раствора [31, 80].

При бетонировании или инъектировании стволов свай по современным геотехническим технологиям контролю подлежат качество бетонных смесей, их подвижность, давление и интенсивность подачи, уровни нижних концов бетонолитной и обсадных трубах, соответствие объемов уложенного бетона геометрическому объему свай, вынужденные перерывы в бетонировании, температура наружного воздуха и др. Данный контроль должен осуществляться специализированной подрядной организацией с занесением вышеуказанных данных в журнал производства работ.

4.3.3. Приемочный контроль

В процессе формирования стволов свай, особенно при наличии напорных грунтовых вод, а также при вынужденных остановках или перерывах при бетонировании, поперечный размер и прочностные характеристики бетонного ствола могут значительно изменяться в меньшую сторону от их проектных значений. Это в конечном итоге может привести к недостаточной их несущей способности и аварийной ситуации при дальнейшей эксплуатации здания.

Приемку свайного поля осуществляет служба технического надзора с участием авторов проекта на основании следующих документов:

- проектов производства работ;
- паспортов на применяемые при работах материалы и изделия;
- журнала входного контроля качества материалов и изделий;
- общего журнала производства работ;

- исполнительной съемки расположения свай с указанием их отклонений в плане, по глубине и по вертикали;
 - актов лабораторных испытаний контрольных образцов бетона;
 - журнала изготовления свай;
 - результатов опытных статических испытаний свай.
- Приемочный контроль готовых свай включает:
- контроль прочности бетона стволов свай;
 - контроль сплошности стволов свай, их геометрических размеров и размещения в плане;
 - контроль несущей способности сваи.

Контроль прочности бетона стволов свай

Методы контроля прочности бетона подразделяются на вызывающие его частичное разрушение и неразрушающие. При первой группе испытания производят на отобранных по длине ствола кервах, что позволяет определить прочность сваи и судить о качестве бетонирования в целом [88]. Из-за высокой стоимости и низкой скорости бурения бетона при отборе кернов довольно часто применяют методы неразрушающего контроля. К ним относятся использующие ударные воздействия на грунт (ударного импульса, упругого отскока, пластических деформаций) и ультразвуковой. Более подробное описание методов контроля представлено в [30].

Контроль сплошности стволов свай

Сплошность, под которой подразумевается непрерывность и неразрывность проектных характеристик по длине ствола сваи, является важнейшей характеристикой сохранения ее несущей способности в течение срока службы. Согласно нормативным требованиям Республики Беларусь, количество свай для обязательного контроля сплошности должно составлять не менее 20 % от их общего числа на объекте. ГГК рекомендует использовать для данного контроля ультразвуковой метод, принцип действия которого основан на регистрации параметров упругих волн. Проверка сплошности ствола сваи и определение его геометрических размеров производится при помощи прибора РИТ-V, представленного на рис. 1.34.

Достоинствами данного метода контроля сплошности свай являются:

- быстрое получение данных по любой свае;
- возможность контроля сплошности большого количества свай за один день;
- возможность диагностики любой сваи одним оператором самостоятельно;
- выявление дефектов сваи разного характера;
- сохранение целостности сваи;
- контроль свай, изготовленных по многим технологиям.

Существуют иные методы контроля сплошности стволов свай, которые можно использовать при производстве свайных работ [30].

При приемке свай следует контролировать их положение в плане, отметки голов и вертикальность оси. Предельные отклонения фактического положения свай в плане от проектного поперек оси свайного поля составляют 10 см, а вдоль оси – 15 см. Предельные отклонения фактических отметок голов свай от проектных составляют 3–5 см. Предельные отклонения осей свай от вертикали должны составлять не более 2 % от их длины.

Контроль несущей способности свай

Пробные и контрольные испытания предусмотренных проектом опытных и рабочих свай в Беларуси выполняют согласно СТБ 2242–2011 [119]. Помимо этого, для определения несущих способностей грунтов оснований свай в полевых условиях для контроля могут использоваться данные статического и динамического зондирования грунтов с их интерпретацией согласно предписаниям П-2 к СНБ 5.01.01–99 [105], П-4 к СНБ 5.01.01–99 [106], отраженным также для забивных свай в ТКП 45-5.01-254–2012 [120].

Целью проведения контрольных статических испытаний свай является проверка условия

$$N \leq F_d / \gamma_k, \quad (4.4)$$

где N – нагрузка на сваю по проекту;

F_d – несущая способность основания сваи;

γ_k – коэффициент надежности работы сваи по грунту, принимаемый равным 1,2.

Сваи, подлежащие контрольным статическим испытаниям, отмечаются на плане свайного поля, а результаты их испытаний оформляются в виде графиков зависимости деформаций сваи от нагрузки и изменения деформаций во времени по ступеням нагружения и заносятся в журнал испытаний. Более подробно методика статических испытаний свай и применяемое при этом оборудование представлены в параграфе 1.4.

Динамические испытания проводятся в процессе производства работ. Им подвергаются сваи, изготавливаемые посредством забивки или вибропогружения. При этом сопротивление грунтов в их основании определяют по значениям достигаемых при этом отказов, в качестве которых принимаются величины осадок стволов от одного удара молота или за счет вибрационных воздействий в течение одной минуты по обобщенной зависимости Герсеванова – Татарникова. Эта формула учитывает соответствующие параметры молотов или вибропогружателей и погружаемых свай применительно к виду окружающих их стволы грунтов оснований.

Как правило, отказы можно фиксировать в процессе погружения каждой из свай для ориентировочной оценки общих сопротивлений грунтов (их несущих способностей) сжатию и сдвигу. Однако эти сопротивления в таком случае искажаются за счет неопределенного снижения, поскольку при непрерывных динамических воздействиях на стволы свай по контакту с ними в грунтах связная вода переходит в свободное состояние и становится своего рода смазкой, уменьшая сопротивление сдвигу. Снижается даже сопротивление грунтов сжатию в силу этого же явления на контактах грунтовых частиц с проявлением эффектов разжижения в сыпучих или тиксотропии в связных, включая наличие в них органики. В этой связи для получения более объективных показателей сопротивлений грунтов требуется так называемый «отдых», т. е. пауза после прекращения передачи на грунты через сваи динамических воздействий, за счет чего происходит стабилизация деформирования грунтовых частиц (консолидации) при отжатии воды и перераспределение передаваемых нормальных давлений на скелет-частицы и воду в порах. Время «отдыха» (консолидации) зависит от коэффициентов фильтрации грунтов, а его примерные значения назначаются в [106].

Динамические испытания грунтов могут выполняться и в случае набивных свай, если их стволы погружать теми же механизмами (молотами или вибропогружателями с фиксацией значений соответствующих отказов).

Частные значения предельных сопротивлений основания свай F_u , кН, по данным их погружения вибропогружателями (*Приложение 2*) с измерением остаточных отказов S_o определяются по формуле

$$F_u = \gamma_{cm} \eta A_c M \left[1 + \frac{4E_d(m_1 + \varepsilon^2 m_2)}{s_o \eta A_c (m_1 + m_2)} - 1 \right] / 2, \quad (4.5)$$

где E_d – расчетная энергия вибропогружателя (кН), определяемая согласно *Приложению 2* в зависимости от его возмущающей силы;

A_c – наибольшая площадь сплошного сечения погружаемой трубы с наконечником или металлического пуансона, м²;

η – коэффициент, принимаемый по табл. 7.1 [112] в зависимости от материала свай, кПа (для металлических труб и железобетонных свай $\eta = 1500$ кПа);

M – коэффициент, принимаемый по табл. 7.2 [112] в зависимости от вида грунта (для песков $M = 1,2$);

m_1 – масса вибропогружателя по *Приложению 2*, т;

m_2 – то же трубы с теряемым наконечником или металлического пуансона, т;

ε – коэффициент восстановления удара, принимаемый для вибропогружателя $\varepsilon = 1$.

При погружении трубы или пуансона в песчаный грунт ($\gamma_{cm} = 1$) остаточные отказы составят

$$S_o = \frac{4E_d(m_1 + \varepsilon^2 m_2)}{(m_1 + m_2)} / \eta A_c [(2F_u / \eta A_c M + 1)^2 - 1]. \quad (4.6)$$

Динамические испытания позволяют прогнозировать несущие способности свай по грунту в процессе производства работ, устанавливать сваи с недостаточным сопротивлением грунтов их оснований, которые не были выявлены между разведочными скважина-

ми в геологических разрезах по данным изысканий. Это позволяет оперативно принимать меры по обеспечению проектных нагрузок на изготавливаемые сваи за счет устройства их дополнительного количества, увеличения длин или уплотнения забоя и пят втрамбовыванием слоя щебня или бетона.

Сопротивление сдвигу грунтов вдоль обсадных труб либо полого проходного шнека может определяться в процессе их извлечения и бетонирования стволов, а косвенно контролироваться – посредством измерения крутящего момента при повороте труб либо полого проходного шнека в грунте.

Для свай, изготавливаемых по буроинъекционным технологиям, технологиям JET GROUTING, TITAN, несущая способность по грунту может прогнозироваться только по результатам их статических испытаний.

Для оценки несущей способности основания сваи в процессе производства работ по различным технологиям необходимо сравнивать такие результаты с получаемыми при статических испытаниях в конкретных геологических условиях.

ГЛАВА 5

ПРАКТИЧЕСКОЕ ПРИМЕНЕНИЕ СОВРЕМЕННЫХ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ ТЕХНОЛОГИЙ ГГК «СПЕЦГЕОСТРОЙ»

При геотехнических реконструкциях и в новом строительстве ГГК использует современные геотехнические технологии (параграф 1.2) изготовления анкеров и свай, в том числе повышенной несущей способности, для фундаментов нулевого цикла, ограждения стен котлованов, устройства противодиффузионных и отсечных конструкций и экранов в грунте, усиления существующих фундаментов и слабых оснований.

В непосредственной близости к существующим зданиям и коммуникациям сваи обычно изготавливаются с использованием обсадных задавливаемых труб, проходных полых шнеков (технология CFA, реже CCFA). При реконструкциях чаще применяются технологии FUNDEX, DDS, JET GROUTING, TITAN либо их сочетания. Для ограждения котлованов, шахт и горных выработок используются секущие или соприкасающиеся сваи, изготавливаемые под защитой обсадных труб. При наличии напорных грунтовых вод на отметке, выше дна котлована, с целью исключения их проникновения обычно изготавливаются соприкасающиеся сваи посредством комбинации технологий с обсадными трубами и высоконапорной струей цементного раствора (технология JET GROUTING). Также для ограждения котлованов применяются различные профили шпунта (двухтавровый, трубчатый или Ларсена), погружаемые в грунт переменными вибропогружателями либо специальным прессовым оборудованием. При этом для обеспечения устойчивости ограждающей конструкции и уменьшения глубины ее заделки ниже дна котлована осуществляется ее буринъекционное анкерование.

При выполнении противодиффузионных или отсечных конструкций из секущихся свай для защиты от грунтовых вод или возникновения зон обрушения у подземных выработок или котлованов,

а также для упрочнения слабых оснований и усиления существующих фундаментов используются буринъекционные технологии TITAN и JET GROUTING.

Рассмотрим результаты внедрения современных свайных технологий с учетом особенностей строительных площадок и грунтовых условий, бурового оборудования, результатов испытаний грунтов сваями и зондированием, сроков строительства и стоимости работ.

5.1. Устройство анкеров и свай

Технология устройства свай под защитой обсадных труб позволяет изготавливать отдельные буронабивные сваи либо в виде групп или свайного поля, а также в составе ограждающих стен. Крепление стенок скважин обсадными трубами позволяет армировать стволы свай на полную длину с необходимым защитным слоем бетона (не менее 50 мм). Втрамбовывание щебня или инъекция цементного раствора в забой скважин для создания уширений стволов способствует увеличению площади опирания на грунты, дополнительной их опрессовке и повышению сопротивления. Обсадные трубы для крепления стенок скважины могут быть инвентарными со специальными устройствами для сопряжения, или стандартными металлическими со сварным соединением, либо болтовым сочленением. Максимальный диаметр свай, изготавливаемых ГГК по данной технологии с использованием буровых осцилляторов составляет 1,2 м при длине до 40 м. При устройстве свай в водонасыщенных грунтах, особенно в условиях напорных вод, используется пригрузка забоя скважины бентонитовым раствором или водой, которые в процессе бетонирования ствола вытесняются вверх и откачиваются либо изливаются в отстойник.

Технологию изготовления буронабивных свай под защитой обсадных труб ГГК начала осваивать в 2000-е гг. с использованием автомобильных буровых установок российского производства БКМ и УГБ при строительстве Национальной библиотеки в Минске, горнолыжных курортов «Логойск» и «Силичи», других зданий и сооружений. Эти установки позволяли устраивать сваи диаметром до 700 мм и длиной до 10–15 м с использованием стандартных металлических труб, соединяемых в процессе бурения посредством сварки или болтового сочленения. В силу малой мощности данных

установок и трудоемкости операций погружения и извлечения обсадных труб достигались низкая скорость и значительная стоимость изготовления свай. Тем не менее эти автомобильные буровые установки на склонах упомянутых горнолыжных курортов оказались наиболее экономически выгодными вследствие уменьшения объемов земляных работ при устройстве подъездных дорог к площадкам для их размещения в местах изготовления свай.

Строительство Национальной библиотеки Беларуси было начато в осенью 2005 г. по проекту института ОАО «Минскгражданпроект». Монолитный коробчатый фундамент основного здания книгохранилища в виде тетраэдра высотой 72,3 м со сложной формой в плане включает монолитную железобетонную плиту толщиной 1000 мм и два этажа стеновых конструкций с монолитными перекрытиями, причем стены имеют контурное криволинейное очертание и переменные высоты. Для фундаментной плиты под здание книгохранилища был отрыт котлован с откосами глубиной 16 м. После изготовления конструкций подземной части здания пазухи засыпались грунтом с его послойным уплотнением. Примыкающий к основному зданию стилобат был посажен на плитный фундамент по оголовкам забивных свай, изготовленных до начала монолитных бетонных работ по периметру основного здания. После возведения 24-этажного каркаса высотного книгохранилища и зданий стилобата с их остеклением провели корректировку проектного решения с целью доукомплектования объекта двумя дополнительными строениями: круглым и овальным залами для совещаний и переговоров. Поскольку фундаменты этих строений находились в толще насыпного грунта пазух засыпки и требовалось исключить любые вибрационные воздействия на остекленные здания книгохранилища со стилобатом, проектировщиками было принято решение по устройству плитных фундаментов на буронабивных сваях диаметром 0,6 м с переменными длинами от 10 до 14 м, выполняемых под защитой обсадных труб. Сваи были запроектированы исходя из достижения несущих способностей их оснований не менее 850 кН при допустимой осадке 18 мм. На рис. 5.1 представлены фото автомобильных буровых установок во внутреннем дворе строящегося здания библиотеки при устройстве свай.



Рис. 5.1. Работа автомобильных буровых установок при строительстве Национальной библиотеки

Статические испытания опытных свай, выполненные ОАО «Стройкомплекс», подтвердили соответствие несущей способности их оснований проектным значениям.

На рис. 5.2 представлено фото построенного здания Национальной библиотеки Беларуси.



Рис. 5.2. Здание Национальной библиотеки Беларуси

Опыт работ на данном объекте выявил значительные затруднения при проходке и креплении обсадными трубами скважин до проектных отметок из-за наличия валунных отложений для ряда свай,

что привело к ощутимому увеличению сроков их выполнения. Данный фактор обусловил необходимость приобретения ГГК зарубежного бурового оборудования с широкими функциональными возможностями для изготовления свай больших размеров и несущей способности.

Технология изготовления свай под защитой обсадных труб была использована при строительстве республиканского горнолыжного центра «Логойск», где генпроектировщиком выступал проектно-изыскательский производственный кооператив «Минксельстрой-проект». Данный объект включал строительство лыжных трасс с размещением на них кресельных и бугельных подъемников, гостиницы, гостевых домиков, ресторана, опор освещения и других сооружений. ГГК были выполнены порядка 500 вибронабивных и буровых свай. Кратко рассмотрим историю устройства 32 буровых свай верхней опоры кресельного подъемника основной трассы № 1 протяженностью 560 м (рис. 5.3).



Рис. 5.3. Общий вид верхней станции кресельного подъемника

Особенностью данной трассы являлось то, что существующий рельеф уже имел перепад 76 м от верхней до нижней точки, а подсыпка 30 м грунтом для верхней станции позволила получить достаточно крутые склоны с перепадом более 100 м. На отметке

верхней точки склона был запроектирован плитный фундамент на 32-метровых сваях диаметром 0,6 м в количестве 36 штук. Длина и диаметр свай, а также их армирование приняты исходя из необходимости проходки сваями насыпного грунта с заглублением в материковый несущий на 2 м и восприятия (в большей степени) значительных горизонтальных нагрузок в сравнении с вертикальными.

Строительство объекта началось в октябре 2004 г. и должно было завершиться в феврале 2005 г. для проведения Республиканских горнолыжных соревнований, поэтому сроки ведения работ были очень ограниченными. Одной из основных проблем данного объекта являлось изготовление буронабивных свай на верхней бровке склона горы с учетом сроков и стоимости данного вида работ Предлагаемые российскими и немецкими геотехническими фирмами сроки и стоимость изготовления свай с учетом доставки техники и оборудования, обустройства подъездных дорог к точкам бурения оказались для застройщика неприемлемыми. Автором был предложен вариант устройства комбинированных буронабивных свай заданных размеров при использовании неизвлекаемых стальных (бывших в употреблении) сварных металлических обсадных труб Ø630 мм с толщиной стенки 8 мм.

Автомобильная буровая установка БКМ (рис. 5.4) использовалась для изготовления свай по следующей технологии. После отсыпки грунта на 6 м выше природной отметки склона с использованием данной установки были обсажены на проектные глубины (8 м) металлические трубы с зачисткой их забоев от шлама. В обсадные трубы погружали арматурные каркасы с центраторами. К установленным каркасам приваривали последующие 8-метровые секции, на которые при помощи крана устанавливали обсадные трубы тех же длин с их вертикальной центровкой и приваркой к первоначально погруженным трубам. После этого на площадку склона завозили грунт с послойным уплотнением до верха обсадных труб. Данные операций повторяли вплоть до достижения проектных отметок верха свай. Затем стволы свай, а также монолитная железобетонная фундаментная плита с анкерными креплениями для стоек кресельного подъемника бетонировались с использованием мобильного бетононасоса.



Рис. 5.4. Устройство свай на природной отметке склона под опору кресельного подъемника

Свайные работы вместе с послойной отсыпкой склона были выполнены в течение полутора месяцев. Предлагаемое решение позволило сократить сроки и стоимость данного вида работ в три раза. В дальнейшем аналогичные работы производились в 2006 г. на склонах горнолыжного курорта «Силичи».

В последующие несколько лет **ГГК** были созданы проектная, испытательная и обследовательская группы, приобретено гусеничное буровое оборудование известных зарубежных компаний BAUER, DELMAG, ABI, CASAGRANDE, MULLER, TESCAR, LIEBHERR, MDT, BERETTA, MDT, KLEMM, TRIVE и других, выполнены свайные работы на нескольких десятках объектов с использованием данной технологии. Рассмотрим последние наиболее значимые объекты **ГГК** по изготовлению буронабивных свай под защитой обсадных труб.

В 2018 г. свайные работы по данной технологии выполнены при строительстве объекта: «Корпус хирургии и трансплантологии по улице Семашко в Минске». Было изготовлено более 800 свай с длинами от 6 до 12 м при диаметрах обсадных труб 426–530 мм, запроектированных ОАО «Белгоспроект» в связи с тем, что новое высотное здание больницы располагалось в непосредственной близости от существующих корпусов больничного комплекса и действующих сетей городского водопровода и канализации. План свайного поля,

разрезы свай и места расположения испытываемых опытных свай представлены на рис. 5.5.

На рис. 5.6 представлены фотографии начальной и конечной фазы производства свайных работ. Работы выполнялись в феврале–мае 2018 г. с использованием буровых установок BAUER BG 12/15K и ABI TM 11/14P в котловане с отметкой 4 м ниже планировочной поверхности грунта. С учетом повышенного уровня грунтовых вод на некоторых участках применяли водопонижение иглофильтрами. Стволы свай формировали бетононасосами PUTZMEISTER на автомобильном ходу с вылетом стрелы 36–52 м. Арматурные каркасы изготавливались на собственном производстве с использованием роботизированной итальянской линии SHNELLI CM1500 (рис. 5.7).

Согласно проекту несущая способность оснований свай была принята равной 700 и 870 кН при их диаметрах 420 и 530 мм соответственно и допустимой осадке 18 мм. На первом этапе выполнено восемь статических испытаний опытных свай, которые подтвердили соответствие несущих способностей их оснований проектным значениям.

С целью сокращения сроков и стоимости свайных работ было предложено инвентарные обсадные трубы забуривать при помощи установки BAUER BG 12/15K) вблизи (до 30 м) зданий больницы и подземных коммуникаций. В пределах тех участков свайного поля, где было допустимо применение щадящей вибрации, стандартные металлические трубы погружали переменным вибропогружателем MVRZ 925 буровой установки ABI TM 11/14P. При этом вибрационные воздействия по величинам допустимых амплитуд и частот колебаний на конструкции существующих зданий больницы контролировались сотрудниками специализированной лаборатории. Количество выполненных свай с использованием вибропогружения обсадных труб составляло порядка 45–50 % от их общего объема. Отработанная технология ведения работ, наличие бетононасосов с большим вылетом стрел, другой вспомогательной техники позволили выполнить работы с опережением на 40 рабочих дней при снижении на 20 % сметной стоимости свайных работ.

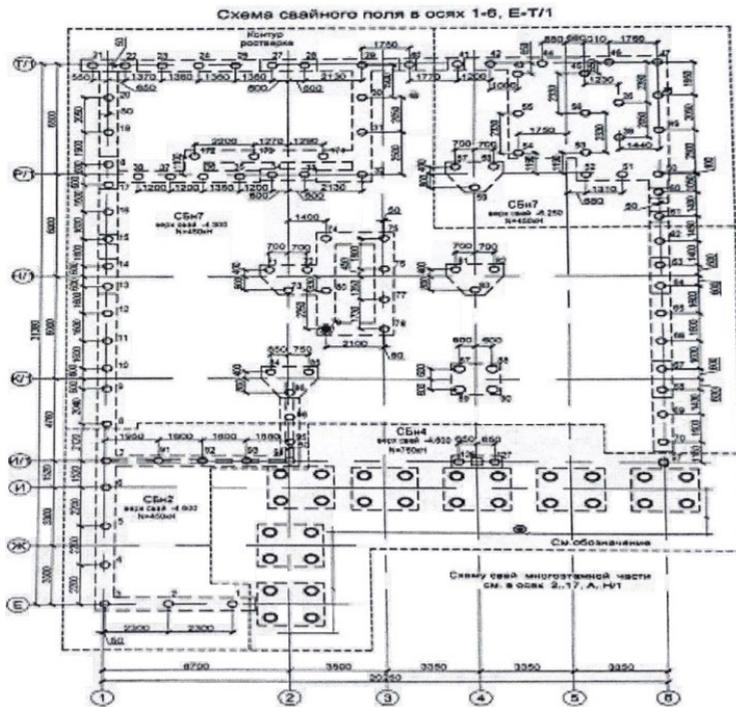


Рис. 5.5. Фрагмент плана свайного поля на объекте «Корпус хирургии и трансплантологии по улице Семашко в г. Минск»

а

б



Рис. 5.6. Устройство свай на объекте: «Корпус хирургии и трансплантологии по улице Семашко в Минске»: а – начало производства работ; б – окончание работ нулевого цикла



Рис. 5.7. Изготовление арматурных каркасов для свай на роботизированной линии SHNELLI CM150

Уникальный объект, где при строительстве подземной части здания использовались многочисленные современные геотехнические технологии, – здание инженерного корпуса Минского метрополитена по улице Ленина в г. Минск. Характерными особенностями участка строительства являлись стесненность плотной городской застройки, сложные инженерно-геологические и гидрогеологические условия строительной площадки, наличие множества подземных коммуникаций, двух веток действующих тоннелей метро. Исходя из этого, строительство подземной части нового здания без применения современных геотехнических технологий было весьма затруднительно.

Генеральная проектная организация по подземной части здания (ОАО «Метропроект») разработала техническое решение и выполняла его корректировку в ходе ведения работ с учетом технологических предложений ГГК.

Весь комплекс работ выполнен ГГК мае–августе 2018 г. и включал:

- ограждение котлована соприкасающимися буронабивными сваями, металлическим шпунтом Ларсена с применением анкеров «Титан» для уменьшения длин зацементации стен в грунте;
- устройство свай с использованием обсадных труб, непрерывного проходного шнека (технология CFA) и технологии «FUNDEX»;
- устройство отсечных свайных экранов вдоль действующих тоннелей метро в зоне строительства здания.

На рис. 5.8 представлена схема расположения элементов шпунтового ограждения котлована, отсечных свайных экранов для действующих тоннелей метро, а также планы свайных полей.

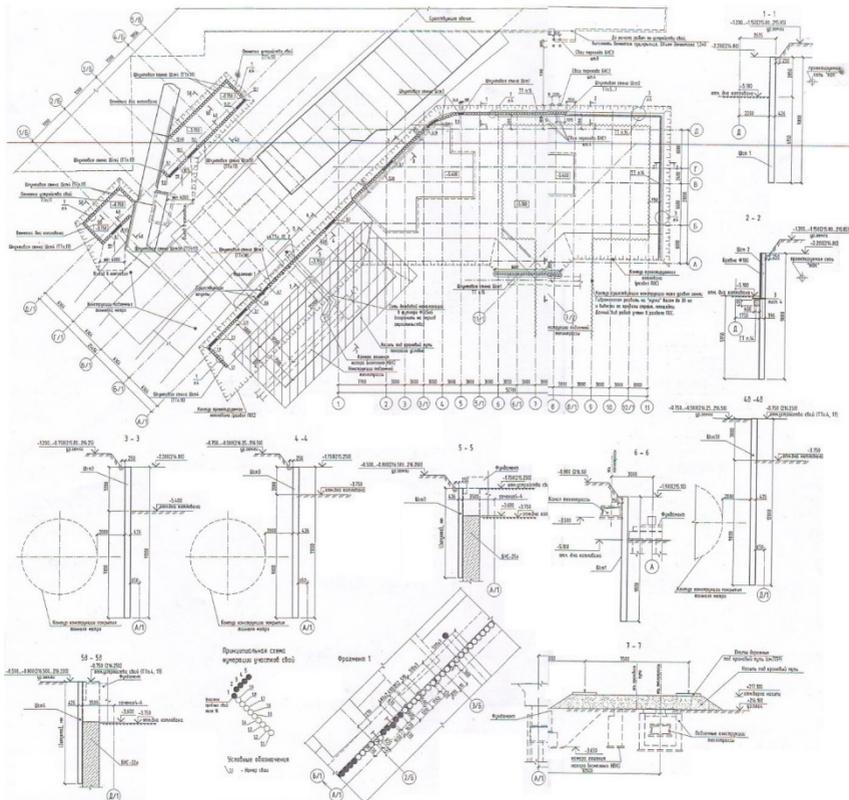


Рис. 5.8. Схема расположения элементов шпунтового ограждения котлована и свайных полей

В осях Б/1 и Г/1 представлены две ветки действующего метро, которые отсекаются свайным экраном в осях А/1-4 и Д/1-(1/Б-5/Б) от двухсвайных полей, выполненных из буронабивных свай длиной 25 м с использованием инвентарных обсадных труб Ø800 мм. Отсечный экран из соприкасающихся буронабивных свай Ø420 мм и длиной 9 м (рис. 5.9), выполненных по технологии FUNDEX, служил ограждающей конструкцией для исключения влияния стро-

ящегося нового здания на конструкции тоннелей метро, находящих-ся на момент строительства в предаварийном состоянии.

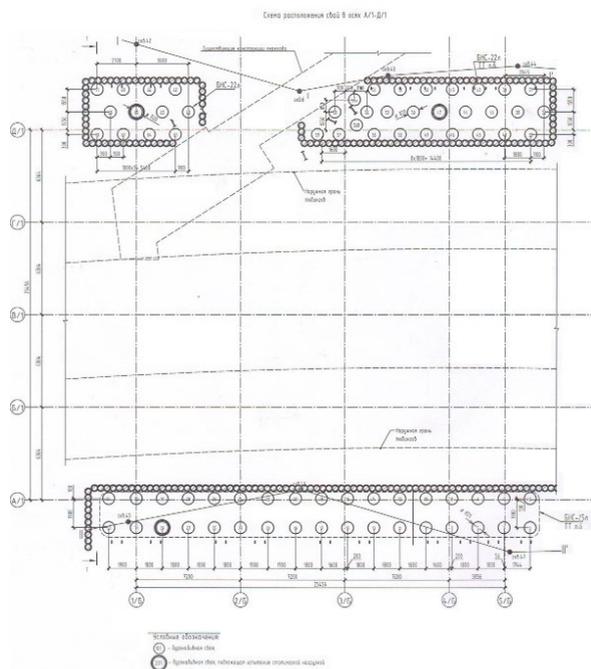


Рис. 5.9. Отсечный экран из соприкасающихся свай диаметром 420 мм и основные сваи диаметром 800 мм под здание

В осях А/6-9 и Д/4-11 представлена ограждающая стена котлована из соприкасающихся буронабивных свай $\varnothing 500$ мм и длиной 9 м; в осях А/9-11, 11/А-Д и Д/9-11 – ограждение котлована из металлического шпунта ВЛ600, погруженного переменными вибропогружателями MVRZ925 (буровая установка АВИ ТМ 11/14Р) на глубину 12 м с шагом 1,5 м с последующей забиркой досками по мере откопки котлована на глубину 5 м (рис. 5.10).

После устройства отсечного экрана из буронабивных свай в осях А/1–4 и Д/1–(1/Б–5/Б) проектной организацией вначале были запроектированы плитные ростверки на буронабивных сваях по технологии СФА длиной 21 м и $\varnothing 800$ мм. План свайного поля и разрезы с местами расположения испытываемых свай показаны на рис. 5.9, 5.10.



Рис. 5.10. Ограждение котлована инженерного корпуса – шпунтовая стена с забиркой из бревен, ограждающая стена из секущих и соприкасающихся свай

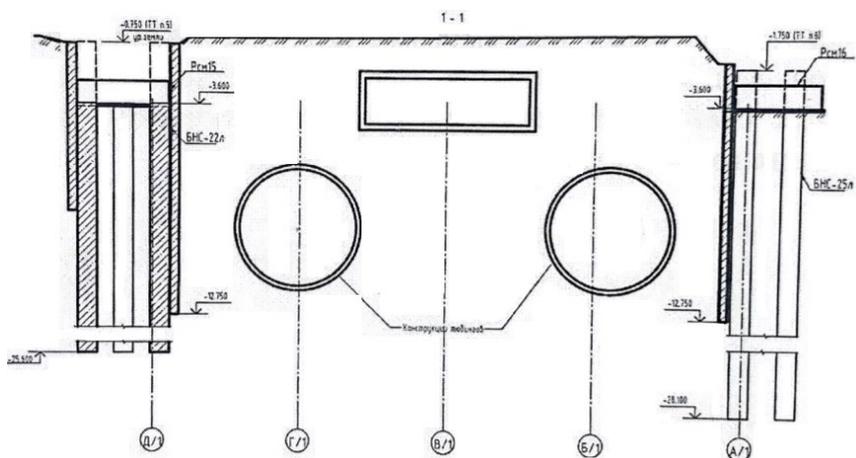


Рис. 5.11. Разрез свайных полей из бурунабивных свай диаметром 800 мм отсечного экрана из бурунабивных свай диаметром 420 мм и схема расположения тоннелей метро

Грунты строительной площадки были представлены песками различной крупности и плотности с валунными включениями и прослойками глинистых отложений, уровень грунтовых вод был зафиксирован на отметке 18–19 м от планировочной поверхности грунта. При этом в технологической карте для выполнения бурунабивных

свай по технологии CFA была предусмотрена буровая установка MDT CMV TH16 (длина свай до 22 метров). Однако, в процессе производства, в связи с невозможностью ее перемещений и разворотов внутри стесненного котлована шириной 4 м (рис. 5.9), было принято решение по устройству свай от планировочной поверхности грунта с перебором на 3 м при погружении арматурного каркаса и бетонированием ствола на всю его длину с последующей срубкой бетона до проектного уровня. Увеличение длины сваи по технологии CFA привело к подбору нового более мощного бурового оборудования с увеличенными геометрическими размерами и весом. При этом нельзя было обеспечить точную соосность и погружение арматурного каркаса до проектной глубины при гарантированном защитном слое бетона. Также невозможно было использовать данное оборудование вблизи стены здания университета (ось Д/1–(1/Б–1/Д)). По предложению ГГК было принято решение устраивать буронабивные сваи с использованием инвентарной обсадной трубы Ø0,8 м при длине 28 м от планировочной поверхности грунта.

Совместно с ООО «Белвисбас» были выполнены и испытаны три опытные сваи № 20 47 и 66 (рис. 5.9). На рис. 5.12 приведено фото испытательной платформы, которая крепилась посредством сварки к арматурным каркасам рабочих свай ввиду невозможности использования пригрузов и устройства анкеров для ее закрепления в столь стесненном котловане. Испытания опытных свай показали соответствие фактических несущих способностей основания их проектным нагрузкам 1950 кН при допустимой осадке 20 мм.

Для устройства буронабивных свай в скважинах под защитой обсадных труб использовали буровую установку WIRTH ECODRILL 35, для погружения арматурных каркасов в трубы – автомобильный кран, а для формирования стволов свай методом восходящего бетонирования – бетононасос на автомобильном ходу. Сроки выполнения свайных работ при этом были более продолжительными по сравнению с первоначально предусмотренной технологией (CFA). Однако изменение технологий свайных работ на других участках строительства позволило перекрыть данное отставание и сократить общие сроки строительства.

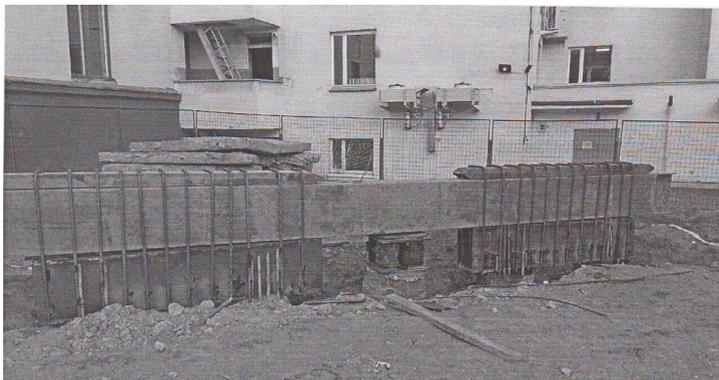


Рис. 5.12. Загрузочная платформа для испытания опытных свай

Сваи под инженерный корпус в осях 1-12/А-Д диаметром 500 мм и длиной от 14 до 19 м выполнены по технологии CFA буровыми установками MDT CMV TH16 и ABI RE 12/14300, которые производили забуривание полым шнеком и погружение арматурного каркаса соответственно (рис. 5.13). Испытания опытных свай подтвердили соответствие проектных (950–1200 кН) и фактических значений несущей способности их оснований.



Рис. 5.13. Работа буровых установок при устройстве свай по технологии полого шнека

Буронабивные сваи, изготовленные с использованием обсадной трубы, применяемые одновременно в виде несущих и ограждающих конструкций в грунте, могут быть соприкасающимися или секущими. В качестве примера может служить выполненный в 2017 г. объект «Многоэтажный жилой дом с подземным паркингом по ул. Леонардо да Винчи в Минске», заказчиком и проектировщиком которого была группа компаний СПООО «А-100».

Особенностью возведения данного объекта являлось строительство паркинга в непосредственной близости (10–15 м) от эксплуатируемого жилого здания. При этом отметка пола подземного паркинга находилась на глубине 4,5 м ниже глубины заложения фундаментов мелкого заложения существующего жилого дома. Проектировщиками было принято предложенное ГГК решение выполнить ограждающую и несущую стену подземной части здания из соприкасающихся буронабивных свай длиной 12 м и Ø420 мм с последующими обетонированием внутренней поверхности стены, ее гидроизоляцией и финишным оштукатуриванием раствором. Инженерно-геологические условия площадки застройки были представлены песчаными грунтами, грунтовые воды по глубине изыскательских скважин выявлены не были.

После изготовления секущих буронабивных свай произведена откопка котлована для устройства полов подземного паркинга на 5 м при глубине заделки свай в грунте со стороны полов паркинга 7 м. На рис. 5.14 приведена фотография свайной стены, откопанной до уровня дна котлована.

Работы по устройству свай производились двумя буровыми установками АВИ ТМ 11/14Р и АВИ ТМ 12/15. После набора прочности бетоном свай и экскавации грунта со стороны подземного паркинга было выполнено монолитное перекрытие по головам свай с заделкой верхних частей их каркасов в тело перекрытия. Выбранные технологии устройства свай для ограждения котлована позволили исключить влияние его откопки на фундаменты ближайшего здания, уменьшить объем земляных работ, совместить две функции стены: ограждающей и несущей конструкции, сократить сроки и стоимость строительства подземной части примерно на 15 %.

В случае наличия грунтовых вод выше дна котлована обычно выполняются несущие и ограждающие стены из секущих свай. При этом буронабивные секущие сваи выполняются с армирова-

нием и без него поочередно по длине стены. Первыми выполняют сваи без армирования, а затем между ними изготавливают сваи с использованием режущей обсадной трубы, после бетонирования и извлечения которой образуется так называемый замок защемления по контуру свай. Величина данного защемления обычно составляет 5–15 % от диаметра свай.



Рис. 5.14. Несущая и ограждающая стена котлована при строительстве жилого дома

Одним из наиболее важных преимуществ технологии изготовления свай с креплением обсадными трубами является возможность значительного повышения несущей способности и уменьшения допустимой осадки сваи за счет увеличения размеров и упрочнения грунта под пятой сваи. Данная операция может выполняться методом втрамбовывания в основание пяты щебня, бетона или инъектирования цементным раствором через трубки, располагаемые в арматурном каркасе.

При устройстве свайного поля (рис. 5.15) на объекте «Многофункциональная поликлиника в квартале улиц К. Либкнехта – Хмелевского – Р. Люксембург – Лермонтова» проектной организацией ОАО «Институт Белгоспроект» были предусмотрены буронабивные сваи Ø500 мм длиной 10 м при создании под нижними концами стволов уширений за счет инъекции цементного раствора с $V / Ц = 0,5$ в количестве 200 л под каждую сваю для обеспечения несущей способности ее основания 980 кН.

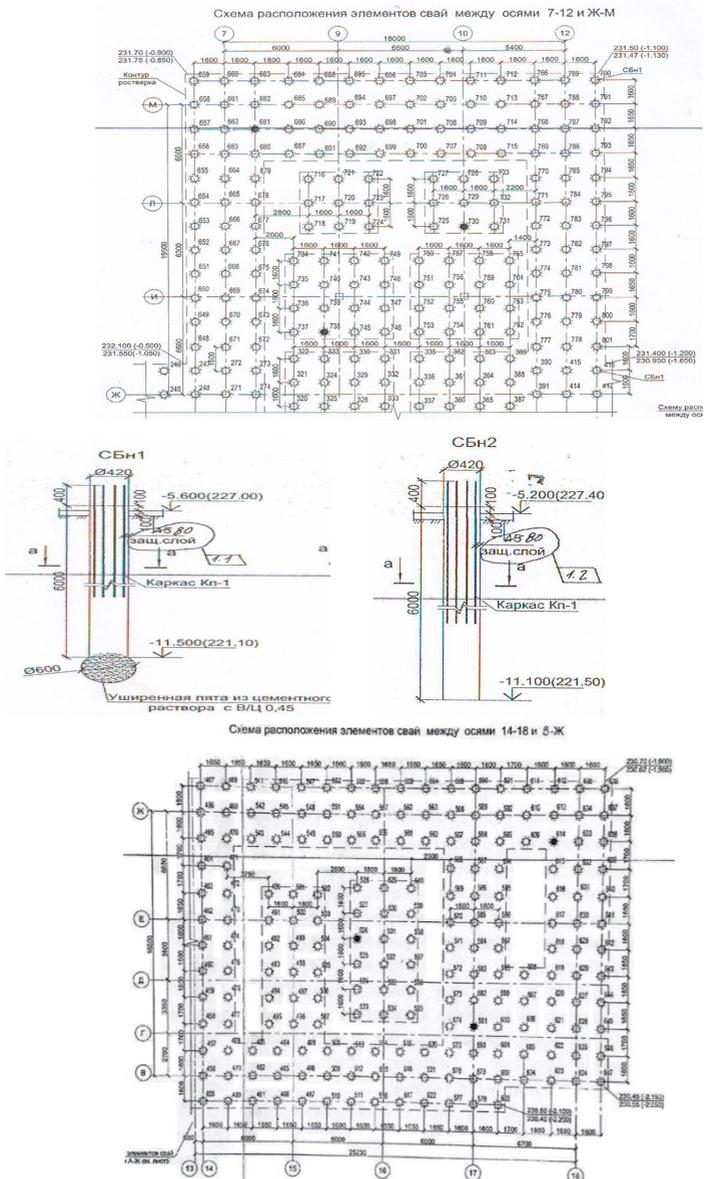


Рис. 5.15. План свайного поля многопрофильной поликлиники в осях 7–12/Ж–М, 14–18/В–Ж

В грунтовых условиях строительной площадки на заданной глубине погружения свай указанная расчетная несущая способность основания могла быть обеспечена лишь за счет увеличения диаметров уширений под пятнами стволов. Для изготовления свай использовалась буровая установка DELMAG RH14, а закачку цементного раствора производили насосно-смесительной установкой METAX GT 57 после набора прочности бетоном ствола сваи. Анализ этих результатов статических испытаний опытных свай выявил увеличение несущей способности оснований свай с уширениями по сравнению с их отсутствием на 30 %.

Следует особо отметить, что, несмотря на малую скорость и большую стоимость свайных работ с использованием обсадных труб, данная технология в ряде случаев является единственно возможной.

Полный перечень строительных объектов ГГК, выполненных по данной технологии, представлен в *Приложении 1*. К основным объектам, за исключением вышеперечисленных, можно отнести: здания филармонии, театра оперы и балета, цирка, Белагропромбанка, Приорбанка, завода «Алютех», комплексов жилых домов в микрорайонах Уручье, Юго-запад, Притыцкого в Минске; концертного зала «Славянский» в Витебске, бумажных фабрик в Шклове и Чашниках.

Для снижения стоимости и сокращения сроков работ, особенно при использовании в пределах строительной площадки щадящей вибрации, ГГК применяет вибробабивную технологию устройства цилиндрических и конических свай. Для этого при проходке скважин обсадными трубами с теряемыми, раскрывающимися наконечниками либо коническими пуансонами используются стандартные или переменные вибропогружатели моделей VRZ или MVRZ (компания ABI GmbH, Германия), соответственно, которые обеспечивают вытеснение со спрессовыванием вытесняемого вне скважины грунта в стороны и вниз даже при наличии подземных вод.

Плотное сочленение теряемого наконечника с обсадной трубой, которое при необходимости может дополнительно оснащаться уплотнителем, обеспечивает отсутствие в трубе воды, наличие свободной полости для погружения арматурного каркаса и ее заполнения бетоном при формировании ствола сваи. Сама труба затем извлекается тем же вибропогружателем. Использование современного бурового оборудования с переменными вибраторами позволяет минимизировать вредные динамические воздействия на смежные зда-

ния и сооружения, подземные коммуникации. Важными достоинствами технологии устройства цилиндрических свай являются большая скорость и простота производства работ, высокое качество бетонированных стволов за счет вибрирования заполняющих скважину бетонных смесей, возможность создания уширений под пятнами, прогнозирования и контроля несущей способности их оснований по данным измерений остаточных отказов в процессе вибропогружения трубы.

В качестве примера применения технологии по устройству вибронабивных цилиндрических свай можно привести выполнение работ на объекте «Усадьба Ваньковичей в Минске», где их количество составило более 300 штук.

Грунты строительной площадки были представлены насыпной толщей, подстилаемой биогенными отложениями. Первоначально проектом закладывалась технология изготовления свай под защитой инвентарной обсадной трубы. Корректировка данного проектного решения произведена при участии автора с целью снижения стоимости свайных работ и сроков их выполнения. Она включала использование вместо задавливания инвентарных труб их вибропогружение с теряемыми наконечниками в нижних торцах. На рис. 5.16 представлена работа буровой установки АВИ РЕ 12/14300 с вибропогружателем VRZ700 при устройстве свай.



Рис. 5.16. Устройство вибронабивных свай на объекте «Усадьба Ваньковичей в Минске»

В случае невозможности полного погружения трубы с теряемым наконечником до проектной отметки при проходке скважины до несущего слоя через насыпные или биогенные грунты применялся следующий технологический прием. Первоначально погружалась труба с открытым нижним концом для лидерной проходки скважины, после этого в нее производилось вибропогружение трубы с теряемым наконечником.

Несущую способность оснований свай авторы проектного решения прогнозировали в соответствии с нормативными документами Республики Беларусь посредством суммирования расчетных сопротивлений сдвигу по боковой поверхности и сжатия под нижним концом стволов. С учетом полученных значений несущих способностей оснований свай определялись проектные величины отказов, т. е. осадок обсадной трубы за минуту воздействия вибропогружателя при известных его параметрах (массе и возмущающей силе), а также массе самой погружаемой трубы. Анализ значений несущих способностей оснований опытных свай и соответствующих им отказов от погружения обсадных труб с теряемыми наконечниками позволил определить допустимые на них нагрузки. Были выполнены соответствующие расчеты и построены графики зависимостей сопротивления грунтов от величины отказов при погружении обсадных труб с использованием применяемого вибропогружателя (рис. 5.17).

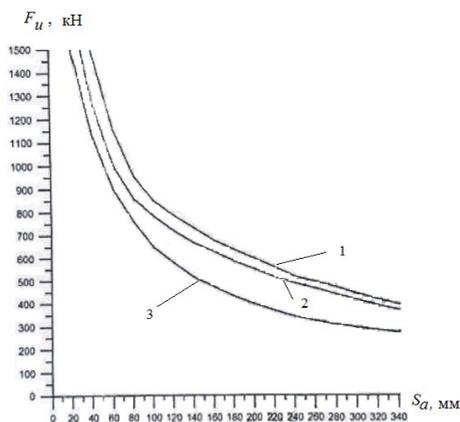


Рис. 5.17. Зависимости несущей способности основания свай от величины отказа при вибропогружении

Данный подход позволил выявить несколько зон с недостаточным сопротивлением грунтов, которые не были определены в процессе инженерно-геологических изысканий, и оперативно принять меры по обеспечению восприятия проектных нагрузок на свайные ростверки за счет устройства дополнительных свай или уплотнения грунтов под ростверками. Отработанная технология ведения работ при устройстве свай на данном объекте позволила обеспечить их изготовление с возможностью оценки несущей способности оснований свай, получить высокое качество работ, снизить стоимость и сроки изготовления свай на 30 % по сравнению с исходным проектным решением.

Одна из разновидностей вибрационной технологии – изготовление конических свай с использованием металлических пуансонов соответствующих профилей и различных проектных размеров для проходки скважин с последующим погружением в них арматурных каркасов и бетонированием стволов. Достоинства таких свай выражаются в передаче на грунт сжатия по всей длине конического ствола, включение во взаимодействие даже верхних уплотняемых за счет распора насыпных грунтов в зоне между сваями при исключении негативного трения. Ограничение активной толщи ниже подошв конических свай позволяет не прорезать стволами глубокие слабые грунтовые слои, расположенные в активной сжимающей толще ниже концов изготовленных конических свай. Другими словами, при определенных грунтовых условиях строительной площадки имеется возможность изготавливать свайное поле из конических свай значительно меньшей длины, что приводит к многократному снижению стоимости и сроков ведения свайных работ.

В качестве примера применения конических вибронабивных свай можно привести объект «Многофункциональный спортивно-оздоровительный комплекс на Каменной горке в г. Минске», где было устроено порядка 1500 таких свай под несущие ростверки и под несущие полы.

Проектное решение нулевого цикла на данном объекте было разработано ПЧУП «Моноракурс» при научном сопровождении профессора М. И. Никитенко. Исходя из анализа грунтовых условий строительной площадки, здесь было принято решение заменить 16–25-метровые составные забивные сваи на конические вибронабивные длинами по 5–8 м диаметрами 0,8 м поверху и 0,3 м внизу

стволов для передачи нагрузки на несущие грунты основания в пределах активной сжимающей зоны выше биогенных толщ. При этом такая зона за счет распора наклонными гранями стволов оказывалась уменьшенной, а возникновение негативного трения исключалось. В итоге было достигнуто существенное снижение стоимости и ускорение свайных работ. Свайные работы (порядка 40–50 % от общего объема) совместно с другими геотехническими фирмами ГГК выполнили в конце 2018–начале 2019 г. с использованием буровых установок ABI RE 12/14300, ABI TM 12/15, ABI TM 11/14P, ABI TM 14/17, Muller (рис. 5.18).



Рис. 5.18. Работа буровой установки ABI TM 14/17 при устройстве конических вибронабивных свай

Первоначально выполнялись опытные конические сваи различных размеров с измерением отказов при погружении металлических пуансонов для проходки скважин. Анализ значений несущих способностей оснований опытных свай по результатам статических испытаний и соответствующих отказов при погружении конических металлических пуансонов позволил определить значения допустимых нагрузок для каждой из свай. С этой целью производились со-

ответствующие расчеты и построены графики зависимостей сопротивления грунтов от величины отказов при погружении пуансонов с использованием применяемого вибропогружателя, аналогичные представленным на рис. 5.17.

Помимо этого, были испытаны на статическое вдавливание два ростверка, имевших в основании по семь конических свай, которые подтвердили возможность восприятия ими значений приходящихся проектных вертикальных нагрузок (порядка 4000 кН при допустимой осадке 20 мм) от каркаса здания.

Замена проектного решения устройства свай на вибронабивные конические, по данным проектной организации, обеспечила снижение стоимости нулевого цикла объекта на 35–40 % по сравнению с первоначально разработанным. Вибронабивная технология устройства свай является наиболее востребованной в условиях незастроенных территорий и применена ГГК на многих объектах (*Приложение I*).

В последнее десятилетие широко внедряются технологии устройства буроинъекционных свай с использованием проходного шнека (СФА и ССФА). Они применяются практически в любых грунтах, включая неустойчивые водонасыщенные, и обеспечивают большую скорость ведения работ с опрессовкой грунта давлением как по длине ствола свай, так и под ее пятой. Основными недостатками данных технологий являются: невозможность погружения (при длине свай более 12 м) арматурного каркаса (особенно в сухих песчаных грунтах) в бетон и обеспечение его гарантированного защитного слоя требуемой толщины (50 мм), большой перерасход бетона (до 20–50 % от фактического объема свай при бетонировании), а также трудности устройства свай в грунтах с валунными включениями.

Примером применения данных технологий при устройстве свай является одно из зданий инженерного корпуса Минского метрополитена (рис. 5.8). Применение данной технологии на объекте позволило значительно сократить отставание по срокам строительства и получить экономию денежных средств порядка 25–35 % по сравнению с технологией устройства свай под защитой обсадных труб.

Особенностью технологии СФА является практически полное отсутствие вибрации при изготовлении свай, что особенно важно при производстве работ вблизи строящихся и существующих зданий. В

зависимости от размеров свай, их армирования и несущей способности ГГК применяет гусеничные буровые установки различной мощности. Так, при изготовлении 16 буруинъекционных свай диаметром 400 мм и длиной 9 м для башенного крана LIEBHERR–132EC в очень стесненных условиях на объекте «Многофункциональный комплекс на пересечении пр. Независимости и ул. Макаенка в Минске» ГГК была использована облегченная буровая установка TRIVE 4 (рис. 5.19). Статические испытания опытных свай показали соответствие несущих способностей их оснований проектным значениям 600 кН. Использование малогабаритной буровой установки под данную технологию позволило обеспечить экономию 20 % от стоимости работ в стесненных условиях строительства за счет уменьшения затрат на обустройство строительной площадки, стоимости перевозки и эксплуатации по сравнению со стандартными буровыми установками.



Рис. 5.19. Работа малогабаритной буровой установки TRIVE 4 по технологии СФА на объекте «Многофункциональный комплекс на пересечении пр. Независимости и ул. Макаенка в Минске»

На нескольких объектах жилого комплекса «Минск–Мир» в Минске технология СФ использовалась для устройства свай длиной от 12 до 25 м и диаметром от 500 до 700 мм под фундаментные плиты высотных жилых домов. В общей сложности выполнено порядка 4000 свай буровой установкой MDT CMV TH16 при расчетной не-

сущей способности основания сваи от 1400 до 1950 кН и допустимой осадке 24 мм, что было подтверждено статическими испытаниями опытных свай. На рис. 5.20 представлено фото буровой установки MDT CMV TH16 на объекте «Жилой дом 10–10а по г. п. в жилом комплексе Минск–Мир» на фоне построенных многоэтажных зданий с аналогичными свайными фундаментами.



Рис. 5.20. Работа буровой установки MDT CMV TH16 по технологии CFA на объекте «Жилой дом 10–10а по г.п. в жилом комплексе «Минск–Мир»

На объекте «Жилой дом № 9-9ф по г. п. по ул. Макаенка в Минске» ГГК применена технология ССФА при устройстве 436 свай длиной от 8 до 12 м и диаметром 500 мм с целью ограничения перерасхода бетона. Буровые работы выполнялись буровой установкой BAUER BG 12/15K с буровым вращателем VDW 6035. Армирование свай осуществлялось в верхней их части каркасами длиной 6 м. Испытания шести опытных свай на несущую способность их оснований были проведены до начала массового устройства остальных с целью корректировки проектного решения, при этом расчетная несущая способность оснований свай была принята 950 кН при допустимой осадке 20 мм. Применение данной технологии по сравне-

206

нию с технологией СФА дало экономию выполнения 15–17 % бетона. Однако при этом следует отметить большую трудоемкость выполнения работ и требований их безопасности, подготовки строительной площадки и других факторов. Данная технология ГГК используется редко. В *Приложении 1* представлен перечень объектов, где при устройстве свай применялись вышеописанные технологии. К наиболее значимым объектам можно отнести комплексы жилых домов в Минске, Гродно, объекты метро, административные и производственные здания.

Буроинъекционные технологии для устройства анкеров и свай в Республике Беларусь были внедрены в 1980 г. по инициативе профессора Ю. А. Соболевского при возведении на ул. Харьковской в г. Минске подпорной стены для противопожарного проезда возле механического завода Министерства торговли. Освоением для данной технологии послужила закупка комплекта оборудования и конструкций постоянных стержневых анкеров у немецкой фирмы BAUER.

В дальнейшем буроинъекционные технологии применялись при возведении объектов Минского метрополитена и других зданий и сооружений, что привело к снижению стоимости и сроков производства работ нулевого цикла. Внедрению технологий в геотехническую практику Беларуси способствовало их научное сопровождение ученых – Ю. А. Соболевского и М. И. Никитенко. Важная роль в этом принадлежит составленным ими нормативным документам в виде пособия под названием «Проектирование и устройство буроинъекционных анкеров и свай» с шифром П18-04 к СНБ 5.01.01–99 [112].

К моменту написания в 1994 г. автором данной монографии диссертации «Несущая способность буроинъекционных анкеров в несвязных грунтах» [49] классическая технология устройства буроинъекционных анкеров и свай была применена на ряде объектов Республики Беларусь. Внедрение результатов диссертационной работы автора осуществлено при анкероании траншейных и свайных стен на котлованах станций «Купаловская», «Пушкинская» Минского метро, оползнеудерживающих стен и свайных ростверков санатория «Белоруссия» в поселке Мисхор в Крыму. Разработанные автором методы расчета несущей способности анкеров и свай на основе принятой дилатантной теории прочности несвязных грунтов, а также новые конструкции приборов для определения прочност-

ных характеристик грунтов и конструкции анкеров, защищенные авторскими свидетельствами СССР, являются первоосновой появления ГГК как организации по внедрению новых геотехнических технологий, область применения которых значительно вышла за уровень буроинъекционного анкерования.

Освоение буроинъекционных технологий можно разбить на три этапа:

- совершенствование традиционной технологии устройства стержневых буроинъекционных анкеров и свай (1986–1998 гг.);
- внедрение традиционной технологии тросовых буроинъекционных анкеров (1998–2001 гг.);
- разработка современных технологий ТИТАН при изготовлении буроинъекционных анкерных свай (с 2014 г.).

Анкерование ограждений из траншейных и свайных стен на котловане станции метро «Купаловская» в 1987–1989 гг. производили в двух и трех уровнях, исходя из глубины котлована на разных его участках (рис. 5.21). Среди маловлажных песков с различным гранулометрическим составом и плотностью встречались прослойки моренных супесей и суглинков, которые в ряде случаев служили водопором для скопления верховодки. Из-за напора воды в прослойках и линзах песка внутри моренных отложений нижний ярус анкеров на некоторых участках был заменен на трубчатые расстрелы.

Применяемая классическая технология изготовления анкеров системы BAUER включала бурение скважины по защите обсадной трубы диаметром 114 мм анкерным буровым станком BAUER, погружение в нее анкерной тяги с винтовой накаткой Ø36 мм, закачку с помощью инъекционно–смесительной станции цементного раствора через обсадную трубу с постепенным ее извлечением. При формировании корня анкера требуемого диаметра и длины за счет закачки цементного раствора с $B / Ц = 0,5$ под давлением до 0,5 МПа его затрачивалось 300–400 л. Увеличение давления вызывало выброс раствора к устью за счет контактной фильтрации вдоль обсадной трубы. При испытательном усилии в 400–500 кН упругая часть деформаций составляла в среднем 0,9 от общего перемещения головы анкера. Следует отметить, что в данном случае анкеры использовались как временные на срок возведения конструкций станции, включавших ограждающие и несущие траншейные или свайные стены.



Рис. 5.21. Анкерное крепление стен котлована станции метро «Купаловская»

На данном объекте при непосредственном участии автора по специально составленной программе отработаны технологические приемы инъекции цементного раствора и проведена серия пробных испытаний стержневых конструкций анкеров. При этом в имеющихся грунтовых условиях удалось получить значения несущей способности анкеров (до 300–500 кН). Всего на данном объекте было устроено и испытано более 300 рабочих анкеров со стержневыми тягами.

Технология устройства анкеров с инъекцией цементного раствора через обсадную трубу имеет ряд недостатков. Одним из них является низкая скорость ведения работ и соответственно высокая их стоимость. Основные затраты рабочего времени приходились на инъецирование раствора через обсадную трубу при ее медленном извлечении. Время на инъецирование раствора по такой технологии на единицу бурения скважины составляло в среднем 70–80 % от общего времени выполнения анкерных работ, поэтому буровое оборудование использовалось малоэффективно. Так, к примеру, для изготовления 500 стандартных 10–12-метровых анкеров требовалось примерно

50 машино-смен, в то время как на их бурение в три раза меньше. Вторым недостатком данной технологии является опасность выброса раствора к устью скважины за счет контактной фильтрации вдоль обсадной трубы или выход раствора за зону корня по гидроразрывам в местах грунтовых напластований. Третьим недостатком, исходящим из условия равнопрочности материала тяги и несущей способности анкера по грунту, является заниженная во многих случаях несущая способность анкера по материалу тяги вследствие ограничения номенклатуры арматуры большего диаметра.

Для устранения первых двух недостатков использованы стержневые анкеры с нагнетанием цементного раствора через манжетовые инъекционные трубки, перфорированные по длине корня. Данная технология устройства анкеров и покупка специального дополнительного инъекционно-смесительного оборудования позволили увеличить скорость независимого инъецирования цементного раствора в несколько раз. По этой технологии выполнено несколько тысяч анкеров на объектах Минского метрополитена в 1997–2006 гг.

В 2007 г. при реконструкции летнего амфитеатра в Витебске выполнены два ряда предварительно напряженных анкеров (рис. 5.22) по буроинъекционной технологии в геотекстильных рукавах, согласно авторским свидетельствам [69, 70] (авторы изобретения – Ю. А. Соболевский, М. И. Никитенко, Д. Ю. Соболевский, О. В. Попов). Использование таких анкеров обеспечило существенное уменьшение расхода цемента на формирование корней анкеров и исключение гидроразрывов в грунте по слабым прослойкам, а также контактную фильтрацию раствора по длине скважины. Данное техническое решение базируется на принципе дренирования и управления процессом инъекционного формирования анкерных корней и стволов свай за счет использования геотекстильного рукава с заданными размерами и формой. Закачка раствора за один прием по всей длине анкерного корня или сваи ускоряет и упрощает процесс их устройства, а дренирование свободной воды из цементного раствора геотекстильным рукавом ускоряет процесс его гидратации с набором прочности, требуемой для возможности восприятия проектными усилиями анкерами или сваями. Использование анкеров с корнями в геотекстильных рукавах на данном объекте обеспечило существенное уменьшение расхода цемента на формирование корней, а также позволило уменьшить их общее количество на 20,5 % по сравнению с первоначальным проектным решением.

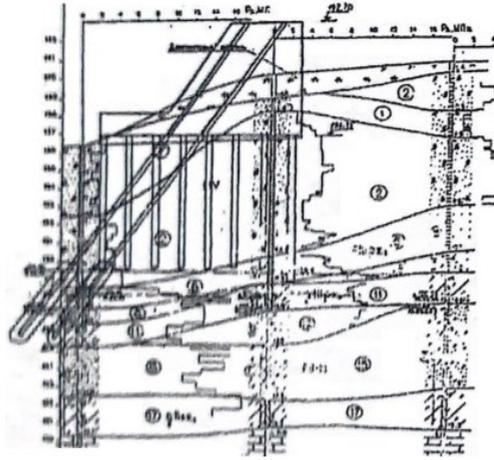


Рис. 5.22. Схема анкерного крепления опор при реконструкции летнего амфитеатра «Славянский базар» в Витебске

Устранение третьего недостатка буроинъекционной технологии осуществлено применением высокопрочных канатов для анкерных тяг. В 1997 г. при участии автора под руководством Ю. А. Соболевского и М. И. Никитенко Ялтинским отделом Крымского филиала «Укрюжгипрокоммунстрой» разработаны эффективные решения буроинъекционного канатного анкерования противооползневых конструкций на территории санатория «Белоруссия» в пос. Мисхор в Крыму. Они включали буроинъекционные канатные анкеры и лучевые дрены (рис. 5.23) [59].

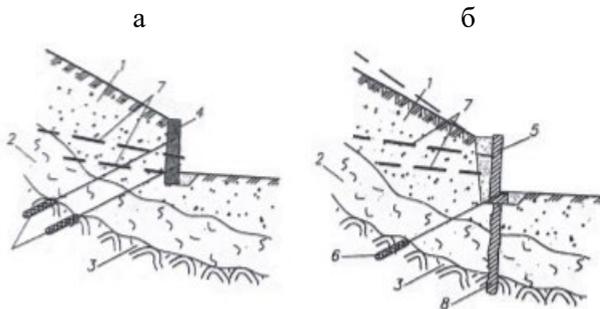


Рис. 5.23. Общая схема заанкеренной оползнезащитной подпорной стены (а) и свайных ростверков с лучевыми дренами (б)

При устройстве анкеров использованы технология и оборудование немецкой фирмы BAUER. Скважины бурились под защитой наружных обсадных труб диаметром 114 мм с твердосплавной коронкой и внутренним диаметром 79 мм с шарошкой. Вынос шлама происходил через межтрубный зазор за счет обратной промывки под напором воды. С учетом сейсмических воздействий анкерные тяги были приняты из четырех высокопрочных арматурных канатов при проектных усилиях на каждую тягу до 600 кН и разрывных до 900 кН. Для защиты канатов от коррозии применены пластмассовые трубки с гладкой поверхностью по свободной длине и гофрированной в корневой части. В этих трубках канаты замоноличивались цементным раствором, после чего они в собранном виде погружались в скважины через обсадные трубы. Закачка цементного раствора с $V / Ц = 0,5$ производилась через внешние обсадные трубы по мере их последовательного извлечения метровыми отрезками, при этом давление нагнетания составляло до 0,1 МПа. Нагружение и преднапряжение анкеров осуществлялись при помощи инвентарных проходных гидродомкратов с винтовым концевиком, перемещения анкеров измеряли прогибомерами 6ПАО системы Аистова. При проектном стопорном усилии преднапряжения канаты фиксировали посредством заклинивания в специально запроектированной клиновой обойме.

Для удержания оползневых массивов служили подпорные стены или ростверки с одним рядом вертикальных свай диаметром 600 мм, погружаемых в скальный массив на глубины 13–15 м. При этом размещение анкеров с заданным шагом, длиной и определенными размерами корней сводило к минимуму изгиб подпорных стен или ростверков, а лучевое дренирование сползающего массива снижало оползневое давление на анкеруемые конструкции.

Для отработки технологии буроинъекционного анкерования и подтверждения его эффективности в скальных грунтах были устроены и испытаны опытные анкеры. Положительные результаты этих экспериментов и последующие контрольные и приемочные испытания рабочих анкеров послужили обоснованием замены ранее запроектированных оползнеудерживающих конструкций в виде многорядных свайных ростверков на заанкерные конструкции.

Аналогичная работа по буроинъекционному стержневому анкеру фундаментов в связи с развитием оползневого смещения

и деформаций расположенного на склоне мемориального музея З. И. Азгура в Минске выполнена **ГГК** под руководством М. И. Никитенко. Работы включали в себя пересадку фундаментов на козловые системы из буроинъекционных свай, устройство в нижней части здания заанкеренного удерживающего ростверка. Принятое геотехническое решение позволило остановить процесс подвижек основания здания как в вертикальном, так и в горизонтальном направлении.

В 2014 г. **ГГК** освоила технологии TITAN и JET GROUTING для изготовления буроинъекционных анкеров и свай. Это было связано с началом производства и возможностью приобретения высокопрочных раскатанных анкерных тяг и других комплектующих как у зарубежных производителей (ISHEBEC, GRONAR), так и у российских компаний («ГЕОИЗОЛ» и «ИШЕБЕК–КРАСНОДАР»), а также современного бурового и смесительно-инъекционного оборудования компаний KLEMM, BERETTA, ATLAS COPCO, CASA-GRANDE, METAX, TECHNOWER, CLIVIO.

Основное преимущество данных технологий заключается в скорости производства работ (до 30–40 свай и анкеров длиной 10–12 м за рабочую смену) при проходке скважин с помощью упрочненных полых анкерных тяг и дальнейшей инъекции цементного раствора через их внутренние полости. Благодаря этому сокращается количество технологических операций и существенно снижается стоимость их устройства по сравнению с традиционными технологиями.

С 2014 г. **ГГК** выполнила несколько тысяч буроинъекционных анкеров по технологии TITAN на объектах третьей линии Минского метро, жилого и промышленного строительства. Перечень объектов представлен в *Приложении 1*.

В качестве наглядного примера использования инъекционных анкеров по технологии TITAN можно привести анкерное крепление противооползневой стены насыпи замка в г. Гродно, выполненное осенью 2019 г. Противооползневая стена из соприкасающихся буронабивных свай диаметром 420 мм и длиной 8 метров с объединяющимся ростверком была заанкерена анкерными тягами «Титан» диаметром 73/50 мм длиной 10–12 м с углом наклона 25° к горизонту.

Статические испытания четырех опытных анкеров подтвердили их несущую способность по грунту 700 кН. После этого были выполнены оставшиеся 40 рабочих анкеров с их преднапряжением до усилия равного 35 % от проектной несущей способности по грунту. На рис. 5.24 представлено фото работы анкерной буровой установки KLEMM 806D на объекте и процесс испытания анкеров.



Рис. 5.24. Устройство анкеров типа TITAN

Всего **ГГК** на строительных объектах Республики Беларусь выполнено более 8000 анкеров данной конструкции, использование которых позволило сократить сроки и стоимость работ в среднем на 15–30 %.

Устройство буронабивных и буроинъекционных свай по технологиям FUNDEX, JET GROUTING и DDS применяется **ГГК** в основном при реконструкции зданий и сооружений, где не допустимы вибрационные воздействия в процессе производства работ. Такие сваи имеют диаметр и длину не более 0,5 и 10 м соответственно. В стесненных условиях строительства используется мало- и среднегабаритное буровое оборудование.

Технология JET GROUTING **ГГК** впервые использовалась в Республике Беларусь в 2004 г. при устройстве свай под административное здание компании «Фуджифильм» по улице Русиянова

в г. Минске, запроектированное как двухэтажная пристройка к существующему корпусу. Основание было сложено рыхлыми песками, а подошва опирающейся на сваи фундаментной плиты расположена на 3 м ниже поверхности грунта. Были запроектированы 48 свай $\varnothing 0,5$ м с длинами по 7 м при армировании верхних отрезков стволов трехметровыми каркасами. Проектной организацией впервые выбрана технология JET GROUTING с использованием бурового и смесительно-инъекционного оборудования MDT, купленного компанией «Экотехинвест», с учетом, что данная технология позволит сформировать грунтоцементные сваи диаметром не менее 350 мм, а минимальная прочность грунтоцемента должна составить около 2,0 МПа.

ГГК впервые в практике строительства в Республике Беларусь использовала оборудование для устройства свай по технологии JET GROUTING-1, отработала технологические приемы ведения работ, рецептуру цементных растворов, провела испытания опытных свай на объекте. При этом у опытных свай была достигнута их расчетная несущая способность 470 кН, а испытание отобранных кернов из ствола сваи выявило кубиковую прочность грунтоцемента 2,3–2,8 МПа. При диаметре буровой головы монитора, равной 125 мм за счет давления инъектирования по технологии JET-1 был получен средний диаметр уширения ствола сваи 300–400 мм. При этом удалось выявить ряд недостатков технологии JET GROUTING-1 для устройства свай с диаметрами более 300 мм. В частности, помимо невозможности превышения такого диаметра ствола, сложно обеспечить защитный слой бетона (50 мм) при погружении арматурного каркаса и, самое главное, требуемую прочность материала ствола сваи при размыве глинистых прослоек грунта струей цементного раствора и его перемешивании. Помимо этого, до сих пор в нормативной базе не существует методик расчета несущей способности грунтоцементных свай из-за вышеперечисленных недостатков. Поэтому в настоящее время технология JET GROUTING используется ГГК в основном для создания противофильтрационных завес и экранов.

Один из объектов, где ГГК выполнены наклонные грунтоцементные сваи по технологии JET GROUTING-1 для восприятия вертикальных нагрузок от траншейной стены, – реконструируемая станция метро «Площадь Ленина» в Минске. На рис. 5.25 и 5.26

представлены ее разрез с указанием мест расположения свайной стены и фотоработы бурового станка BERETTA ALFREDO T57 для изготовления грунтоцементных свай. Особенность их устройства – стесненность работ со дна узкого котлована, раскрепленного трубчатыми расстрелами. Специалистами ОАО «Метропроект» было запроектировано порядка 30 грунтоцементных свай Ø350–400 мм, армируемых титановыми штангами 40/20 немецкой компании Ischebeck GmbH. Через сопла их буровых наконечников осуществлялось нагнетание цементного раствора при помощи инъекционно-смесительной станции Metax G57 под давлением 100–120 атм для формирования стволов свай требуемого диаметра. Опытная откопка ствола сваи подтвердила соответствие фактических диаметров свай их проектным значениям. Несущая способность свай была принята равной 300 кН, а по результатам единичного статического испытания она составила 420 кН. Прочность грунтоцемента в верхнем слое песчаного грунта, по данным кубиковых испытаний в лаборатории ОАО «Минскметрострой», составила 3,5–3,8 МПа.

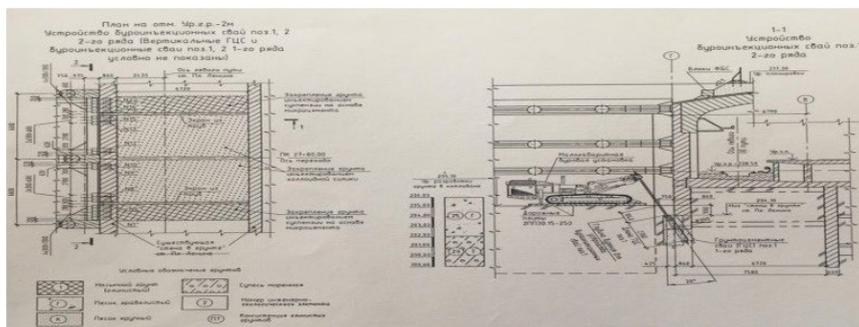


Рис. 5.25. Разрез станции метро «Площадь Ленина» с местами расположения свайной стены и бурового станка



Рис. 5.26. Работа буровой установки при устройстве свай по технологии JET

Полный перечень объектов, выполненных с использованием перечисленных технологий, представлен в *Приложении 1*.

5.2. Комбинированное использование современных геотехнических технологий при ограждении котлованов, шахт и горных выработок

Для глубоких котлованов, шахт и горных выработок при строительстве Минского метро и других объектов ГГК применяет различные конструктивные решения ограждений, исходя из инженерно-геологических и гидрогеологических условий строительной площадки, а также применяемых геотехнических технологий. Используются следующие варианты ограждений с их буроинъекционным анкерованием или без него:

- свайно-балочные («берлинское крепление»);
- из сплошных рядов металлического шпунта Ларсена или труб;
- в виде стен из соприкасающихся или секущих буронабивных, или буроинъекционных свай, либо в их комбинированном сочетании;
- нагельный способ крепления бортов котлованов.

Свайно-балочный вариант крепления служит для временного обеспечения условий работы в котловане по возведению в нем фундаментных или иных конструкций. В качестве примера мож-

но привести работы по ограждению котлована в осях А/9-11-Д/9-11 на объекте «Здание инженерного корпуса Минского метрополитена по улице Ленина в Минске» (рис. 5.8). Проект временного крепления котлована с различным сочетанием конструктивных элементов ограждающих стен (шпунт, сваи, анкеры) был разработан ОАО «Метропроект» и корректировался в ходе строительства под применяемые технологии и оборудование ГГК. Металлические балки из двутавра ВЛ60 длиной по 12 м погружались с шагом 2 м с использованием бурового станка АВИ ТМ 11/14Р с переменным вибропогружателем MVRZ 800 в предварительно пробуренные на глубину 4–6 м лидерные скважины. Принятая глубина заделки временной ограждающей стены (по результатам мониторинга ее геометрического положения и осадок близлежащих зданий фирмой ООО «Стройреконструкция») обеспечила возможность свободного ведения работ по устройству фундаментов и подземного каркаса здания инженерного корпуса Минского метро. По окончании этих работ и засыпки пазух котлована металлический шпунт был извлечен с использованием того же оборудования.

При реконструкции путепровода на улице Бобруйской в Минске (рис. 5.27) для временного крепления ограждения котлована глубиной 9 м ГГК применила задавливаемые металлические двутавры ВЛ60 с забиркой из бревен. Металлические двутавровые балки длиной по 12 м при их шаге 1,5–2 м погружали навесным вибропогружателем в заранее пробуренные лидерные скважины до проектных глубин. Для уменьшения длины их заземления в грунте были использованы инъекционные анкерные сваи типа «ТИТАН» сечением 40/20 и длиной 10–12 и шагом 1,5 м соответственно по распределительным балкам и дополнительные угловые расстрелы из металлического двутавра. Двухъярусное анкерование ограждающей стены было выполнено буровой установки КЛЕММ 806D с преднапряжением свай до усилия 300 кН, что позволило обеспечить устойчивость стен котлована для выполнения в нем фундаментных работ при относительно гибкой ограждающей конструкции.



Рис. 5.27. Свайно-балочное ограждение котлована при строительстве путепровода по улице Бобруская в г. Минске

Недостатком свайно-балочного варианта временного крепления котлована является значительный расход стальных профилей (списание до 9–25 % от их общей массы) и древесины для забирки между ними, а также в некоторых случаях наличие недопустимых динамических воздействий на окружающие строения при попадании валунов под нижний конец погружаемого шпунта. Помимо этого, при наличии грунтовых вод или водоносных прослоек грунта выше дна котлована применять такое ограждение котлована весьма проблематично.

Примером применения сплошной ограждающей стены из погружаемых металлических труб и шпунта Ларсена является объект «Реконструкция путепровода по улице Кижеватова при строительстве третьей линии Минского метро», запроектированный

ООО «Экомост». На рис. 5.28 представлена фотография ограждающих стен из металлического шпунта с их креплением буроинъекционными анкерными сваями типа ТИТАН. Грунты строительной площадки были представлены пластичными суглинками с прослойками песка, грунтовые воды в пределах отметки котлована выявлены не были.

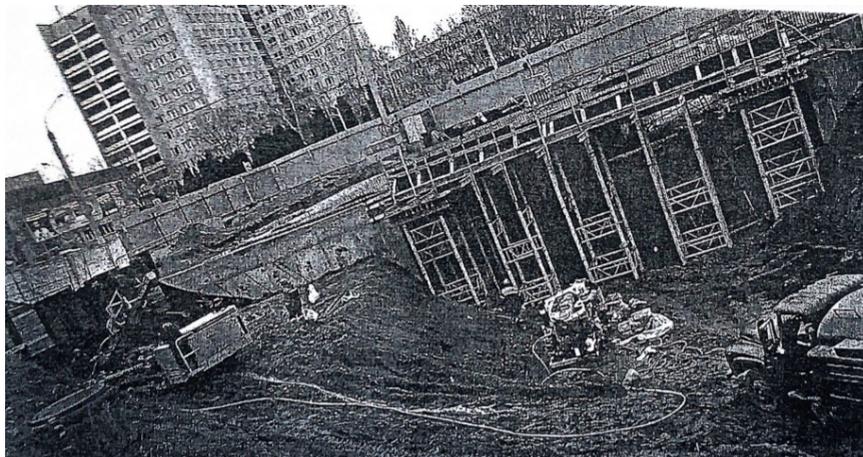


Рис. 5.28. Свайно-балочное ограждение котлована при строительстве путепровода по улице Кижеватова

Первоначально здесь были запроектированы ограждающие стены с двух сторон путепровода из шпунта Ларсена VL60 длиной 12 м при их защемлении в грунте на 8 м и с одним ярусом буроинъекционных анкерных свай типа ТИТАН сечением 40/20 с шагом 2 м по обвязочной балке на 3 м ниже планировочной поверхности грунта.

Работы ГГК проведены в 2019 г., за январь–февраль была выполнена левая часть реконструируемого путепровода. Шпунт Ларсена погружался до проектной отметки с использованием буровой установки АВИ ТМ12/15 с вибропогружателем VRZ700. В случае попадания валунных и иных включений в грунте осуществлялось лидерное шнековое бурение скважин $\varnothing 300\text{--}400$ мм тем же оборудованием с ротором MDBA 4000 до глубин 7–8 м. При устройстве анкеров по технологии ТИТАН использована буровая установка KLEMM 806D.

Контрольные и приемочные испытания анкерных свай выполнены специализированной испытательной лабораторией ГГК через 21 день после их устройства. Усилия преднапряжения на анкерные сваи при их упоре в обвязочную балку составляли 300 кН. Последующая откопка грунта до проектной отметки котлована позволила осуществить в нем работы по устройству фундаментов под опоры нового путепровода, а по окончании их обратной засыпки грунтом с его послойным уплотнением была произведена срезка хвостовиков анкерных штанг и обвязочной балки. Извлечение шпунта Ларсена произведено тем же буровым оборудованием.

В июле 2019 года была начата реконструкция правой части этого путепровода. Особенностью работ в этой части строительства было то, что в 30–40 м от места их выполнения находились хирургические отделения высотной части здания Больницы скорой помощи города Минска, поэтому требовалось исключить любые вибрационные воздействия на них. В такой ситуации ГГК было предложено выполнить ограждающую стену в пределах начальной сметы по аналогии с левой частью путепровода из задавливаемых бывших в употреблении металлических труб. Согласно расчету ООО «Экомост», задавливаемые трубы длиной 12 м и диаметром 530 мм с толщиной стенки 8 мм обеспечили требуемые жесткостные показатели ограждающей конструкции. Предложенное конструктивное решение позволило избежать вибрационных воздействий при выполнении работ в установленные сроки без увеличения их первоначальной стоимости.

В связи со значительной стоимостью металлического шпунта Ларсена и низкой оборачиваемостью (по нормам Республики Беларусь не более четырех раз из-за износа замковых соединений) ГГК применяет такие профили в основном для ограждения стен котлованов при высоком уровне грунтовых вод и необходимости выполнения работ внутри котлована «насухо». Одним из примеров использования шпунта Ларсена является объект «Пристройка к резервуарам хранения топлива СП «Кроносплан» в городе Сморгони». Грунтовые условия здесь были представлены пластичными суглинками с песчаными водоносными прослойками на глубину 7–9 м, подстилаемыми водоупорным моренным глинистым грунтом. Для устройства плитного фундамента на глубине 7 м от поверхности грунта проектным отделом ГГК предусмотрено ограждение котло-

вана из шпунта Ларсена V60 длиной 12 м при глубине его заделки 5 м с одноярусным анкерованием сваями типа ТИТАН сечением 30/15 с шагом 1,5 м (рис. 5.29). Погружение шпунта осуществлялось буровым станком MULLER MDT 1500 с переменным вибратором MVRZ 869, а для устройства анкерных свай с усилием преднапряжения 200 кН использовалось буровое оборудование BERETTA ALFREDO T57.

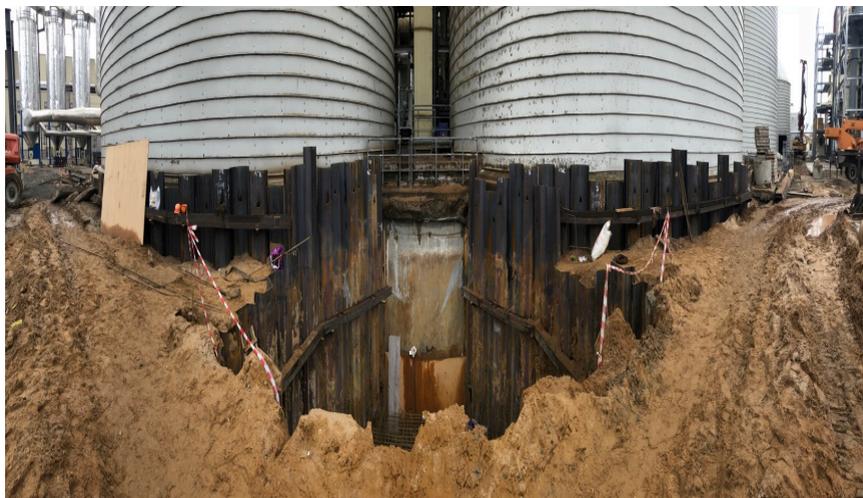


Рис. 5.29. Ограждающая конструкция резервуара хранения топлива СП «Кроноплан» в городе Сморгони

В глубоких котлованах для ограждающих стен обычно используются соприкасающиеся, а при высоком уровне грунтовых вод – секущиеся буронабивные сваи либо их комбинации с буроинъекционными. При этом ГГК применяет различные схемы армирования и технологии изготовления этих свай по длине котлована. При строительстве инженерного корпуса метро (рис. 5.10) для временного ограждения котлована по осям А-6/9-Д-6/9 были изготовлены соприкасающиеся буронабивные сваи диаметром 0,5 м длиной 12 м. Стволы свай армировали на всю их длину вдоль ограждающей стены без ее анкерного крепления. В данном котловане глубина экскавации грунта составляла 5 м, а заземления свай – 7 м. Это было связано с наличием большого количества коммуникаций за ограж-

дающей стеной и невозможностью использования буронабивного анкерования, а ширина котлована не позволяла эффективно использовать трубные расстрелы. Применение данного конструктивного решения было также обусловлено отсутствием грунтовых вод выше уровня дна котлована.

При наличии грунтовых вод и необходимости защиты от их проникновения в котлован часто приходится отказываться от анкерных креплений ограждения за счет выполнения стен из секущихся свай. В этом случае ГГК чередует секущиеся буронабивные сваи с их армированием либо армируемые на всю длину сваи сочетают с грунтоцементными, выполняемыми по струйной технологии (JET GROUTING).

Примером устройства несущей ограждающей стены из буронабивных секущихся свай является объект «Бассейн с центром водолазной подготовки по улице Машиностроителей, 25 в г. Минске». Закрытый круглый котлован $\varnothing 13,5$ м и глубиной 19,8 м был запроектирован ОАО «Белгорхимпром». В качестве несущих элементов ограждающей стены служили секущиеся буронабивные сваи диаметром 0,8 м и длиной 18,8 м, изготовленные по технологии с инвентарной обсадной трубой, а также дополнительные грунтоцементные колонны диаметром 1,0 м с длинами от 6 до 12 м по верху внешнего контура и в нижней части котлована. Грунты здесь были представлены песками различной крупности и прочности. Инженерно-геологический разрез площадки строительства, план свайного поля и разрез ограждающей стены представлены на рис. 5.30.

Буронабивные секущиеся сваи устраивались с использованием бурового станка Soilmec R80 (ОАО «Стройтрест № 15») в инвентарных обсадных трубах $\varnothing 800$ мм, задавливаемых и извлекаемых с помощью домкратного осцилятора. Такие сваи выполняли в последовательности: сначала со стволами без армирования, а через 2–3 дня после набора у них бетоном 30–50 % прочности – секущее с погружением обсадной трубы до проектной отметки при прорезке бетона смежных стволов до 0,10–0,15 их диаметра. Эти сваи армировались каркасами на полную их длину, производилось их бетонирование и извлечение обсадной трубы. Всего здесь выполнено 56 свай, из них по 28 с армированием и без него. Все они в составе ограждающей стены были предназначены для восприятия бокового давления грунта по высоте потенциальной призмы обрушения вместе с распором водяного столба в чаше бассейна. Грунтоцементные колонны

Ø1,0 м для водонепроницаемого днища внутри котлована между ограждающей свайной стеной устраивались буровой установкой SOILMEC PSM-20 по технологии JET GROUTING-2.

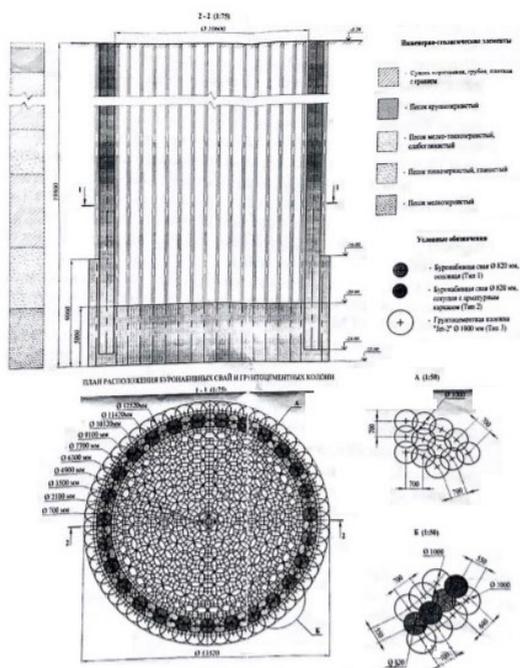


Рис. 5.30. План свайного поля и разрез ограждающей стены бассейна с центром водолазной подготовки по улице Машиностроителей, 25 в г. Минск

Ограждение из буронабивных и грунтоцементных свай, изготавливаемых по технологии с использованием инвентарной обсадной трубы и струйной, было выполнено на объекте «Ограждение камеры Ш-6 для приемного котлована внеплощадочных инженерных сетей жилого района Лошица в г. Минске». Здесь в основании залегали пески различной крупности и прочности, подстилаемые на глубине 12–13 м прочной супесью.

Для ограждения данного котлована проектной организацией ООО «СпецКрепьПроект» были предусмотрены стены из чередующихся соприкасающихся буронабивных армированных и грунтоце-

ментных свай с двухъярусным креплением трубчатými растрелами для восприятия горизонтального давления от удерживаемого откоса. Такое конструктивное решение при исключении анкерования обеспечило устойчивость стены, ее водонепроницаемость и позволило сократить длину заземления свай ниже дна котлована. Выполненное программное численное моделирование по программе MIDAS GTS NX по оценке устойчивости стен подтвердило эффективность проектного решения.

В ряде случаев применение современных геотехнических технологий для устройства отсечных конструкций в грунте позволяет предотвратить чрезмерные деформации от неравномерных осадок фундаментов рядом расположенных зданий и сооружений при отрывке вблизи них котлованов, проходке тоннелей или при возведении смежных зданий разной этажности. Устройство противодиффузионных завес и экранов с использованием данных технологий позволяет создавать преграду для нежелательных водных потоков и обеспечивать защиту котлованов, шахт, горных выработок и подземных сооружений от затопления, а также ограждать грунтовые основания от заражения вредными химическими веществами (свалки, терриконы химических отходов и др.).

Отсечные конструкции в грунте могут быть вертикальными или наклонными в виде свайных и траншейных стен или металлического шпунта. Их эффект заключается в том, что деформации окружающего с обеих сторон массива грунта происходят преимущественно в вертикальном направлении с различными величинами и интенсивностью. Горизонтальные перемещения отсечных элементов малы в связи с уравниванием бокового давления грунта на них с двух сторон. Таким образом, отсечная конструкция исключает взаимовлияние вертикальных деформаций массивов с обеих сторон от отсечной конструкции на разнонагруженные фундаменты зданий и сооружений. В то же время наклонная отсечная конструкция, например из буроинъекционных соприкасающихся свай, при проходке тоннелей под существующими сооружениями при правильном расчете и методах производства работ воспринимает вертикальные напряжения от данного сооружения и не допускает дополнительных деформаций грунта в области его горной разработки.

Для устройства отсечных и противофильтрационных конструкций в грунте ГГК применяет преимущественно буроинъекционную и струйную технологии.

При строительстве инженерного корпуса Минского метрополитена (рис. 5.8) отсечные стены в осях А/1-4-Д/1-5Б из соприкасающихся буронабивных свай, выполненных по технологии FUNDEX диаметром 0,4 м и длиной 9 м по обеим сторонам двух находящихся в аварийном состоянии тоннелей метро в песках различной крупности и прочности, позволили возвести основное здание без прекращения работы Минского метрополитена. Данная отсечная конструкция разделила две области массива грунта и исключила влияние строящегося здания на тоннельную обделку метро. Работы по устройству отсечной свайной стены производились в ночное время с 1:00 до 5:00 утра (когда не было движения поездов метро) с контролем напряжений и деформаций конструкций тоннелей, а также уровня вибрации на них при производстве работ. Данные виды контроля осуществляли специализированные организации, с согласия которых корректировались технология и порядок выполнения свайных работ.

Для ускорения сроков и снижения стоимости свайных работ при устройстве отсечной конструкции по рекомендациям ГГК были изменены технология изготовления свай (замена на технологию CFA) и время производства работ (в две смены). Это позволило сократить нормативный срок возведения отсечной конструкции в три раза и снизить ее стоимость на 50 %.

При проходке тоннеля под путепроводом по улице Бобруйская в Минске ГГК была выполнена наклонная отсечная конструкция из буроинъекционных свай ТИТАН. Необходимость в такой конструкции была вызвана прохождением тоннельного щита «АЛЕСЯ» на глубине 8 м под мостовой опорой действующего железнодорожного путепровода при трехметровой глубине заложения его плитного фундамента. Перед проектной организацией ООО «Экомост» была поставлена задача – выдать проектное решение под конкретное имеющееся в Республике Беларусь буровое оборудование и технологию для обеспечения безопасной проходки щита под опорой моста без остановки движения поездов по путепроводу.

ГГК были рассмотрены различные варианты конструктивных решений по упрочнению оснований и реконструкции фундаментов

опоры моста. Принятое решение заключалось в создании наклонной отсечной конструкции из буроинъекционных свай TITAN, изготавливаемых в стесненном котловане с помощью малогабаритного бурового станка BERETTA ALFREDO T57 (рис. 5.31). Особенностью данного бурового станка является его маневренность при отключении и расположении его силового агрегата за пределами площадки ведения работ.



Рис. 5.31. Изготовление отсечного наклонного экрана из буроинъекционных свай

Грунты строительной площадки в пределах изготовления отсечной конструкции были представлены песками различной крупности и прочности. Проектное решение предусматривало создание наклонной четырехрядной конструкции из буроинъекционных свай длиной 20–25 м над тоннелем метро до проходки щита. Со стороны котлована эти сваи были объединены ростверком и посажены на группу буронабивных свай. С другой стороны отсечной конструкции за пределами мульды обрушения грунта над трассой проходки щита буроинъекционные сваи были зацементированы в грунте. Всего в составе отсечной конструкции изготовлено 550 буроинъекционных свай.

Работы были выполнены в течение 40 рабочих дней. При движении проходческого щита под опорой моста в целях безопасности

велся строгий геодезический контроль осадок железнодорожной насыпи специальной лабораторией, а скорость поездов на этом участке пути была ограничена до 20 км/ч. Аналогичный контроль выполнялся и в последующие 10 дней после завершения работ по прокладке тоннелей метро, после чего ограничения по скорости движения поездов были сняты. Полный перечень объектов, выполненных ГГК при устройстве ограждающих, отсечных и противофильтрационных конструкций, представлен в *Приложении 1*.

5.3. Упрочнение слабых оснований и усиление фундаментов при геотехнических реконструкциях и новом строительстве

Современные геотехнические буроинъекционные технологии позволяют достаточно эффективно решать ответственные задачи по упрочнению оснований и усилению фундаментов существующих зданий и сооружений. Особенно ярко их преимущество проявляется в случае производства работ в стесненных условиях застраиваемых объектов или из внутренних объемов существующих зданий и подвальных помещений, а также, когда не допускаются динамические воздействия на рядом расположенные здания и подземные конструкции и коммуникации.

При геотехнических реконструкциях ГГК в большинстве случаев применяет буроинъекционные и высоконапорную струйную технологии упрочнения оснований и усиления фундаментов. Реже приходилось выполнять пересадку существующих фундаментов с ослабленными основаниями на сваи, изготавливаемые по технологиям FUNDEX, под защитой обсадных труб и непрерывного проходного шнека CFA с использованием малогабаритных буровых установок.

В новом строительстве для упрочнения слабых оснований под возводимые фундаменты ГГК применяет методы устройства геомассивов с применением вибрационных и инъекционных технологий, а также инъекционные и нагельные технологии армирования грунтов. Технологии упрочнения слабых оснований и усиления фундаментов подробно рассмотрены в [30, 37].

Буроинъекционное упрочнение слабых грунтов под фундаментами осуществлено ГГК при реконструкции многих зданий. Кратко рассмотрим технологию ведения этих работ на следующих объек-

тах: здания костела в Шклове, зданий ГАИ и по улице Замковой, многофункционального спортивно-оздоровительного комплекса на Каменной горке в г. Минске.

При реконструкции костела в Шклове выполнено упрочнение слабого заторфованного грунта и каменной кладки фундаментов стен костела из бутового камня. Здесь инъекция цементного раствора с предварительной отработкой ее режимов через пробуренные малогабаритным станком СБГ–2 скважины внутри и по внешнему контуру здания позволила упрочнить основание и стеновую бутую кладку.

По аналогии с вышерассмотренным объектом выполнены работы по усилению ослабленных оснований фундаментов зданий ГАИ и административного здания по улице Замковой в Минске (рис. 5.32).

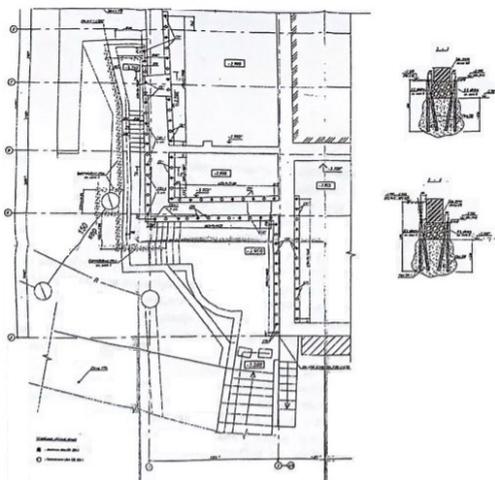


Рис. 5.32. Схема усиления оснований фундаментов здания по улице Замковой в г. Минске

Реконструкция этих зданий в 2019 г. включала надстройку дополнительных этажей, поэтому, согласно конструктивным и технологическим решениям ОАО «Белжилпроект», было запроектировано упрочнение грунтов основания ленточных фундаментов наружных и внутренних несущих стен с использованием малогабаритных буровых станков типа СБГ-2 (рис. 5.33).



Рис. 5.33. Работа бурового малогабаритного станка при упрочнении оснований фундаментов здания по улице Замковой в г. Минске

При строительстве объекта «Многофункциональный спортивно–оздоровительный комплекс на Каменной горке в г. Минске» было устроено порядка 800 свай под несущие ростверки и установлено, что на некоторых ростверках под высотную часть здания не была достигнута их расчетная несущая способность по результатам статических испытаний. При первых испытаниях испытательная нагрузка на некоторые ростверки оказалась заниженной в связи с тем, что глинистый грунт под его подошвой до бетонирования был избыточно увлажнен атмосферными осадками. Вследствие этого произошло сильное уменьшение сопротивления грунта сжатию под подошвами ростверков и даже вдоль наклонных граней конических свай. В такой ситуации авторами проекта было принято решение произвести цементационное упрочнение грунта по его контакту с подошвой ростверка за счет закачки цементного раствора с пониженным значением В/Ц при добавке в него суперпластификатора С-3. Такое цементационное упрочнение было выполнено силами ГГК, после чего при повторном статическом испытании данных ростверков получены результаты, подтверждающие проектную несущую способность оснований, и доказана справедливость проектных предпосылок.

При проходке вспомогательного вводного тоннеля метро под жилым домом по улице Бобруйской в г. Минске проектной компанией ООО «Экомост» было заложено конструктивное решение по пересадке существующих фундаментов здания на буроинъекционные сваи типа TITAN с подводящей монолитной плитой в зоне прохождения тоннеля. Тоннель диаметром 2,7 м проходил в осях 7–8 на глубине 6 м от поверхности грунта прямо под зданием.

Данная работа выполнена ГГК в 2018 г. с использованием буровой установки BERETTA ALFREDO T57 (рис. 5.34) для устройства буроинъекционных свай типа TITAN сечением 40/20 в количестве 300 штук длиной от 10 до 18 м. После установки свай были выполнены несущие ростверки по головам свай и подведена монолитная плита под существующие фундаменты в зоне прохождения тоннеля. Реализация данного технического решения позволила осуществить проходку тоннеля без разборки здания вдоль улицы Бобруйской и закрытия дорожного полотна для автомобильного движения.

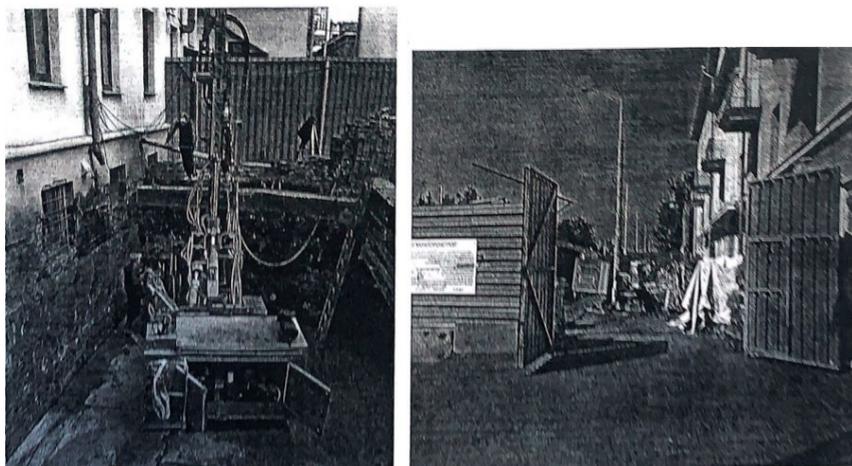


Рис. 5.34. Работа буровой установки BERETTA ALFREDO T57 при устройстве свай под жилым домом по улице Бобруйской в г. Минске

Выборочный краткий обзор объектов, выполненных ГГК, показал широкие возможности современных геотехнических технологий для решения сложных геотехнических проблем при значительном сокращении сроков и стоимости строительства.

ОБЩИЕ ВЫВОДЫ

1. Теория Кулона – Мора в своем традиционном виде и стандартные методы испытаний несвязных дилатирующих грунтов не позволяют в полной мере решать вопросы по определению несущей способности оснований в условиях стесненного сдвига.

2. Разработана упругопластическая модель дилатирующего грунта при стесненном сдвиге и установлены ее параметры, положенные в основу расчета несущей способности оснований свай инженерными и численными методами.

3. Разработаны конструкции приборов, методики определения дилатантной связности и предельного сопротивления несвязного грунта при стесненном сдвиге, позволяющие производить расчет несущей способности оснований анкеров и свай. Обработка результатов экспериментов методом искусственных нейронных сетей дает возможность определять их расчетные значения с заданным уровнем достоверности.

4. Обосновано условие прочности несвязного грунта при стесненном сдвиге в зависимости от значений начальных нормальных напряжений, плотности грунта и крупности его частиц, отпора со стороны окружающего массива. Сдвиговая прочность несвязного грунта в условиях стесненной дилатансии применительно к фундаментам глубокого заложения является функцией прочностных свойств грунта и деформативных характеристик окружающего его массива.

5. Влияние технологии изготовления свай на несущую способность их оснований следует рассматривать в ракурсе условий повышенной прочности несвязного грунта за счет проявления его дилатантной связности при стесненном разрушении и условий предотвращения возникновения контракции.

6. Разработан инженерный метод расчета несущей способности оснований свай в несвязных грунтах, учитывающий дилатантную природу поведения несвязного грунта под нагрузкой. Метод не требует трудно определяемых параметров грунтов для проведения расчета.

7. Разработан алгоритм решения задачи в инженерном методе по определению несущей способности грунтовых оснований по допус-

каемой осадке свай, учитывающий перераспределение усилий между ее боковой поверхностью и пятой для всего диапазона нагрузок.

8. При геотехнических расчетах несущих способностей оснований свай с использованием численных методов рекомендуется применять модифицированную упругопластическую дилатантную грунтовую модель, в расчетные параметры которой включены модуль деформации, коэффициент Пуассона, удельный вес, угол внутреннего трения грунта и его дилатантная связность. При этом достаточно близкое соответствие численного расчета несущей способности оснований свай результатам их статических испытаний устанавливается в пределах осадки свай до 40 мм, т. е. наиболее значимой в практике строительства. Дальнейшее отклонение результатов численного расчета от фактических значений несущей способности оснований указывает на некоторое несоответствие реальной расчетной схемы работы грунта под пятой свай ее моделированию.

9. Рекомендации для практического применения современных технологий изготовления свай, их проектирования и устройства позволяют получить наибольший экономический эффект за счет повышения удельной несущей способности оснований, эффективного контроля качества, оптимизации методов испытаний свай и применяемых бурового оборудования, оснастки, инструмента.

10. Внедрению ГГК современных геотехнических технологий в практику строительства в Республике Беларусь способствовали:

– анализ применения данных технологий в мировой практике строительства, исходя из результатов изучения имеющихся публикаций, стажировки автора в геотехнических компаниях (BAUER, SOILMEC, TESCAR, ABI) и технических университетах Европы, участия в международных конференциях и выставках (BAUMA) по фундаментостроению;

– сотрудничество с кафедрой «Геотехника и экология в строительстве» БНТУ по вопросам обследования и проектирования подземных конструкций зданий и сооружений; исследования прочностных и деформационных свойств грунтов с учетом изменчивости их свойств при использовании современных геотехнических технологий, что нашло отражение в национальных нормативных документах;

– подготовка профессиональных кадров на уровне ИТР и рабочих специальностей с требуемым уровнем знаний по современным геотехническим технологиям и особенностям их использования в региональных грунтовых условиях Республики Беларусь;

– научное сопровождение со стороны автора и его непосредственное участие при разработке проектно-сметной и технологической документации на ряде наиболее важных объектов Республики Беларусь;

– участие автора в учебном процессе при подготовке студентов–дипломников, магистрантов и аспирантов по специальности «Промышленное и гражданское строительство» в Белорусском национальном техническом университете в 1986–2019 гг. и Датском геотехническом университете в 1991–1992 гг.

11. Освоение **ГГК** современных геотехнических технологий по устройству свай и иных фундаментных конструкций в практике строительства позволили сократить стоимость и сроки выполнения работ, более эффективно по сравнению с традиционными способами решать задачи по усилению фундаментов и упрочнению слабых оснований.

12. Техническая оснащенность **ГГК** парком современной буровой техники и сопутствующего оборудования для проведения фундаментных работ с использованием всей гаммы современных геотехнических технологий позволяет оптимально для современных рыночных отношений реализовывать проектные решения применительно к конкретным задачам строительства и реконструкции объектов во всем разнообразии инженерно-геологических условий строительства. Теоретические и экспериментальные решения данной работы внедрены в практику строительства в Республике Беларусь и в учебный процесс Белорусского национального технического университета.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Реестр СМР по устройству анкеров и свай, выполненных группой геотехнических компаний «Спецгеострой» за период 2009–2017 гг.

Заказчик, подрядчик, объект	Месяц, год выполнения	Применяемая технология (см. табл. 4.1)	Объем	Стоимость СМР		Цена м ³	
				руб.	в долл. США	руб.	в долл. США
1	2	3	4	5	6	7	8
2009 год							
Строительство мини-ГЭЦ на местных видах топлива в г. Пружаны	Апрель, 2009	2	96,5	171 009 878	60 470	1 772 123	627
Многофункциональный торгово-развлекательный и обслуживающий комплекс в составе малоэтажной застройки в границах пр. Победителей – проезд Дрозды – р. Свислочь в г. Минске	Май, 2009	2	140	244 914 845	88 131	1 749 392	630
Реконструкция и реставрация здания ГЗУ «Белорусский государственный цирк»	Июль, 2009	2	160,5	514 457 631	181 147	3 205 343	1129
Реконструкция технического этажа в пристройке к зданию под административные помещения по ул. Свердлова, 28 в г. Минске	Август, 2009	2	22,5	43 866 513	15 490	1 949 623	688

1	2	3	4	5	6	7	8
Реконструкция здания административно-хозяйственного по пр. Партизанский, 174 в г. Минске	Август, 2009	3	25,3	27 162 422	9591	1 073 614	379
Присройка к административному зданию в районе пересечения ул. Революционная и ул. Городской Вал	Сентябрь, 2009	3	102,48	215 210 994	77 137	2 100 029	753
Учебно-спортивный корпус УО «Белорусский университет физической культуры» г. Минск	Сентябрь, 2009	2	184,04	323 959 818	116 115	1 760 269	631
Реконструкция здания клуба по ул. Козлова, 17 для размещения Дворца культуры строителей в г. Минске	Ноябрь, 2009	2	25,6	64 342 974	23 543	2 513 397	920
Строительство многоквартирных жилых домов № 2, 7, 8, 16 (по генплану) с подземными гаражами–стоянками и встроенными помещениями многоцелевого назначения в микрорайоне № 2 жилого района «Брилевичи» (ранее – жилой район «Дружба»)	Декабрь, 2009	6	195,73	333 952 275	117 589	1 706 188	601
Многоуровневая автостоянка комплекса на объекте «Комплекс общественного питания с административно-социальной инфраструктурой типа LIDO»	Декабрь, 2009	2	340,0	433 680 751	152 704	1 275 532	449
Итого за год:			1292,7	2 372 558 101	841 916		

		2	3	4	5	6	7	8
2010 год								
1								
Строительство многофункционального гостиничного комплекса по ул. Интернациональной в г. Минске	Январь, 2010	2	78,8	111 264 195	38 917	1 411 982	494	
Жилой дом № 4 в микрорайоне «Масюковщина»	Февраль, 2010	1	30,58	61 188 666	21 056	2 000 937	689	
Учебно-спортивный корпус УО «Белорусский университет физической культуры», г. Минск (плавательный бассейн)	Февраль-Март, 2010	1	185,3	358 324 941	118 376	1 933 756	639	
40-ка квартирный жилой дом ПЖСК № 7 в г. Мстиславль	Ноябрь, 2010	1	17,71	57 654 473	19 047	3 255 476	1075	
Многофункциональный комплекс с поэтапным строительством объектов по пр. Победителей в г. Минске. 1-й этап строительства – жилой комплекс со встроенно-пристроенными гаражами и объектами социальбыта, 2-й этап строительства – <u>Офисно-деловой центр</u>	Февраль, Июнь-Июль, 2010	2	391,52	466 844 056	155 770	1 192 389	398	
Минский вагоно-ремонтный завод	Август-Сентябрь, 2010	2	888,94	1 656 169 696	553 718	1 863 084	623	
Многоуровневая автостоянка комплекса на объекте «Комплекс общественного питания с административно-социальной инфраструктурой типа LIDO»	Март, 2010	1	17,7	57 971 039	19 572	3 275 200	1106	
Модернизация тренировочных футбольных полей в г. Минске	Апрель, 2010	1	595,5	772 453 300	259 998	1 297 151	437	
98-квартирный жилой дом по ул. Строителей в г. Горки	Июль, 2010	1	13,75	25 566 970	8531	1 859 416	620	
	Июль, 2010	5	267,39	332 904 140	111 079	1 245 013	415	

1	2	3	4	5	6	7	8
Цех по производству торгово-технического оборудования в г. Логойске	Август, 2010	5	18,6	30 365 126	10 152	1 632 534	546
Торговый центр по ул. Кабякова (м-н Вишневец) в г. Гродно	Сентябрь–Ноябрь, 2010	5	224,63	256 665 047	84 792	1 142 613	377
Техническое перевооружение и реконструкция ОАО «Бумажная фабрика «Спартак» в г. Шклове»	Сентябрь, 2010	6	58,5	308 073 683	101 910	5 266 217	1742
Дворцово-парковый ансамбль XVI–XVII вв. в г. Несвиже	Ноябрь, 2010	3	48	192 758 347	63 680	4 015 799	1327
Присройка операционного блока в отделении интенсивной терапии ГУ «НИИ пульмонологии физиатрии»	Октябрь, 2010	1	13	56 493 745	18 812	4 345 673	1447
Проект «Организация внутренних перевозок пассажиров в г. Минске»	Ноябрь, 2010	5	51	74 610 497	24 845	1 462 951	487
	Ноябрь–Декабрь, 2010	5	37,96	164 006 893	54 469	4 320 519	1435
Итого за год:			3077,99	5 330 493 719	1 781 935		
2011 год							
Проект «Организация внутренних перевозок пассажиров в г. Минске»	Январь, Апрель–Май, 2011	5	71,29	268 740 192	75 638	3 769 676	1061
	Февраль, 2011	4	48,29	51 299 752	17 009	1 062 327	352
Вертолетный клуб с сопутствующими объектами в п. Ратомка	Январь, 2011	5	158,92	434 514 041	144 357	2 734 168	908

1	2	3	4	5	6	7	8
Культурно-оздоровительный центр с гостиницей в р-не ул. Нововиленской в г. Минске	Февраль, 2011	5	574 шт	343 960 333	114 045	599 234	199
Строительство общественно-торгового центра по ул. В. Гостинец и ул. Мира в Молодечно	Март, Май, Июль, 2011	6	92,63	301 372 602	60 651	3 253 510	655
Университет. Учебно-лабораторный корпус, г. Могилев	Март, 2011	1	146,36	220 392 983	72 881	1 505 828	498
Многоэтажные жилые дома с многоуровневой подземной стоянкой и встроенными административными и торговыми помещениями в квартале ул. Богдановича – ул. Корш-Саблина – ул. Экскаваторная – ул. Гургенева в г. Минске. Многоуровневая подземная автостоянка (первая очередь строительства)	Март, 2011	5	55,8	125 555 298	41 520	2 250 095	744
Акваторк г. Минск	Май 2011	5	3,66	15 467 672	4353	4 226 140	1189
Строительство многоквартирного дома по ул. Маяковского в г. Минске	Май-Июль, 2011	6	619,34	1 615 980 063	325 212	2 609 197	525
Молочно-товарная ферма на 800 голов в н. п. Башни Шумилинского р-на (СПК «Колхоз Боровинка»)	Июнь, 2011	5	42,72	182 472 766	36 656	4 271 366	858
Реконструкция здания и сооружения автостоянки по ул. Грамодовская в г. Молодечно под торговый центр	Июль-Август, Октябрь, 2011	5	180,09	634 136 577	94 183	3 521 220	523
21-этажный сборно-монолитный жилой дом в г. Минске	Август, 2011	3	83,16	352 050 349	70 130	4 233 410	843
Строительство многоквартирного жилого дома в м-не «Каменная Горка-2»	Сентябрь, Ноябрь, 2011	1	345,23	1 222 586 348	140 253	3 541 368	406
Строительство торгового центра на пересечении ул. Припыцкого – Глебки	Октябрь, 2011	2	96,25	550 530 728	81 766	5 719 800	850

1	2	3	4	5	6	7	8
Реконструкция АЗС № 40 по ул. Машиностроителей, 5	Октябрь, 2011	1	33,43	298 915 923	44 396	8 941 547	1328
Строительство родильного дома УЗ «5-я городская клиническая больница» по ул. Филатова	Ноябрь–Декабрь, 2011	7	123,02	779 278 214	92 005	6 334 565	748
Реконструкция здания гостини-цы «Беларусь»	Ноябрь, 2011	3	19,5	77 730 792	8917	3 986 194	457
Торгово-развлекательный центр с многоуровневой автостоянкой в р-не пр. Независимости – МКАД	Октябрь, Декабрь, 2011	2	570,3	2 936 713 782	346 719	5 149 419	608
Три девятиэтажных жилых домов в п. Колодищи Минского р-на. Жилые дома № 1, 2	Сентябрь–Декабрь, 2011	5	423,3	1 186 591 074	140 093	2 803 192	331
Проект «Организация внутригородских перевозок пассажиров в г. Минске по маршруту Минск – Ждановичи»	Январь–Март, 2011	5	178,36	770 239 181	254 709	4 318 452	1428
Расчистка ручья Дунай с благоустройством прилегающей территории в г. Витебске	Январь, Март, 2011	5	153,68	536 692 738	177 478	3 492 274	1155
	Февраль–Март, 2011	5	65,4	218 521 240	72 262	3 341 303	1105
Паркетная фабрика «Косвик», г. Заславль	Январь, Апрель, 2011	2	21,03	40 351 145	13 243	1 918 742	630
	Июнь–Август, 2011	5	16,56	82 837 020	16 501	5 002 236	996

1	2	3	4	5	6	7	8
Создание мини-ТЭЦ на базе газопоршневой когенерационной установки на котельной № 1, г. Заславль	Январь-Февраль, 2011	5	46,18	168 392 637	55 833	3 646 441	1209
Строительство второй технологической линии по производству цемента на ПРУП «Белорусский цементный завод»	Февраль, 2011	5	84,52	95 493 305	31 662	1 129 831	375
Реконструкция производства противомолевуловых средств в форме лиофиленно сильно высушенных порошков и растворов для инъекций по адресу: г. Минск, ул. Фабрицуса, 30	Март, 2011	7	61,22	192 371 520	63 615	3 142 299	1039
Многоярусная подземная автостоянка в кв-ле ул. М. Багдановича – ул. Корш-Саблина – ул. Эскаваторная – ул. Тургенева	Март, 2011	5	14,47	36 925 725	12 211	2 551 881	844
Строительство многоквартирного жилого дома в границах ул. Брестская – Зубачёва – 1-й пер. Фомина в г. Минске	Апрель, 2011	2	26,86	51 917 971	17 039	1 932 910	634
Амфитеатр в парке культуры и отдыха им. Победы в г. Молодечно	Май, 2011	2	31,5	56 552 451	15 917	1 795 316	505
Бизнес-центр Марко-Сити по ул. Ленина в г. Витебске	Апрель, 2011	5	130,9	490 961 281	161 129	3 750 659	1231
Модернизация бумагоделательной машины БП-54 и технологического потока массоподготовки в ОАО «Бумажная фабрика «Красная звезда» в г. Чашники»	Май, 2011	1	43,54	101 173 057	28 475	2 323 681	654
Административное здание управления КГБ по Витебской области	Август-Сентябрь, 2011	2	232,26	556 240 489	103 834	2 394 904	447
	Сентябрь, 2011	5	49,045	137 112 102	25 595	2 795 639	522
	Август, 2011	3	55,6	165 292 355	32 927	2 972 884	592

1	2	3	4	5	6	7	8
Расширение производственной базы по выпуску алюминиевого профиля по ул. Селицкого в п/у Шабаны	Сентябрь-Ноябрь, 2011	5	339,65	1 221 210 658	181 377	3 595 497	534
	Август-Сентябрь, 2011	1	373,87	1 210 890 651	226 039	3 238 801	605
Склад готовой продукции в г. Логойске, ул. Заводская, 34а	Октябрь, 2011	5	20,4	130 627 495	19 401	6 403 309	951
	10.2011	5	1,72	11 013 691	1636	6 403 309	951
Склад-магазин (холодильник) ЧУП «СБСиК» в промзоне Шабаны по ул. Селицкого севернее д. Королицевичи	Октябрь-Ноябрь, 2011	5	54,3	262 055 913	30 063	4 826 076	554
	Декабрь, 2011	5	97,1	501 760 601	59 240	5 167 462	610
Реконструкция помещения неустановленного назначения в жилом доме по ул. Руссиянова, 4	Декабрь, 2011	3	10,8	60 808 343	7 179	5 630 402	665
	Декабрь, 2011	3	10,8	60 808 343	7 179	5 630 402	665
Комплекс многоэтажных ж/д с объектами общественного назначения на территории границ ул. Маяковского – р. Свислочь	Декабрь, 2011	6	140,88	703 002 154	82 999	4 990 078	589
	Декабрь, 2011	6	140,88	703 002 154	82 999	4 990 078	589
Реконструкция существующего здания торгового центра по пр. Строителей, 15 в г. Витебск	Декабрь, 2011	6	140,88	703 002 154	82 999	4 990 078	589
Итого за год:			5363,135	19 400 733 212	3 601 148		
2012 год							
Торговый центр на пересечении ул. Жиновича и Гаруна в г. Минске	Январь, 2012	5	171,52	695 561 044	82 923	4 055 277	483
	Январь-Март, 2012	5	679,92	3 922 606 486	483 556	5 769 218	711
Торгово-развлекательный центр с многоуровневой автостоянкой в р-не пр. Независимости – МКАД	Январь, 2012	5	679,92	3 922 606 486	483 556	5 769 218	711

1	2	3	4	5	6	7	8
Строительство родильного дома УЗ «5-я городская клиническая больница» по ул. Филатова	Январь- Март, 2012	2	1879,71	10 728 653 494	1 322 566	5 707 611	704
Молочный комбинат в г. Турове «Энергоцентр»	Февраль, Апрель, 2012	3	72,2	467 505 920	58 054	6 475 151	804
Туристический комплекс со спортивно-развлекательными центрами на землях УП «Минское лесопарковое хозяйство»	Апрель, 2012	5	121,01	835 808 502	103 788	6 906 937	858
Строительство учебно-научно-производственной молочно-товарной фермы на 280 коров УО «БГСХА» в г. Горки	Январь, 2012	5	57,11	268 675 067	32 031	4 704 519	561
60-квартирный жилой дом в г. Логойске по ул. Минской для отселения граждан, проживающих в ветхих и аварийных домах	Январь- Февраль, 2012	3	80,8	382 090 996	46 102	4 728 849	571
Реконструкция производства противоопухолевых средств в форме лиофилено сильно высушенных порошков и растворов для инъекций в г. Минске, ул. Фабрициуса, 30	Февраль, 2012	7	39,84	393 326 230	47 457	9 872 646	1191
Склад-магазин (холодильник) ЧУП «СБСиК» в промзоне Шабаны по ул. Селицкого севернее д. Королицевичи Минского района	Февраль- Март, 2012	5	258,49	1 414 601 978	174 384	5 472 560	675
Реконструкция очистных сооружений в г. Мстиславле. Административно-бытовое здание	Март, 2012	3	41,32	306 555 532	37 790	7 419 059	915
Внебесное УПК и ТС п. Руба, котельная. Дореконструкция котельной в мини-ТЭЦ	Апрель, 2012	4	75,825	531 167 006	65 959	7 005 170	870
Расширение производственной базы по выпуску алюминиевого профиля по ул. Селицкого в п/у Шабаны	Май, Сентябрь, 2012	4	67,07	283 586 453	33 632	4 228 216	501

	2	3	4	5	6	7	8
1							
Реконструкция существующего здания Копыльского РОВД с пристройкой нового по ул. Комсомольская, 16 в г. Копыле	Май, 2012	7	64,9	582 457 501	71 301	8 976 075	1099
Реконструкция капитального строения с инвентарным номером 300/С по ул. Барыкина в г. Гомеле	Июнь, Июль, Сентябрь, 2012	5	506,0	3 509 177 950	416 174	6 935 134	822
	Июнь, Июль, Сентябрь, 2012	5	822,5	3 606 570 929	427 724	4 384 889	520
Акварарк, г. Минск	Июль, 2012	5	1,47	26 360 605	3167	17 932 384	2154
Строительство многофункционального комплекса в г. Минске	Июль-Сентябрь, 2012	5	81,50	359 543 142	42 640	4 411 572	523
Строительство жилых домов в кв-ле ул. Сурганова – К. Чорного в г. Минске	Июль, 2012	6	71,30	417 345 966	50 138	5 853 380	703
СТО «Восток» пр-г Независимости, 165а	Июль, Ноябрь, 2012	4	121,70	678 810 055	79 467	5 577 733	653
	Октябрь-Ноябрь, 2012	5	66,04	401 131 328	46 960	6 074 066	711
Реконструкция здания завода по ул. Барыкина в г. Гомеле под торгово-выставочный центр	Август, 2012	5	105,06	455 104 495	54 621	4 331 853	520
	Август, 2012	1	339,00	1 468 498 228	176 248	4 331 853	520
Строительство цеха по производству кормов на ОАО «Витебская бройлерная птицефабрика»	Август, 2012	4	19,38	180 472 388	21 660	9 312 301	1118

1	2	3	4	5	6	7	8
Туристический комплекс со спортивно-развлекательными центрами на землях УП «Минское лесопарковое хозяйство»	Август, 2012	5	59,63	362 868 588	43 551	6 085 336	730
	Август, 2012	3	61,38	378 353 477	45 410	6 164 117	740
Паркетная фабрика ИП «Косвик»	Сентябрь, 2012	5	49,95	333 791 767	39 586	6 682 518	793
	Сентябрь, Ноябрь-Декабрь, 2012	1	262,65	1 534 816 116	179 175	5 843 579	682
Реконструкция существующего участка мульты производственного корпуса в д. Подосье Брестской обл.	Сентябрь, 2012	4	17,67	142 434 372	16 892	8 060 802	956
Современный многофункциональный торгово-развлекательный комплекс с гостиницей и паркингом в г. Минске в р-не пр. Победителей, 9	Сентябрь, 2012	1	111,72	587 012 245	69 617	5 254 317	623
Основной автоцентр BMW на территории г. Минска	Октябрь, 2012	5	204,00	528 378 184	61 980	2 590 089	304
Два многоквартирных жилых дома № 6 и 7 в микрорайоне № 1 по проекту жилой застройки в границах ул. Шаранговича – Городецкого – Рафлева	Октябрь, 2012	5	78,50	333 262 640	39 092	4 245 384	498
Создание мини-ТЭЦ на базе газопоршневой когенерационной установки на котельной № 1 г. Заславль	Октябрь, 2012	4	7,20	74 527 198	8742	10 351 000	1214
	Декабрь, 2012	4	2,40	26 505 823	3094	11 044 093	1289
Магазин хозтоваров с объектами обслуживания с организацией торгово-офисной пристройки по ул. Алибегова в г. Минске	Октябрь-Декабрь, 2012	1	451,21	2 109 061 638	246 213	4 674 235	546
	Ноябрь, 2012	5	4,15	31 018 730	3631	7 474 393	875

1	2	3	4	5	6	7	8
СП Реконструкция птичников бройлерного цеха № 2 на ОАО «Витебская бройлерная птицефабрика»	Октябрь-Ноябрь, 2012	5	211,50	973 591 671	113 977	4 603 270	539
Реконструкция двора легкой атлетики в военном городке «Уручье» г. Минска	Ноябрь-Декабрь, 2012	5	104,72	656 834 320	76 679	6 272 291	732
«Многофункциональный комплекс на пересечении ул. Притыцкого и ул. IV Кольцо в г. Минске	Ноябрь, 2012	5	370,00	1 669 696 687	195 469	4 512 694	528
	Ноябрь, 2012	2	230,10	949 921 302	111 206	4 128 298	483
Строительство трех футбольных полей с котельной по п-ту Победителей в г. Минске	Ноябрь, 2012	1	66,91	435 618 765	50 997	6 510 518	762
Реконструкция здания национального банка по ул. Ленина, 14	Ноябрь, 2012	3	19,70	138 284 250	16 189	7 019 505	822
Многоквартирный жилой дом со встроенными помещениями общественного назначения и подземным гаражом-стоянкой по ул. Беломорская в г. Минске	Ноябрь, 2012	2	12,38	106 095 937	12 421	8 569 946	1003
Реконструкция незавершенного строительства объекта (здания ГОВД 2-я оч.) по ул. Я. Коласа, 2а в г. Заславле	Декабрь, 2012	1	91,49	617 459 378	72 083	6 748 928	788
РУП «Минскэнерго» Борисовские электрические сети. Административное здание по ул. Профинтерна в г. Логойске	Декабрь, 2012	3	18,70	138 714 336	16 194	7 417 879	866
Итого за год:			8179,62	44 043 858 720	5 300 542		

1	2	3	4	5	6	7	8
2013 год							
Реконструкция здания специализированного финансового назначения по ул. Притыцкого 60. кор. 2	Март, Апрель, Июль, 2013	5	800,8	6 450 651 320	705 220	8 055 259	881
Строительство торгового центра с подземной автостоянкой в р-не станции метро «Могилевская»	Апрель, 2013	5	124,84	289 129 440	32 425	2 316 000	260
Таможенный терминал и складская база в р-не д. Дубовляны	Май, Июль, 2013	3	72,75	435 879 572	48 882	5 991 472	672
Административное здание по пр. Держинского под 4-звездочную гостиницу в г. Минске	Июнь, 2013	3	40,17	322 160 236	34 760	8 019 921	865
Многоквартирный жилой дом со ветроэнерго-пристроеными административными помещениями и подземной гараж-стоянкой по ул. Беды	Июль-Август, 2013	2	76,6	895 182 698	94 859	11 686 458	1238
Торгово-развлекательный центр с многоуровневой автостоянкой в р-не пр. Независимости – МКАД	Июль, 2013	5	3,41	41 088 386	4648	12 049 380	1363
	Сентябрь-Ноябрь, 2013	2	958,8	4 086 451 559	446 753	4 262 048	466
ООО «Мидвисана», магазин по продаже автომобилей «ГАЗ» в г.п. Ждановичи	Август, 2013	1	14,4	113 698 916	12 751	7 895 758	885
	Август, 2013	5	163,4	787 095 462	88 269	4 816 986	540
Гостевой дом в составе туристического комплекса в районе аг. Ратомка	Ноябрь, 2013	5	102,51	709 093 010	76 510	6 917 306	746
Строительство родильного дома «5-я городская клиническая больница» по ул. Филатова	Ноябрь-Декабрь, 2013	1	248,2	2 243 426 143	237 727	9 038 784	958

1	2	3	4	5	6	7	8
40-квартирный жилой дом в районе ул. Чкалова в Витебске	Январь, 2013	1	122,4	684 195 007	79 336	5 589 828,489	648,17
Строительство многофункционального комплекса в г. Минске по пр. Победителей	Февраль, 2013	5	600	3 174 916 061	368 149	5 291 526,768	613,58
Строительство административного корпуса № 3 управления КГБ по переулку Козлова, 6а	Февраль, 2013	1	117,88	968 094 346	112 256	8 212 541,11	952,29
Реконструкция цеха ДСП ОАО «МОСТОДРЕВ»	Март, 2013	5	28,05	173 477 979	20 116	6 184 598,182	717,14
СТО «Востоки» пр. Независимости, 165А	Март, 2013	5	12,91	79 947 048	9270	6 192 645,081	718,07
Дворец легкой атлетики в военном городке Уручье в г. Минске	Апрель, 2013	3	72,27	463 696 682	53 600	6 416 171,053	741,67
Реконструкция существующего участка мульты с пристройкой к нему мойки на заводе утилизации животного сырья при д. Подосье Березовского р-на	Апрель, 2013	5	13,68	111 327 475	12 869	8 137 973,319	940,70
Многоэтажный жилой дом № 26 в м-не «Каменная Горка»	Апрель, 2013	2	246	875 827 159	101 240	3 560 273,004	411,54
Торгово развлекательный центр в р-не пр. Независимости – МКАД	Июнь, 2013	4	8,84	33 560 142	3879	3 796 396,154	438,84
Административное здание в квартале ул. Орловская – пр. Победителей	Июнь, 2013	1	23,5	177 193 659	20 482	7 540 155,702	871,59
Многофункциональный комплекс в г. Минске по ул. Притыцкого	Июль, 2013	2	64,95	149 066 500	17 231	2 295 096,228	265,30
Создание мини-ТЭЦ на котельной № 1 в г. Заславле	Июнь, 2013	3	4,4	43 905 287	5075	9 978 474,318	1153,45
Многоквартирный жилой дом с подземным гаражом -стоянкой по ул. Беломорской – 1-я шестая линия в г. Минске	Август, 2013	2	852,2	2 356 889 759	272 441	2 765 653,32	319,69
Строительство и ввод в эксплуатацию универсального магазина по пр. Строителей в г. Витебске	Август, 2013	5	60,15	272 479 500	31 497	4 530 000	523,64

1	2	3	4	5	6	7	8
Строительство трех футбольных полей с котельной по пр. Победителей в г. Минске	Август, 2013	3	2,68	20 689 973	2392	7 720 139,179	892,40
Produktion line for OSB DOARDS, Mogilev, Belarus	Август, 2013	1	1452,77	5 425 353 119	627 136	3 734 488,68	431,68
Produktion line for OSB DOARDS, Mogilev, Belarus	Август, 2013	2	271,00	682 617 600	78 906	2 518 884,133	291,17
Реконструкция здания предприятия по поставкам оборудования под производственно-логистический центр в г. Смолевичи, ул. Торговая, 20	Октябрь, 2013	1	781,3	4 862 128 031	562 031	6 223 125,6	719,35
Торговый объект на пересечении ул. Гомельской и ул. Могилевской в г. Орше	Октябрь, 2013	6	781,3	4 862 128 031	562 031	6 223 125,6	719,35
Строительство супермаркета в г. Будо-Кошелево на ул. Ленина	Июнь, 2013	1	69,2	334 648 874	38 683	4 835 966,387	559,01
Производственное здание ИП «Косвик» в г. Заславле	Ноябрь, 2013	5	58,95	384 062 431	44 395	6 515 053,961	753,10
ОАО «Нафтан». Строительство установки производства кислорода	Ноябрь, 2013	1	89,1	734 971 715	84 958	8 248 840,797	953,51
Итого за год:			5733,53	26 871 176 378 3	107 974		
2014 год							
Строительство универсама по ул. Московская в восточном микрорайоне № 5 в г. Бресте	Январь, 2014	1	272,42	1 573 387 390	164 563	5 775 594	604
Г. Новополоцк. Строительство установки производства водорода	Январь-Февраль, 2014	4	118,8	957 466 032	98 749	8 059 478	831

1	2	3	4	5	6	7	8
Создание завода «Кроноспан» в г. Могилёве на территории СЭЗ, г. Могилёв	Январь, 2014	2	620,2	2 051 488 256	214 568	3 308 009	346
	Январь–Февраль, 2014	5	305,7	1 135 244 861	117 084	3 713 810	383
Строительство комплекса малоэтажной застройки на территории Минского района. Коттеджи	Февраль–Март, 2014	5	188,76	1 089 049 390	110 924	5 769 492	588
Производственно-логистический корпус ОАО «Лидское пиво», г. Лида	Август, 2014	1	900	2 250 720 000	216 979	2 500 800	241
Многоэтажные жилые дома в районе жилой застройки в кв. Комаровское кольцо – ул. Корж-Саблина – ул. Восточная	Январь, Апрель, 2014	6	868,36	5 690 737 917	572 797	6 553 432	660
Торговый центр в р-не ул. Кижеватова – ул. Корженевского в г. Минске	Январь–Март, Ноябрь, 2014	5	733,86	5 613 921 127	571 799	7 649 853	779
Многоквартирный жилой дом по пер. Инструментальному, 11а	Январь, Август, 2014	3	85,28	504 274 351	48 614	5 913 161	570
	Январь–Февраль, Июль, Октябрь, 2014	1	239,01	2 046 691 888	192 069	8 563 206	804
Комплексная застройка территории в границах ул. Маяковского – ул. Денисовская в г. Минске	Февраль, 2014	3	6,47	50 644 265	5223	7 827 553	807
Реконструкция здания специализированного финансового назначения по ул. Пригыцкого 60, кор. 2	Март–Апрель, 2014	6	335,78	3 785 292 707	372 862	11 273 133	1110
	Июнь, 2014	6	368,4	1 881 156 900	183 438	5 106 289	498

1	2	3	4	5	6	7	8
Реконструкция здания предприятия по поставке оборудования под производственно-логистический центр в г. Смолевичи	Апрель, 2014	1	21,6	144 814 430	14 576	6 704 372	675
Торгово-развлекательный центр с многоуровневой автостоянкой в р-не пр. Независимости – МКАД	Май–Июнь, 2014	2	263,28	1 642 535 423	161 794	6 238 740	615
Строительство туристического комплекса «Свечан-ка». Бешенковичский р-он, Витебская область	Май, 2014	6	126,6	1 486 903 552	148 334	11 744 894	1172
Строительство производственно-аглогистического терминала в г. Сморгони	Июнь, 2014	3	45,05	272 718 883	26 864	6 053 693	596
Многофункциональный комплекс с торговым центром, рестораном, видеозалом в микрорайоне № 20 в г. Гомеле	Июнь, 2014	5	50,89	333 851 431	32 885	6 560 256	646
Реконструкция здания патологоанатомического бюро по ул. Семашко	Июль, 2014	5	4,44	80 426 492	7843	18 114 075	1766
Павильон для демонстрации автомашин АЦ «Байер» по ул. Панченко в Минске	Июль, 2014	3	29	346 592 396	33 797	11 951 462	1165
«Производственно-логистический корпус ОАО «Лидское пиво» по ул. Мицкевича, 32 в г. Лида	Август, 2014	1	120	288 000 000	27 764	2 400 000	231
Строительство павильона взамен сносимого на территории комплекса «Дудутки» Пуховичского р-на	Сентябрь, 2014	1	61,85	260 653 550	24 812	4 214 285	401
Многоквартирные дома по г/п № 11, 12, 13, 14 в границах жилого р-на «Лебяжий»	Октябрь, 2014	6	142,6	967 643 966	90 807	6 785 722	637
Реконструкция и расширение отдела инкассации и кассового узла здания филиала № 601 ОАО «Беларусбанк» в г. Молодечно	Октябрь, 2014	1	17,72	115 536 236	10 842	6 520 104	612
Домики рыбака № 1–4 в составе туристического комплекса со спортивно-развлекательным центром	Ноябрь, 2014	5	45,5	265 763 385	24 701	5 840 954	543

1	2	3	4	5	6	7	8
Дом рыбака № 6-9 в составе туристического комплекса со спортивно-развлекательным центром	Декабрь, 2014	5	77,5	434 787 384	28 813	5 610 160	372
Leimfabrik, Mogilev, Belarus	Ноябрь, 2014	5	308,33	1 077 865 818	100 183	3 495 819	325
Строительство диспансерного корпуса							
ГП «Республиканский научно-практический центр анкологии и медицинской радиологии имени Александра в пос. Лесной Минского р-на	Декабрь, 2014	2	150,0	1 293 385 627	118 107	8 622 571	787
Итого за год:			4101,5	22 893 459 811	2 226 129		
2015 год							
Leimfabrik, Mogilev, Belarus	Январь-Февраль, 2015	1	2236,08	8 655 114 351	566 249	3 870 664	253
Многоэтажные жилые дома в районе жилой застройки в кв. Комаровское кольцо – ул. Корж-Саблина – ул. Восточная	Январь, 2015	3	7,68	94 741 131	6711	12 336 085	874
Реконструкция здания специализированного склада под логистический комплекс по ул. Монтажников, 19 в г. Заславле	Март, 2015	6	218,68	1 370 417 518	89 658	6 266 771	410
ФОК и спортивный центр по ул. Беретовой	Апрель, 2015	7	53,8	155 362 500	10 767	2 887 779	200
Реконструкция здания специализированного финансового назначения по ул. Пригыцкого 60, кор. 2	Апрель, 2015	1	32,97	356 093 155	24 677	10 800 520	748
	Апрель, 2015	4	102,14	1 222 650 659	84 730	11 970 341	830

1	2	3	4	5	6	7	8
Технологическая линия по производству кровяной муки на заводе по утилизации животного сырья при д. Подосье Берозовского р-на Брестской области Административное здание с лабораторными помещениями по ул. Скоряны Вертикально интегрированный комплекс по промышленному производству продукции из мяса индейки на территории Лидского района Гродненской области (1-я очередь) Реконструкция здания № 43, 45 по ул. Советской в г. Бресте»	Июнь, 2015	3	14,3	225 000 000	14 720	15 734 266	1029
	Июнь, 2015	5	14,5	58 882 243	3852	4 060 844	266
	Июль-Август, 2015	5	208	1 497 600 000	91 883	7 200 000	442
	Август, 2015	1	29,35	211 392 000	12 166	7 202 453	415
	Сентябрь, Октябрь, Декабрь, 2015	2	208,9	1 945 641 600	106 476	9 313 746	510
	Август, Сентябрь, Декабрь, 2015	1	341,3	2 007 712 920	109 873	5 882 546	322
	Июль-Август, 2015	5	313,96	1 979 681 302	121 460	6 305 521	387
	Июль, 2015	4	160,3	988 804 264	64 700	6 168 461	404
	Июль-Сентябрь, 2015	6	474,8	2 774 200 522	157 027	5 842 882	331
	Сентябрь, 2015	3	13,94	61 520 417	3482	4 413 229	250
«Строительство административного здания банка с паркингом по ул. Дзержинского в г. Могилеве. Здание банка»							
Строительство административного здания банка с паркингом по ул. Дзержинского в г. Могилеве. Паркинг							
Строительство административного здания банка с паркингом по ул. Дзержинского в г. Могилеве. Сваи под кран							

1	2	3	4	5	6	7	8
Реконструкция цеха СОМ под цех сухих молочных продуктов на территории ОАО «Савушкин продукт» в г. Бресте	Октябрь, 2015	1	54,7	364 800 000	20 996	6 669 104	384
Реконструкция блока подсобных цехов под размещение линии по производству несъемной опалубки VST по ул. Комсомольской, 137 в г. Кричеве	Октябрь, 2015	1	30,4	201 165 000	11 578	6 617 270	381
Итого за год:		5	143,6	1 193 530 198	68 692	8 313 807	478
			4659,4	25 364 309 780	1 569 698		
2016 год							
Многоуровневая гараж-стоянка на 300 машино-мест с комплексом торгово-бытового обслуживания в районе пересечения ул. Тимошенко – ул. Чичурина в г. Минске	Январь, Май, 2016	2	303,1	859 157 609	44 157	2 834 568	146
Реконструкция незавершенного строительством производственного корпуса по ул. 3. Бядули, 13 под административное здание с помещениями общественного назначения (ФОК, пивной ресторан с приготовлением живого пива), встроенной многоуровневой гаражом-стоянкой и многоуровневой гостевой автостоянкой с объектами обслуживания. Внесение изменений	Апрель, 2016	5	17,0	92 400 000	4648	5 422 535	273
Вертикально интегрированный комплекс по промышленному производству продукции из мяса индейки на территории Лидского района Гродненской области (1-я очередь)	Май, 2016	1	151,24	1 088 928 000	55 966	7 200 000	370

1	2	3	4	5	6	7	8
Реконструкция капитальных строений и сооружений, расположенных по адресу: г. Молодечно, ул. Великий Гостинец, 143Б	Июнь, 2016	3	15,3	149 532,024	7508	9 798 953	492
ОАО «Белшина». Завод сверхкрупнобаритных шин, г. Бобруйск, Минское шоссе. Главный корпус завода СКГПШ. Создание производства ЦМК шин радиальной конструкции с посадочным диаметром 57–63	Июль, 2016	2	73,9	81 368,15	40 759	1101	551
Реконструкция незавершенного строительства объекта «Физкультурно-оздоровительный комплекс по ул. Нововиленской» под спортивный центр со строительством жилого комплекса и административного блока. 3-я очередь строительства. Жилой дом № 2 по г. п. со встроенными помещениями и наземной гаражом-стоянкой (без наружных инженерных сетей)	Сентябрь, 2016	1	145,2	51 277,84	26 308	353	181
Реконструкция имущественного комплекса предприятия по ул. Бабушкина, 39 с выделением этапов проектирования: 1-й этап. 2-й пусковой комплекс	Сентябрь, 2016	3	30,8	31 694,22	16 261	1030	529
Модернизация здания аэровокзального комплекса, расположенного по адресу: г. Минск, пер. Национальный аэропорт «Минск», д. 19. 1-я очередь строительства	Сентябрь, 2016	3	3,7	3752,44	1925	1014	520
Гипермаркет в районе проспектов Я. Купалы – Клецюка в г. Гродно. Корректировка	Сентябрь, 2016	2	135,0	92 045,16	47 224	682	350
Реконструкция здания специализированного склада под логистический комплекс по ул. Монтажников, 19	Октябрь- Ноябрь, 2016	7	140,2	117 037,06	60 406	835	431
Блок бытового обслуживания с кафе на 50 мест в м-не Каменная Горка	Октябрь, 2016	5	19,4	13 003,24	6792	670	350

1	2	3	4	5	6	7	8
Многоквартирный жилой дом с подземной гаражом-стоянкой (№ 1 по генплану в квартале пр-т Держинского – ул. Щорса – ул. Железнодорожная – ул. Хмельковского) со встроено-присоединенными объектами обслуживания населения (1-я очередь строительства, 3-й пусковой комплекс, 4-й пусковой комплекс)	Декабрь, 2016	3	20,25	12 324,32	6275	609	310
Реконструкция автомобильной стоянки по пр. Клецкова, 45 в г. Гродно с организацией гаража-стоянки многоэтажного	Март, 2016	8	23	84 374,00	43 269	3668,43	1881,25
Первый участок третьей линии метрополитена от ст. Корженевского до ст. Юбилейная с электродепо. Западный путепровод (устройство основания для опор № 3 и 4 под дополнительный путь)	Август, 2016	8	21	27 728,00	14 219	1320,38	677,12
Первый участок третьей линии метрополитена от ст. Корженевского до ст. Юбилейная с электродепо. Западный путепровод	Август, 2016	8	11	14 604,00	7489	1327,64	680,84
Итого за год:			55	126 706,00	64 977		
2017 год							
Дом рыбака № 10 в составе туристического комплекса со спортивно-развлекательным центром	Январь, 2017	5	86,25	57 388,01	29 439	665	341
Модернизация здания для ремонта и обслуживания автомобилей, расположенного по адресу: г. Минск, пр. Национального аэропорта «Минск»	Январь, 2017 Июнь, 2017	3 3	7,56 6,4	8370,5 6827,04	4294 3609	1107 1067	568 564
Строительство здания административно-бытового корпуса в Заславле	Февраль, 2017	5	60,5	30 482,05	16 074	504	266

1	2	3	4	5	6	7	8
Производственно-логистический комплекс в г. Сморгони	Апрель, Июнь-Июль, 2017	1	87,24	78 837,30	40 357	904	463
Строительство мини-ТЭЦ на территории котельной по ул. Суржова, 10 в г. Калининичи	Май, Сентябрь, 2017	5	30,82	45 197,60	23 342	1467	757
Строительство административно-производственного корпуса в а/г Новоеселье, Горанекого с/с	Май, 2017	5	142	95 477,08	51 120	672	360
Реконструкция административно-хозяйственного здания с пристройкой по ул. Жилуновича, 17 в г. Минске (1-я очередь строительства)	Май, 2017	1	173,97	85 004	45 513	489	262
Строительство терапевтического корпуса в учреждении здравоохранения «Минская Центральная районная больница»	Июнь, 2017	1	173,05	106 053,97	56 066	613	324
Торгово-развлекательный центр по ул. Гончарной, 47 в г. Шклове	Июль-Август, 2017	5	184,05	145 883,32	75 112	793	408
Торговый центр по ул. Тимирязева в г. Минске	Август, 2017	5	14,50	22 500	11 585	1552	799
Первый участок третьей линии метрополитена от ст. Корженевского до ст. Юбилейная с электродепо. Западный путепровод (устройство основания для опор № 3 и 4 под дополнительный путь)	Сентябрь, 2017	1	42	41 227,75	21 292	982	507
ОАО «Могилевхловолоко». Комплекс по производству полиэфирной продукции в ОАО «Могилевхловолоко» по пр. Шмидта, 45 в г. Могилеве.							
1-я очередь строительства, реконструкция химического цеха № 2 производства органического синтеза с организацией производства полиэфирного волокна способом прямого формования. разработчик: ОАО «ГИАП» г. Гродно, июнь 2017 г.	Октябрь, 2017	6	306,24	261 302,24	133 059	853	434

1	2	3	4	5	6	7	8
Многоквартирный жилой дом с подземной гаражом-стоянкой (№ 1 по генплану в квартале пр. Дзержинского – ул. Щорса, Железнодорожная – ул. Хмелевского) со встроено-пристроенными объектами обслуживания населения	Октябрь, 2017	5	203,85	129 433,58	65 910	635	323
Административно-хозяйственный блок, пункт обслуживания автомобилей и строительной техники в районе ул. Красная Слобода в г. Минске	Ноябрь, 2017	3	13,18	17 860,3	8956	1355	680
Генеральный план, благоустройство и инженерные сети ОСК «Стайки»	Ноябрь, 2017	5	5,6	9492,91	4760	1695	850
Первый участок третьей линии метрополитена от ст. Корженевского до ст. Юбилейная с электродепо. Западный путепровод. Защита основания существующих конструкций опор № 3, 4	Февраль, 2017	8	106	274 623,00	140 832	2590,78	1328,61
Первый участок третьей линии метрополитена от ст. Корженевского до ст. Юбилейная с электродепо. Западный путепровод. Защита основания существующих конструкций опор № 3, 4	Ноябрь, 2017	8	95	259 348,00	132 999	2729,98	1399,99
Первый участок третьей линии метрополитена от ст. Корженевского до ст. Юбилейная с электродепо. Усиление конструкций административного здания по ул. Бобруйской, 9	Апрель, 2017	8	194	344 130,00	176 477	1773,87	909,67
Модернизация здания аэровокзального комплекса, расположенного по адресу: г. Минск, тер. Национальный аэропорт «Минск», д. 19. 1-я очередь строительства	Ноябрь, 2017	8	16	18 813,33	9648	1175,83	602,99

1	2	3	4	5	6	7	8
Здание гаража, расположенного по адресу г. Заславль, ул. Советская, 134	Ноябрь, 2017	8	6	3592,00	1842	598,67	307,01
Строительство линии по производству МДФ, г. Сморгонь, Гродненской области, общей площадью 230 м ² , по адресу: г. Сморгонь, пр-т Индустриальный, 27Б	Июнь, 2017	8	15	18 400,00	9436	1226,67	629,06
Итого за год:			432	918 906,33	471 234		

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Технические характеристики сваебойных, вдавливающих и буровых установок, гидравлических молотов, вибропогружателей, вращателей

Таблица П2.1

Технические характеристики установок Junttan (компания Junttan Oy, Финляндия)*

Характеристики установки	Модель установки					
	PM20	PM20HLC	PM20LC	PM23	PM25H	PM25LC
Вес в транспортном/рабочем положении, т	39/49-60	54/66-72	44/56-65	47/59-60	58/77-87	51/66-80
Мощность двигателя, кВт	179	179	179	179	298	248
Высота мачты, м	13,8+3	13,8+4,2	13,8+4,2	12,6+4,8+2	13,8+6+2	13,8+6+2
Грузоподъемность мачты, т	13	18	16	14	20	16
Грузоподъемность главной лебедки (для молота), т	10	12	10	10	15	10
Грузоподъемность второй лебедки (для сваи), т	8	10	10	8	10	10
Максимальная длина сваи при использовании гидравлических молотов Junttan ННК3S-ННК9А, м	14-16	14-15	14-15	19	16-19	16-17
Габаритные размеры установки в транспортном положении (длина-ширина-высота), м	17,7-3,1-3,7	18,9-3,4-3,7	18,9-3,4-3,7	20,2-3,4-3,7	20,7-3,4-3,8	20,7-3,4-3,8

* Полная информация о характеристиках установки на сайте www.junttan.com

Таблица П2.2.1

**Технические характеристики гидравлических молотов Junttan
(компания Junttan Oy, Финляндия)***

Характеристики молота	Модель молота					
	ННК3А	ННК4А	ННК5А	ННК7А	ННК9А	ННК12А
Рабочий вес, т	6,2	7,1	8,6	11,2	13,4	20,2
Масса ударной части, т	3	4	5	7	9	12
Максимальная энергия, кН·м	35	47	59	82	106	141
Высота молота без наголовника/ с наголовником, м	4,6/5,1	5,1/5,5	5,4/5,9	6,1/6,6	6,5/7	6,5/7
Число ударов в минуту	40–100	40–100	40–100	40–100	40–100	40–100
Максимальное сечение погружаемой трубы (диаметр)/бетонной сваи, мм	600/ 370x370	600/ 420x420	750/ 470x470	830/ 520x520	830/ 520x520	1030/ 670x670

Таблица П2.2.2

Характеристики молота	Модель молота					
	ННК16А	ННК18А	ННК20	ННК5S	ННК7S	ННК9S
Рабочий вес, т	25	28,5	30,5	9	12	16
Масса ударной части, т	16	18	20	5	7	9
Максимальная энергия, кН·м	188	212	235	74	103	132
Высота молота без наголовника/ с наголовником, м	7,5/7,9	6,4/7,1	6,7/7,3	5,9/6,6	6,6/7,4	7,3/8,2
Число ударов в минуту	4–100	4–100	40–100	30–100	30–100	30–100
Максимальное сечение погружаемой трубы (диаметр)/бетонной сваи, мм	1030/ 670x670	1320	1320	750/ 450x450	830/ 550x550	830/ 550x550

Таблица П2.2.3

Характеристики молота	Модель молота					
	ННК12S	ННК14S	ННК16S	ННК18S	ННК20S	ННК25S
Рабочий вес, т	22	24,7	27	30,7	33,2	40
Масса ударной части, т	12	14	16	18	20	25
Максимальная энергия, кН·м	176	206	235	265	294	368
Высота молота без наголовника/ с наголовником, м	7,7/8,7	8,2/9,2	7,1/8,1	7,4/8,4	7,4/8,4	7,6/8,5
Число ударов в минуту	30–100	30–100	30–100	30–100	30–100	30–100
Максимальное сечение погружаемой трубы (диаметр)/бетонной сваи, мм	1230	1230	1230	1320	1320	1420

* Полная информация о характеристиках молотов на сайте www.junttan.com

Таблица П2.3

**Технические характеристики установок Vanut
(компания ABI GmbH, Германия)***

Характеристики установки	Модель установки			
	Banut450	Banut555	Banut650	Banut655
Вес без вспомогательного оборудования, т	39	55	55	65
Мощность двигателя, кВт	161	195	300	361
Высота мачты, м	11	15	18,6	18,6
Грузоподъемность главной лебедки (для молота), т	5,5	12	12	12
Грузоподъемность второй ступенной лебедки (для сваи), т	5,5	10	10	12

Окончание таблицы П2.3

Максимальная длина свай при использовании гидравлического молота, м	14 RAM4000	16 RAM5000	20 RAM6000	20 RAM6000X
Габаритные размеры установки в транспортном положении (длина-ширина-высота), м	18,6-3-3,4	22,4-3,1-3,3	18,5-3,3-3,4	22-3,3-3,4

* Полная информация о характеристиках установки на сайте www.abi-gmbh.com

Таблица П2.4

Технические характеристики гидравлических молотов Vanut (компания ABI GmbH, Германия)*

Характеристики молота	Модель молота					
	RAM3000	RAM4000	RAM5000	RAM6000	RAM8000	RAM10000
Рабочий вес, т	7,9	10	12	14	19,1	23,1
Масса ударной части, т	3	4	5	6	8	10
Максимальная энергия, кН·м	35	47	58	70	109	117
Высота молота без наголовника/с наголовником, м	3,9/5,1	3,8/4,7	4,7/5,9	4,1/5,3	4,3/5,5	4,5/5,7
Число ударов в минуту	100	100	100	100	100	100
Максимальное сечение погружаемой трубы (диаметр)/бетонной сваи, мм	600/ 370x370	600/ 420x420	750/ 470x470	750/ 470x470	830/ 520x520	1030/ 520x520

* Полная информация о характеристиках молотов на сайте www.abi-gmbh.com

Таблица П2.5

Технические характеристики многофункциональных установок Liebherr (компания Liebherr GmbH, Германия)*

Характеристики установки	Модель установки		
	LRB125	LRB155	LRB255
Вес в транспортном/рабочем положении, т	39/43	40/67	41/81
Мощность двигателя, кВт	450	450	670
Полезная высота мачты, м	12,5	18–24	21–27
Грузоподъемность главной лебедки (для молота), т	20	25	35
Грузоподъемность второстепенной лебедки (для сваи), т	5	8	15
Максимальная длина сваи (шпунта) при использовании гидравлического молота или вибропогружателя Liebherr, м	11	16	24
Габаритные размеры установки в транспортном положении (длина-ширина-высота), м	13-3-3,7	18-3,2-3,7	21-3,5-4,0

* Полная информация о характеристиках установки на сайте www.liebherr.com

Таблица П2.6

Технические характеристики гидравлических молотов Liebherr (компания Liebherr GmbH, Германия)*

Характеристики молота	Модель молота					
	H50/3	H50/4	H85/5	H85/7	H110/7	H110/9
Рабочий вес, т	6,2	7,2	8,6	10,5	10,6	12,7
Масса ударной части, т	3	4	5	7	9	10
Максимальная энергия, кН·м	40	51	60	83	93	106
Число ударов в минуту	50-100	50-100	50-100	45-100	40-100	36-100
Максимальная длина погружаемого элемента, м						
LRB125	12	12	–	–	–	–
LRB155	–	–	21	21	–	–
LRB255	–	–	–	–	27	27

Таблица П2.7

**Технические характеристики высокочастотных
вибропогружателей Liebherr (компания Liebherr Gmgh, Германия)***

Характеристики вибропогружателя	Модель вибропогружателя	
	23 VML	40 VML
Рабочий вес, т	5,2	6,2
Максимальная центробежная сила, кН	1350	1750
Статический момент дисбалансов, Н·м	0–23	0–4
Максимальное извлекающее усилие, кН	300	400
Максимальное вдавливающее усилие, кН	200	300
Максимальная частота, об/мин	2300	2000
Максимальная длина погружаемого элемента (шпунта) при использовании гидравлического вибропогружателя установкой, м		
LRB125	15,5	–
LRB155	21	–
LRB255	–	28
Габаритные размеры (ширина-высота- толщина), м	1,5-2,1-0,8	2,6-2,6-0,8

* Полная информация о характеристиках молотов и вибропогружателей на сайте www.liebherr.com

Таблица П2.8

**Технические характеристики сваевдавливающих установок
УСВ(ОАО «Пролетарский завод» Санкт-Петербург, Россия)***

Характеристики установки	Модель установки		
	УСВ-120	УСВ-120М	УСВ-160
Вес в рабочем положении, т	105	117	135
Базовая машина	Гусенечный экскаватор ЭО-6122	Гусенечный экскаватор ЭО-6122	Гусенечный экскаватор ЭО-6122
Мощность двигателя, кВт	150	15	150

Окончание таблицы П2.8

Характеристики установки	Модель установки		
	УСВ-120	УСВ-120М	УСВ-160
Грузоподъемность мачты, т	12	15	30
Максимальное вдавливающее усилие с пригрузом, кН	1200	1200	1600
Максимальная скорость вдавливания, м/мин	2	2	12
Максимальная длина вдавливаемой сваи, м	12	12	12
Габаритные размеры установки в транспортном положении (длина-ширина-высота), м	8,8-3,8-13,4	9,5-3,8-16,8	9,9-3,8-17,5

* Полная информация о характеристиках установки на сайте www.ozlib.com

Таблица П2.9.1

**Технические характеристики установок Bauer
(компания Bauer GmbH, Германия) ***

Характеристики установки	Модель установки					
	BG15H	BG18H	BG20H	BG24	BG24H	BG25C
Вес в рабочем положении, т	47,5	53	60	76,5	77,5	70
Мощность двигателя, кВт	153	187	210	260	260	294
Крутящий момент, кН·м	151	176	200	233	233	245
Высота мачты, м	18	19,1	20,9	22,8	21,9	22,8
Тяговое усилие главной лебедки (для молота), кН	140	178	218	256	256	260
Тяговое усилие второстепенной лебедки, кН	63	68	70	100	100	100

Окончание таблицы П2.9.1

Характеристики установки	Модель установки					
	BG15H	BG18H	BG20H	BG24	BG24H	BG25C
Максимальная длина/ диаметр бурения со штангой Келли, м	40,7/1,5	45,5/1,5	53,3/1,5	57,6/2	53,8/1,7	57,2/1,7
Максимальная длина/ диаметр бурения с непрерывным проходным шнеком, м	18,3/0,78	19,1/0,78	20,1/0,88	20,9/1	20,9/1	21,2/0,8

Таблица П2.9.2

Характеристики установки	Модель установки					
	BG28	BG28H	BG36	BG40	BG40H	BG48
Вес в рабочем положении, т	95	96	120	139	140	250
Мощность двигателя, кВт	313	313	354	433	433	570
Крутящий момент, кН·м	275	275	367	390	390	482
Высота мачты, м	26,5	25,4	24,2	27,1	27,1	36
Тяговое усилие главной лебедки (для молота), кН	317	317	317	384	384	750
Тяговое усилие второ- степенной лебедки, кН	100	100	125	162	162	296
Максимальная длина/ диаметр бурения со штангой Келли, м	70,7/2,1	71/1,9	68,6/2,3	80,5/2,5	72/2,7	102,2/2,7
Максимальная длина/ диаметр бурения с непрерывным проходным шнеком, м	25,5/1,2	25,5/1,2	22/1,2	22/1,2	25,2/1,2	25,2/1,2

* Полная информация о характеристиках установки на сайте www.bauer-equipment.com

Таблица П2.10

**Технические характеристики установок Delmag
(компания ABI GmbH, Германия) ***

Характеристики установки	Модель установки			
	RH12	RH20	RH30	RH40
Вес в рабочем положении, т	45	64	107	130
Мощность двигателя, кВт	209	280	400	470
Крутящий момент, кН·м	140	196	340	400
Высота мачты, м	15	18,1	21,9	27,8
Тяговое усилие главной лебедки (для молота), кН	125	150	250	300
Тяговое усилие второстепенной лебедки, кН	52	52	100	100
Максимальная длина/ диаметр бурения со штангой Келли, м	18/0,9	27/1	44/1,5	60/2
Максимальная длина/ диаметр бурения с непрерывным проходным шнеком, м	15,3/0,8	19/0,8	22,5/1	27/1,2

* Полная информация о характеристиках установки на сайте www.abi-gmbh.com

Таблица П2.11

**Технические характеристики установок Soilmes
(компания Soilmes S.P.A., Италия)***

Характеристики установки	Модель установки					
	R-210	R-416	R-620	R-825	R-940	R-1240
Вес в рабочем положении, т	26	42	51	61	65	65
Мощность двигателя, кВт	116	230	260	300	400	400
Крутящий момент, кН·м	100	160	200	240	469	469
Высота мачты, м	12	15,5	21,9	27,8	21,9	19,9
Тяговое усилие главной лебедки (для молота), кН	103	150	192	240	320	320

Окончание таблицы П2.11

Характеристики установки	Модель установки					
	R-210	R-416	R-620	R-825	R-940	R-1240
Тяговое усилие второстепенной лебедки, кН	41	65	80	140	140	140
Максимальная длина/ диаметр бурения со штангой Келли, м	40/1,2	56/1,3	66/1,5	77,4/2	92/2,5	86,5/2,5
Максимальная длина/ диаметр бурения с непрерывным проходным шнеком, м	15,3/0,75	20,5/1	25,5/1	24/1,2	–	23,5/1,2

* Полная информация о характеристиках установки на сайте www.soilmec.com

Таблица П2.12

Технические характеристики установок Casagrande (компания Casagrande S.P.A., Италия)*

Характеристики установки	Модель установки					
	B80	B125	B135	B180H	B250	B300
Вес в рабочем положении, т	27	35,5	35,5	62	80	88
Мощность двигателя, кВт	116	210	210	290	350	400
Крутящий момент, кН·м	100	112	112	180	250	358
Тяговое усилие главной лебедки (для молота), кН	105	135	135	200	200	220
Тяговое усилие второстепенной лебедки, кН	45	60	60	70	110	110
Максимальная длина/ диаметр бурения со штангой Келли, м	38/1,3	50/1,5	50/1,5	68/1,8	70/2	87/2,7
Максимальная длина/ диаметр бурения с непрерывным проходным шнеком, м	16/0,6	20,4/0,8	22,5/0,8	22,7/1	24,7/1,2	25,7/1,2

* Полная информация о характеристиках установки на сайте www.casagrandegroup.com

Таблица П2.13

**Технические характеристики установок МАИТ
(компания МАИТ S.P.A., Италия)***

Характеристики установки	Модель установки			
	HR75	HR165	HR180	HR260
Вес в рабочем положении, т	26	37	60	75
Мощность двигателя, кВт	101	186	242	328
Крутящий момент, кН·м	75	170	233	260
Тяговое усилие главной лебедки (для молота), кН	100	140	180	240
Тяговое усилие второстепенной лебедки, кН	42	60	80	8
Максимальная длина/диаметр бурения со штангой Келли, м	30/1	48/1,6	60/1,6	80/2,6
Максимальная длина/диаметр бурения с непрерывным проходным шнеком, м	12/0,6	20/1	24/1,2	28/1,2

* Полная информация о характеристиках установки на сайте www.mait.com

Таблица П2.14

**Технические характеристики установок TesCar
(компания TesCar S.R.L., Италия)***

Характеристики установки	Модель установки					
	CF2.5	CF3	CF4	CF6	CF8	CF10
Вес в рабочем положении, т	7,5	16	60	21,5	24	30
Мощность двигателя, кВт	29	46,5	75	83	90,2	129
Крутящий момент, кН·м	25	35	45	60	80	100
Максимальная длина/диаметр бурения со штангой Келли, м	15/0,8	28/0,8	32/1,2	34/1,2	40/1,3	46/1,3

Окончание таблицы П2.14

Характеристики установки	Модель установки					
	CF2.5	CF3	CF4	CF6	CF8	CF10
Максимальная длина/диаметр бурения с непрерывным проходным шнеком, м	–	6,5/0,5	12/0,75	14,5/10,75	15/0,9	16,5/0,9

* Полная информация о характеристиках установки на сайте www.tescar.com

Таблица П2.15

**Технические характеристики установок KLEMM
(компания KLEMM Bohrtechnik GmbH, Германия)***

Характеристики установки	Модель установки					
	KR501	KR601	KR701-709	KR801-806	KR807	KR809
Вес в рабочем положении, т	2,2	2,5	3,6–15,6	12,6–21,9	26,5	13,3
Мощность двигателя, кВт	48	55	55-160	106-161	245	129
Крутящий момент, кН·м	2,2	3,1	5,4-14,5	34-51	62-81	18-30
Максимальная длина/диаметр бурения, м	20/0,825	24/0,25	35/0,4	35/0,5	40/0,6	45/0,3

* Полная информация о характеристиках установки на сайте www.klemm-bohrtechnik.com

Таблица П2.16

**Технические характеристики установок Veretta
(компания Veretta S.R.L., Италия)***

Характеристики установки	Модель установки				
	T21-23	T35-38	T41-46	T53-55	T155
Вес в рабочем положении, т	1–2,4	4,2–4,7	3,6–6,5	6–9	14
Мощность двигателя, кВт	13–36	55–60	74–86	78–86	126
Крутящий момент, кН·м	2,1–2,3	3,5–3,8	3,5–4,6	3,5–6,1	7,8–20
Максимальная длина/диаметр бурения, м	20/0,15	25/0,25	35/0,3	40/0,3	60/0,3

* Полная информация о характеристиках установки на сайте www.berettaalfredo.com

Таблица П2.17

**Технические характеристики установок ABI
(компания ABI GmbH, Германия)***

Характеристики установки	Модель установки				
	TM11/14P	TM13/16	TM14/17	TM20	TM22
Вес в рабочем положении, т	42	58	65	87	95
Мощность двигателя, кВт	257	294	470	470	470
Крутящий момент, кН·м	45	45	45	120	195
Высота гидромачты, м	14	16	17	20	22
Грузоподъемность главной лебедки, т	15	15	18	25	30
Грузоподъемность второстепенной лебедки, т	5	5	8	10	15
Навесное оборудование:					
– буровой вращатель	+	+	+	+	+
– вибропогружатель	+	+	+	+	+
– келли-штанга	–	–	+	+	+
– гидромолот	–	–	–	+	+

* Полная информация о характеристиках установки на сайте www.abi-gmbh.com

Таблица П2.18

**Технические характеристики гидравлических
вибропогружателей ABI (компания ABI GmbH, Германия)***

Характеристики вибропогружателя	Модель вибропогружателя		
	MRZV18	MRZV22S	MRZV30S
Рабочий вес, т	3,93	3,97	5,2
Максимальная центробежная сила, кН	1000	1000	1500
Статический момент дисбалансов, Н·м	18	22	30
Максимальная частота, об/мин	2250	2035	2135
Максимальная длина погружаемого элемента (шпунта) при использовании гидравлического вибропогружателя установкой, м			
TM13/16	14	14	–
TM14/17	15	15	–
TM20	18	18	18
TM22	20	20	20
Габаритные размеры (ширина-высота-толщина), м	2,72-1,45-0,7	2,72-1,45-0,7	3,22-1,52-0,7

Таблица П2.19

**Технические характеристики гидравлических буровых
вращателей ABI (компания ABI GmbH, Германия)***

Характеристики бурового вращателя	Модель бурового вращателя			
	MDBA3000	MDBA3500	MDBA4200	MDBA6000
Рабочий вес, т	1,35	1,42	1,55	1,8
Крутящий момент, кН·м	30	35	42	63
Максимальная длина/диаметр при бурении с использованием гидравлического бурового вращателя установкой, м				
TM13/16	14/0,6	14/0,6	14/0,6	14/0,6
TM14/17	14/0,6	15/0,6	16/0,6	16/0,6
TM20	14/0,6	15/0,6	16/0,6	19/0,8
TM22	14/0,6	25/0,6	16/0,6	20/0,8
Габаритные размеры (длина-ширина-высота), м	1,6-0,85-0,85	2,05-0,91-0,95	2,05-0,91-0,95	2,12-0,95-0,97

* Полная информация о характеристиках вибропогружателей и вращателей на сайте www.abi-gmbh.com

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

Технические характеристики сопутствующего оборудования для свайных работ

Таблица ПЗ.1

Технические характеристики обсадных столов Bauer (компания Bauer GmbH, Германия)*

Характеристики обсадного стола	Модель обсадного стола					
	BV1180 HD03	BV1180 HDL03	BV1500 HD07	BV1500 HD07C	BV1500 HD08	BV2000 HD07
Рабочий вес, т	7,5	8,0	12,5	13,5	12,8	20,0
Крутящий момент, кН·м	1075	1140	2200	2200	2200	2965
Усилие извлечения трубы, кН	1450	1450	2010	2010	2010	2430
Зажимное усилие трубы, кН	750	750	965	965	965	1125
Угол вращения трубы, град	26	25	25	25	25	25
Длина сдвига трубы по окружности, м	0,27	0,28	0,32	0,32	0,32	0,44
Максимальный диаметр трубы, м	1,18	1,3	1,5	1,5	1,5	2,0

* Примечания: 1. Полная информация о характеристиках обсадных столов на сайте www.bauer.de.

2. Информация об аналогах обсадных столов других производителей на сайтах www.abi-gmbh.com, www.soilmec.com, www.mait.com, www.casagrandegroup.com, www.tescar.com.

Таблица ПЗ.2

Технические характеристики бетононасосов на гусеничном ходу Mecbo для технологии непрерывного проходного шнека (компания Mecbo S.R.L., Италия)*

Характеристики бетононасоса	Модель бетононасоса					
	P4.40	P4.65	P6.80	P6.90	P6.110	P7.120K
Рабочий вес, т	4,5	7,5	7,9	8,5	8,8	9
Мощность двигателя, кВт	88	88	110	132	132	132
Производительность, куб. м/ч	40	64	79	90	110	120
Давление подачи бетонной смеси, МПа	5	5	5	7	5	7

Таблица ПЗ.3

Технические характеристики бетононасосов на гусеничном ходу Soilmec для технологии непрерывного проходного шнека (компания Soilmec S.P.A., Италия)*

Характеристики бетононасоса	Модель бетононасоса				
	P4.65	P6.80	P6.90	P6.100	P6.120
Рабочий вес, т	6,5	7,0	7,2	7,8	8,0
Мощность двигателя, кВт	88	110	132	132	132
Производительность, куб. м/ч	64	79	90	101	120
Давление подачи бетонной смеси, МПа	5	5	5	5	5

* Примечания: 1. Помимо перечисленных широко используются бетононасосы других производителей (Liebherr, Putzmeister, Sany и др.).

2. Полная информация о характеристиках бетононасосов различных производителей представлена на сайтах www.soilmec.com, www.mecbo.it, www.liebherr.com, www.putzmeister.com.

Таблица ПЗ.4

Технические характеристики смесительно-инъекционных станций Metax (компания Metax S.R.L., Италия)*

Характеристики станции	Модель станции					
	JMP8	JMP5D	JMP5D-60	JMP5E	JMP3-2i	JMP12
Рабочий вес, т	4,5	2,2	2,3	1,8	2,1	12,5
Электрическая мощность двигателя, кВт	40	22	23	25	20	61
Максимальный расход подачи раствора, куб. м/ч	0,21	0,16	0,20	0,20	0,38	0,43
Максимальное давление насоса, МПа	8	10	14	14	12	70

* Примечания: 1. Помимо перечисленных широко используются станции других производителей (Technowell, Clivio, Soilmes и др.).

2. Полная информация о характеристиках станций различных производителей представлена на сайте www.lectura-specs.com.

Таблица ПЗ.5

Номенклатура обсадных инвентарных труб Bauer (компания Bauer GmbH, Германия)*

Наружный диаметр трубы D_1 , мм	Внутренний диаметр трубы D_2 , мм	Суммарная толщина двухслойной стенки, мм
620	540	40
750	670	40
800	720	40
880	800	40
1000	920	40
1180	1100	40
1300	1220	40
1500	1400	50
1800	1700	50
2000	1880	60

* Полная информация о номенклатуре обсадных труб на сайте www.bauer-equipment.com

Таблица ПЗ.6

**Номенклатура обсадных инвентарных труб Casagrande
(компания Casagrande S.P.A., Италия)***

Наружный диаметр трубы D_1 , мм	Внутренний диаметр трубы D_2 , мм	Суммарная толщина двухслойной стенки, мм
500	420	40
600	520	40
700	620	40
800	700	50
900	800	50
1000	900	50
1200	1100	50
1300	1200	50
1500	1400	50
1800	1700	50
2000	1880	60

* Полная информация о номенклатуре обсадных труб на сайте www.casagrandegroup.com

Таблица ПЗ.7

**Номенклатура непрерывных проходных шнеков Bauer
(компания Bauer GmbH, Германия)***

Диаметр шнека, мм	Длина шнека, м
500	2,54
550	2,54
600	2,54
630	2,54
750	2,54/3,68
770	3,68
880	3,68–4,70
1000	3,68–4,70
1180	3,68–4,70

* Полная информация на сайте www.bauer.de

Таблица ПЗ.8

**Номенклатура непрерывных проходных шнеков Soilmec
(компания Soilmec S.P.A., Италия)***

Диаметр шнека, мм	Длина шнека, м
350, 400, 450, 500, 550, 600, 650, 700, 750, 800	1,5/3,0/6,0
850, 900, 950, 1000, 1100, 1200	3,0/4,5/6,0

* Полная информация на сайте www.soilmec.de

Таблица ПЗ.9.1

**Технические характеристики буринъекционных штанг
TITAN (компания Ischebeck GmbH, Германия)***

Характеристики	Ед. изм.	TITAN 30/16	TITAN 30/11	TITAN 40/20	TITAN 40/16	TITAN 52/26	TITAN 73/56
Внешний диаметр	мм	30	30	40	40	52	73
Внутренний диаметр	мм	16	11	20	16	26	56
Сила на пределе текучести	кН	190	260	425	525	730	830
Разрушающая нагрузка	кН	245	320	540	660	925	1035
Напряжение предела текучести	Н/мм ²	560	625	590	590	585	610
Поперечное сечение	мм	340	415	730	900	1250	1360
Масса погонного метра	кг/м	2,70	3,29	5,80	7,17	9,87	10,75
Максимальная ударная энергия	Дж	84	84	145	145	400	610
Допустимый крутящий момент	Нм	485	650	1500	1800	3200	8105
Стандартная длина стержня	м	3	2/3/4	3/4	2/3/4	3	6,25

* Полная информация на сайте www.ischebeck.com

Таблица ПЗ.9.2

Характеристики	Ед. изм.	TITAN 73/53	TITAN 73/45	TITAN 73/35	TITAN 103/78	TITAN 103/51	TITAN 103/43
Внешний диаметр	мм	73	73	73	103	103	103
Внутренний диаметр	мм	53	45	35	78	51	43
Сила на пределе текучести	кН	970	1270	1430	1800	2670	3398
Разрушающая нагрузка	кН	1160	1575	1865	2270	3660	4155
Напряжение предела текучести	Н/мм ²	590	560	530	565	470	565
Поперечное сечение	мм	1615	2239	2714	3140	5680	6024
Масса погонного метра	кг/м	13,75	17,80	21,0	25,30	44,60	47,3
Максимальная ударная энергия	Дж	610	610	610	900	900	900
Допустимый крутящий момент	Н·м	8200	8450	8760	20 940	24 820	27 650
Стандартная длина стержня	м	3	3	3	3	3	3

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

**Копии титульных листов
технологических карт, используемых ГГК,
при устройстве анкеров и свай**

МИНИСТЕРСТВО АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
ОАО «Стройкомплекс»



УТВЕРЖДАЮ
Главный инженер
ОАО «Стройкомплекс»
В.С. Бажутов
В.С. Бажутов
«17» февраля 2011г.

ТИПОВАЯ ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ КАРТА

на устройство буронабивных железобетонных свай под защитой
инвентарных обсадных труб буровой установкой типа SR

ТТК -100289293126.002.15.05-2011

Срок действия
с «1» марта 2011г.
по «28» февраля 2016г.



СОГЛАСОВАНО:
Директор РУП «РНТЦ по ценообразованию в строительстве Минстройархитектуры РБ»
О.И.Воробьев
«25» 02 2011г.

РАЗРАБОТЧИК:
Начальник Управления инженерных работ
ОАО «Стройкомплекс»
В.С. Бажутов Г.М. Учень
«17» февраля 2011г.



Директор ОАО «НИИ Стройэкономика»
П.К.Жабко
«25» 02 2011г.

И.о.начальника центра ИТПП
ОАО «Стройкомплекс»
О.И. Учень О.А.Климашевич
«14» февраля 2011г.

Директор ОАО «Буровая компания «ДЕЛЬТА»
И.В.Черноштей
«23» февраля 2011г.



Минск 2011

МИНИСТЕРСТВО АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
ОАО «Стройкомплекс»



УТВЕРЖДАЮ

Главный инженер
ОАО «Стройкомплекс»

[Signature] С.В. Коваленко

«28» *января* 2013 г.

ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ КАРТА

на изготовление буронабивных свай диаметром
325, 426, 530 мм длиной до 12 м, устраиваемых бурением
скважин под защитой обсадных труб с уплотненным
забоем или вытрамбованной уширенной пятой
ТК – 100289293.645-2013

Срок действия

с «03» *января* 2014 г.

по «02» *января* 2019 г.



РАЗРАБОТЧИК:

Начальник ЦИО УИР
ОАО «Стройкомплекс»

[Signature] Е.И. Кантарович

«29» *января* 2013 г.

Ведущий специалист ЦИО
УИР ОАО «Стройкомплекс»

[Signature] А.Д. Шваро

«27» *января* 2013 г.



Минск 2013

МИНИСТЕРСТВО АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
ОАО «Стройкомплекс»

УТВЕРЖДАЮ

Главный инженер
ОАО «Стройкомплекс»

ОАО «СТРОЙКОМПЛЕКС»
рег. № 170
«31» 12 2015 г.



В. В. Красуцкий
«27» 12 2015 г.

ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ КАРТА

на устройство буронагнетательных свай диаметром ^{Jet Grouting} 400-
1200 мм буровой установкой MDT-180В
ТК 100289293.870-2015

Срок действия

с «26» ДЕКАБРЯ 2015 г.
по «27» ДЕКАБРЯ 2020 г.



СОГЛАСОВАНО:

РАЗРАБОТАНО:

Главный инженер ОАО «Трест
№15«Спецстрой»

Начальник центра ИТПП
УИР ОАО «Стройкомплекс»



А. К. Спояков
«28» ДЕКАБРЯ 2015 г.

О. А. Климашевич
«27» ДЕКАБРЯ 2015 г.

общество с ограниченной ответственностью
«Спецгеострой»
Республика Беларусь, 223034,
Минский р-н, г. Заславье, ул. Заводская, 15
IBAN BY21 PJSC 3014 0047 0010 0000 0093
BIC PJSCBY21 «Принбанк» ОАО
УИП 190901011 КИПО 97027867
т./ф. (017) 544-75-80, e-mail: oip@specstroy.by

Минск 2015

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ
ОБЪЕДИНЕНИЕ «МИНСКСТРОЙ»

ЗАКРЫТОЕ АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО «ОРГСТРОЙ»

OHSAS 18001-2007
ISO 14001-2015
ISO 9001-2015



Ассоциация по
сертификации
«Русский Регистр»



СТБ ISO 9001-2015



Государственный комитет
по стандартизации
Республики Беларусь

ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ КАРТА

на устройство буронагрейционных анкерных свай
и нагелей ТИТАН, разработанных FRIEDR. ISCHEBECK GMBH,
в соответствие СТБ EN 14199-2009

TK 100029434.219-2019

323/6Т-2019 ТК

2019

МИНИСТЕРСТВО АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
ОАО «Стройкомплекс»

ОАО «СТРОЙКОМПЛЕКС»
рег. № 927
- 04 - 10 20 16г.

УТВЕРЖДАЮ

Главный инженер
ОАО «Стройкомплекс»

М.В. Шамак
М.В. Шамак

« 31 » августа 2016 г.



ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ КАРТА

на устройство буронабивных свай диаметром от 300 до 800 мм
глубиной до 20 м методом CFA

ТК-100289293.927 - 2016



Срок действия

с « 01 » сентября 2016 г.

по « 31 » августа 2021 г.

СОГЛАСОВАНО:

Директор
ООО «Проектана ГеоБел»

Руслан Ролич
Руслан Ролич

« 30 » августа 2016 г.



РАЗРАБОТЧИК:

Начальник ЦИО УИР
ОАО «Стройкомплекс»

Е.И. Кантарович
Е.И. Кантарович

« 27 » августа 2016 г.

Ведущий специалист ЦИО
УИР ОАО «Стройкомплекс»

А.Д. Шваро
А.Д. Шваро

« 29 » августа 2016 г.

ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ
«Спецгеострой»
Республика Беларусь, 223034,
Минский р-н, г. Заславье, ул. Заводская, 19
IBAN BY21 PJCB 3012 0047 0910 0000 3033
BIC PJCBBY2X «Приорбанк» ОАО
УИН 196501011 ОКПО 37627857
т./ф. (017) 344-75-52; e-mail: oip@spg.by

Минск 2016

Технологические карты на производство отдельных видов работ

ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ КАРТА НА СВАЙНЫЕ РАБОТЫ

УСТРОЙСТВО БУРОНАБИВНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СВАЙ
МЕТОДОМ ВИБРОПОГРУЖЕНИЯ ОБСАДНЫХ ТРУБ С ТЕРЯЕМЫМ
НАКОНЕЧНИКОМ

ОТКОРРЕКТИРОВАНА

НПЧУП «Оптно-строй»
Главный инженер Брилевский А.Н.

ОДОБРЕНА

Кафедра «Технология строительного
производства»
Заведующий кафедрой Леонович С.Н.



Минск 2020

ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ
«СПЕЦГЕОСТРОЙ»

УТВЕРЖДАЮ:

Главный инженер

А.И. Брыковски

14 января

2020 г.

ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ КАРТА

«УСТРОЙСТВО ГЕОМАССИВА МЕТОДОМ
ВИБРОПОГРУЖЕНИЯ ПУАНСОНА»

Объект: «МНОГОКВАРТИРНЫЙ ЖИЛОЙ ДОМ С ПОДЗЕМНОЙ ГАРАЖ-СТОЯНКОЙ В РАЙОНЕ
ПЕРЕСЕЧЕНИЯ УЛИЦ ШОРНОЙ, КОЛЛЕКТОРНОЙ, МНОГОКВАРТИРНЫЙ ЖИЛОЙ ДОМ».

общество с ограниченной ответственностью
« СПЕЦГЕОСТРОЙ »
Республика Беларусь, 223034, Минский р-н,
г. Заславль, ул. Заводская, 15
BY21 PJCB 3012 0047 0910 0000 0933
BIC PJCBVY2X «Приорбанк» ОАО
УНП 190501011 ОКПО 378278576000
т./ф. +375 (17) 517-63-63 (64, 65, 66)
e-mail: specgeostroy@tst.by

МИНСК 2020

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ ОБЪЕДИНЕНИЕ «МИНСКСТРОЙ»

ЗАКРЫТОЕ АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО «ОРГСТРОЙ»



УТВЕРЖДАЮ

директора
ЗАО «ОРГСТРОЙ»

[Signature] В.П. Глух
2019 г.

ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ КАРТА

на устройство буроньекционных анкерных свай, и нагелей ТИТАН,
разработанных FRIEDR.ISCHEBECK GMBH,
в соответствии СТБ EN 14199-2009

TK-100029434.219-2019
323/6т-2019 ТК

Срок действия

с «20» декабря 2019 г.
по «20» декабря 2024 г.

СОГЛАСОВАНО:

Директор
ООО «Электром Макс»
[Signature] Н.В. Воробьева
2019 г.



РАЗРАБОТАНО:

Зав. отделом технологического проектирования
[Signature] А.М. Куделко
2019 г.

Зам. зав. отделом технологического проектирования

[Signature] С.В. Коваленко

«СПЕЦГЕОСТРОЙ»
Республика Беларусь, 223034, Минский р-н,
г. Заспаль, ул. Заводская, 15
BY21 PJCB 3012 0047 0910 0000 0933
ВІС PJCBBY2X «Приорбанк» ОАО
УНП 190501011 ОКПО 376278578000
т/ф +375 (17) 517-63-63 (64, 65, 66)
e-mail: spocgeostroy@fisl.ru

№100 1207/19
20 АЕК 2019
[Signature]

ЛИТЕРАТУРА

1. *Аббасов, П. А.* Механизированная безотходная технология возведения свайных фундаментов / П. А. Аббасов. Владивосток: Изд-во Дальневосточного ун-та, 1988. – 222 с.

2. *Амшеюс, И.* Особенности определения песчаных грунтов сдвигу аппаратом СПФ-2 / И. Амшеюс, В. Кулешюс // Инженерная геология, механика грунтов и фундаментостроение: тез. докл. Межресп. конф. «Геотехника-5» Прибалтийских республик и БССР. Минск: БПИ, 1982. С. 83–86.

3. *Бартоломей, А. А.* Прогноз осадок свайных фундаментов / А. А. Бартоломей, И. М. Омельчак, Б. С. Юшков. М.: Стройиздат, 1994. – 381 с.

4. *Бахолдин, Б. В.* Экспериментальные и теоретические исследования процессов взаимодействия грунта с забивными сваями и создание на их основе практических методов расчета свай: дис. ... д-ра техн. наук / Б. В. Бахолдин. Москва, 1986.

5. *Березанцев, В. Г.* Расчет оснований сооружений / В. Г. Березанцев. Л.: Стройиздат, 1970. – 308 с.

6. *Бронин, В. Н.* Определение измерений нормальных напряжений при сдвиге в песках / В. Н. Бронин, А. В. Кузнецов // Труды 1-й Казахстан. нац. геотехн. конф. Акмола, 1997. С. 65–68.

7. *Вайчайтис, Ю. Ю.* Исследование работы забивных свай и свайных фундаментов в региональных песчаных грунтах Литвы: дис. ... канд. техн. наук / Ю. Ю. Вайчайтис. Каунас, 1972.

8. *Вайчайтис, Ю. Ю.* Зависимость бокового трения от деформации основани / Ю. Ю. Вайчайтис // Научно-технический прогресс в отечественной практике строительства свайных фундаментов в условиях слабых грунтов. Л., 1972. С. 4–8.

9. *Вертынский, О. С.* Разработка и экспериментально-теоретическое обоснование новых конструкций набивных свай: дис. ... канд. техн. наук / О. С. Вертынский. Волгоград, 2007.

10. *Винокуров, Е. Ф.* Метод определения поля напряжений и перемещений вокруг одиночной сваи, находящейся в нелинейно-деформируемой среде / Е. Ф. Винокуров, В. Е. Быховцев // Основа-

ния, фундаменты и механика грунтов: материалы III Всесоюзного совещания. – Киев: Будівельник, 1971. – С. 277–280.

11. *Вишневский, П. Ф.* Современные методы анкерного крепления в строительстве / П. Ф. Вишневский. – М.: Воениздат, 1981. – 246 с.

12. Возможности повышения несущей способности буронабивных свай / М. И. Никитенко, В. В. Роговенко, В. А. Сернов, В. В. Латыш, Ю. Ф. Душевский, С. С. Заяц // *Нові технології в будівництві.* – Киев: НДПБВ, 2002. – № 2 (4). – С. 13–15.

13. *Вялов, С. С.* Реологические основы механики грунтов / С. С. Вялов. М.: Высш. шк., 1978. – 447 с.

14. *Герсеванов, Н. М.* Основы механики грунтов и их практические приложения / Н. М. Герсеванов, Д. Е. Польшин. М., 1948. – 248 с.

15. *Гольдштейн, М. Н.* Внезапное разжижение песков / М. Н. Гольдштейн // *Вопросы геотехники: Сб. тр.* – М.: Стройиздат, 1953. – С. 5–42.

16. *Гольдштейн, М. Н.* Механические свойства грунтов / М. Н. Гольдштейн. М.: Стройиздат, 1979. – 304 с.

17. Основания, фундаменты и подземные сооружения / М. И. Горбунов-Пасадов [и др.] // *Справочник проектировщика.* М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.

18. *Далматов, Б. И.* Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых грунтов / Б. И. Далматов, Ф. К. Лапшин, Ю. В. Росихин. Л.: Стройиздат, 1975. – 240 с.

19. *Дзагов, А. М.* Разработка способа расчета оснований с учетом твердения бетона: дис. ... канд. техн. наук / А. М. Дзагов. Ленинград, 1978. – 121 с.

20. *Дмоховский И. К.* О влиянии геометрической формы сваи на сопротивляемость / И. К. Дмоховский // *Труды Москов. ин-та тр-та.* Вып. 6. М., 1927. С. 193–211.

21. *Дорошкевич Н. М.* Влияние жесткости сваи на несущую способность свайных фундаментов / Н. М. Дорошкевич, Чан Тоан Тханг // *Геотехника и технология.* 2006. № 3. С. 65–68.

22. *Драновский, А. Н.* Предельное давление на стенки цилиндрической скважины / А. Н. Драновский // *Основания, фундаменты и механика грунтов,* 1980. № 5. С. 22–25.

23. *Ильичев, В. А.* Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Под общей ред. В. А. Ильичева и Р. А. Мангушева. – М.: Изд-во АСВ, 2014. – 728 с.

24. *Камбефор, А.* Инъекция грунтов / А. Камбефор. М.: Энергия, 1970. – 334 с.

25. *Коровкин, В. С.* Инженерная кинематическая теория в приложении к расчету свайных фундаментов / В. С. Коровкин // Инженерно-строительный журнал. 2017. Т. 70, № 2. С. 57–71.

26. *Корчагин, Г. П.* Прессиометрия и вращательный сдвиг в инженерной геологии / Г. П. Корчагин, С. Л. Коренева. М.: Недра, 1976. – 183 с.

27. *Крыжановский, А. Л.* Определение угла трени сыпучих грунтов в трехосной аппаратуре и сдвиговых приборах / Ф. Д. Крыжановский, Ю. С. Вильгейм, Т. Рахманов // Основания, фундаменты и механика грунтов. М., 1983. № 6. С. 24–27.

28. *Кузнецов, А. В.* Напряженно-деформированное состояние несвязного грунта по боковой поверхности буровой сваи при перемещении ее под нагрузкой: дис. ... канд. техн. наук / А. В. Кузнецов. Санкт-Петербург, 1998.

29. *Лапшин, Ф. К.* Расчет оснований одиночных свай на вертикальную нагрузку: дис. ... докт. техн. наук / Ф. К. Лапшин. Саратов, 1987.

30. Технология реконструкции зданий и сооружений / С. Н. Леонovich [и др.]. Минск: БНТУ, 2011. – 279 с.

31. *Мангушев, Р. А.* Современные свайные технологии: учеб. пособие / Р. А. Мангушев, А. В. Ершов, А. И. Осокин. 2-е изд., перераб. и доп. М.: Изд-во АСВ, 2010. – 240 с.

32. *Метс, М. А.* Изучение влияния инженерно-геологических факторов на несущую способность одиночной сваи по результатам статических и динамических испытаний: автореф. дис. ... канд. техн. наук / М. А. Метс. Москва, 1976. – 21 с.

33. *Мишаков, В. А.* О несущей способности инъекционных анкеров / В. А. Мишаков // Спец. строит. работы: тр. ИНИИГС. Ленинград, 1980. С. 76–78.

34. *Мишаков, В. А.* О процессе уплотнения песчанного грунта при устройстве инъекционных анкеров / В. А. Мишаков // Монтажные спец. строит. работы: рефер. сб. Сер. V. М.: ЦБНТИ Минмонтажспецстроя СССР, 1980. № 12. С. 17–19.

35. *Моради Сани Бабак*. Несущая способность песчаных оснований по результатам статического зондирования: дис. ... канд. техн. наук / Моради Сани Бабак. Минск, 2016.

36. *Негаздар, М. Р.* Повышение несущей способности сваи за счет предварительного изменения напряженного состояния основания: дис. ... канд. техн. наук / М. Р. Негаздар. Москва, 2009.

37. *Никитенко М. И.* Буроинъекционные анкеры и сваи и возведении и реконструкции зданий и сооружений / М. И. Никитенко. Минск: БНТУ, 2007. – 500 с.

38. *Никитенко, М. И.* Некоторые проблемы свайных фундаментов в геотехнической практике Беларуси / М. И. Никитенко, В. Ю. Журавский // Строительная наука и техника. 2008. № 4. С. 44–51.

39. *Никитенко, М. И.* Влияние инъекции цементного раствора в скважине на свойство окружающего песчаного грунта / М. И. Никитенко, Д. Ю. Соболевский // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1986. № 3. С. 17–19.

40. *Николаевский, В. Н.* Дилатансия и закон необратимого деформирования грунтов / В. Н. Николаевский // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1979. № 5. С. 29–32.

41. Новые пути в анкерной технике: анкерные сваи ISCEBECK TITAN. Проектирование и расчет. Storing Satz + Druck GmbH, Epperetal, 2004. – 32 с.

42. Определение предельного сопротивления дилатирующих несвязных грунтов сдвигу при помощи искусственных нейронных сетей // О. В. Попов, Ю. Б. Попова, С. Н. Яцынович // Наука и техника. 2018. № 6 (17). С. 471–477.

43. *Пономарев, Ф. Б.* Экспериментально-теоретические основы прогноза осадок и несущей способности фундаментов из свай распорных конструкций: дис. ... докт. техн. наук / Ф. Б. Пономарев. Пермь, 1999.

44. *Попов, О. В.* Дилатометрические сдвиговые приборы / О. В. Попов // Сб. трудов Четвертой Украинской конф. по механике грунтов и фундаментостроению. Киев, 2000. С. 17–20.

45. *Попов, О. В.* Дилатантная природа прочности несвязного грунта / О. В. Попов // Геотехника Беларуси: Наука и практика: Сб. трудов Межд. научн.-техн. конф. Минск, 2003. С. 117–123.

46. *Попов, О. В.* Исследование механизма вытеснения сыпучего грунта, упрочняемого инъекционной цементацией / О. В. Попов, А. Н. Зыль // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке научных кадров: Сб. трудов научн.-методич. семинара. Брест, 2001. С. 111–115.

47. *Попов, О. В.* Метод расчета несущей способности инъекционных анкеров в несвязных грунтах / О. В. Попов // Сб. трудов седьмой Междунар. Прибалтийской конф. по механике грунтов и фундаментостроению. Рига, 1991. С. 171–175.

48. *Попов, О. В.* Напряженное состояние несвязного грунта при сдвиге в условиях стесненной дилатансии / О. В. Попов // Геотехника Беларуси: наука и практика // материал. Междунар. конф. Минск: БНТУ, 2018. С. 139–144.

49. *Попов, О. В.* Несущая способность инъекционных анкеров в дилатирующих несвязных грунтах: дис. ... канд. техн. наук / О. В. Попов. Ленинград, 1989.

50. *Попов, О. В.* Опыт применения современных технологий изготовления свай группой геотехнических компаний «Спецгеострой» / О. В. Попов, О. И. Шалдов // Геотехника Беларуси: наука и практика: материалы Междунар. конф. Минск: БНТУ, 2018. С. 331–336.

51. *Попов, О. В.* Расчет несущей способности буронабивной сваи в несвязном грунте / О. В. Попов // Проблемы современного строительства: материалы междунар. конф. Минск: БНТУ, 2019. С. 368–372.

52. *Попов, О. В.* Увеличение несущей способности анкерных набивных свай инъекцией ствола / О. В. Попов // Современные проблемы свайного фундаментостроения в СССР: сб. трудов Второй Всесоюзн. конф. Одесса, 1990. С. 174–176.

53. *Попов, О. В.* Технология устройства буронабивных свай в неустойчивых грунтах с использованием вибропогружателей / О. В. Попов, Ю. В. Анисимов // Геотехника Беларуси: Наука и практика: материалы Междунар. конф. Минск: БНТУ, 2003. С. 125–127.

54. *Попов, О. В.* Технология устройства буронабивных свай методом полого шнека / О. В. Попов, Ю. В. Анисимов, И. О. Шалдов // Перспективы развития новых технологий в строительстве: сб. научн. трудов. Могилев, 2005. С. 385–388.

55. *Попов, О. В.* Технологии инъекционно-цементационного упрочнения грунтов при геотехнических реконструкциях / О. В. По-

пов, А. Н. Зыль // Новые конкурентно-способные и прогрессивные технологии, машины и механизмы в условиях современного рынка: Сб. трудов Междунар. научн.-техн. конф. Могилев, 2000. С. 55–57.

56. *Попова, Ю. Б.* Реализация искусственной нейронной сети для управления виртуальными объектами / Ю. Б. Попова, С. В. Яцынович // Системный анализ и прикладная информатика. 2017. № 4. С. 72–78.

57. Прибор сдвиговой ВСВ-25. Руководство по эксплуатации ВСВ-25. Угличский ремонтно-механический завод ин-та Гидропроект, 1977. – 23 с.

58. Применение буроинъекционных анкеров и свай при строительстве Минского метрополитена / М. И. Никитенко, Д. Ю. Соболевский, О. В. Попов // Строительство и архитектура Белоруссии. 1987. № 3. С. 33–35.

59. Разработка рекомендаций по закреплению склона буроинъекционными анкерами и увеличение сейсмостойкости корпуса № 3 санатория «Белоруссия» в Мисхоре: отчет о НИР БПИ, х/д 701/87; рук. темы Ю. А. Соболевский. Минск, 1990. – 119 с.

60. Руководство по проектированию свайных фундаментов / НИИОСП им. Н. М. Герсеванова. М.: Стройиздат, 1980. – 151 с.

61. *Рупенштейн, Н. В.* Определение деформаций и прочностных характеристик грунтов из дилатометрических испытаний / Н. В. Рупенштейн // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1971. № 5. С. 10–12.

62. *Соболевский, Д. Ю.* О сдвиговой осадке и контактном трении свай в песках / Д. Ю. Соболевский, О. В. Попов // Механизированное безотходное возведение свай заводской готовности: тез. докл. 2-й Всесоюзн. конф. Владивосток, 1988. С. 89–91.

63. *Соболевский, Д. Ю.* Прочность и несущая способность дилатирующего грунта / Д. Ю. Соболевский. Минск: Навука и тэхніка, 1994. – 232 с.

64. *Соболевский, Д. Ю.* Прочность и несущая способность дилатирующего несвязного грунта: дис. ... докт. техн. наук / Д. Ю. Соболевский. Минск: БГПА, 1998.

65. *Соболевский, Д. Ю.* Несущая способность буроинъекционных анкеров в несвязных грунтах: дис. ... канд. техн. наук / Д. Ю. Соболевский, 1985.

66. *Соболевский, Ю. А.* Механика грунтов / Ю. А. Соболевский. Минск: Выш. школа, 1986. – 176 с.

67. *Соболевский, Ю. А.* Водонасыщенные откосы и основания / Ю. А. Соболевский. Минск: Выш. школа, 1975. – 399 с.

68. *Соболевский, Ю. А.* Интенсивные технологии фундаментостроения и подземного строительства в Белоруссии и проблемы механики грунтов / Ю. А. Соболевский, Д. Ю. Соболевский // Строительство и архитектура Белоруссии. 1987. № 3. С. 25–27.

69. Способ выполнения грунтового анкера: а. с. 1434818 СССР, МКИ Е 02 Д 5/80 / М. И. Никитенко, Д. Ю. Соболевский, О. В. Попов. Белор. политехн. ин-т. № 4002987/29-33. ДСП, Экз. № 4.

70. Способ выполнения буроинъекционного анкера: а. с. 1392203 СССР, МКИ Е 02 Д 5/80 / М. И. Никитенко, Д. Ю. Соболевский, О. В. Попов и др. Белор. политехн. ин-т. № 4127194/31-33. ДСП, Экз. № 16.

71. Теория и практика внедрения еврокодов по геотехнике в Европейских странах и РБ / Роже Франс [и др.]: Сб. трудов Междунар. науч.-техн. семинара, Брест, 2018. С. 5–8.

72. *Тер-Мартиросян, З. Г.* Механика грунтов / З. Г. Тер-Мартиросян. М.: АСВ, 2005. – 488 с.

73. *Тер-Мартиросян, З. Г.* Напряженно-деформированное состояние в грунтовом массиве при его взаимодействии со свайей и фундаментом глубокого заложения // З. Г. Тер-Мартиросян. Вестник МГСУ, 2006. Вып. 1. С. 38–49.

74. *Терцаги, К.* Теория механики грунтов / К. Терцаги. М.: Госстройиздат, 1961. – 508 с.

75. *Улицкий, В. М.* Геотехническое обоснование реконструкции зданий на слабых грунтах / В. М. Улицкий. СПб, 1995. – 146 с.

76. Усиление оснований и несущих конструкций здания театра Янки Купала в Минске / Ю. А. Соболевский [и др.] // Прибалтийская геотехника-6: тез. Шестой Прибалтийско-Белорусской конф. по геотехнике. Таллин, 1986. С. 3–8.

77. Устройство для определения сопротивления сдвигу сыпучих материалов: а. с. 1491143 СССР, МКИ Е 02 Д 5/80 / Д. Ю. Соболевский, О. В. Попов; Белор. политехн. ин-т. ДСП, Экз. № 11.

78. Устройство для определения триботехнических параметров при трении образца грунта по армирующему его элементу: а. с. 1658038 СССР, МКИ Е 02 Д 5/80 / Д. Ю. Соболевский, О. В. Попов. Белор.политехн. ин-т. ДСП, Экз. № 32.

79. *Фадеев, А. Б.* Метод конечных элементов в геомеханике / А. Б. Фадеев // М.: Изд-во Недра, 1987. – 221 с.

80. Струйная технология устройства несущих конструкций в грунте / Б. С. Федоров [и др.] // Основания, фундаменты и механика грунтов. М., 1984. № 5. С. 8–9.

81. *Флорин, В. А.* Основы механики грунтов / В. А. Флорин. М.: Госстройиздат, 1959. – 356 с.

82. *Цытович, Н. А.* Механика грунтов / Н. А. Цытович. М.: Стройиздат, 1963. С. 636.

83. *Чеботарев, Г. П.* Механика грунтов, основания и земляные сооружения / Г. П. Чеботарев. М.: Стройиздат, 1968. – 616 с.

84. *Широков, В. Н.* Закономерности деформирования песчаных грунтов / В. Н. Широков // Изв. вузов. Стр-во и архитектура. 1987. № 11. С. 124–127.

85. ГОСТ 10922–2012. Армированные и закладные изделия, их сварочные, вязанные и механические соединения для железобетонных изделий. Общие технические условия.

86. ГОСТ 10268–80. Бетон. Технические требования к заполнителям.

87. ГОСТ 10180–90. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам.

88. ГОСТ 28570–90. Бетоны. Методы определения прочности по образцам, отобраным из конструкций.

89. ГОСТ 26633–2015. Бетоны тяжелые и мелкозернистые.

90. ГОСТ 22690–88. Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля.

91. ГОСТ 17624–87. Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности.

92. ГОСТ 12536–79. Грунты. Методы лабораторного определения зернового состава.

93. ГОСТ 5180–75. Грунты. Методы лабораторного определения влажности.

94. ГОСТ 5182–78. Грунты. Методы лабораторного определения объемного веса.

95. ГОСТ 12536–79. Грунты. Методы лабораторного определения сопротивления срезу.

96. ГОСТ 5686–94. Грунты. Методы полевых испытаний сваями.

97. ГОСТ 19912–2001. Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием.

98. ГОСТ 8736–93. Песок для строительных работ.
99. ГОСТ 10178–85. Портландцемент и шлакопортландцемент. Технические условия. М., 1985.
100. ГОСТ 10181–2000. Смеси бетонные. Методы испытаний.
101. ГОСТ 14098–91. Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкции и размеры.
102. ГОСТ 5781–82. Сталь горячекатанная для армирования железобетонных конструкций.
103. ГОСТ 8267–93. Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ.
104. НРР 8.01.104–2012. Методические указания по применению нормативов расхода ресурсов в натуральном выражении. Минск, 2004.
105. П2–2000 к СНБ 5.01.01–99. Проектирование и устройство оснований из насыпных, малопрочных и слабых грунтов, уплотненных вибродинамическим методом.
106. П4–2000 к СНБ 5.01.01–99. Проектирование забивных свай.
107. П6–2000 к СНБ 5.01.01–99. Проектирование и устройство техногенных геомассивов из песчано-гравийных и щебеночных свай.
108. П7–2000 к СНБ 5.01.01–99. Проектирование и устройство фундаментов машин с динамическими нагрузками.
109. П8–2000 к СНБ 5.01.01–99. Проектирование и устройство защиты подземных сооружений от грунтовых вод.
110. П13–01 к СНБ 5.01.01–99. Проектирование и устройство буронабивных свай.
111. П14–01 к СНБ 5.01.01–99. Проектирование и устройство свайных и траншейных стен.
112. П18–04 к СНБ 5.01.01–99. Проектирование и устройство буроинъекционных анкеров и свай.
113. П19–04 к СНБ 5.01.01–99. Проектирование и устройство фундаментов из свай набивных с уплотненным основанием.
114. СНиП 2.01.07–85. Нагрузки и воздействия. М.: ФГУП ЦПП, 2005.
115. СНиП 2.02.01–83. Основания зданий и сооружений. М.: Госстройиздат, 1985. 40 с.
116. СНиП 2.02.03–85. Свайные фундаменты. М.: Стройиздат, 1986. 45 с.

117. СНиП 3.03.01–87. Несущие и ограждающие конструкции. М.: Стройиздат, 1987. – 49 с.

118. СНБ 5.01.01–99. Основания зданий и сооружений. Минск: МАиС РБ, 1999. – 36 с.

119. СТБ 2242–2011. Испытание свай статической нагрузкой. Минстройархитектуры Респ. Беларусь. Минск: РУП «Стройтехнорм», 2011. 49 с.

120. 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.

121. ТКП EN 1991-1-1–2009. Еврокод 1. Воздействия и конструкции. Часть 1–1.

122. ТКП EN 1991-1-1–2009. Еврокод 1. Снеговые нагрузки. Часть 1–1.

123. ТКП EN 1991-1-1–2009. Еврокод 1. Ветровые нагрузки. Часть 1–1.

124. ТКП EN 1997-1–2009. Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила. Минск: МАиС РБ, 2009. 129 с.

125. ТКП EN 1997-2–2009. Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Часть 2. Исследования и испытания грунта. Минск: МАиС РБ, 2009. 150 с.

126. EN 2002. Eurocode 0. Basis of structural design. European standard. EN 1990: 2002. Brussels: European Committee for Standardization, 2002.

127. Basic and Advanced Analysis with MIDAS Software [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.midasoftware.com/ebook/structural-analysis-guide> – Дата доступа: 23.06.2021.

128. *Casagrande, F.* New fact in soil mechanics from the research laboratories / F. Casagrande. Eng. news record. 1935. Vol. 115. P. 10.

129. *Cerna, K. B.* Effect of suspension on skin friction in sands. New approaches to problem of bearing capacity and settlement of piles / K. B. Cerna // Proc. 8-th Int. Conf. on Soil Mech. Moscow, 1973. P. 67–69.

130. *Grade, H.* Ein Beitrag zur Abschätzung der Tragfähigkeit von Verpressankern in nichtinjizierbaren Boden. Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU / H. Grade. Hannover, Heft 8, 1974.

131. *Hanna, T. H.* Foundation in tension. Ground anchors / T. H. Hanna // Trans Tech. Publ., McGraw Hill Book Co, FRG-USA, 1982.

132. *Hobst, L.* Anchoring in Rock and Soils / L. Hobst, J. Zajic. Elsevier Publishing Company, Amsterdam–Oxford–New York, 1983. 582 h.

133. *Jorge, G. R.* The re-groutable IRP anchorage for soft soils, low capacity or karstic rocks. Proc / G. R. Jorge. 7-th ICSMFE, Mexico, 1969. P. 159–163.

134. *Kezdi, A.* Bearing Capacity of Piles and Pile Group / A. Kezdi // Proc. of the 4-th. ICSMFE. London, 1957.

135. *Kishida, H.* Ultimate bearing capacity of piles driven into loose sands / H. Kishida. Soil and Foundation. Tokyo, 1967. No 3. P. 20–29.

136. *Klein, K.* New approaches to Problems of Bearing Capacity and Settlement of Piles / K. Klein, B. Cernak. Proc. 7-th ICSMFE. Moscow, 1973. P. 67–74.

137. *Klein, K.* Ultimate Load-Holding Capacity of Ground Anchors / K. Klein, P. Misove Proc. Session Special № 6 ICSMFE. Budapest, 1984. P. 519–525.

138. *Kramer, H.* Determination of the capacity of ground anchors with the correlation and regression analysis / H. Kramer. Proc. Special Session № 4, 9-th ICSMFE. Tokyo, 1977. P. 79–81.

139. *Lambe, T. W.* Mechanika gruntow / T. W. Lambe, R. Y. Whitman. ARCADY, Warszawa, 1977. 265 p.

140. *Levaner, D.* Test of Model Tension Piles / D. Levaner // Journ. of Geotechnical Eng. Div. 1984. Vol. 110, No 12. P. 1735–1748.

141. *Littlejohn, G. S.* Design Estimation of the Ultimate Load-Holding Capacity of Ground Anchors / G. S. Littlejohn. Ground Engineering. Vol. 13, № 8. 1980. P. 25–39.

142. *Littlejohn, G. S.* Soil Anchors. Proc. Conference of Ground Engineering the Institute of Civil Engineers / G. S. Littlejohn. London, 1970. P. 33–44.

143. *Lumb, P.* Precision and Accuracy of Soil Test / P. Lumb // Proc. Of the First International Conf. On Application of Statistics and Probability to Soil and Structural Eng. Hong Kong, 1971. H. K. Univ. Press, 1972. P. 329–345.

144. *Meyerhof, G. G.* The Ultimate Bearing Capacity of Foundations / G. G. Meyerhof // Geotechnique. 1951. No 2. P. 135–139.

145. *Moller, P.* Anchoring in Soil. Drilling methods / P. Moller, S. Widing // Proc. 7-th ICSMFE. Mexico, 1969. P. 184–190.

146. *Ostermayer, H.* Construction, carrying behavior and creep characteristics of grout anchors / H. Ostermayer // Proc. Conf. on Diaphragm Walls and Anchorages. Sept., 1974, Institute of Civil Engineers. London, 1975. P. 141–151.

147. *Ostermayer, H.* Research of Ground Anchors in Non-cohesive Soils / H. Ostermayer, F. Sheele // Proc. Session No 4. Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. Tokyo, 1972. P. 92–97.

148. *Popov, O.* The influence of diameter of injection piles on contact friction in noncohesive soils / O. Popov // Proc. 3-rd International Geotechnical Conference on Soil Mech. and Found. Engin. Bratislava, 1997. P. 17–20.

149. PLAXIS Geotechnical Analysis Software [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://wildeanalysis.co.uk/software/built-environment/plaxis/> – Дата доступа: 23.06.2021.

150. *Potvandx, J. G.* Skin friction between various soil and construction materials / J. G. Potvandx // Geotechnique. 1961. Vol. 6, No 1. P. 1–4.

151. *Prandtl, L.* Uber die Harte plastischer Korper / L. Prandtl // Gottingen Nachrichten. 1920. – 205 p.

152. *Robinson, K. E.* Grouted Rod and Multi-helix Anchors / K. E. Robinson. Proc. 7-th ISCMFE. Mexico, 1969. P. 126–130.

153. *Scnabel, H.* Tiebacks in Foundation Engineering and Construction / H. Scnabel // McGraw-Hill Book Company. New York, 1982. 157 p.

154. *Somerville, M. A.* Design Equation for Inclined Grout Anchors Fixed Length in Cohesionless Soil / M. A. Somerville // Ground Engineering. Vol. 14, No 32. 1981. P. 26–28.

155. *VAN IMPE W.F.* Developments in pile design / W. F. VAN IMPE // DFI Int. conf. Stressa. 1991. P. 32–48.

156. *Vesic, A. S.* Tests on instrumented Piles, Ogeechee River Site / A. S. Vesic // Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proc. of ASCE, 1970, SM2. P. 92–116.

157. *Vesic, A. S.* Experiments with instrumented pile group in sand / A. S. Vesic // Performance of deep foundation. American society for testing and materials. 1969. ASTM. STP. P. 172–222.

158. *Wernik, E.* Stresses and Strains on the Surface of anchors / E. Wernik // Proc. Session Special. No 4. 9-th ISCMFE. Tokyo, 1977. P. 113–119.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
ГЛАВА 1. Современные технологии изготовления свай, методы определения несущей способности их оснований (из практики группы геотехнических компаний «СПЕЦГЕОСТРОЙ»)	6
1.1. Прогрессивные виды свай, технологии их изготовления.....	6
1.2. Современные технологии изготовления свай.....	13
1.2.1. Буровые сваи с проходкой скважин под защитой обсадных труб.....	16
1.2.2. Буроинъекционные сваи с использованием непрерывного проходного шнека (технология CFA).....	20
1.2.3. Буроинъекционные сваи с использованием непрерывного проходного шнека и инвентарной обсадной трубы (технология CCFA).....	24
1.2.4. Буроинъекционные сваи в раскатанных скважинах (технология DDS).....	26
1.2.5. Буровые сваи при завинчивании обсадной трубы с теряемым наконечником (аналог технологии FUNDEX)...	28
1.2.6. Набивные сваи при вибропогружении обсадной трубы с теряемым наконечником.....	31
1.2.7. Набивные конические сваи при вибропогружении металлических пуансонов.....	33
1.2.8. Струйная технология (технология JET GROUTING) изготовления буровых грунтоцементных анкеров и микросвай.....	36
1.2.9. Буроинъекционные анкеры и микросваи.....	38
1.2.10. Анализ опыта внедрения ГТК современных технологий изготовления свай.....	42
1.3. Факторы, влияющие на несущую способность оснований и осадки свай в несвязных грунтах.....	46
1.3.1. Влияние технологии изготовления свай на напряженно-деформированное состояние и свойства несвязного грунта околоскважинного пространства.....	49

1.3.2. Напряженно-деформированное состояние несвязного грунта околоскважинного пространства при нагружении свай.....	54
1.4. Оценка несущей способности оснований свай при их вертикальном нагружении.....	65
1.5. Выводы по главе 1.....	81

ГЛАВА 2. Лабораторные исследования механизма сдвига и параметров прочности несвязного грунта применительно к расчету свай.....

применительно к расчету свай.....	83
2.1. Общие положения.....	83
2.2. Упругопластическая дилатантная модель несвязного грунта и ее расчетные параметры.....	85
2.2.1. Механическая модель сдвига дилатирующего несвязного грунта.....	86
2.2.2. Расчетная модель дилатирующего несвязного грунта.....	92
2.3. Реализация упругопластической модели дилатирующего несвязного грунта в лабораторных условиях.....	93
2.3.1. Прибор вращательного сдвига конструкции М. И. Никитенко – Д. Ю. Соболевского.....	95
2.3.2. Дилатометрический прибор прямого и контактного сдвига конструкции Д. Ю. Соболевского – О. В. Попова.....	98
2.4. Анализ экспериментов в приборе вращательного сдвига конструкции М. И. Никитенко – Д. Ю. Соболевского.....	102
2.5. Анализ экспериментов в дилатометрическом приборе прямого и контактного сдвига конструкции Д. Ю. Соболевского – О. В. Попова.....	108
2.5.1. Статистическая обработка результатов испытаний несвязных грунтов в дилатометрическом приборе прямого сдвига с использованием метода искусственных нейронных сетей.....	114
2.6. Графическое и расчетное представления условий прочности дилатирующего несвязного грунта при стесненном сдвиге.....	118
2.7. Выводы по главе 2.....	122

ГЛАВА 3. Инженерный и численный методы определения несущей способности оснований свай в дилатирующих несвязных грунтах.....	124
3.1. Общие положения, расчетная схема взаимодействия свай с грунтовым основанием, результаты их статических натуральных испытаний.....	124
3.2. Инженерный метод расчета несущей способности основания одиночной сваи в дилатирующем несвязном грунте.....	132
3.2.1. Предельное сопротивление основания по боковой поверхности сваи. Пример расчета.....	132
3.2.2. Предельное сопротивление сжатию основания под пятой сваи. Пример расчета.....	135
3.2.3. Предельная несущая способность основания одиночной сваи в дилатирующем несвязном грунте на вдавливание. Пример расчета.....	139
3.2.4. Определение общих сопротивлений дилатирующего несвязного грунтового основания одиночной сваи для диапазона стабилизированных значений осадок допустимой величины.....	140
3.3. Предложения по инженерному расчету несущей способности оснований свай в зависимости от применяемой технологии их изготовления.....	144
3.4. Применение численных методов расчета несущей способности оснований свай.....	147
3.4.1. Программный комплекс MIDAS GTS NS.....	147
3.4.2. Обоснование численного моделирования взаимодействия сваи и несвязного грунта.....	150
3.4.3. Анализ результатов численного расчета несущей способности оснований натуральных опытных свай.....	151
3.5. Сопоставление результатов статических испытаний натуральных опытных свай с данными расчетов несущей способности их оснований различными методами.....	154
3.6. Выводы по главе 3.....	162

ГЛАВА 4. Рекомендации по применению, проектированию, устройству свай с использованием современных геотехнических технологий	164
4.1. Область применения современных геотехнических технологий изготовления свай.....	164
4.2. Принципы проектирования свай.....	171
4.3. Контроль качества свай.....	172
4.3.1. Входной контроль.....	173
4.3.2. Операционный контроль.....	173
4.3.3. Приемочный контроль.....	175
ГЛАВА 5. Практическое применение современных геотехнических технологий ГГК «СПЕЦГЕОСТРОЙ»	181
5.1. Устройство анкеров и свай.....	182
5.2. Комбинированное использование современных геотехнических технологий при ограждении котлованов, шахт и горных выработок.....	217
5.3. Упрочнение слабых оснований и усиление фундаментов при геотехнических реконструкциях и новом строительстве.....	228
ОБЩИЕ ВЫВОДЫ	232
Приложение 1	235
Приложение 2	260
Приложение 3	274
Приложение 4	280
ЛИТЕРАТУРА	289

Научное издание

ПОПОВ Олег Викторович

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ
И ПРАКТИЧЕСКОЕ ПРИМЕНЕНИЕ СОВРЕМЕННЫХ
ТЕХНОЛОГИЙ ИЗГОТОВЛЕНИЯ СВАЙ
В ДИЛАТИРУЮЩИХ ГРУНТАХ
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

В авторской редакции

Подписано в печать 23.02.2022. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная. Цифровая печать.
Усл. печ. л. 17,73. Уч.-изд. л. 13,86. Тираж 200. Заказ 82.

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.