

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования «Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства»

На правах рукописи

Панкина Мария Вячеславовна

**НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРУЕМОЕ СОСТОЯНИЕ ГРУНТОВОГО
ОСНОВАНИЯ СВАЙ В ПРОБИТЫХ СКВАЖИНАХ С УШИРЕНИЕМ**

Специальность 2.1.2. Основания и фундаменты, подземные сооружения

ДИССЕРТАЦИЯ

на соискание ученой степени

кандидата технических наук

Научный руководитель:

доктор технических наук, профессор,

академик РААСН

Ильичев Вячеслав Александрович

Пенза – 2025

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение.....	5
Глава 1. Анализ применения свай в пробитых скважинах с уширением и методов их расчета в практике современного строительства	13
1.1. Особенности конструктивного решения и взаимодействия с грунтовым основанием свай в пробитых скважинах с уширением.....	14
1.2. Анализ методов расчета свай в пробитых скважинах с уширением	26
Выводы по 1 главе.....	31
Глава 2. Экспериментальные исследования взаимодействия свай в пробитых скважинах с уширением и деформированного грунтового основания	32
2.1. Исследование уплотненного грунта в околосвайной зоне сваи в пробитой скважине с уширением	33
2.1.1. Лабораторное исследование грунтового основания свай в пробитых скважинах с уширением.....	33
2.1.2. Исследование грунтового основания сваи в пробитой скважине с уширением методом статического зондирования после	36
2.2. Оценка несущей способности сваи в пробитой скважине с уширением по результатам полевых испытаний.....	46
2.3. Численное моделирование напряженно-деформируемого состояния системы «свая в пробитой скважине с уширением – грунтовое основание» ..	61
Выводы по 2 главе.....	74
Глава 3. Исследование деформации грунтового основания свай в пробитых скважинах с уширением	76
3.1. Расчет осадки одиночной сваи с уширением	76
3.1.1. Расчет осадки сваи в линейной постановке.....	81
3.1.2. Расчет осадки с учетом нелинейности	84

3.1.3. Расчет осадки с учетом взаимовлияния свай в составе ленточного фундамента.....	91
3.1.4. Взаимовлияние на осадку расположения свай в кусте	96
3.1.5. Выравнивание осадок свай при различных диаметрах уширений с учетом взаимовлияния	110
3.1.6. Уменьшение деформаций грунтового основания свай с многоступенчатым расположением уширения	115
3.2. Осадки свай во времени с учетом реологических процессов.....	119
3.2.1. Осадки свай с учетом фильтрационной консолидации.....	121
3.2.2. Осадки свай с учетом ползучести скелета грунта	131
3.2.3. Прогноз осадки во времени для различных грунтов	136
Выводы по 3 главе.....	140
Глава 4. Апробация результатов научных исследований	143
4.1. Устройство фундаментов силосов цементного завода в респ. Мордовии	144
4.1.1. Расчет и проектирование свай в пробитых скважинах с уширением	147
4.1.2. Геодезический мониторинг за осадками сооружения во времени	153
4.2. Уменьшение осадки 16-этажного жилого дома путем оптимизации расположения свай.....	155
Выводы по 4 главе.....	157
Заключение	159
Список использованной литературы.....	162
Приложение А	178
Приложение Б.....	180
Приложение В.....	181

Приложение Г	183
Приложение Д.....	185
Приложение Е.....	189

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования. Одной из серьезных проблем современного фундаментостроения является выбор варианта фундамента при строительстве зданий высокой этажности, когда в пределах пятна застройки давление под проекцией здания превышает порядка 500,0 кПа, и производственных сооружений со значительными нагрузками на фундаменты. Важной мерой в достижении целей снижения сметной стоимости и сокращения сроков строительства с обеспечением достаточной надежности основания является тенденция создания и внедрения в практику строительства прогрессивных и экономичных конструкций свайных фундаментов. Если учесть, что для застройки отводятся все более неблагоприятные территории с позиции грунтовых условий, то довольно часто возникает необходимость применения свай, способных воспринимать значимые нагрузки порядка 1 000,0 кН и более.

В последние годы успешно развиваются технологии устройства набивных свай, сопровождающиеся не извлечением, а вытеснением грунта с формированием уплотненной околосвайной области. К их числу можно отнести сваи в пробитых скважинах с уширением. Устройство указанных свай включает пробивку скважины тяжелыми трамбовками с формированием уширения из щебня путем втрамбовывания последнего в забой скважины. Нагрузки от надземной части здания передаются сваей в пробитой скважине с уширением вначале на уплотненный слой грунта, а затем на грунты природного сложения. Особенностью сваи в пробитой скважине с уширением является уширенная пятка, обуславливающая повышение несущей способности сваи, и уплотненный малосжимаемый массив грунта под уширением, в котором реализуется значительная часть вертикальных напряжений, что способствует уменьшению расчетных осадок фундамента.

В широком диапазоне грунтовых условий рассматриваемые сваи конкурентоспособны по сравнению с традиционными забивными, буровыми и буронабивными сваями. Указанное подтверждает актуальность разработки

методов расчета и проектирования, позволяющих повышать надежность применения свай в пробитых скважинах с уширением.

Степень разработанности темы исследования. В разное время развитию способов глубинного уплотнения основания и исследованию изменений напряженно-деформируемого состояния грунта при устройстве свайных фундаментов посвятили свои научно-исследовательские работы: А.А. Бартоломей, Б.В. Бахолдин, А.Н. Богомолов, Г.Г. Болдырев, Я.Д. Гильман, В.Н. Голубков, А.Л. Готман, Н.З. Готман, Б.И. Далматов, Е.К. Егоров, В.В. Знаменский, В.А. Ильичев, П.А. Коновалов, В.И. Крутов, В.Г. Когай, С.Г. Кушнер, А.А. Луга, В.В. Лушников, Р.А. Мангушев, Л.В. Нуждин, М.Л. Нуждин, И.М. Омельчак, А.И. Осокин, В.П. Петрухин, А.И. Полищук, А.Б. Пономарев, Я.А. Пронозин, Е.А. Сорочан, А.З. Тер-Мартirosян, В.М. Улицкий, С.Б. Ухов, В.Г. Федоровский, О.А. Шулятьев, Н. Brandl, М. Bustamante, W. Cambefort, K. Elson, K. Fleming, A. Weltman и др.

Методы расчета осадок свай в нелинейной постановке и во времени с учетом реологии грунтов разрабатывались В.Г. Березанцевым, А.А. Григорян, Ю.К. Зарецким, Ю.И. Ковалевым, М.В. Малышевым, Г.Г. Меергофом, Н.С. Никифоровой, Н.В. Орнатским, З.Г. Тер-Мартirosяном, А.З. Тер-Мартirosяном, Д.М. Шапиро, В. Bronse, E.E. Debeer, L. Decourt, J.B. Hansen, K. Terzaghi, A.S. Vesic и др. В работах перечисленных авторов рассматриваются различные схемы разрушения основания в предельном состоянии. Проблематикой методов расчета с учетом нелинейности является нахождение и математическое описание областей предельного равновесия и факторов разрушения основания.

Значительный вклад в развитие прогрессивного направления устройства фундаментов в вытрамбованных котлованах и в выштампованном ложе, фундаментов из набивных свай в пробитых и раскатанных скважинах внесли работы И.С. Арутюнова, Ю.Л. Винникова, Н.Л. Зоценко, В.С. Глухова, А.Л. Готмана, А.С. Ковалева, В.К. Когая, В.И. Крутова, И.К. Попсуенко, А.Н. Саурина, Ю.М. Шеменкова.

Рассмотрены методы расчета свай переменного сечения по длине сечения. Их разработке посвящены научные исследования Б.В. Бахолдина, И.А. Бокова,

В.Н. Голубкова, А.Л. Готмана, В.Г. Федоровского, В.М. Шаевича и др. Особенностью этих методов является учет нормального сопротивления грунта на боковой наклонной поверхности свай.

С 1990 года специалистами кафедры «Геотехника и дорожное строительство» Пензенского государственного университета архитектуры и строительства осуществляется научное сопровождение и практическое внедрение технологии устройства свай в пробитых скважинах с уширением. Накопленный значительный опыт, включающий результаты испытаний и практику строительства более чем на 500 объектах, свидетельствует о возможности применения свай в пробитых скважинах с уширением в широком диапазоне грунтовых условий, в водонасыщенных глинистых и песчаных грунтах. Максимальная нагрузка на сваю в реализованных проектах достигала 3 700,0 кН

Цель исследования: оценка напряженно-деформируемого состояния грунтового основания свай в пробитых скважинах с уширением и разработка метода расчета осадки с учетом уплотненной зоны грунта под уширением.

Задачи исследования:

1. Анализ технологических и конструктивных особенностей устройства свай в пробитой скважине с уширением, определяющих напряженно-деформируемое состояние основания.
2. Экспериментальное исследование в лабораторных условиях взаимодействия модели свай в пробитой скважине с уширением и грунтового основания.
3. Обоснование методик оценки несущей способности свай в пробитой скважине с уширением с различными типами уширения с учетом результатов полевых испытаний.
4. Разработка метода аналитического расчета свай в пробитой скважине с уширением с учетом нелинейной работы основания и реологических свойств грунта.

Объект исследования: грунтовое основание при устройстве свай в пробитых скважинах с уширением.

Предмет исследования: форма и размеры сваи в пробитой скважине с уширением; закономерности работы грунтового основания при различных видах устраиваемого уширения сваи в пробитой скважине с уширением и схемах расположения свай.

Научная новизна исследования заключается в следующем:

1. По результатам модельных лабораторных испытаний дана качественная оценка характера формирования уширения сваи в пробитой скважине и уплотненной зоны грунта.

2. По данным крупномасштабных натурных испытаний установлена необходимость уменьшения коэффициента надежности γ_n для определения расчетно-допускаемой нагрузки на сваю в пробитой скважине с уширением при оценке несущей способности расчетным методом.

3. Разработан и обоснован метод расчета осадки сваи в пробитой скважине с уширением с учетом нелинейности, способствующий повышению точности решения инженерных задач второй группы предельных состояний.

4. Обоснован прогноз осадки сваи в пробитой скважине с уширением во времени с учетом первичной и вторичной консолидаций грунта для обеспечения относительно равномерных осадок участков здания в процессе строительства.

5. На основании полевых экспериментов предложена и обоснована методика динамического контроля достижения сваей требуемой несущей способности, позволяющая регулировать объем и вид формируемого уширения.

Теоретическая значимость работы заключается в изложении новых научно обоснованных технологических решений и методики расчета перспективного типа свай в пробитых скважинах с уширением при строительстве объектов промышленного и гражданского назначения.

Практическая значимость диссертационной работы. Исследование напряженно-деформируемого состояния грунтового основания свай в пробитых скважинах с уширением позволяет:

- контролировать несущую способность свай в пробитой скважине с уширением на этапе завершения формирования уширения;
- устраивать двухуровневое уширение с целью повышения несущей способности и уменьшения расчетных осадок свай в пробитой скважине с уширением;
- наиболее достоверно прогнозировать развитие осадок с учетом нелинейности и во времени.

Результаты исследований реализованы при проектировании ряда объектов, в том числе: фундаментов силосов цементного завода в п. Комсомольском Чамзинского района респ. Мордовии; 16-этажного жилого дома по ул. Автостроителей в г. Тольятти; разноэтажного (от 9 до 23 этажей) жилого комплекса по ул. Молодогвардейской в г. Москве. Объем выполненных работ с применением указанных фундаментов составил более 110,0 млн руб. с экономическим эффектом порядка 21,0 млн руб.

Методология и методы исследований:

1. Обзор и анализ литературных и производственных данных по исследованию, проектированию и устройству свайных фундаментов в пробитых скважинах с уширением.
2. Численное моделирование напряженно-деформируемого состояния системы «свая – уширение – грунт».
3. Лабораторное испытание модели системы «свая в пробитой скважине с уширением – грунт».
4. Теоретическое исследование на основе аналитического решения расчета осадки свай в пробитой скважине с уширением в зависимости от геометрических параметров фундамента и грунтовых условий.
5. Полевые исследования грунтового массива свай в пробитых скважинах с уширением методами статического испытания грунта сваями вертикальной вдавливающей нагрузкой, статического зондирования и геотехнического мониторинга.

Положения, выносимые на защиту:

1. Результаты лабораторных и натурных экспериментов по устройству свай в пробитых скважинах с уширением и созданию уширения из жесткого грунтового материала установленной формы.

2. Результаты численных и аналитических исследований по выявлению закономерностей изменения деформационного состояния основания в зависимости от геометрических параметров свай в пробитой скважине с уширением и при различных схемах расположения свай.

3. Способы уменьшения осадок свай путем создания многоуровневого уширения.

4. Методы расчета осадки свай в пробитых скважинах с уширением с учетом нелинейности и во времени.

Область исследований соответствует паспорту научной специальности 2.1.2. Основания и фундаменты, подземные сооружения по пункту 11 «Создание новых инженерных методов преобразования и улучшения грунтов оснований для повышения несущей способности оснований зданий и сооружений и снижения их деформаций (уплотнением, закреплением, армированием, замораживанием и др.); пункту 15 «Экспериментальные исследования, направленные на изучение процессов взаимодействия фундаментов и грунтового основания, с целью выявления новых особенностей такого взаимодействия, оценки эффективности новых конструкций фундаментов, обоснования расчетно-теоретических моделей грунтового основания и численных решений геотехнических задач».

Степень достоверности результатов исследования подтверждается применением основных положений механики грунтов, теории линейно деформируемой среды; обеспечивается данными значительного числа экспериментов, выполненных в лабораторных и полевых условиях, результатами мониторинга за техническим состоянием зданий и сооружений в процессе и после выполнения работ по устройству свай в пробитых скважинах с уширением, достаточной сходимостью результатов экспериментов и аналитических расчетов.

Апробация работы. Основные положения диссертации докладывались и обсуждались на следующих конференциях и симпозиумах: заседание международной российско-американской рабочей группы РОМГГиФ и Геотехнического общества США ASCE G-I (г. Сан-Франциско, США, 2012); российская научно-техническая конференция «Инновационные конструкции и технологии в фундаментах и геотехнике» (г. Липецк, 2013); международная научно-техническая конференция «Современные теоретические и практические вопросы геотехники» (г. Санкт-Петербург, 2014, 2019, 2021, 2024); международная научно-практическая молодежная конференция по геотехнике GeoGames (г. Москва, 2016, 2019, г. Тюмень, 2018); всероссийская конференция с международным участием «Фундаменты глубокого заложения и проблемы геотехники территорий» (г. Пермь, 2021, 2024); IV международная научно-техническая конференция «Механика грунтов в геотехнике и фундаментах» (г. Новочеркасск, 2022).

Личный вклад автора заключается в постановке цели и задач работы; выполнении, обработке и анализе результатов лабораторных и полевых экспериментов, численных исследований по оценке напряженно-деформируемого состояния основания свай в пробитых скважинах с уширением; разработке и обосновании метода расчета осадки свай в пробитых скважинах с уширением с учетом нелинейности и во времени; разработке методов уменьшения деформаций грунтового основания при совместной работе со сваями в пробитых скважинах с уширением .

Публикации. Основные результаты диссертации опубликованы в 12 научных работах, в том числе четыре статьи – в рецензируемых научных изданиях, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, одна статья – в рецензируемом научном издании, индексируемом в международной базе данных и системе цитирования Scopus.

Структура и объем работы. Диссертационная работа состоит из введения, пяти глав, заключения, списка литературы (145 наименований) и шести

приложений (15 страниц). Работа изложена на 192 страницах машинописного текста, содержит 72 рисунка и 18 таблиц.

1. ГЛАВА 1. АНАЛИЗ ПРИМЕНЕНИЯ СВАЙ В ПРОБИТЫХ СКВАЖИНАХ С УШИРЕНИЕМ И МЕТОДОВ ИХ РАСЧЕТА В ПРАКТИКЕ СОВРЕМЕННОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

В настоящее время в фундаментастроении сформировалось и успешно развивается направление глубинного уплотнения грунтов при устройстве фундаментов. Технология, обуславливающая улучшение характеристик грунта с предварительной опрессовкой грунтового основания, устройством комбинированного основания [19] и буроинъекционных свай [82, 96–98], считается одним из перспективных направлений в фундаментастроении. По указанной технологии устраиваются и сваи в пробитых скважинах с уширением (СПСУ) [67, 69]. Сваи выполняются по технологии устройства удлиненных фундаментов в вытрамбованных котлованах (ФВК) [4, 42, 103], которую можно отнести к весьма перспективному направлению.

Исследования последних лет позволяют считать фундаменты в вытрамбованных котлованах достаточно рациональным решением для широкого диапазона грунтовых условий и весьма различных конструкций зданий и сооружений. Наиболее эффективны указанные конструкции в макропористых лессовых просадочных грунтах. К категории последних относятся лессовидные суглинки, супеси и реже глины. Особенностью таких грунтов является значительная пористость ($>42\%$) [115]. Просадочные грунты распространены на юге России: Краснодарский и Ставропольский края, Ростовская и Волгоградская области. Площадки с просадочными грунтами встречаются в регионах Поволжья: Самарская, Нижегородская, Пензенская области.

Впервые фундаменты в вытрамбованных котлованах были применены в Молдавии в 1969 году [32, 46, 140]. Если для фундаментов в отрытых котлованах расчетное сопротивление грунта под подошвой изменяется в пределах $100\div 300$ кПа [108], то для указанных коротких фундаментов в вытрамбованных котлованах – в пределах $500\div 600$ кПа.

Удлиненные фундаменты в вытрамбованных котлованах рекомендуются к применению в глинистых грунтах твердой, тугопластичной и мягкопластичной консистенции с показателем текучести $I_L \leq 0,5$. Применение таких фундаментов ограничено повышенной влажностью грунта. При расположении фундамента ниже уровня грунтовых вод и показателе текучести $I_L > 0,5$ при устройстве фундаментов в вытрамбованных котлованах имеет место «закрытие» скважины, в результате – потеря устойчивости стенок [10]. Для обеспечения устойчивости последней специалистами научно-исследовательского института оснований и подземных сооружений имени Н.М. Герсеева (НИИОСП) разработаны рекомендации по применению фундаментов в вытрамбованных котлованах в водонасыщенных глинистых грунтах [101]. В рамках расширения области рационального применения фундаментов в вытрамбованных котлованах специалистами Пензенского государственного университета архитектуры и строительства, а также сотрудниками строительной компании «Новотех» началось внедрение свай в пробитых скважинах с уширением [22-24]. Отработана и внедрена в практику технология устройства указанных свай с использованием обсадных извлекаемых труб.

1.1. Особенности конструктивного решения и взаимодействия с грунтовым основанием свай в пробитых скважинах с уширением

Ряд крупных городов Российской Федерации, таких как Санкт-Петербург, Тюмень и Пермь, расположен на участках со слабыми водонасыщенными грунтами пылевато-глинистого типа. Данные грунтовые условия существенно осложняют строительство фундаментов, повышая как трудовые, так и финансовые затраты. В рамках решения данной задачи в 1990 году специалистами кафедры оснований и фундаментов Пензенского инженерно-строительного института была предложена технология устройства свай в пробитых скважинах с уширением, выполняемых по технологии фундаментов в вытрамбованных котлованах (ФВК) с применением извлекаемых обсадных труб [67-69].

В этом случае пробивка скважины ведется с одновременным погружением обсадной трубы по технологии «труба в трубе» (рисунок 1.1). К навесному оборудованию подвешивается трамбовка 1 с обсадной трубой 2. Трамбовку перемещают вдоль направляющей штанги и сбрасывают. В результате ударов трамбовки по голове трубы последняя погружается в грунт. Длина трамбовки на 300÷400 мм превышает длину обсадной трубы, формируя забой скважины. По мере достижения проектной отметки в забой скважины порциями засыпается щебень, который втрамбовывают в грунтовое основание. Устройство скважины сопровождается вытеснением грунта, обуславливая формирование уплотненной зоны вокруг будущей сваи. В пределах уплотненной зоны увеличивается объемный вес грунта, существенно возрастает модуль деформации, улучшаются и другие строительные свойства грунтового основания.

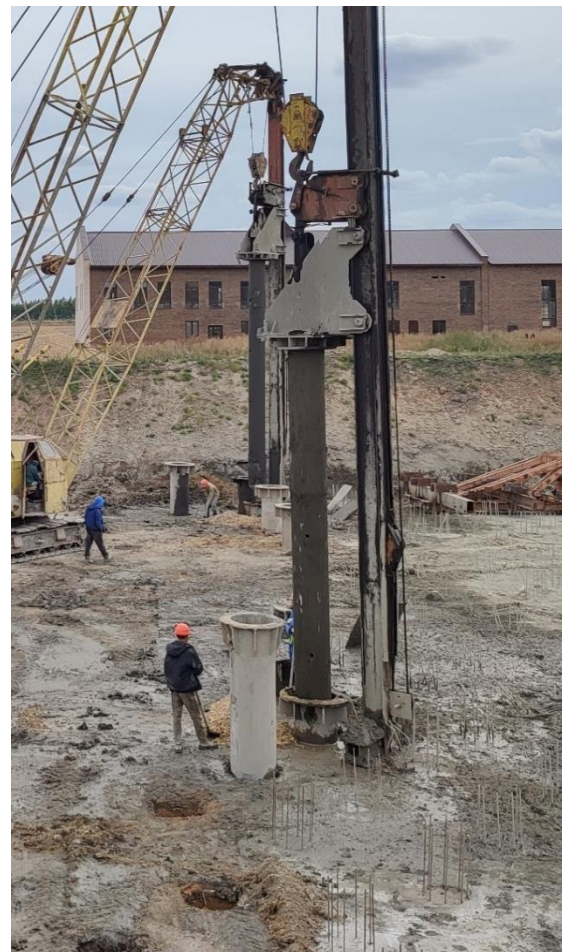
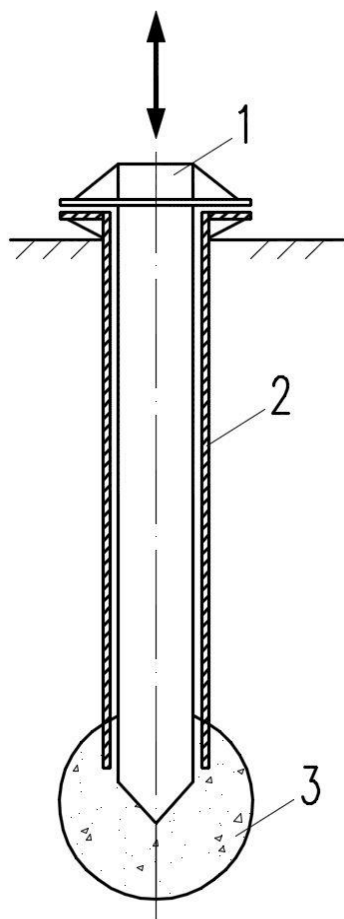


Рисунок 1.1 – Устройство сваи в пробитой скважине с уширением с применением обсадной трубы: а) принципиальная схема: 1 – трамбовка; 2 – обсадная труба; 3 – уширение из щебня; б) вид на строительной площадке

По мере втрамбовывания проектного объема щебня в скважину устанавливается арматурный каркас и осуществляется бетонирование. Одновременно с бетонированием извлекается обсадная труба. Применение последней позволяет сдерживать заполнение скважины водой. Указанному способствует и формирование уплотненной зоны грунта вокруг скважины, в пределах которой существенно снижется коэффициент фильтрации, в том числе под уширением. Опыт устройства свай в пробитых скважинах с уширением в водонасыщенных глинистых грунтах показывает, что заполнение скважины грунтовой водой через забой в мягкопластичных глинистых грунтах начинается через несколько часов или суток [69]. Рекомендуется в этом случае до начала бетонирования выполнить откачку воды или вести подводное бетонирование тяжелым бетоном.

Сваи в пробитых скважинах с уширением выполняются без выемки грунта путем пробивки скважины инвентарными трамбовками на необходимую глубину с одновременным погружением обсадной трубы. Для повышения несущей способности фундамента в нижнюю часть котлована засыпаются порции жесткого грунтового материала (щебень, гравий), который втрамбовывается в грунт, формируя уширение проектного объема.

Отличительной особенностью свай в пробитой скважине с уширением является образование вокруг боковых граней фундамента и под уширением уплотненной зоны грунта, характеризующегося повышенной прочностью. В результате втрамбовывания жесткого грунтового материала в нижнюю часть скважины формируется практически недеформируемое уширение, конструктивно объединенное с железобетонным стволом свай.

В процессе работы фундаментных конструкций силовое воздействие распределяется не только через подошву, но и посредством боковых поверхностей. При этом наблюдается поэтапная передача нагрузки: сначала на жесткое грунтовое уширение, затем на предварительно уплотненный массив, и в конечном итоге – на естественное грунтовое основание. Такое ступенчатое перераспределение усилий от высокопрочного бетона к менее прочным

грунтовым материалам обеспечивает оптимальное использование несущего потенциала как самого фундамента, так и окружающего грунта, что в совокупности приводит к существенному повышению расчетного сопротивления основания.

Сваи в пробитых скважинах с уширением обладают достаточно высокой несущей способностью: если в большинстве случаев традиционные забивные призматические сваи имеют несущую способность $500 \div 700$ кН [104], то несущая способность вышеуказанных свай – $2000 \div 3000$ кН. За счет работы по подошве и вдоль боковых граней сваи в пробитой скважине с уширением способны передавать на грунт не только значительные вертикальные, но и горизонтальные нагрузки в диапазоне $400 \div 600$ кН [45].

Набивные сваи в пробитых скважинах с уширением по условиям взаимодействия с грунтом основания относятся к висячим и различаются по способам пробивки и заполнения скважин, по несущей способности свай, а также по виду материала свай [101].

Существуют несколько способов формирования скважин:

а) пробивка скважин в пылевато-глинистых грунтах без использования обсадных труб;

б) пробивка скважин с применением обсадных труб;

в) пробивка скважин с предварительным лидерным бурением.

В зависимости от материала заполнения сваи делятся на:

а) бетонные или железобетонные;

б) грунтовые для искусственного улучшения грунтового основания путем засыпки в скважину с последующим уплотнением трамбованием местных глинистых и песчаных грунтов или щебня и гравия.

С целью повышения несущей способности сваи в пробитой скважине её устройство выполняется

а) с формированием зоны уплотнения послойным трамбованием при бетонировании, за счет чего увеличиваются размеры зоны уплотнения контакта свай с грунтом (рисунок 1.2 а);

б) с уширением в результате втрамбовывания в забой скважины щебня (рисунок 1.2 б);

в) со стаканной частью и уширением из щебня в фундаментах под каркас. Наличие стаканной части увеличивает несущую способность свай как на вертикальные, так и на горизонтальные нагрузки (рисунок 1.2 в).

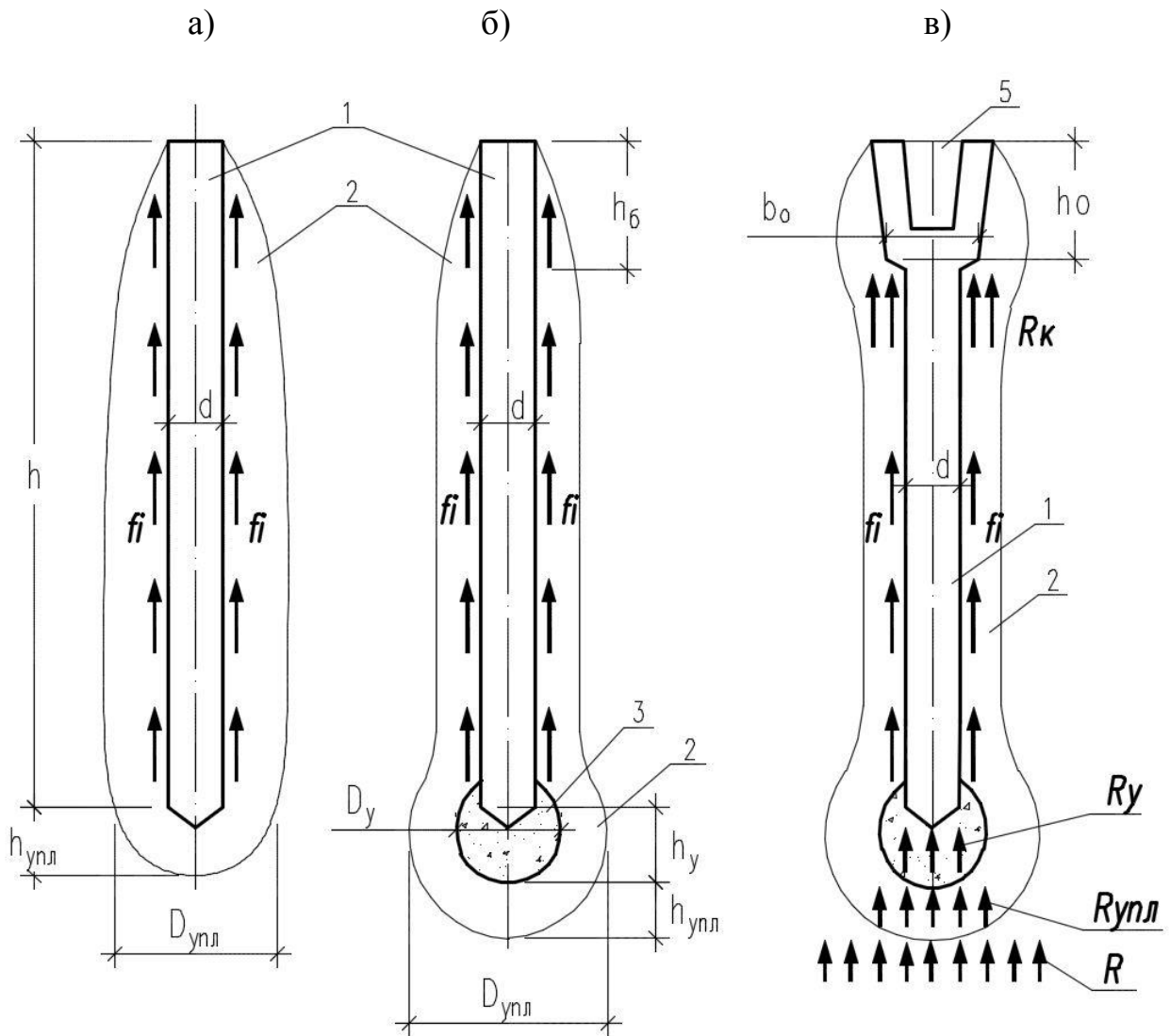


Рисунок 1.2 – Виды свай в пробитых скважинах:

1 – набивная свая; 2 – уплотненная зона грунта; 3 – уширение; 4 – оголовок;
 5 – стакан под железобетонную колонну; d – диаметр ствола свай; d_y – диаметр
 уширения; $d_{упл}$ – диаметр уплотненной зоны грунта; h – глубина пробитой
 скважины; h_y – высота уширения; $h_{упл}$ – высота зоны уплотненного грунта;
 $h_б$ – толщина буферного слоя; $b_о$ – ширина оголовка в среднем сечении;
 $h_о$ – толщина уширения у оголовка свай; R_y , R_k , $R_{упл}$, R – расчетные сопротивления

соответственно уплотненного грунта под консолью, грунтового материала уширения, уплотненного грунта под консолью и под уширением, грунта природного сложения под уплотненной зоной; f_i – расчетное сопротивление i -го слоя уплотненного грунта по боковой поверхности сваи

Сваи в пробитых скважинах в зависимости от типа применяемого оборудования, вида грунта основания, принятых нагрузок на сваи и других факторов выполняются диаметром $d = 0,3 \div 0,8$ м, длиной $3,0 \div 15,0$ м. Уширение из втрамбованного жесткого грунтового материала устраивается диаметром $D_y = (0,6 \div 1,7)d$.

Отметку дна котлована назначают с учетом доуплотнения, удаления или замены буферного слоя грунтовой подушкой. Буферный слой – верхняя часть частично разуплотненного в процессе пробивки скважин слоя грунта, толщину которого принимают $h_6 = 1,5 \div 2,0d$.

Расстояние между осями свай в пробитых скважинах, в том числе с уширенными основаниями, должно быть не менее $3d$ (d – диаметр ствола сваи) и не менее l_{min} для исключения влияния уплотнения при устройстве одной сваи на другие. Расстояние между уширениями должно быть не менее 1,0 м в свету.

Значение a_{min} определяется по формуле [66]

$$a_{min} = k_c d \sqrt{\frac{\gamma_{d,mid}}{\gamma_{d,mid} - \gamma_d}}, \quad (1.1)$$

где k_c – коэффициент, учитывающий взаимное влияние свай при их изготовлении и принимаемый равным:

1,4 – в составе кустов и свайных полей;

1,35 – при двухрядном расположении свай;

1,3 – при однорядном расположении свай;

d – диаметр ствола сваи, м;

γ_d – удельный вес сухого грунта естественного сложения, кН/м³;

$\gamma_{d,mid}$ – среднее значение удельного веса грунта в пределах уплотненной зоны вокруг сваи или уширения, вычисляемое по формуле

$$\gamma_{d,mid} = \frac{2\gamma'_{d,max} + \gamma_d}{3}; \quad (1.2)$$

здесь $\gamma'_{d,max}$ – максимальный удельный вес уплотненного грунта,

$$\gamma'_{d,max} = \frac{S_{rw}\gamma_s\gamma_w}{S_r\gamma_w + w\gamma_s}, \quad (1.3)$$

где S_{rw} – степень влажности грунта в пределах уплотненной зоны: в глинистых грунтах 0,95; в песчаных 0,98;

γ_s – удельный вес твердых минеральных частиц грунта естественного сложения, кН/м³;

γ_w – удельный вес воды, равный $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$;

S_r – степень влажности грунта естественного сложения;

ω – природная влажность грунта естественного сложения.

Фундаменты из свай в пробитых скважинах с уширением выполняются:

а) односвайными с оголовками;

б) многосвайными (ленточные, кустовые, в виде свайных полей) с ростверками соответствующих форм и размеров.

Проведенные исследования и практический опыт строительства свидетельствуют о высокой эффективности использования свайных фундаментов в пробитых скважинах при различных типах грунтовых условий: в пылевато-глинистых грунтах, в лессовидных суглинках и супесях, в лессовых просадочных грунтах, в пылеватых мелких песках с низкими значениями прочностных и деформационных характеристик.

Оптимальная область применения свайных фундаментов в пробитых скважинах определяется комплексом взаимосвязанных факторов, включающих специфику грунтовых условий, конструктивные особенности возводимых зданий и сооружений, величину и характер эксплуатационных нагрузок, а также технологические ограничения, связанные с динамическими воздействиями при производстве работ. Ключевое значение приобретает анализ влияния ударных воздействий при пробивке скважин и формировании уширений на близлежащие существующие строения, что требует тщательной оценки допустимых расстояний и степени воздействия на окружающую застройку [68].

Научно обоснованный выбор данной технологии фундаментостроения должен учитывать не только несущую способность основания, но и такие важные аспекты, как возможные деформации окружающего грунтового массива, вибрационное воздействие на прилегающие конструкции, а также экономическую целесообразность применения в конкретных инженерно-геологических условиях. Особую значимость приобретает прогнозирование поведения системы «основание – фундамент – сооружение» с учетом всех перечисленных факторов, что позволяет обеспечить требуемую надежность и долговечность строительных конструкций при минимальном воздействии на окружающую среду и существующую застройку. С учетом динамических воздействий на близко расположенные здания и сооружения сваи в пробитых скважинах с применением пробивных снарядов массой 3,0÷6,0 т допускается выполнять при расположении свай на расстоянии не менее:

- 10,0 м от зданий и сооружений, находящихся в удовлетворительном состоянии и не имеющих трещин в стенах и других конструкциях;
- 15,0 м от зданий и сооружений, имеющих трещины в стенах и других конструкциях шириной раскрытия не более 0,5 мм, длиной до 0,5 м, а также от инженерных водонесущих коммуникаций, выполненных из чугунных, керамических, асбестовых, железобетонных и других труб с жесткими стыками [119].

Исходя из конструктивных особенностей зданий и сооружений, свайные фундаменты из свай в пробитых скважинах рекомендуется применять практически для любых зданий и сооружений как по их назначению, конструктивной схеме, так и по нагрузкам от колонн, стен и других конструкций.

Технологический процесс устройства скважин с уширением реализуется посредством специализированного оборудования, включающего навесные системы на базе тросовых и гидравлических экскаваторов, а также кранового оборудования на гусеничном или автомобильном ходу (рисунок 1.3). Альтернативными техническими решениями выступают буровые станки ударного действия и специализированные сваебойные установки. В зависимости от

конкретных инженерно-геологических условий и физико-механических свойств грунтового массива применяются две принципиально различные технологические схемы производства работ. Первая схема, применяемая в устойчивых глинистых грунтах, предполагает бескрепное выполнение скважин с использованием свободнопадающего снаряда, комплектуемого направляющей конструкцией, упорной стойкой и фрикционной лебедкой (при отсутствии последней на базовой машине). Вторая технологическая схема, обязательная для песчаных и переувлажненных глинистых грунтов, предусматривает применение обсадных труб, которые последовательно погружаются в процессе пробивки и извлекаются после завершения работ, что обеспечивает стабильность стенок скважины в слабых и обводненных грунтовых условиях.

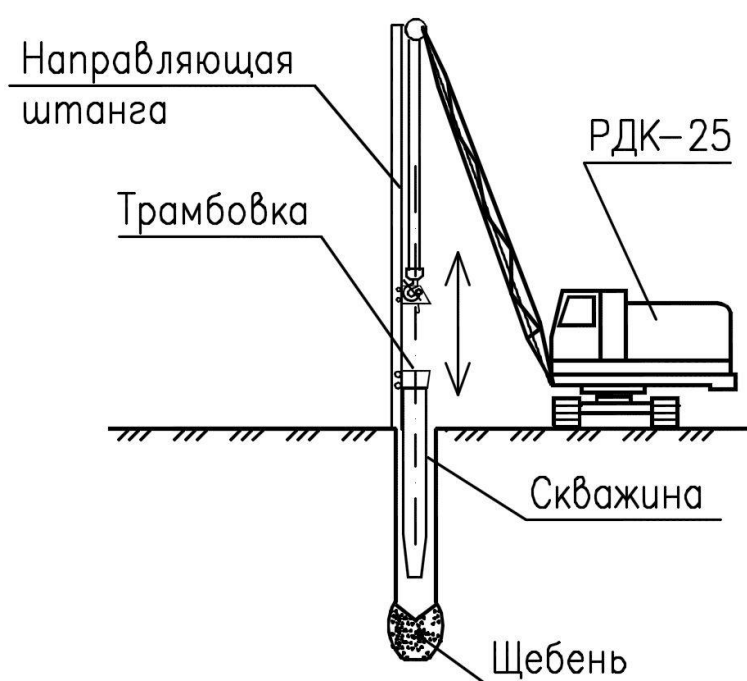


Рисунок 1.3 – Схема пробивки скважины

Применение обсадных труб позволяет выполнить пробивку скважин практически в любых грунтовых условиях и является обязательным при пробивке скважин в песчаных, а также в переувлажненных глинистых грунтах. Имеются примеры пробивки скважин с обсадными трубами с помощью навесного оборудования на глубину до 8,0÷12,0 м [7].

Пробивка скважин выполняется ударным способом специальным навесным оборудованием грузоподъемных механизмов путём сбрасывания пробивного снаряда – трамбовки, высота сбрасывания которой может изменяться в пределах 8,0 м. Указанное позволяет сформировать уплотненную зону грунта с повышенными значениями прочностных и деформационных характеристик под уширением и вдоль боковой поверхности сваи.

Пробивные снаряды рекомендуется применять круглой формы в плане, диаметром $30,0 \div 75,0$ см и не менее чем на $5,0 \div 10,0$ см меньше внутреннего диаметра обсадной трубы, с заостренным под углом $30^\circ \div 60^\circ$ нижним концом для пробивки скважин, создания уширенного основания, а также уплотнения грунтового материала в скважинах. За период с 2001 по 2023 год специалистами строительной компании «Новотех» разработаны 30 типоразмеров трамбовок для устройства свай в пробитых скважинах с уширением. Трамбовки изготовлены для устройства фундаментов конкретных объектов Поволжского региона.

Для создания уширения сразу же после пробивки скважины приступают к втрамбовыванию порциями в дно скважины жесткого материала или жесткой бетонной смеси (рисунок 1.4). Принятый в проекте состав грунтового материала для уширения назначается с учетом наличия указанного материала в регионе строительства. Модули деформации составляющих грунтового материала (щебня, гравия, шлака, песка), а также наполнителей бетонной смеси должны быть не менее 30,0 МПа [119]. Засыпку и втрамбовывание жесткого грунтового материала в пробитую скважину производят отдельными порциями, объем которых назначают из расчета заполнения скважины на высоту $1,2 \div 2$ диаметра трамбовки. Втрамбовывание каждой порции щебня производится той же трамбовкой, что и пробивка скважин, путем сбрасывания с высоты $1,0 \div 2,0$ м на начальном этапе с последующим повышением. При пробивке скважины в глинистых грунтах без обсадных труб и возможном осыпании грунта со стенок скважин высота сбрасывания пробивного снаряда уменьшается. Втрамбовывание порций жесткого

материала продолжается до достижения проектной отметки и прекращается при достижении «отказа».



Рисунок 1.4 – Формирование уширения: порционная засыпка щебня в скважину с последующим сбрасыванием трамбовки

Уплотнение первых порций производят до момента погружения трамбовки до проектной отметки низа сваи. При втрамбовывании последующих порций величина понижения низа трамбовки от каждых последующих ударов снижается до минимума и становится практически постоянной. По мере втрамбовывания проектного объема определяется «отказ». Величина «отказа» указывается в проекте в зависимости от расчетно-допускаемой нагрузки на сваю, массы трамбовки и высоты сбрасывания.

Затем в готовую скважину с выполненным уширением монтируется арматурный каркас (рисунок 1.5). Заполнение пробитых скважин осуществляется в соответствии с требованиями и рекомендациями применительно к буронабивным сваям [114] путем бетонирования скважин с подачей бетонной смеси одновременно с подъемом обсадной трубы.



Рисунок 1.5 – Фрагмент выполненного свайного поля из свай в пробитых скважинах с уширением на площадке строительства

Характерной особенностью сваи в пробитой скважине с уширением является передача нагрузки от фундаментов сначала на практически несжимаемое жесткое уширение, а затем на уплотненное грунтовое основание и на грунты естественного сложения. В результате наиболее полно используется несущая способность свай как по грунту основания, так и по материалу. Несущая способность свай в пробитых скважинах с уширением определяется главным образом характеристиками грунтового основания и геометрическими параметрами ствола и уширения.

1.2. Анализ методов расчета свай в пробитых скважинах с уширением

Расчетная несущая способность свай традиционно определяется как сумма несущих способностей под нижним концом сваи F_{dR} и по ее боковой поверхности F_{df} по формуле [114]

$$F_d = F_{dR} + F_{df}. \quad (1.4)$$

При формировании уширения из щебня и уплотненной зоны грунта (рисунок 1.6) несущая способность под нижним концом сваи определяется как наименьшее из значений, полученных из следующих условий:

- а) несущей способности F_{dR1} жесткого материала уширения, сформированного в процессе втрамбовывания щебня;
- б) несущей способности F_{dR2} зоны уплотненного грунта, образованного под уширением;
- в) несущей способности F_{dR3} грунта естественного сложения, подстилающего уплотненную зону грунта.

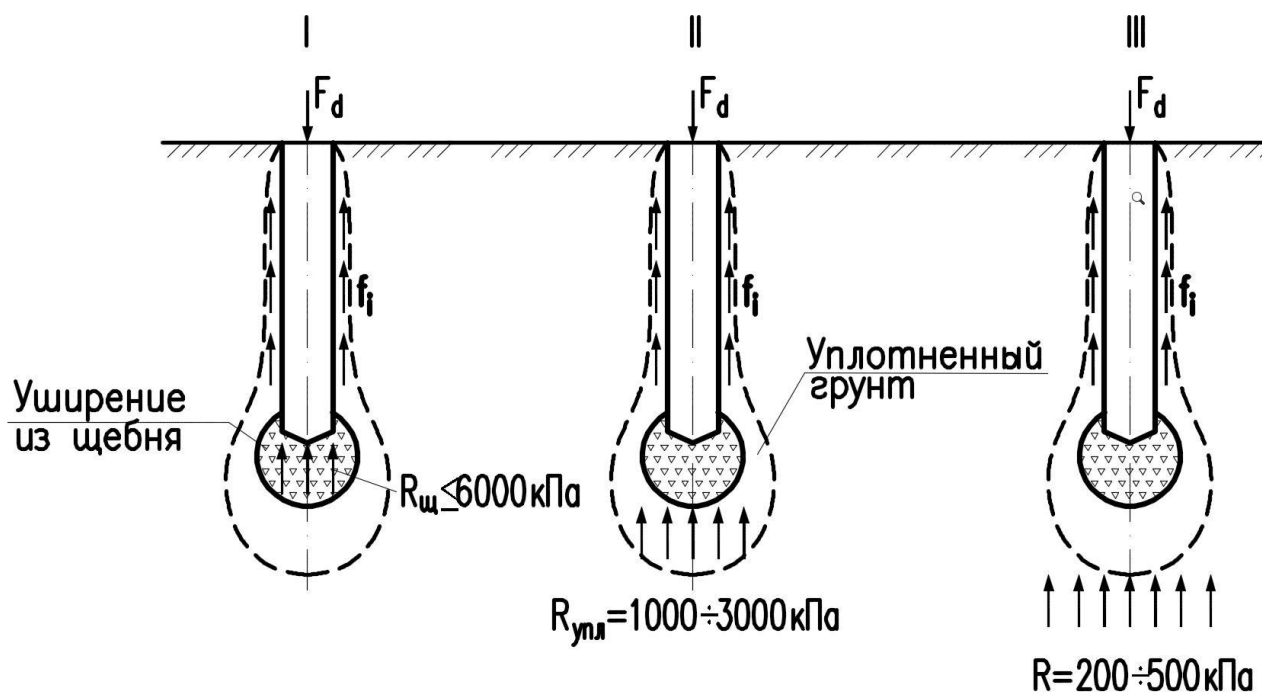


Рисунок 1.6 – Расчетная схема свай в пробитой скважине с уширением:

I – по материалу (щебню); II – по уплотненному слою; III – по грунту естественного сложения

В большинстве случаев на практике определяющей является несущая способность уплотненного слоя грунта под уширением, которая зависит главным образом от площади поперечного сечения уширения и характеристик грунта уплотненной зоны [21, 105].

Несущая способность F_{dR1} жесткого грунтового материала (щебень), втрамбованного в дно скважины, определяется по формуле

$$F_{dR1} = \gamma_c \gamma'_{cR} R_{щ} A, \quad (1.5)$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый равным 1,0;

γ'_{cR} – коэффициент условий работы материала уширения под нижним концом сваи, принимаемый равным 0,8;

$R_{щ}$ – расчетное сопротивление щебня в зависимости от глубины погружения нижнего конца сваи, кПа, принимаемое с коэффициентом $k = 1,5$ по табл. 2 [70], но не более 20 000 кПа;

A – площадь поперечного сечения сваи, м².

Несущая способность F_{dR2} грунта в пределах уплотненной зоны под уширением сваи определяется по формуле

$$F_{dR2} = \gamma_c \cdot \gamma''_{cR} R_{упл} A_y, \quad (1.6)$$

где γ''_{cR} – коэффициент условий работы уплотненного грунта под уширением, принимаемый равным 0,7;

A_y – площадь поперечного сечения уширения по наибольшему сечению:

$$A_y = \frac{\pi D_y^2}{4}, \quad (1.7)$$

где D_y – диаметр уширения, который рекомендуется вычислять в зависимости от объема щебня $V_{щ}$, втрамбованного в дно скважины, но не более $2d$ (d – диаметр ствола сваи):

$$D_y = \sqrt[3]{V_{щ}}; \quad (1.8)$$

$R_{упл}$ – расчетное сопротивление уплотненного грунта под уширением, кПа, которое находится как для забивной сваи по табл. 7.2 СП 24.13330.2021 «Свайные фундаменты» в зависимости от показателя текучести I_L глинистого грунта или крупности песка и глубины заложения пяты уширения. Показатель текучести I_L

глинистого грунта принимается при полном водонасыщении по выражению (но не менее показателя текучести, приведенного в отчете об инженерно-геологических изысканиях):

$$I_L = \frac{\frac{S_{rw}e\gamma_w}{\gamma_s} - \omega_p}{\omega_L - \omega_p}, \quad (1.9)$$

где S_{rw} , γ_s , γ_w – то же, что и в (1.3);

ω_L и ω_p – влажности уплотненного грунта на границе текучести и раскатывания;

e – среднее значение коэффициента пористости уплотненного глинистого грунта:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_{d,mid}} (1 + 0,01\omega) - 1, \quad (1.10)$$

где все обозначения соответствуют формуле (1.1).

Несущая способность грунта природного сложения F_{dR3} , подстилающего уплотненную зону, вычисляется по формуле:

$$F_{dR3} = \gamma_c \gamma_{cR}''' R A_{упл}, \quad (1.11)$$

где γ_{cR}''' – коэффициент условий работы грунта естественного сложения, подстилающего уплотненную зону, принимаемый равным 0,8;

$A_{упл}$ – площадь поперечного сечения уплотненной зоны вокруг уширения, м²:

$$A_y = \frac{\pi D_{упл}^2}{4}; \quad (1.12)$$

здесь $D_{упл}$ – диаметр уплотненной зоны грунта, м, равный [103]

$$D_{упл} = 0,95 D_y \sqrt[3]{\frac{\gamma_{d,упл}}{\gamma_{d,упл} - \gamma_d}} = 2 D_y \eta, \quad (1.13)$$

где η – коэффициент, принимаемый по таблице 1.1.

Таблица 1.1 – Значения коэффициента η

Осредненный удельный вес сухого уплотненной зоны грунта объемный, $\gamma_{d,упл}$, кН/м ³	Коэффициент η при удельном весе сухого грунта естественного соржения γ_d , кН/м ³							
	12,5	13,0	13,5	14,0	14,5	15,0	15,5	16,0
16,0	1,57	1,66	1,76	1,9	2,1	2,4	3,02	-
16,5	1,52	1,6	1,68	1,88	1,92	2,11	2,42	3,24

17,0	1,48	1,54	1,61	1,69	1,8	1,94	2,13	2,57
17,5	1,44	1,49	1,55	1,62	1,71	1,82	1,96	2,07
18,0	1,41	1,45	1,51	1,57	1,64	1,73	1,83	1,98
18,5	1,38	1,42	1,47	1,52	1,58	1,65	1,74	1,85

где $\gamma_{d, \text{упл}}$ – среднее значение удельного веса сухого грунта в пределах уплотненной зоны, но не менее $(\gamma_d + 1,0)$ кН/м³, определяемое по формуле

$$\gamma_{d \text{упл}} = \frac{1}{2} \left(\gamma_d + \frac{S_r \gamma_s \gamma_w}{S_r \gamma_w + W \gamma_s} \right), \quad (1.14)$$

где γ_d – удельный вес сухого грунта в пределах уплотненной зоны, кН/м³;

γ_s – удельный вес минеральных частиц грунта в пределах уплотненной зоны, кН/м³;

S_r – степень влажности уплотненного грунта, принимаемая 0,9;

W – влажность грунта в долях единицы;

γ_w – удельный вес воды, принимаемый равным 10,0 кН/м³;

R – расчетное сопротивление грунта природного сложения, подстилающего уплотненную зону, определяемое как для основания фундаментов мелкого заложения по формуле (5.7) СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений» в зависимости от прочностных характеристик грунта:

$$R = \frac{\gamma_c \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma \gamma_{II} k_z D_{\text{упл}} + M_q \gamma'_{II} d_I + M_c c_{II}), \quad (1.15)$$

где все обозначения стандартные.

Несущую способность F_{df} сваи по боковой поверхности следует определять по формуле

$$F_{df} = \gamma_c u \sum \gamma_{cf} f_i h_i, \quad (1.16)$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, принятый равным 1,0;

u – наружный периметр поперечного сечения ствола сваи, м;

γ_{cf} – коэффициент условия работы грунта по боковой поверхности сваи, учитывающий влияние способа ее устройства в песках и супесях $\gamma_{cf} = 0,8$; в суглинках и глинах при заполнении скважины: литой бетонной смесью и уплотнением вибраторами $\gamma_{cf} = 0,7$, жесткой бетонной смесью и уплотнением трамбовкой $\gamma_{cf} = 0,9$;

f_i – расчетное сопротивление i -го слоя уплотненного грунта основания по боковой поверхности сваи, кПа, принимаемое с учетом вида и способа устройства сваи по табл. 7.3 СП 24.13330.2021;

h_i – толщина i -го слоя уплотненного грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м.

При анализе работы системы «свая – уширение – уплотненная зона – грунт природного сложения» исследования зависимости несущей способности от геометрических характеристик сваи и уширения указывают на незначительное влияние длины сваи в отличие от влияния размеров уширения. Из графика (рисунок 1.7) следует, что удельная несущая способность при увеличении диаметра уширения увеличивается, а при увеличении длины уменьшается. Отсюда можно сделать вывод о нецелесообразности повышения несущей способности сваи за счет длины. Экономически выгоднее увеличивать диаметр уширения, а не длину свай.

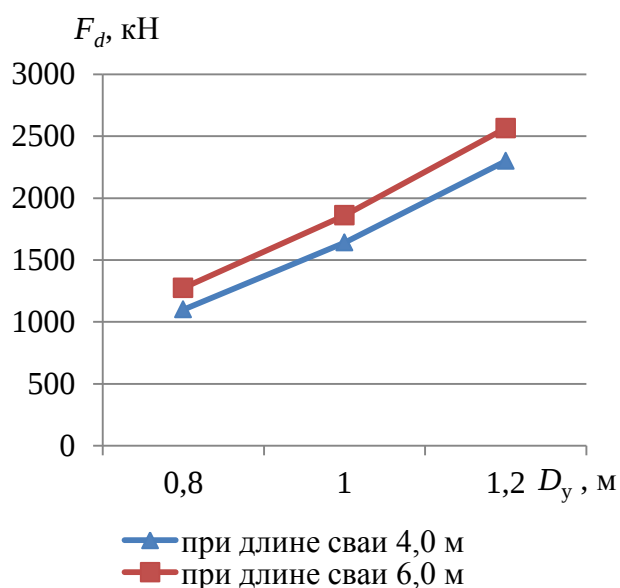


Рисунок 1.7 – Зависимость несущей способности F_d сваи от диаметра уширения D_y

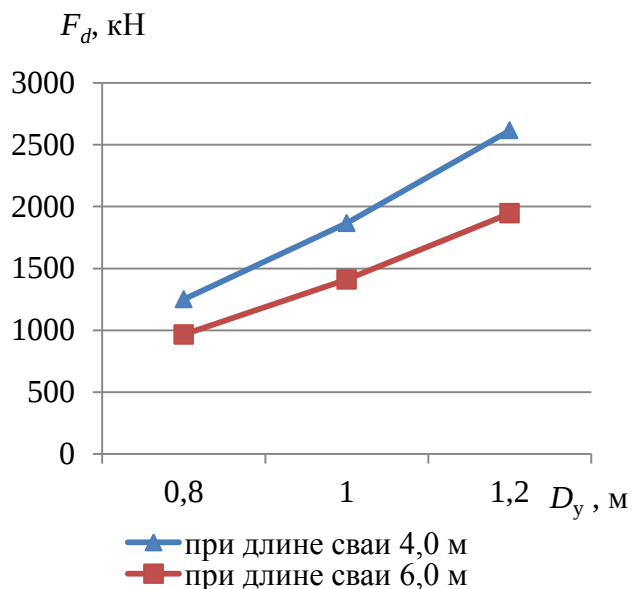


Рисунок 1.8 – Зависимость удельной несущей способности F_d сваи от диаметра уширения D_y

Из графика видно, что несущая способность повышается с увеличением длины сваи и диаметра уширения.

Разница удельных несущих способностей свай в пробитых скважинах с уширением в условиях разных параметров последних с учетом объема бетона показана на рисунке 1.8.

Важнейшим условием обеспечения надежной работы рассматриваемых свай следует считать полевые испытания [84, 112]. Рекомендуется при проектировании учитывать результаты статического зондирования и статических испытаний.

Выводы по 1 главе

1. Сваи в пробитых скважинах, выполняемые по технологии устройства фундаментов в вытрамбованных котлованах являются эффективным и перспективным видом фундаментов для строительства в широком диапазоне грунтовых условиях. Для случаев залегания на площадке водонасыщенных глинистых грунтов и песков устройство таких свай ведется способом «труба в трубе».

2. Особенностью свай в пробитых скважинах с уширением является формирование под уширением из щебня слоя грунта с повышенными прочностными и деформационными характеристиками. Значение последних трудно установить, следовательно имеющиеся методы расчета по двум группам предельного состояния свай в пробитых скважинах недостаточны и требуют уточнения.

3. Проведенный обзор конструктивных решений свай в пробитой скважине с уширением, а также анализ теоретических и экспериментальных исследований позволили сформулировать автору основную цель исследования. Основной целью являются комплексные исследования условий взаимодействия свай в пробитых скважинах с уширением и уплотненного грунтового основания для разработки рекомендаций по расчету и проектированию свай.

ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ СВАЙ В ПРОБИТЫХ СКВАЖИНАХ С УШИРЕНИЕМ И ДЕФОРМИРОВАННОГО ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ

В главе представлены результаты лабораторного, полевого, аналитического и численного экспериментов, определяющих взаимодействие свай в пробитых скважинах с уширением и грунтового основания. Исследования проводились для пылевато-глинистого грунта характерного для региона Поволжья на границе тугопластичной и мягкопластичной консистенции с показателем текучести $I_L = 0,4 \div 0,5$. По результатам исследований уточнена зона уплотненного грунта при пробивке скважины и устройстве уширения из щебня, изучен характер процесса перемещений грунта при устройстве рассматриваемых свай, получена картина формирования уплотненной зон грунтового основания и результаты статических испытаний в полевых условиях ряда площадок.

Для определения фактических характеристик уплотненного грунта под уширением сваи в пробитой скважине проведены полевые исследования грунта методом статического зондирования.

В рамках планирования крупномасштабных экспериментальных исследований исходили из возможности устройства опытных свай, наличия грузовой платформы, гидравлических домкратов грузоподъемностью 200,0 тн, насосной станции, прогибомеров с ценой деления 0,01 мм, реперной системы и другого оборудования. Крупномасштабные испытания свай на нагрузки в диапазоне 1 000,0 ÷ 3 000,0 кН требуют применения грузоподъемных механизмов, землеройной техники, буровой установки и прочего оборудования.

Крупномасштабные экспериментальные исследования проводились на пяти строительных площадках ООО «Новотех», ООО «Регионстрой» и ООО «АкадемПроект» в Московской, Самарской и Курской областях. В процессе натурных исследований решались следующие задачи:

- отрабатывались вопросы технологии устройства свай, в том числе с многоуровневым уширением;
- на завершающем этапе формирования уширения проектного объема выполнялся динамический контроль несущей способности уширения;
- проводились статические испытания свай;
- анализировались результаты статических испытаний, зондирования и динамического контроля несущей способности свай.

2.1. Исследование уплотненного грунта в околосвайной зоне сваи в пробитой скважине с уширением

Исследование околосвайного грунтового основания актуальная, но весьма сложная задача при изучении в натурных условиях, а особенно трудно выполняемая при устройстве свай. Трудности обусловлены наличием уширения из щебня, которое формируется втрамбовыванием последнего в забой скважины. Характер деформаций грунтового основания определялся в лабораторных и полевых условиях.

2.1.1. Лабораторное исследование грунтового основания свай в пробитых скважинах с уширением

Для качественной оценки характера взаимодействия грунтового основания при устройстве сваи в пробитой скважине с уширением проводился лабораторный лотковый эксперимент. Грунтовой лоток представляет собой металлический ящик размерами в плане 70,0×50,0 см с одной стеклянной стенкой. Расстояние между прозрачной и задней стенкой 6,0 см. Лоток заполнялся глинистым грунтом нарушенной структуры. При укладке грунта в лоток через каждые 5,0 см отсыпались меловые полосы. Для фиксации динамики перемещений грунта на стекле белым маркером отрисованы дублирующие линии. Модель сваи выполнена из деревянного бруска с заостренным концом, имитирующего вид трамбовки. В сечении модель прямоугольная с размерами 2,0×5,0 см, длиной 27,0 см (рисунок 2.1). Масштаб принят из соотношения 5,0 см пространственной

модели к 1,0 м реальной величины. Нагрузка на сваю передавалась в соотношении усилий 1:10 с помощью рычага.



Рисунок 2.1 – Модель сваи (трамбовки)

На первом этапе в грунт с помощью рычага погружалась деревянная модель трамбовки для создания скважины (рисунок 2.2). В скважину порциями засыпалась малосжимаемая мраморная крошка фракцией $2,0 \div 4,0$ мм, имитирующая щебень. После засыпки каждой порции крошки слой трамбовался моделью трамбовки. За несколько засыпок и уплотнений формировалось уширение из щебня. Процесс создания уширения велся до того, как диаметр уширения стал соответствовать $2d$, где d – сторона модели сваи.

а)



б)



в)

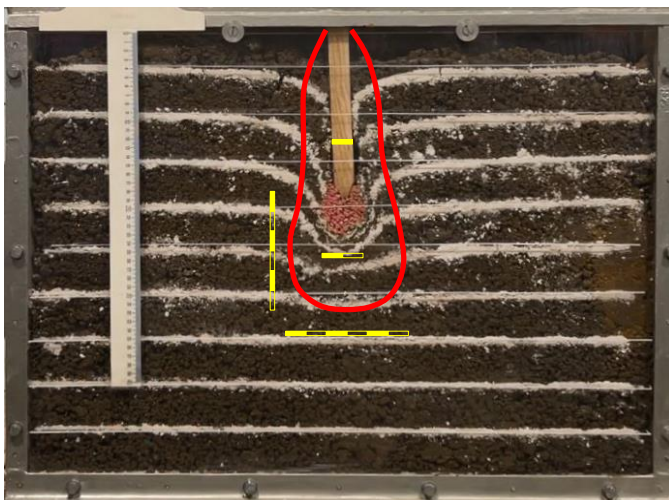


г)



Рисунок 2.2 – Схема моделирования сваи в пробитой скважине с уширением в грунтовом лотке: а) пробивка скважины; б) скважина; в) засыпка щебня, создание уширения; г) модель сваи с уширением.

Для оценки кинематики развития деформаций грунта выделена зона уплотненного грунта, размеры которой определены относительно размера модели сваи (рисунок 2.3). Высота щебня составила d , высота области деформированного грунта $2d$, ширина уплотненной зоны – до $5d$. В большей степени уплотнение грунта развивается в глубину, равную $(1,0 \div 1,2)d$.



- диаметр ствола сваи
- контур уплотненного грунта

Рисунок 2.3 – Результат эксперимента

Рисунок 2.4 – Свая с двухуровневым уширением

После эксперимента с созданием сваи с уширением в одном уровне был выполнен вариант сваи с двухуровневым уширением путем поднятия модели трамбовки, засыпки и утрамбовки новых порций щебня (рисунок 2.4).

Результаты эксперимента подтверждают формирование уширения из щебня в форме шара или эллипсоида, а также создание значительной сжимаемой зоны под уширением. Расчет по деформации грунта необходимо вести для одиночной сваи в пробитой скважине как для условного фундамента мелкого заложения с подошвой в уровне низа уширения. При расчете осадки необходимо учитывать слой уплотненного грунта с повышенными деформационными характеристиками. Для дальнейшего уточнения фактических размеров уширения и характеристик грунтового основания в указанной зоне выполнено статическое зондирование на площадке строительства.

2.1.2. Исследование грунтового основания сваи в пробитой скважине с уширением методом статического зондирования после

Исследование грунтового основания при устройстве сваи в пробитой скважине с уширением было выполнено в натурных условиях на объекте ООО «АкадемПроект». На площадке строительства производственного здания по ул. Новозаводской в Автозаводском районе г. Тольятти Самарской области проведено статическое зондирование основания сваи в пробитой скважине с уширением:

- 1) под уширением после завершения устройства уширения из щебня (рисунок 2.5а);
- 2) вдоль боковой поверхности сваи и уширения после бетонирования сваи (рисунок 2.5б).

а)



б)



в)



г)

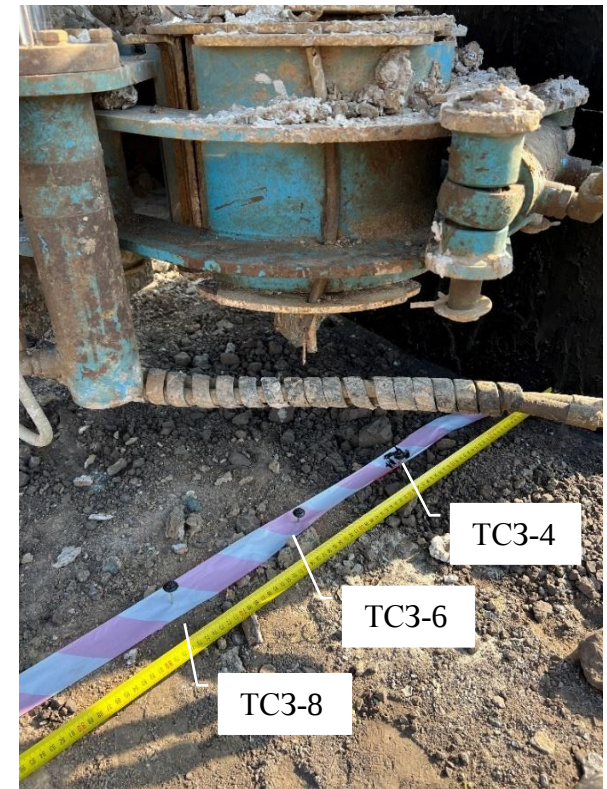


Рисунок 2.5 – Проведение статического зондирования грунта а) под уширением на этапе формирования уширения; б) вдоль боковой поверхности сваи и уширения после устройства сваи в пробитой скважине с уширением целиком

Разрез площадки представлен следующими инженерно-геологическими элементами (ИГЭ):

ИГЭ-1. Чернозем суглинистый полутвердой консистенции. Мощность слоя почвенно-растительных грунтов от 0,8 м до 2,0 м.

ИГЭ-2. Суглинок тугопластичной консистенции, непросадочный, имеет развитие по всей территории участка в интервале глубин от 0,8 м до 8,5 м. Мощность слоя от 6,0 м до 8,6 м.

ИГЭ-3. Супесь твердой консистенции с линзами и прослойками песка и суглинка, непросадочная, залегает выдержанными слоями в интервале глубин 7,2÷11,0 м и 14,2÷17,0 м.

ИГЭ-4. Песок мелкий, маловлажный, средней плотности, с прослоями плотного песка и супеси. Интервал глубины залегания верхнего песчаного слоя от 10,0 м до 14,7 м. Подошва нижнего слоя песка до глубины 23,0 м не вскрыта.

Основные физико-механические характеристики грунта представлены послойно в таблице 2.1.

Таблица 2.1 – Физико-механические характеристики грунта

№ИГЭ	Наименование	Удельный вес грунта	Удельный вес сухого грунта	Коэффициент пористости	Влажность	Показатель текучести	Угол внутреннего трения	Удельное сцепление	Модуль деформации
		кН/м ³		д.ед.	%	д.ед.	град.	кПа	МПа
1	Насыпной грунт	15,0	-	-	-	-	-	-	-
2	Суглинок тугопластичный	18,4	16,0	0,78	16,8	0,4	17	21	12
3	Супесь твердая	19,3	17,0	0,70	16,9	0,32	24	22	17
4	Песок мелкий	16,5	16,4	0,64	5	-	30	0	24

На площадке запроектированы и выполнены сваи в пробитых скважинах с уширением СПСУ6-53/1,0 длиной 6,0 м, диаметром ствола сваи $d = 0,53$ м, диаметром уширения $D_y = 2d = 1,0$ м. Несущим слоем служит ИГЭ-2 суглинок тугопластичный со следующими характеристиками: удельный вес грунта

$\gamma = 18,4 \text{ кН/м}^3$, угол внутреннего трения $\varphi = 17,0^\circ$, показатель текучести $I_L = 0,4$, модуль деформации $E = 12,0 \text{ МПа}$, удельное сцепление $c = 21,0 \text{ кПа}$. Геологический разрез с привязкой сваи в пробитой скважине с уширением представлен на рисунке 2.6.

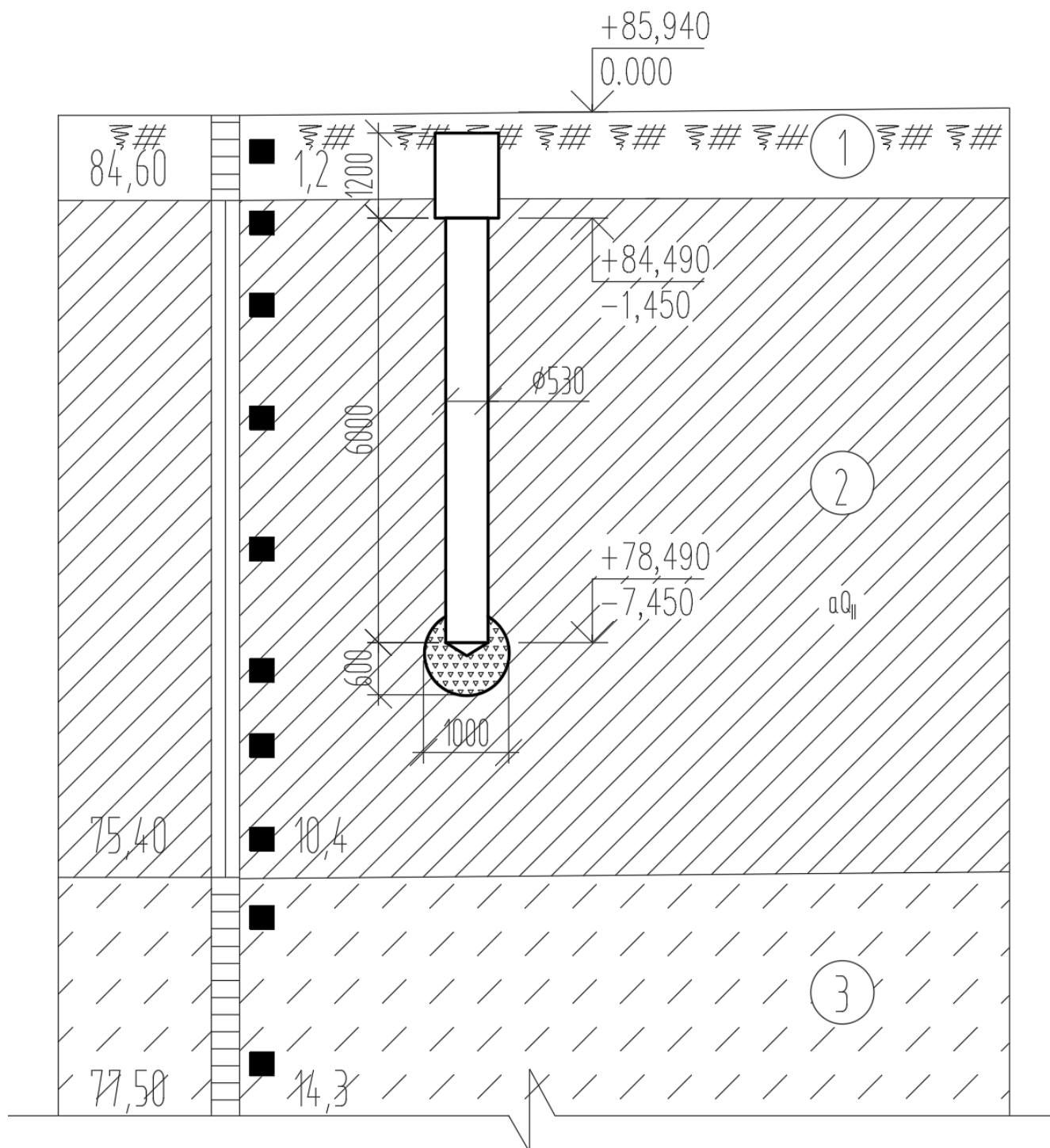


Рисунок 2.6 – Фрагмент геологического разреза площадки строительства
с привязкой фундамента

Статическое зондирование производилось установкой УРБ-51 зондом II типа в соответствии с ГОСТ 19912-2012 «Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием». Фактические размеры зоны уплотнения грунта определялись зондированием в восьми точках по двум направлениям по схеме, представленной на рисунке 2.7. Точка зондирования №1 находилась по оси симметрии скважины и уширенного ядра, точка №2 на расстоянии 20,0 см от центра скважины также в контуре последней. Точки №№3-8 выполнены за контурами скважины и уширения из щебня в двух направлениях на расстоянии 20,0 см друг от друга, чтобы уменьшить взаимовлияние деформаций грунта в ходе зондирования.

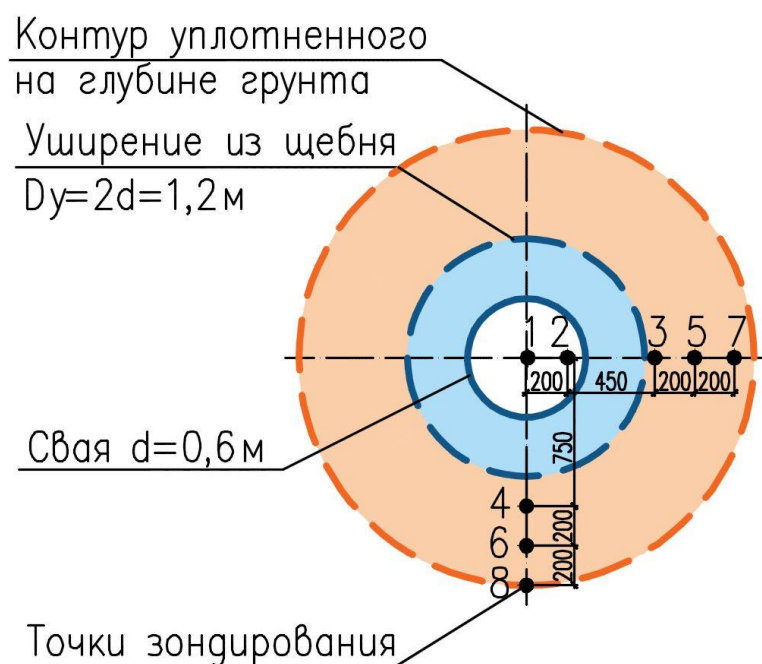


Рисунок 2.7– Схема точек зондирования в контуре сваи и предполагаемой зоны уплотнения грунта

На первом этапе выполнены пробивка скважины на проектную глубину, засыпка в забой скважины щебня объемом $V_{щ} = 1,0 \text{ м}^3$ с последующим трамбованием и созданием уширения. Данные зондирования точек №№1-2 получены в результате погружения зонда диаметром 36,0 мм через отверстие диаметром 90,0 мм, пробуренное через центр уширения из щебня (рисунок 2.8).

По данным зондирования получены значения удельных сопротивлений грунта под конусом зонда и по муфте трения, угла внутреннего трения, удельного сцепления, модуля деформации грунта (приложение А).

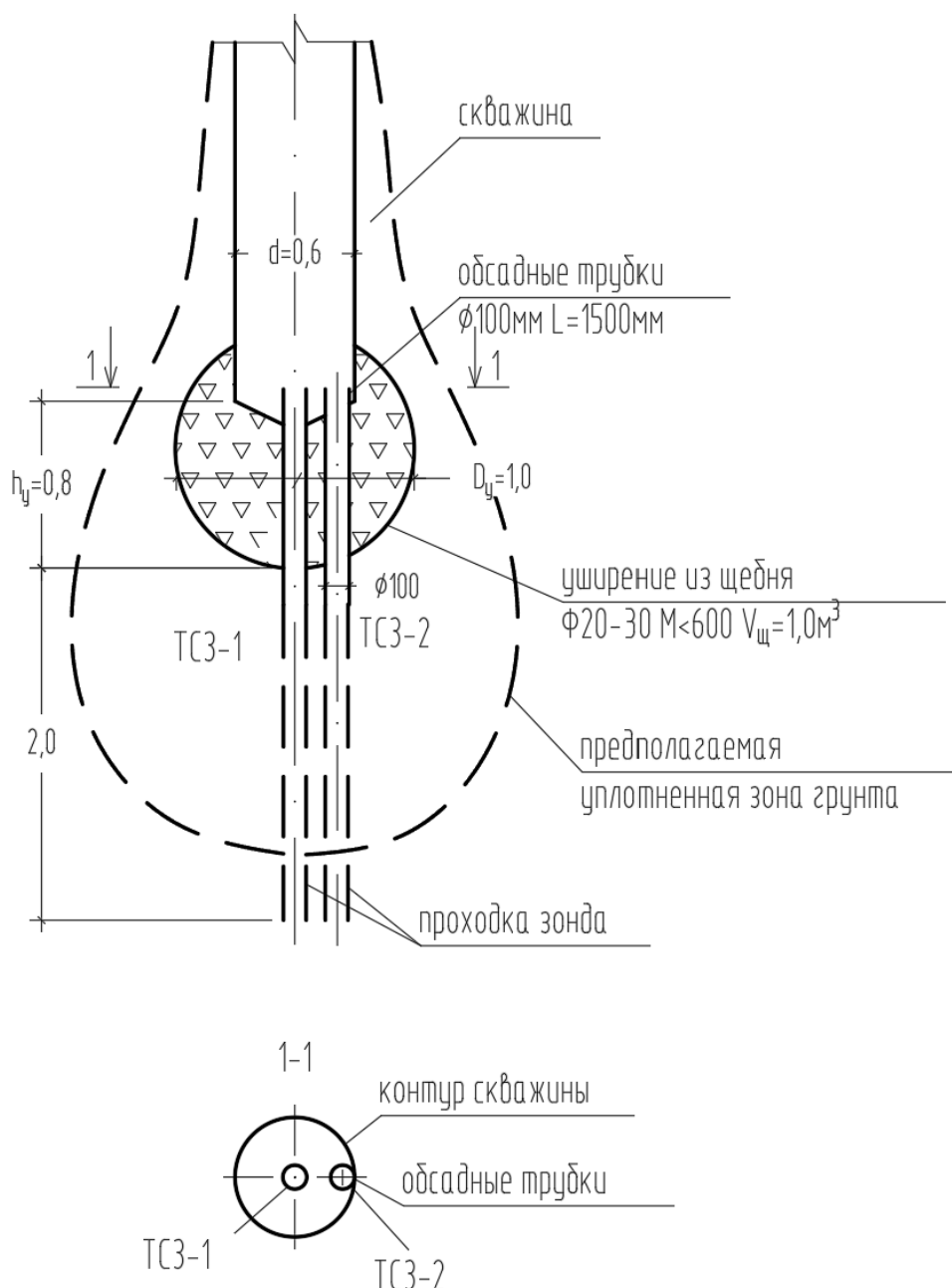


Рисунок 2.8 – Схема проходки зонда через центр скважины и уширения из щебня

На втором этапе смонтирован каркас сваи, скважина забетонирована, выполнен стальной ростверк под колонну. Проведено статическое зондирование в точках №№3-8 по схеме рисунка 2.7.

Согласно пособию [93] за нижнюю границу уплотненной зоны принимается глубина, на которой удельный вес сухого грунта достигает значения $16,0 \text{ кН/м}^3$. В

данном исследовании уплотненная зона выделяется по графику изменения сопротивления грунта под конусом зонда с глубиной (рисунок 2.9). Выполнено сравнение с данными технического отчета по инженерно-геологическим изысканиям, проводившимся до начала проектирования на площадке строительства (приложение Б).

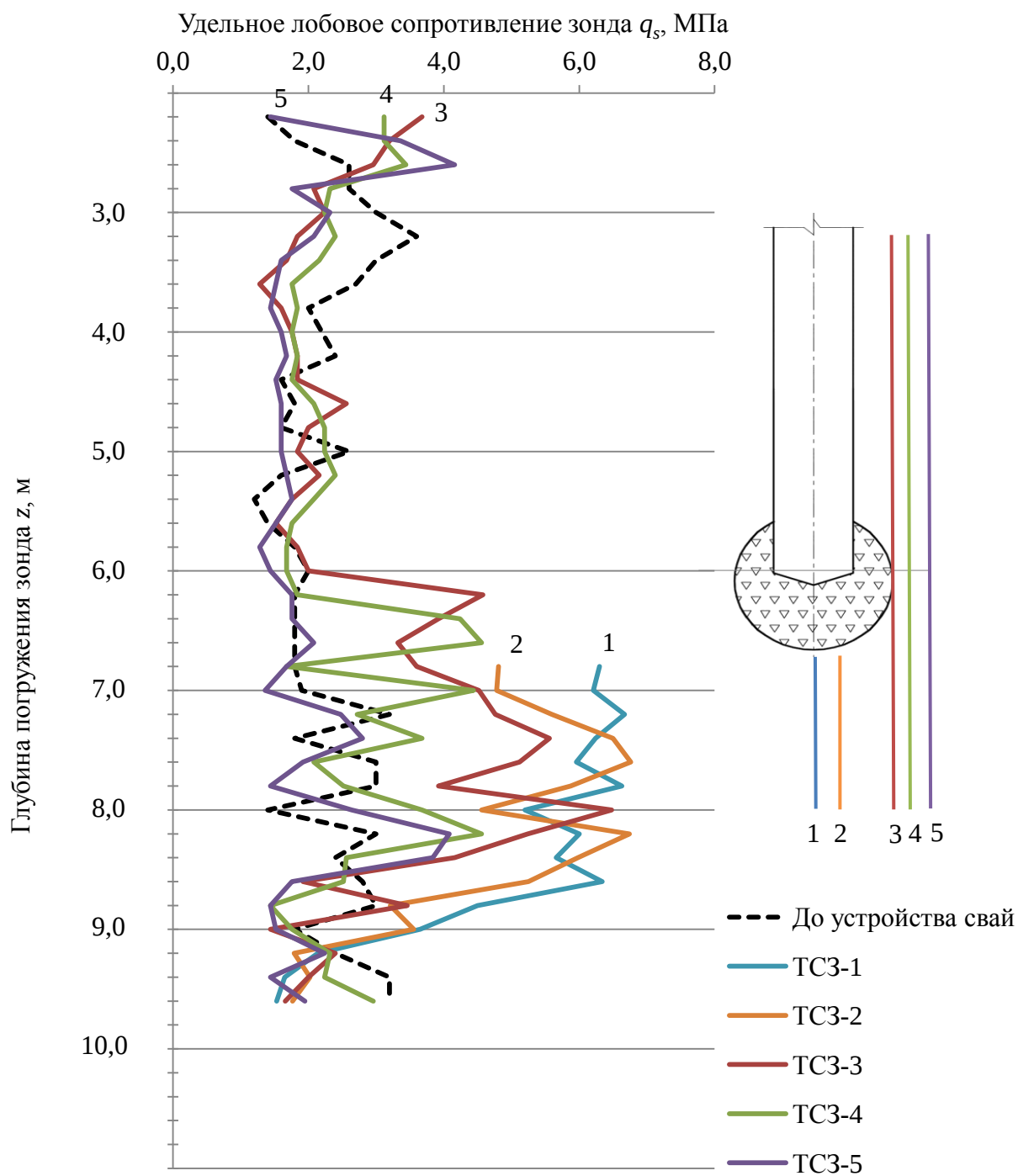


Рисунок 2.9 – График изменения сопротивления грунта под конусом зонда q_s с глубиной погружения зонда

По данным графика (рисунок 2.9) для точек зондирования ТСЗ-1, ТСЗ-2 под ядром уширения и ТСЗ-3 рядом с уширением отмечается значительное повышение удельного сопротивления грунта под конусом зонда $q_s = 5,0 \div 6,5$ МПа на глубину до 1,8 м от проектной отметки уширения и на ширину до 0,8 м от центра сваи в пробитой скважине с уширением. По сравнению с данными статического зондирования до начала устройства сваи $q_s = 1,2 \div 2,8$ МПа и наблюдается различие в 3,0 раза. С позиции надежности для дальнейших расчетов высоту уплотненной зоны рекомендуется принимать $h_{упл} = 1,2D_y = 1,2$ м.

Особый интерес представляет изменение сопротивления грунта под конусом зонда и модуля деформации в областях предполагаемого уплотнения основания. Полученные для восьми точек средние значения указанных характеристик приведены в таблицах 2.2 и 2.3. Выполнено сравнение с данными технического отчета по инженерно-геологическим изысканиям, проведенным на площадке строительства до начала проектирования.

Таблица 2.2 – Средние значения удельного сопротивления грунта под конусом зонда

	Среднее удельное сопротивление грунта под конусом зонда q_s , МПа, в точках зондирования после устройства сваи								
	0*	1	2	3	4	5	6	7	8
Суглинок на глубине 0,0÷6,0 м	2,05	-	-	2,2	2,0	2,0	2,0	1,8	1,8
Суглинок вдоль уширения из щебня на глубине 6,0÷6,6 м	1,84	-	-	4,1	3,0	2,5	2,6	1,9	2,0
Суглинок под уширением на глубине от 6,6 до 7,8 м	2,43	5,84	5,69	4,8	3,4	2,9	2,7	2,1	2,2

0* - данные по результатам статического зондирования, приведенные в отчете об инженерно-геологических изысканиях до начала проектирования

Таблица 2.3 – Средние значения модуля деформации грунта

	Средний модуль деформации грунта E , МПа, в точках зондирования после устройства свай								
	0	1	2	3	4	5	6	7	8
Суглинок на глубине 0,0÷6,0 м	12,0	-	-	15,1	14,0	12,5	13,8	12,0	12,1
Суглинок вдоль уширения из щебня на глубине 6,0÷6,6 м		-	-	26,9	21,2	15,4	15,5	13,6	13,7
Суглинок под уширением на глубине от 6,6 до 7,8 м		33,7	28,6	27,5	23,6	21,0	18,8	15,4	14,6

0* - данные, приведенные в отчете об инженерно-геологических изысканиях до начала проектирования

В пособии [93] и в рекомендациях по устройству фундаментов в вытрамбованных котлованах [101] для уплотненных грунтов с удельным весом сухого грунта не менее $16,5 \text{ кН/м}^3$ при отсутствии данных испытаний допускается принимать значения модулей деформации для суглинка природной влажности 25,0 МПа, при водонасыщении 20,0 МПа. По территориальным строительным нормам [МГСН] при степени уплотнения 0,95 модуль деформации суглинка природной влажности принимается 30,0 МПа и в водонасыщенном состоянии 25,0 МПа, при степени уплотнения 0,92 – 25,0 МПа и 20,0 МПа соответственно.

По данным таблицы 2.3 среднее значение модуля деформации в зоне уплотненного грунта диаметром до 1,6 м (по ТСЗ-4) составило $E_{\text{упл.ср}} = 28,3 \text{ МПа}$, что сопоставимо с рекомендациями. Для дальнейших расчетов рекомендуется принять $E_{\text{упл}} = 25,0 \text{ МПа}$.

Визуально распределение значений удельного сопротивления грунта под конусом зонда и модуля деформации в околосвайной зоне представлено на рисунках 2.10 и 2.11. При диаметре уширения $D_y = 1,0 \text{ м}$ ниже уширения высокое значение сопротивления грунта под конусом зонда 4,0÷7,0 МПа развивается в глубину до 1,8 м и в боковые стороны до ТСЗ-5, что соответствует ширине от центра сваи 1,0 м, при диаметре уширения $D_y = 1,0 \text{ м}$.

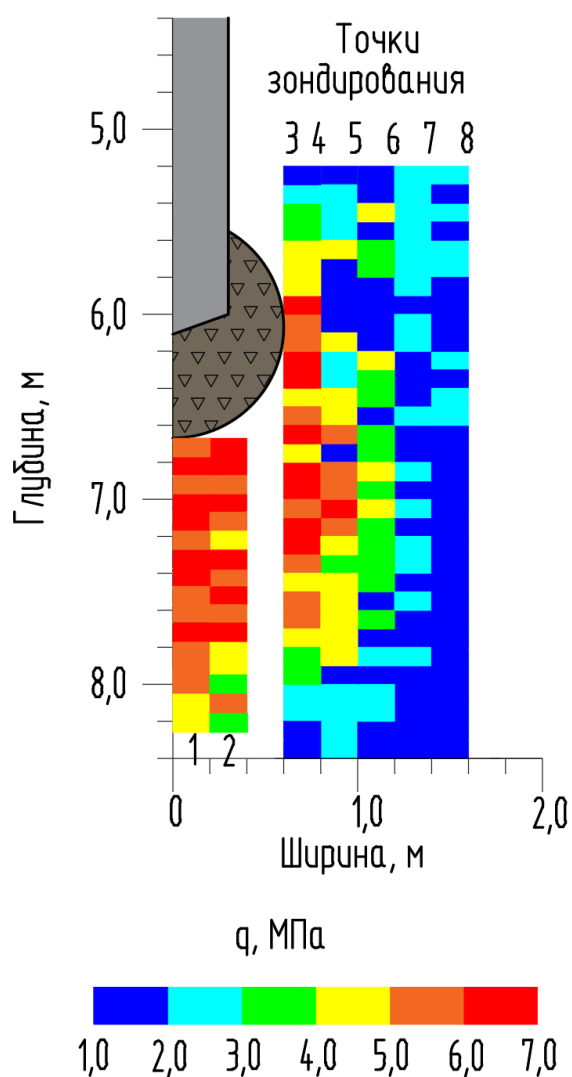


Рисунок 2.10 – Диаграмма распределения значений удельного сопротивления под конусом зонда q_s

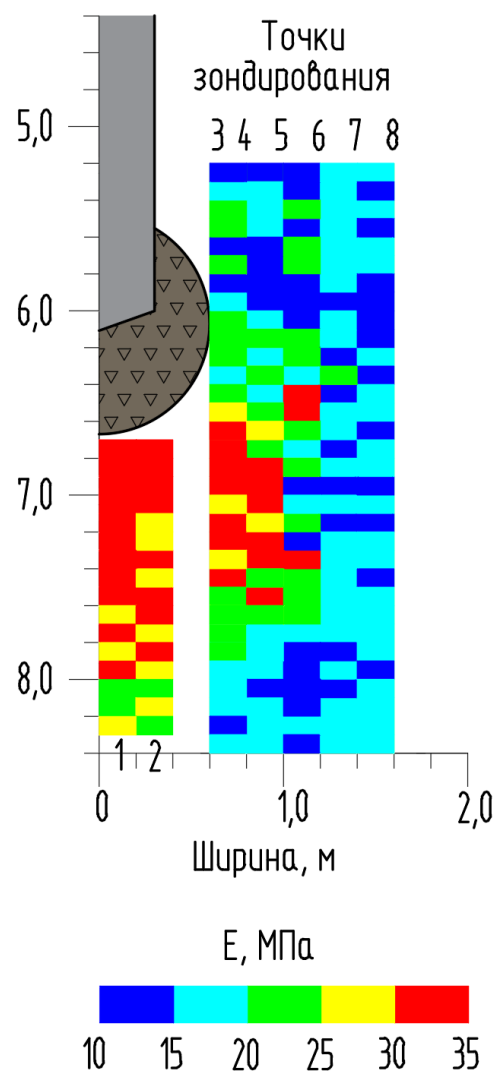


Рисунок 2.11 – Диаграмма распределения значений модуля деформации E грунта вокруг сваи в пробитой скважине с уширением

По данным зондирования возможно оценить расчетное сопротивление уплотненного грунта под уширением в зависимости от сопротивления грунта погружению конуса. Существует несколько рекомендованных методик. По указанию территориальных норм г. Москвы [85] предлагается для уплотненных суглинков формула:

$$R = 0,1q_s, \quad (2.1)$$

где q_s принимается средним для слоя грунта толщиной равно ширине фундамента, что в данном случае соответствует $D_y = 1,0$ м.

В [105] приводится формула, выведенная НИИ-промстроем:

$$R = 0,14\gamma_{c1}\gamma_{c2}\sqrt{q_s}, \quad (2.2)$$

где γ_{c1} , γ_{c2} – коэффициенты условий работы грунта, принимаемые по таблице 5.4 [СП 22].

При определении расчетного сопротивления уплотненного грунта под уширением по формуле 5.7 [111] как для фундамента мелкого заложения, где ширина подошвы фундамента равна диаметру уширения D_y , воспользовались полученными из данных статического зондирования значениями прочностных характеристик ϕ и c . Полученные значения сведены в таблицу 2.4.

Таблица 2.4 – Расчетное сопротивление уплотненного грунта под уширением сваи

По МГСН 2.07-01	490 кПа
По методике НИИ-промстроя	390 кПа
По СП 22.13330.2016	670 кПа

Отмечается значительный разброс полученных значений, что затрудняет определение осадки одиночной сваи в пробитой скважине с уширением по схеме линейно-деформируемого полупространства, так как должно выполняться условие расчета $P \leq R$, где R – величина расчетного сопротивления уплотненного грунта в уровне подошвы уширения.

2.2. Оценка несущей способности сваи в пробитой скважине с уширением по результатам полевых испытаний

Наиболее достоверная оценка несущей способности свай достигается в результате полевых испытаний. Согласно СП 24.13330.2021 несущая способность свай в полевых условиях может быть определена: статическими испытаниями; динамическими испытаниями; испытаниями грунтов эталонной сваей; статическим зондированием. Наиболее достоверными методами принято считать статические испытания и статическое зондирование, что и положено автором в основу при планировании экспериментов по исследованию несущей способности сваи в пробитой скважине с уширением в различных грунтовых условиях.

Статические испытания свай и статическое зондирование являются обязательными при устройстве фундаментов с применением свай в пробитой скважине с уширением и должны проводиться по ГОСТ 5686-2020 «Грунты. Методы полевых испытаний сваями» и СП 24.13330.2021.

Используя имеющиеся данные статического зондирования из технического отчета по инженерно-геологическим изысканиям на площадке строительства (Приложение Б) несущая способность определялась с использованием коэффициентов перехода $\beta_1 = 0,8$ $\beta_2 = 1,45$ (таблица 7.16 [114]) от удельных сопротивлений грунта под конусом $q_c = 2600,0$ кПа и по муфте зонда $f_s = 24,0$ кПа к предельным значениям сопротивления грунта под уширением свай в пробитой скважине $R_s = 2080,0$ кПа и вдоль боковой поверхности свай $f = 34,8$ кПа. Согласно формуле (7.27) [114] при площади уширения $A_y = 0,8$ м², длины окружности сечения свай $u = 1,66$ м несущая способность свай в пробитой скважине с уширением определяется из выражения:

$$F_d = R_s A_y + f h u = 2080,0 \cdot 0,8 + 34,8 \cdot 6,6 \cdot 1,66 = 2045 \text{ кН}, \quad (2.3)$$

Расчетно-допустимая нагрузка на сваю определяется из выражения [114]

$$N_{\text{рд}} = \frac{F_d}{\gamma_{c,g} \gamma_n}, \quad (2.4)$$

где γ_n – коэффициент надежности, зависящий от ответственности сооружения, принимаемый по ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований». В данном случае для здания нормального уровня ответственности КС-2 коэффициент надежности составляет $\gamma_n = 1,0$;

$\gamma_{c,g}$ – коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1,25, так как несущая способность свай определена по результатам статического зондирования.

Следовательно, расчетно-допускаемая нагрузка на сваю составит

$$N_{\text{рд}} = \frac{2045,0}{1,0 \cdot 1,25} = 1635,0 \text{ кН}.$$

Полевые испытания вертикальной вдавливающей статической нагрузкой рекомендуется проводить до начала работ по массовому устройству свай с целью уточнения несущей способности свай. При необходимости выполняют корректировку проектных решений, включающих схему расположения свай,

длину и диаметр последних [86]. По результатам проведения статических испытаний получают данные о расчетно-допускаемой нагрузке на сваю, которую сравнивают с расчетным значением.

В соответствии с проектом испытанию подвергались две сваи СПСУ6-53/1,0. Устройство свай в пробитой скважине с уширением выполнялось в 2024 г. Материал свай – бетон класса В20W6. При испытаниях опытных свай загрузку осуществлялось гидравлическим домкратом марки ДГ-200 грузоподъемностью 200,0 т. Нагружение свай производилось путем упора домкрата в грузовую платформу (ферму) (рисунок 2.12, рисунок 2.13). Контроль за перемещением опытного фундамента велся с помощью двух прогибомеров с ценой деления 0,01 мм.



Рисунок 2.12 – Фрагмент статических испытаний

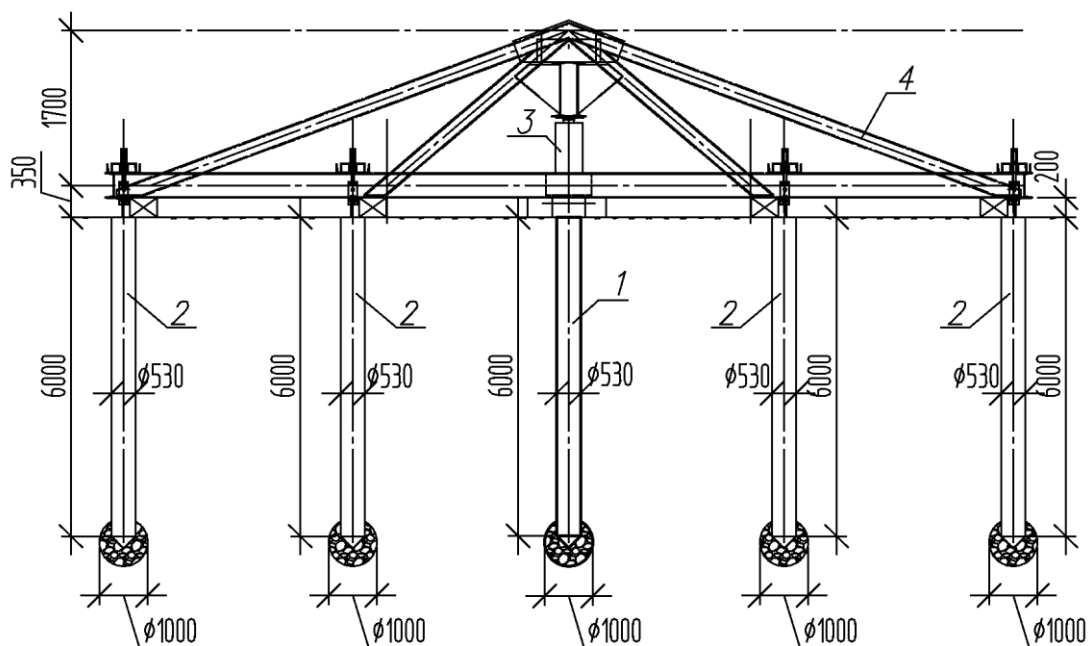


Рисунок 2.13 – Схема статического испытания сваи в пробитой скважине с уширением

Схема реперов показана на рисунке 2.14. Для контроля давления в системе использовался тарированный манометр. Согласно ГОСТ 5686-2020 испытания свай ведутся до нагрузки, превышающей расчетно-допустимую в 1,5 раза, или до общей осадки сваи не менее 40 мм. В данном эксперименте нагружение велось до момента срыва сваи, когда вертикальное перемещение сваи при следующей ступени нагружения резко и значительно увеличивается и не стабилизируется продолжительное время.

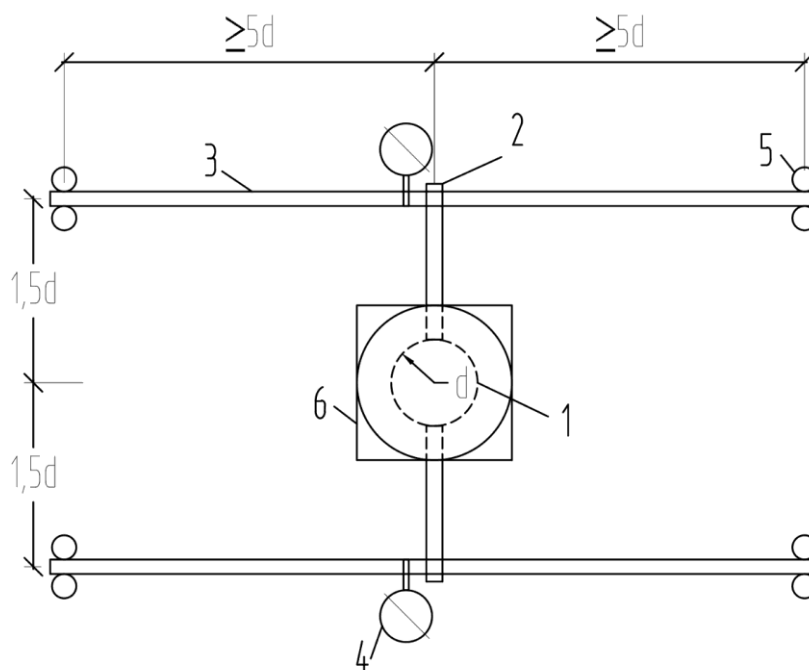


Рисунок 2.14 – Схема обеспечения контроля за перемещениями опытной сваи:

- 1 – контур опытной сваи; 2 – подвижный репер, заделанный в сваю;
 3 – неподвижный репер; 4 – прогибомер; 5 – опоры реперной системы,
 заделанные в грунт; 6 – оголовок опытной сваи

Результаты испытаний заносили в таблицы отсчетов за перемещениями испытуемой сваи относительно двух неподвижных реперов (приложение В). По указанным данным строили графики зависимости осадки сваи S от нагрузки F .

При проведении статических испытаний двух свай достигнута средняя осадка 39,0 мм, а максимальная нагрузка на сваю, зафиксированная на манометре, составила для СПСУ-1 1 700,0 кН, для СПСУ-2 1 830,0 кН. За частное значение предельного сопротивления сваи F_u вдавливающей нагрузке принята нагрузка, под воздействием которой фундамент получит осадку S , равную

$$S = \zeta \cdot S_u, \quad (2.5)$$

где S_u – предельно допускаемая осадка, равная 120,0 мм [114];

ζ – реологический коэффициент, учитывающий отличие условий кратковременных испытаний от условий работы фундамента в процессе эксплуатации и составляющий 0,2.

Тогда

$$S = 0,2 \times 120 = 24,0 \text{ мм.}$$

Из графика (рисунок 2.15) следует, что выше определенное значение осадки опытная СПСУ-1 достигла при нагружении $F_1 = 1\,250,0$ кН. Указанную величину принимаем за несущую способность сваи $F_d = 1\,250,0$ кН. С учетом коэффициента надежности по грунту, принимаемого равным $\gamma_{c,g} = 1,2$ при вычислении несущей способности сваи по результатам полевых испытаний статической нагрузкой, расчетно-допускаемая нагрузка на сваю составит

$$N_{рд} = \frac{1250,0}{1,0 \cdot 1,2} = 1040,0 \text{ кН.}$$

Для опытной СПСУ-2 из графика (рисунок 2.15) $F_d = 1\,460,0$ кН и $N_{рд} = 1\,215,0$ кН.

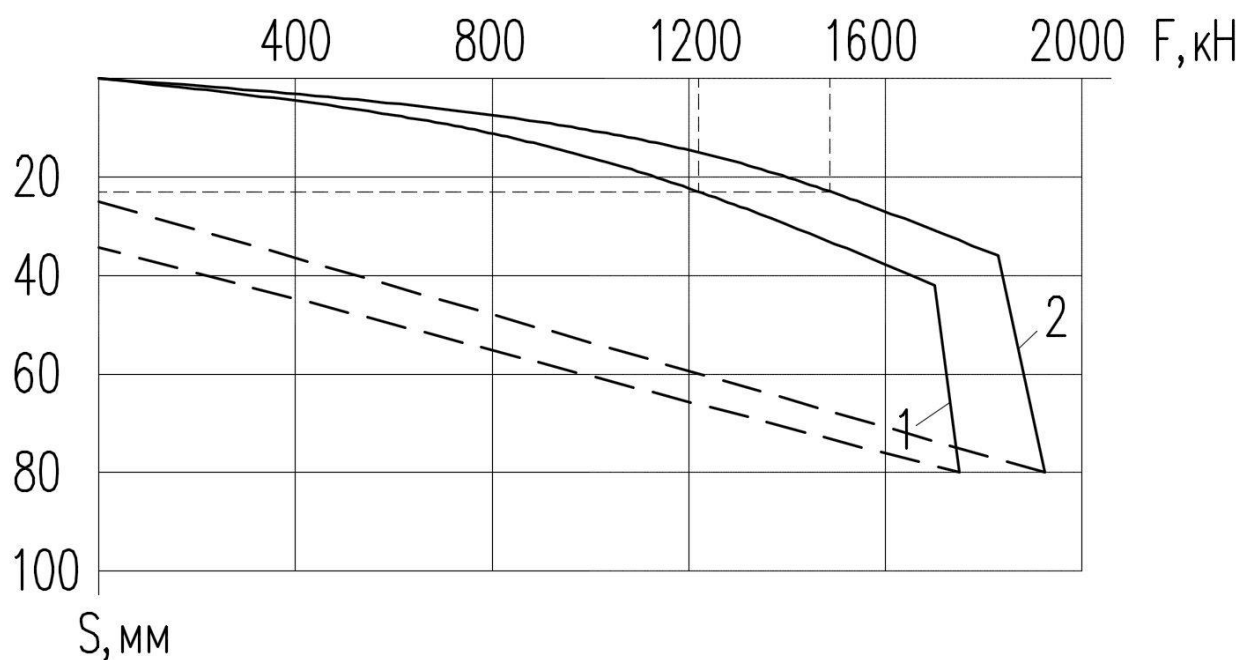


Рисунок 2.15 – Зависимость осадки сваи от нагрузки $S=f(F)$:

1 – свая СПС-1, 2 – свая СПС-2

Достижение грунтом предельного состояния, соответствующего исчерпанию несущей способности сваи, сопровождается эффектом «срыва» сваи – явлением, при котором наблюдается неограниченное возрастание перемещений сваи без увеличения приложенной нагрузки. Согласно ГОСТ 5686-2020 несущая способность сваи определяется не только по моменту возникновения «срыва», но

и на основе допустимой величины осадки, установленной для проектируемого сооружения, что весьма спорно [35]. Величина предельно-допускаемой осадки проектируемого объекта, в свою очередь, зависит от конструктивных особенностей здания или сооружения. Известно, что согласно СП 22.13330.2016 допускаемые осадки изменяются в диапазоне от 100,0 до 200,0 мм. Из указанного следует, что по графикам (рисунок 2.15) опытные сваи имеют несколько значений несущих способностей для осадок $S_u = 100,0; 120,0; 150,0$ и $200,0$ мм. К примеру, для СПСУ-1 при $S_{u1} = 100,0$ мм $S = 100 \cdot 0,2 = 20,0$ мм $\rightarrow F_1 = 1\,000,0$ кН, а при $S_{u2} = 200,0$ мм $S = 200 \cdot 0,2 = 40,0$ мм $\rightarrow F_2 = 1\,650,0$ кН. Таким образом, по указанному ГОСТ 5686-2020 одна и та же свая имеет два значения несущей способности.

Автор считает более достоверным в рамках исследования при оценке несущей способности опытных свай за величину предельного сопротивления СПСУ-1 принять нагрузку, соответствующую точке срыва, с понижающим коэффициентом в запас надежности (рисунок 2.15):

$$F_d = 1\,700,0 \cdot 0,85 = 1\,445,0 \text{ кН.}$$

Следовательно,

$$N_{рд} = \frac{1445,0}{1,0 \cdot 1,2} = 1200,0 \text{ кН.}$$

Согласно расчетной схеме (рисунок 2.6) для суглинка тугопластичного с показателем текучести $I_L = 0,4$ по табл. 7.2 и 7.3 СП 24.13330.2021 расчетные сопротивления составляют $R = 2\,260,0$ кПа, $f_{i,ср} = 27,0$ кПа,. При площади уширения $A_y = 0,8 \text{ м}^2$ несущая способность сваи в пробитой скважине с уширением определяется из выражения

$$F_d = \gamma_c(\gamma_{cR}RA_y + u\sum\gamma_{ci}f_ih_i) = 1,0 [1,0 \cdot 2\,260,0 \cdot 0,8 + 1,66 \cdot 1,0 \cdot 27,0 \cdot 6,6] = 1\,808,0 + 296,0 = 2\,100,0 \text{ кН.}$$

Расчетно-допускаемая нагрузка на сваю с учетом коэффициента надежности по грунту, принятого 1,4 для расчетного метода определения несущей способности, составляет

$$N_{рд} = \frac{2100,0}{1,0 \cdot 1,4} = 1500,0 \text{ кН.}$$

Для сравнения результатов расчетов составлена таблица 2.5

Таблица 2.5 – Результаты расчета несущих и допустимых нагрузок на сваю, определенные различными методами

Методы определения несущей способности	Несущая способность F_d , кН	Коэффициент надежности $\gamma_{c,g}$	Расчетно-допускаемая нагрузка на сваю $N_{рд}$, кН
Статическое зондирование	2 045,0	1,25	1 635,0
Статическое испытание (при $S = 240$ мм)	1 250,0	1,2	1 040,0
Статическое испытание до срыва	1 445,0	1,2	1 200,0
Расчетный метод СП 24.13330.2021	2 100,0	1,4	1 500,0

Согласно рекомендациям СП 24.13330.2021 при проектировании принимается нагрузка $N_{рд} = 1 200,0$ кН, полученная по результатам статических испытаний.

Для рассмотренного примера при дальнейшем расчете осадки сваи в пробитой скважине с уширением следует расчетную нагрузку N_{II} на сваю принимать с понижающим осредненным коэффициентом из условия

$$N_{II} = N_I / 1,15 \leq N_{рд} = 1 200,0 \text{ кН.}$$

Давление под уширением определяется за вычетом несущей способности боковых граней сваи, деленной на коэффициент надежности:

$$F_{оп} / (1,15 \cdot 1,4) = 296,0 / (1,15 \cdot 1,4) = 180,0 \text{ кН.}$$

Для оценки количественного результата натурных испытаний наряду с результатами, полученными автором при проведении полевых исследований, для анализа методов определения несущей способности использовалась база данных результатов испытаний ООО «Новотех», сведенных в таблицу 2.6. Сравнивались расчетные и экспериментально полученные значения расчетно-допустимой нагрузки сваи в пробитой скважине с уширением по результатам статических испытаний и статического зондирования.

Таблица 2.6 – Результаты определения несущей способности свай в пробитой скважине с уширением различными методами на объектах ООО «Новотех»

Конструкция свай			Грунт вдоль боковой поверхности	Характеристики грунта под уширением					Несущая способность свай			Нормативные значения осадки		Расчетно-допускаемая нагрузка		
Длина свай	Диаметр ствола свай	Диаметр уширения		Наименование грунта и показатель текучести	Удельный вес	Удельное сцепление	Угол внутреннего трения	Модуль деформации	По расчету	По результатам статических испытаний	По результатам статического зондирования	Предельная	С реологическим коэффициентом	По расчету	По результатам статических испытаний	По результатам статического зондирования
м				γ кН/м ³	c кПа	φ °	E мПа	F_d кН			S_u	$S_u \cdot \zeta$	$N_{рд}$ кН			
Торговый центр "Радуга", г. Железногорск, Курская область, 2017 год																
4,0	0,53	1,0	Глина $I_L=0,5$	Глина $I_L=0,25$	18,0	20,0	15,0	16,0	785	795	695	150	300	560	660	555
6,0	0,53	1,0							805	790	710	150	300	580	660	570
Складской комплекс, г. Домодедово, Московская область, 2014 год																
4,0	0,53	0,8	Глина $I_L=0,45$	Суглинок $I_L=0,2$	19,0	15,0	17,0	13,0	1 175	1 250	1 025	120	240	840	1 040	820
5,0	0,53	0,8							1 220	1 250	1 030	120	240	870	1 040	830
Складской комплекс, д. Литвиново, Солнечногорский район, Московская область, 2014 год																
3,0	0,53	0,9	Суглинок $I_L=0,4$	Глина $I_L=0,3$	18,3	25,0	14,0	15,0	1 300	1 300	1 125	150	300	930	1 080	900
7,0	0,53	0,9							1 875	1 715	1 580	150	300	1 340	1 430	1 270
3,0	0,53	1,0							1 245	1 300	1 050	150	300	890	1 080	840
Жилой дом переменной этажности по ул. Энгельса, г. Сызрань, Самарская область, 2016 год																
5,0	0,63	1,2	Глина $I_L=0,45$	Песок мелкий	20,0	0	40,0	41,0	2 130	1 980	1 810	120	240	1 500	1 650	1 450
5,0	0,63	1,2							2 060	1 800	1 760	120	240	1 470	1 500	1 410

Как следует из данных таблицы 2.6, расчетно-допускаемая нагрузка по результатам зондирования на $3,0 \div 8,0$ % меньше, чем по расчету. В то же время результаты статических испытаний на $18,0 \div 24,0$ % превышают расчетные значения.

Указанные при сравнении различия объясняются особенностями методик испытаний. При зондировании отсутствует фактор «отдыха» сваи, а следовательно, не реализуется эффект фильтрационной консолидации в глинистых грунтах.

В соответствии с требованиями ГОСТ 5686-2020 статические испытания проводятся после «отдыха» свай, продолжительность которого определяется в зависимости от состояния грунта по консистенции и может составлять от 7 до 20 суток. Повышение несущей способности сваи в пробитой скважине с уширением вследствие «отдыха» сваи обусловлено процессом фильтрационной консолидации, которая зависит от глинистости водонасыщенного грунта [37]. Характер рассматриваемого процесса консолидации обусловлен миграцией свободной воды в связных грунтах, чье состояние напрямую коррелирует с показателями консистенции. Данный параметр формируется под комплексным влиянием весовых характеристик грунтовой массы, специфики приложения нагрузки, кинематики деформационных процессов, а также геометрических параметров системы. При этом реологические свойства грунтовой среды определяются взаимосвязанными факторами: гранулометрическим составом, структурными особенностями, гидродинамическими условиями фильтрации и характером внешнего силового воздействия, что в совокупности формирует нелинейную зависимость между деформационными характеристиками и временным фактором. По К. Терцаги различают три степени вязкости грунта – твердую, пластичную и текучую.

Консистенция как физическая характеристика является исключительным свойством связных грунтовых систем, обладающих межчастичным взаимодействием молекулярно-кинетической природы. Интенсивность данных взаимодействий детерминирована внутренним давлением связности, величина

которого зависит от степени сближения частиц скелета, то есть от плотности грунта.

При погружении свай в водонасыщенные грунты промежутки между частицами, заполненные водой, отделяют последние друг от друга, формируя жидкую водно-коллоидную оболочку в текучем состоянии. Как результат – сопротивление вдоль боковых граней и под уширением минимизируется. По мере пробивки скважины окружающий грунт уплотняется, обуславливая фильтрацию свободной воды из уплотненной зоны, способствуя при этом сближению частиц. Начинает проявляться связность (консистенция) [37].

Уплотнение грунта вокруг скважины способствует уменьшению влажности вследствие фильтрационной консолидации грунтового основания свай. Уплотнение грунта в околосвайной зоне обусловлено медленным передвижением молекулярной воды. Для достижения большего эффекта уплотнения и необходим «отдых» опытных свай перед испытанием.

По мере завершения процесса фильтрационной консолидации начинают развиваться реологические явления в уплотненных областях околосвайного грунтового основания. Чем плотнее грунт, тем больше силы притяжения возникают между частицами. Поэтому реологические процессы не ведут к возвращению грунта в разуплотненное состояние. Плотное состояние препятствует вклиниванию прежнего объема молекулярной воды и возвращению грунта к разуплотненному водонасыщенному состоянию.

Отмеченные особенности поведения грунтов подтверждаются при компрессионных испытаниях. Ветвь зависимости деформации образца при загрузке не совпадает с графиком деформации при разгрузке. При этом отмечается [71], что модуль деформации грунтового основания – величина непостоянная и увеличивается по мере уплотнения грунта. Указанное обусловлено сближением частиц скелета грунта и образованием все более вязких молекулярных оболочек.

По результатам статических испытаний отмечается разница несущей способности свай в пробитой скважине с уширением по сравнению с расчетными

значениями в пределах $18,0 \div 24,0$ %, что свидетельствует о наличии запаса прочности. Если учесть, что при проектировании вводятся понятия расчетно-допускаемой нагрузки, то указанный запас еще значительнее. Указанное обусловлено в том числе тем, что определение расчетно-допускаемой нагрузки по расчетному методу ведется с коэффициентом надежности 1,4, а при определении в ходе статических испытаний – 1,2.

Как следует из графика (рисунок 2.16, 2.17), зачастую в пределах пятна застройки объекта сваи имеют значительный разброс по несущей способности. При этом следует иметь в виду, что сваи в пробитых скважинах с уширением являются весьма ответственными конструкциями, так как несущая способность свай весьма значительна и составляет порядка $1000,0 \div 3000,0$ кН. Исходя из вышеизложенного, рекомендуется в проектную документацию закладывать требование об обязательном проведении не только статических испытаний, но и динамического контроля. Введение последнего должно выполняться при устройстве каждой сваи на этапе завершения формирования уширения проектного объема.

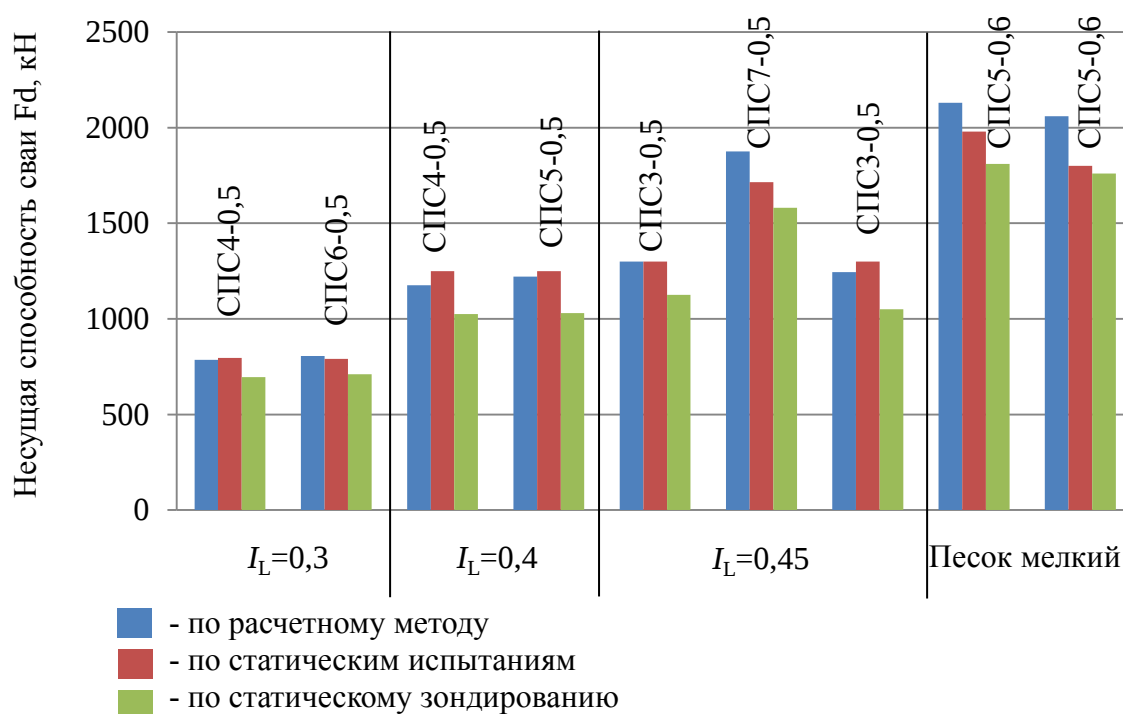


Рисунок 2.16 – Графики результатов расчетного и экспериментального методов определения несущей способности свай в пробитых скважинах с уширением

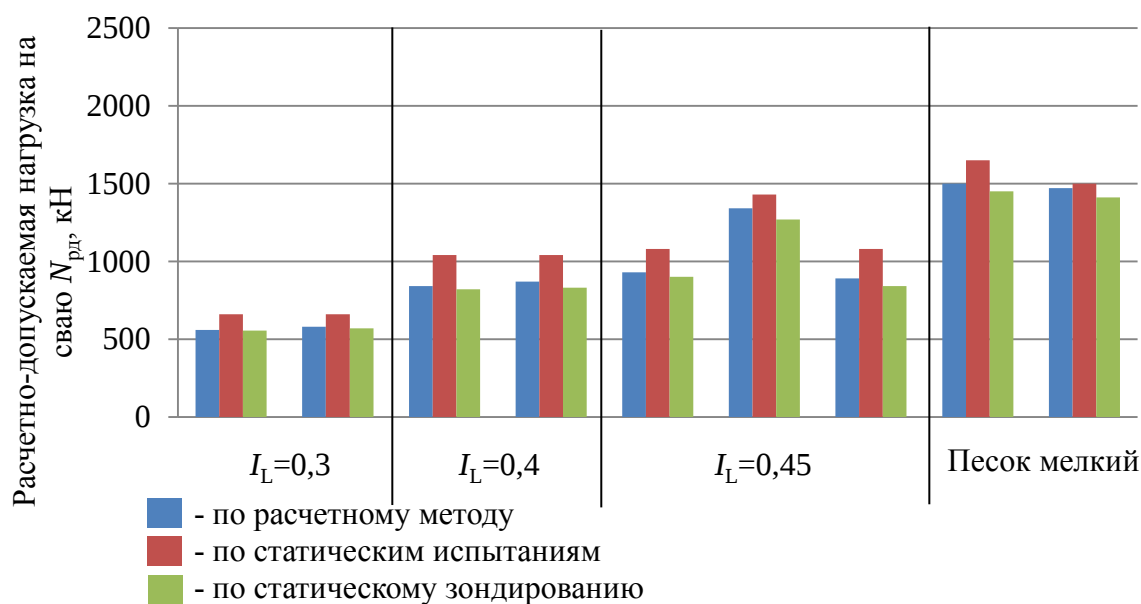


Рисунок 2.17 – Графики результатов расчетного и экспериментального методов определения расчетно-допускаемой нагрузки на сваи в пробитых скважинах с уширением

Сопоставление результатов статических и динамических испытаний, когда последние ведутся по методике, представленной в [66], свидетельствует о достаточной сходимости результатов с учетом известных коэффициентов запаса, применяемых для определения допускаемых нагрузок на сваи по результатам полевых испытаний.

Важным этапом с позиции обеспечения надежности является оценка несущей способности будущего фундамента на этапе завершения формирования уширения каждой сваи [83, 102, 106]. Указанное достигается путем осуществления динамического контроля, в основу которого положена методика динамических испытаний традиционных забивных свай, несущая способность которых определяется из известной формулы Н.М. Герсеванова [117]. С участием автора указанная формула модернизирована применительно к условиям технологии устройства и характерным особенностям свай в пробитых скважинах с уширением [29].

Динамический контроль заключается в определении контролируемого «отказа» S_k по мере втрамбовывания последней порции проектного объема жесткого материала (щебня). Несущая способность уширения из жесткого

материала (щебня) по результатам динамического контроля определяется по формуле

$$F_{kR2} = \frac{\eta A}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4Ed}{\eta A S_k}} - 1 \right], \quad (2.6)$$

где S_k – фактический средний «отказ» из залога пяти сбрасываний трамбовки, равный погружению последней от одного сбрасывания, м.

Величина расчетного «отказа» S_k определяется из выражения

$$S_k = \frac{E_d}{F_{dR2} \left(\frac{E_d}{\eta A_{тр}} + 1 \right)}, \quad (2.7)$$

где F_{dR2} – расчетная несущая способность грунта в пределах уплотненной зоны под уширением сваи, определяемая по формуле (1.6);

η – коэффициент, кН/м², учитывающий нелинейную зависимость несущей способности от «отказа»:

$$\eta = 0,5F_{dR2} + 15,0; \quad (2.8)$$

$A_{тр}$ – площадь поперечного сечения трамбовки, м²;

E_d – расчетная энергия удара трамбовки:

$$E_d = H \cdot G; \quad (2.9)$$

здесь H – высота сбрасывания трамбовки, м;

G – вес трамбовки, кН.

Динамические испытания традиционных забивных свай осуществляются с целью уточнения несущей способности последних относительно расчетных значений. По результатам указанных испытаний в проект вносятся соответствующие корректировки по количеству свай, расположению свай в плане и вертикальной привязке. Динамический контроль на этапе завершения формирования уширения сваи в пробитой скважине с уширением позволяет уточнять требуемые размеры уширения для обеспечения проектной несущей способности сваи.

Если фактический «отказ» отличается от расчетного значения, то следует увеличить или уменьшить объем жесткого материала. Таким образом, проведение динамического контроля на этапе формирования уширения позволяет

практически максимально приближать несущую способность каждой сваи к проектным значениям [126].

Когда для достижения проектного контрольного «отказа» требуется значительное увеличение объема жесткого материала, рекомендуется формировать уширение в два или три уровня [36]. Для этого следует по мере завершения формирования уширения в проектном объеме и проведения динамического контроля зафиксировать дополнительным объемом жесткого материала отметку нижнего торца трамбовки на $0,75d$ (d – диаметр нижнего торца трамбовки) выше проектного положения и продолжить втрамбовывание жесткого материала для формирования второго уровня уширения с ограничением объема по результатам динамического контроля [118, 123].

Проведенные автором расчеты сваи в пробитой скважине с уширением в широком диапазоне грунтовых условий и с учетом различных нагрузок позволяют сделать вывод, что в большинстве случаев определяющим следует считать несущую способность сваи по уплотненному грунту под уширением и вдоль боковой поверхности.

Проектирование фундаментов с применением сваи в пробитой скважине с уширением ведется по двум группам предельных состояний: по несущей способности и деформации. При расчете осадки сваи в пробитой скважине с уширением используется расчетная схема грунтового основания в виде линейно деформируемого полупространства. Последнее обуславливает выполнение условия, что давление под уширением P не должно превышать расчетного сопротивления грунта R , определяемого по указаниям СП 22.1333.2016 в зависимости главным образом от прочностных характеристик грунтового основания.

В современной практике расчеты осадки СПУ ведутся с учетом расчетно-допускаемой нагрузки на сваю $N_{рд}$, в основу определения которой положено значение расчетного сопротивления грунта под уширением R_y , принимаемое по СП 24.13330.2021 в зависимости от показателя текучести глинистого грунта, крупности песка и глубины заложения уширения.

В большинстве случаев давление P превышает расчетное сопротивление уплотненного грунта, определяемого с учетом характеристик последнего. Тогда осадку сваи в пробитой скважине с уширением следует определять с учетом нелинейности. Последнее будет способствовать повышению надежности рассматриваемых свайных фундаментов на стадии проектного решения.

Учитывая значительные давления на грунтовое основание под уширением, возможные значительные расчетные осадки с учетом нелинейности, а также существенную толщину активной зоны сжатия грунта, весьма актуальной при проектировании свай в пробитых скважинах с уширением следует считать необходимость расчета осадки во времени.

2.3. Численное моделирование напряженно-деформируемого состояния системы «свая в пробитой скважине с уширением – грунтовое основание»

Характерная особенность применения сваи в пробитой скважине с уширением состоит в том, что в процессе пробивки скважины и формирования уширения под последним и вокруг боковых граней сваи создается уплотненный массив грунта повышенной прочности [14, 142]. Внешние нагрузки передаются свайей с уширением вначале на уплотненный грунт, а затем на грунты природного сложения. Наличие уплотненной области способствует существенному повышению несущей способности сваи.

Интерес вызывает совместная работа системы «свая в пробитой скважине с уширением – уплотненное грунтовое основание» [20, 94]. Надо отметить, что работа системы в большей степени зависит от восприятия давления от жесткого уширения и зоны уплотненного грунта с повышенными прочностными свойствами.

Посредством программного комплекса *Plaxis 2D* удалось проанализировать деформации в конечно-элементной модели. В схеме расчета сваи материалы грунтового основания и уширения сваи принимались с характеристиками, указанными в таблице 2.7. Железобетонная конструкция ствола сваи из бетона

марки В20 задавалась по линейной упругой модели как непористый материал с удельным весом $25,0 \text{ кН/м}^3$, модулем упругости $30 \cdot 10^6 \text{ кН/м}^2$, коэффициентом Пуассона 0,15. Характеристики уплотненного грунта принимались согласно результатам статического зондирования грунта в зонах ниже и вдоль уширения. Контур уплотненного слоя моделировался по полученным диаграммам распределения (рисунок 2.10, 2.11).

Таблица 2.7 – Характеристики для моделирования грунтового основания

Параметр	Грунт естественного сложения	Уплотненный грунт	Щебень
Модель материала	Мора – Кулона		Линейная упругая
Поведение грунта	дренированное		дренированное
Удельный вес грунта, γ , кН/м^3	18,4	18,4	24,0
Модуль деформации, E , кН/м^2	$12 \cdot 10^3$	$25 \cdot 10^3$	$50 \cdot 10^3$
Коэффициент Пуассона, ν	0,35	0,35	0,25
Удельное сцепление, c , кН/м^2	21,0	23,0	-
Угол внутреннего трения, ϕ , град.	17,0	21,0	45,0

Для оценки характера поведения численной модели грунта при нагружении сваи принята конечная нагрузка $N_{max} = 1\,700,0 \text{ кН}$. (рисунок 2.18), которая соответствует точке срыва сваи СПСУ-1, полученной в результате статических испытаний.

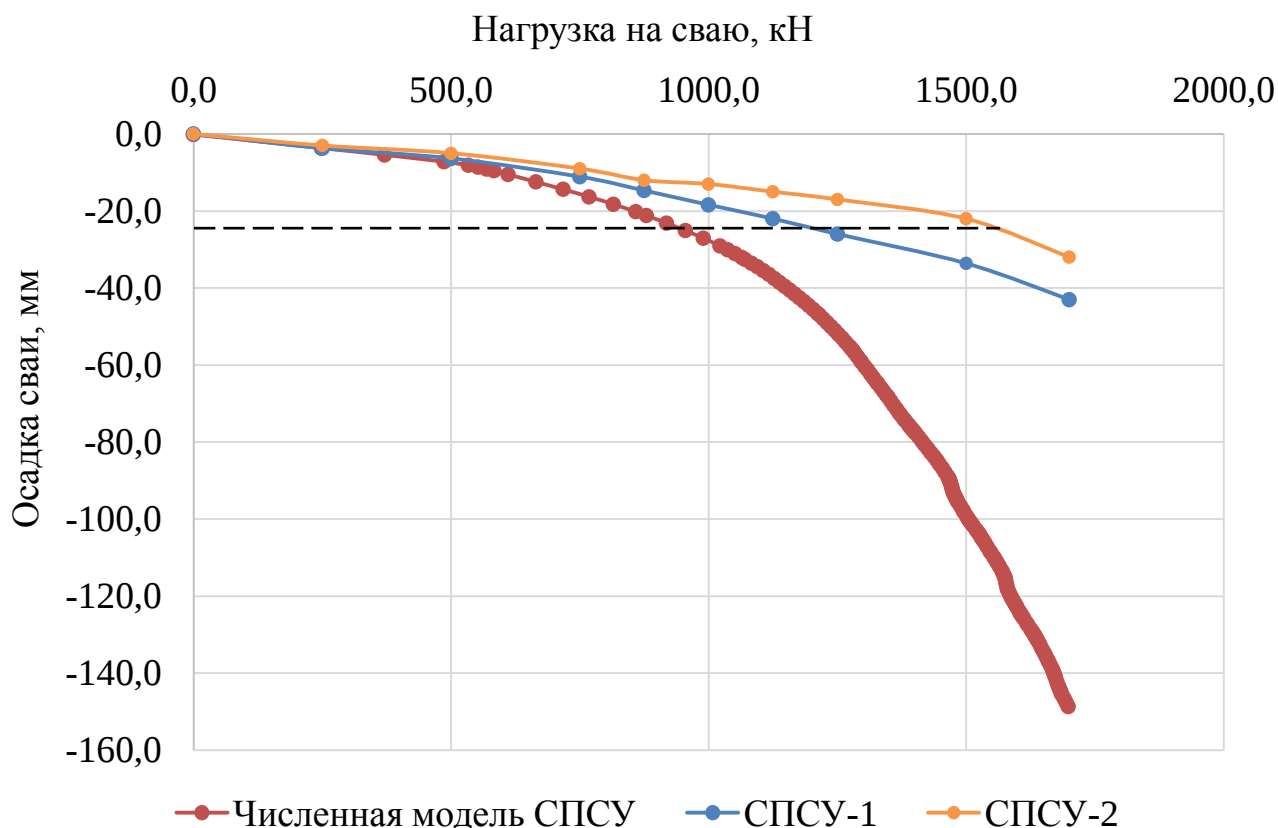


Рисунок 2.18 – График зависимости осадки сваи в пробитой скважине с уширением от нагрузки при численном моделировании и в ходе статических испытаний

По результатам графика (рисунок 2.18) перемещению 24,0 м численной модели сваи в пробитой скважине с уширением соответствует нагрузка 950,0 кН, что в 1,3 раза меньше полученных значений при статическом испытании. При переходе к расчетно-допускаемой нагрузке значение несущей способности уменьшается в 1,5 раза, что требует СП 24.13330.2021 в ходе численного моделирования. Тогда проектная нагрузка составляет 630,0 кН, что в 1,6 раза меньше нагрузки $N_{рд} = 1040,0$ кН, определенной при моделировании работы сваи в грунте в натурных условиях.

Значительная разность кривых зависимостей осадки от нагрузки, полученных по результатам численного моделирования основания и статических испытаний свай, объясняется трудностями моделирования уплотненного грунта с улучшенными характеристиками. Стоит отметить, что криволинейность поведения численной модели грунта не указывает на срыв сваи. Нелинейная

стадия работы основания начинается от значения в пределах принятой несущей способности при осадке 24,0 мм.

Дополнительно проведено сравнение результатов нагружения численной модели сваи в пробитой скважине как при наличии уширения, так и без него (рисунок 2.19). Нагружение модели велось до достижения осадки 40,0 мм аналогично ограничениям ГОСТ 5686-2020 для статических испытаний свай. Для модели сваи в пробитой скважине без уширения учитывалась незначительная околосвайная зона уплотнения, обусловленная технологией устройства сваи.

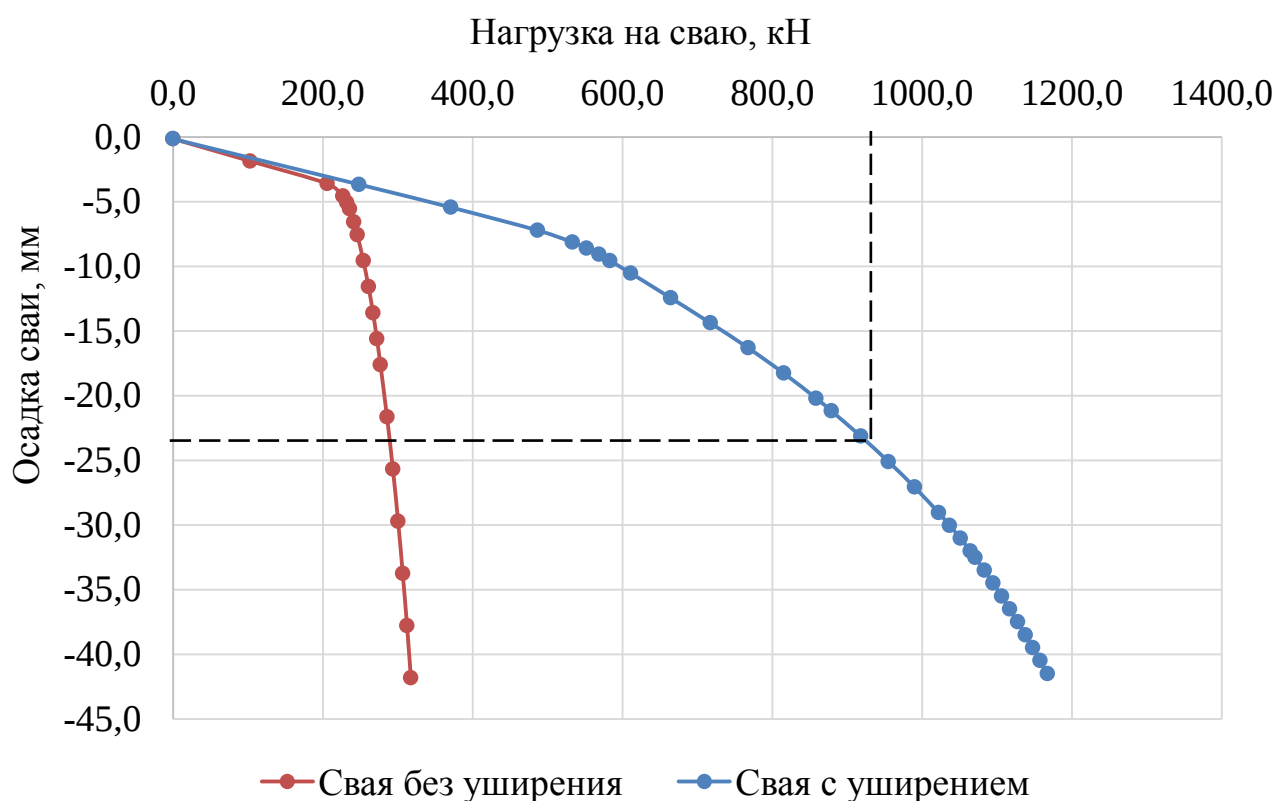


Рисунок 2.19 – График зависимости осадки сваи в пробитой скважине от нагрузки без уширения и при наличии уширения из щебня

По результатам графика (рисунок 2.19) наблюдается потеря несущей способности сваи без уширения при нагрузке 230,0 кН. Характер взаимодействия грунта со свайей с уширением не позволяет говорить о срыве сваи, но выделяется переход стадии работы основания из линейной в нелинейную фазу. Несущая

способность сваи с уширением 950,0 кН в 4,1 раза выше значения несущей способности сваи без уширения, что объясняется соразмерной разницей в площадях опирания свай на грунт при наличии уширенной пяты и без нее.

Схема деформированной сетки основания сваи в пробитой скважине с уширением представлена на рисунке 2.20 при возрастании нагрузки 950,0 кН, 1 200,0 кН, 1 700,0 кН. Наглядно видно, что при работе грунта в линейной стадии перемещение сваи происходит за счет уплотнения щебня уширения. При дальнейшем нагружении уширение из щебня работает совместно со свайей и перемещается внутри уплотненного грунта, при достижении критических значений нагрузки деформируется преимущественно уплотненный слой грунта.

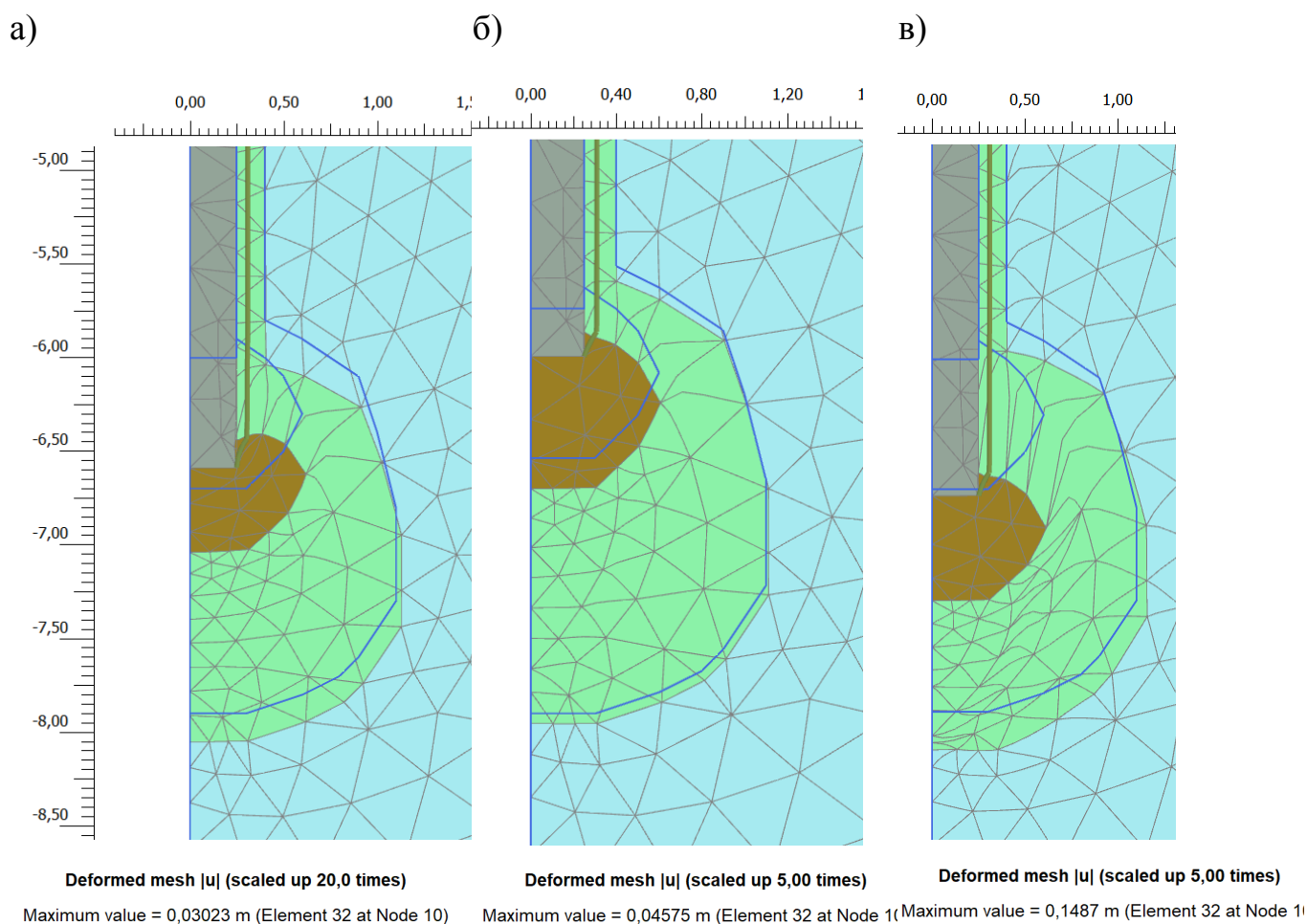
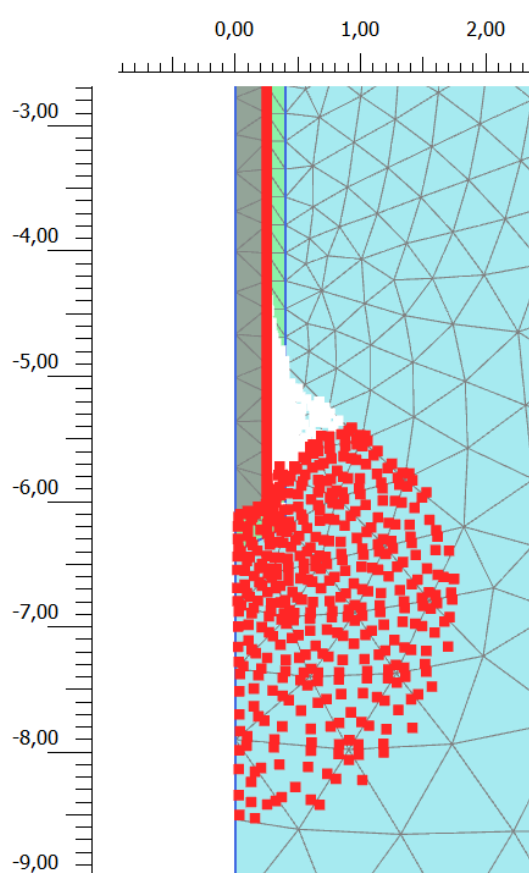


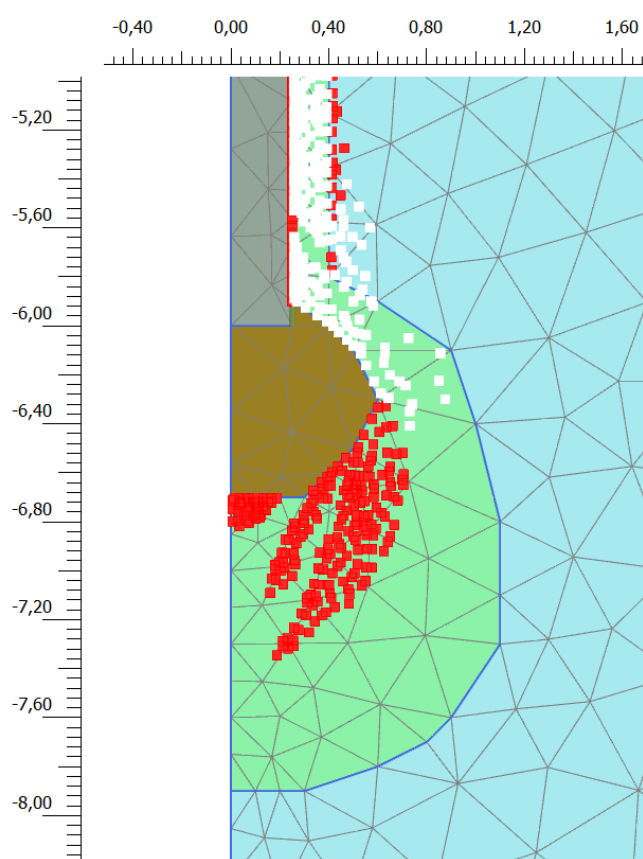
Рисунок 2.20 – Схема деформирования основания сваи в пробитой скважине при нагрузке а) $N = 950,0$ кН; б) $N = 1200,0$ кН в) $N = 1700,0$ кН

На рисунке 2.21 (а, б) продемонстрировано распространение пластических зон деформации для двух вариантов свай (при наличии уширения и без уширения) при одинаковой нагрузке 950,0 кН, что соответствует несущей способности свай с уширением по результатам численного моделирования. Для свай с уширением наблюдается начало сдвиговой стадии и возникновение пластических точек преимущественно под краями уширения в верхней части уплотненного слоя. Выпор грунта отмечается по боковой поверхности свай. Пластические деформации в основании свай без уширения, выполненной по технологии фундамента в вытрамбованном котловане, имеют вид луковицы по размерам сопоставимую с уплотненной зоной грунта свай в пробитой скважине с уширением.

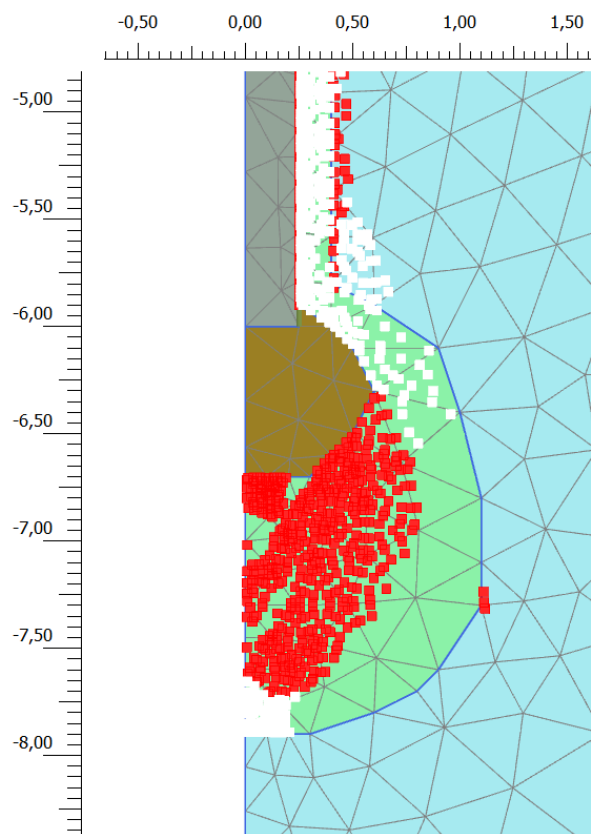
а)



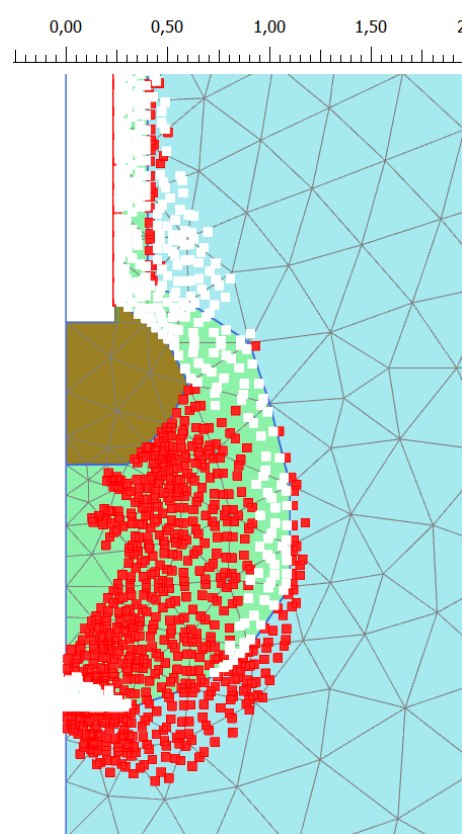
б)



в)



г)



■ точки сжатия грунта □ точки выпора грунта

Рисунок 2.21 – Точки пластических деформаций сваи в пробитой скважине
а) без уширения; с уширением при нагрузке б) $N = 950,0$ кН; в) $N = 1200,0$ кН;
г) $N = 1700,0$ кН

По мере увеличения нагрузки (рисунок 2.21 в, г) растут пластические деформации. При нагрузке, равной значению несущей способности сваи по результатам статических испытаний, наблюдается концентрация точек сжатия грунта только в области уплотненной зоны. Создалось жесткое ядро под центром уширения. Основание на данном этапе деформируется нелинейно, что требуется учитывать при расчете сваи в пробитой скважине с уширением по второй группе предельных состояний. При срыве сваи на отметке нагрузки $1700,0$ кН пластические деформации происходят за контуром уплотненной зоны, что

указывает на переход работы грунта в фазу выпирания и потери несущей способности.

Технология устройства свай в пробитых скважинах позволяет за счет многократного уплотнения трамбовкой грунта и щебня судить о работе сваи с уширением из жесткого материала как о единой системе в грунтовом массиве [16, 58].

Сравнительный анализ натурных испытаний свай и численный метод расчета сваи в пробитой скважине с уширением с использованием модели конечных элементов подтверждает высокий разброс в результатах при расчете сваи в пробитой скважине с уширением по второй группе предельных состояний (по деформациям), что говорит о необходимости проведения статических испытаний свай и корректировке существующих расчетных методов сваи в пробитой скважине с уширением за счет значительного вклада в несущую способность сваи размеров уширения из жесткого грунтового материала и значительного повышения расчетного сопротивления уплотненного слоя грунта вследствие вытеснения грунта в процессе пробивки скважины [127, 128].

С учетом полученных размеров и характеристик уплотненного грунта под уширением и для оптимизации расчетной модели сваи в пробитой скважине с уширением велись аналитические исследования зависимости осадки от геометрических характеристик программного комплекса «Осадка». Расчет по второй группе предельных состояний выполнен по схеме линейно-деформируемого полупространства методом послойного суммирования напряжений в грунте (рисунок 2.22).

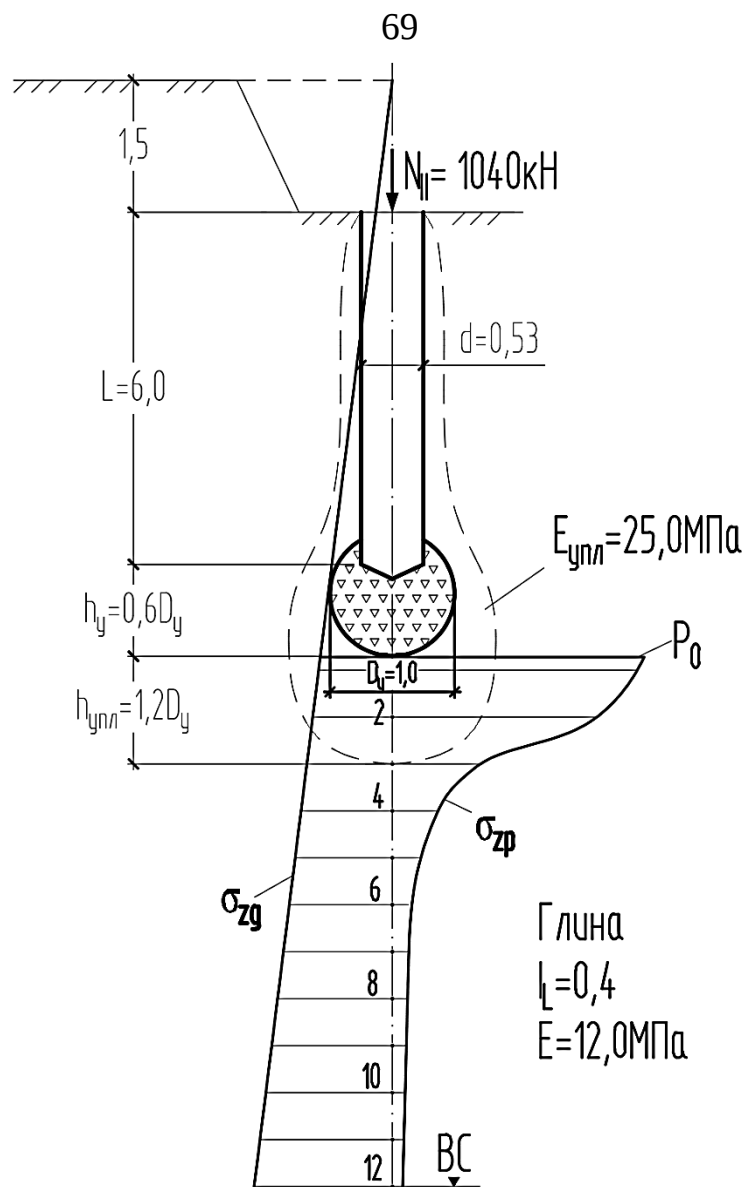


Рисунок 2.22 – Схема расчета деформаций грунтового основания сваи в пробитой скважине с уширением

Исследовалась величина осадки сваи в глинистом грунте с различным модулем деформации от 5,0 до 15,0 МПа при варьировании толщины уплотненного слоя под уширением, сформированного в ходе пробивки скважины и втрамбовывания в дно жесткого материала (щебня). В таблице 2.8 указаны характеристики грунта для расчета.

Таблица 2.8 – Характеристики слоев грунта

Слои	Объемный вес грунта	Модуль деформации	Мощность слоя
	кН/м ³	МПа	м
Суглинок	18,4	5,0÷15,0	20,0

Щебень	24,0	50,0	0,8
Уплотненная зона	18,4	25,0	$0 \div 2,0D_y$

Результаты исследования толщины уплотненной зоны грунта $h_{упл}$ (рисунок 2.23) указывают на то, что значение осадки без учета уплотненной зоны в 2,0 раза выше, чем для двухслойного основания, включающего уплотненный грунт толщиной $h_{упл}=1,6D_y$. Из графика зависимости осадки сваи от толщины уплотненной зоны видно, что с утолщением уплотненной зоны до D_y осадка резко уменьшается на 38 %, а разница осадок составляет до 13 %. Затем в промежутках от D_y до $1,6D_y$ разница составляет менее 5 %, чем можно пренебречь. Таким образом, рекомендуется принимать $h_{упл}=1,2D_y$, что на 25 % меньше значения $1,6D_y$, при этом первоначальная осадка уменьшается на 45 %.

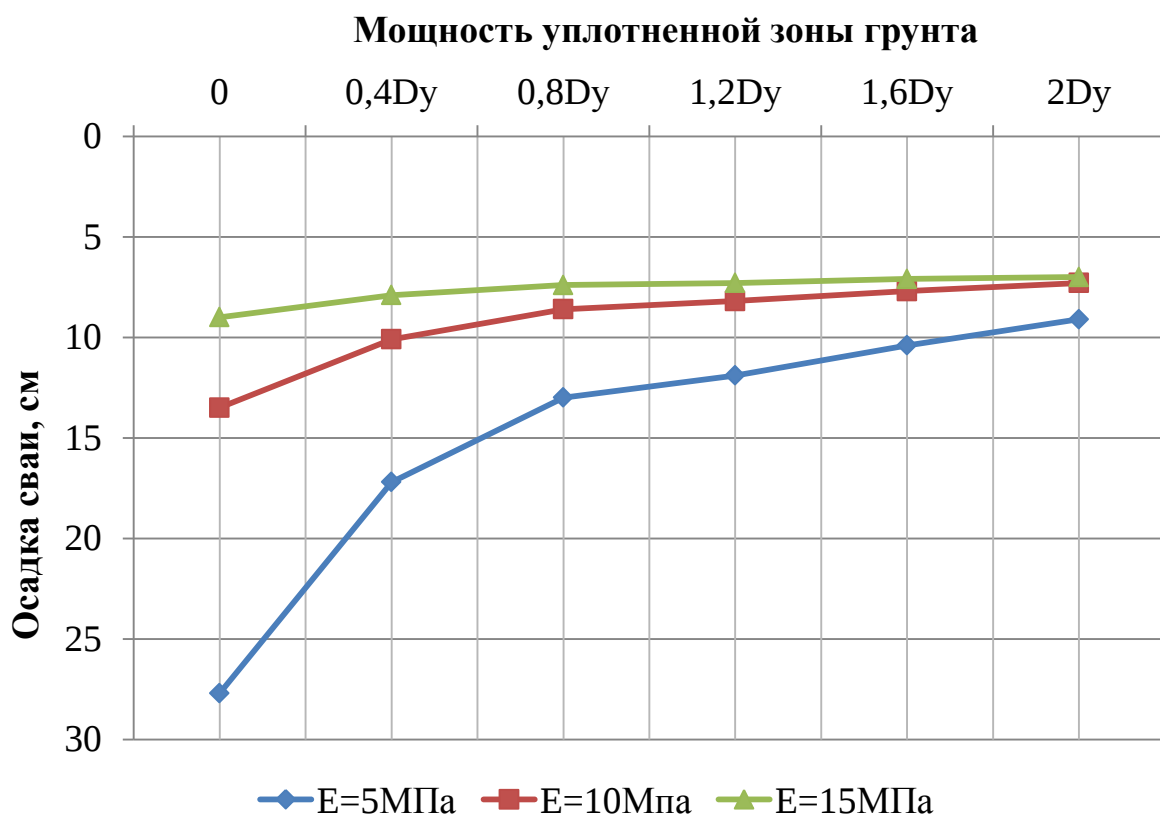


Рисунок 2.23 – Зависимость осадки сваи в пробитой скважине с уширением от мощности уплотненной зоны грунта

Наличие уширения из щебня позволяет рассчитывать деформации грунтового основания исходя из давления на грунт в уровне пяты сваи $P_{щ} = 6\ 200$ кПа, в то

время как давление буронабивной сваи на грунт естественного сложения принимается порядка $500 \div 1\,500$ кПа, что меньше вышеуказанного в $5 \div 10$ раз [109, 127].

Согласно СП 24.13330.2021 рекомендует принимать толщину уширения из втрамбованного жесткого грунтового материала в промежутке $1,5 \div 3d$, где d – диаметр ствола сваи. Исследования геометрических параметров уширения диаметром $D_y = 2d$ (рисунки 2.24, 2.25) с учетом наличия уплотненной зоны грунта показывают, что разница осадок при отсутствии и наличии минимального уширения толщиной $0,4d$ составляет 20 %, в то время как максимальное значение толщины $h_y = 3d$ на 50 % снижает осадку сваи. Из данных графика зависимости осадки СПС от толщины уширения (рисунок 2.24) следует, что в промежутке от $1,0d$ до $1,2d$ разница осадок уменьшается на 20 %, далее от $1,2d$ до $3d$ – всего на 10 %. Таким образом, для расчетов оптимальным является значение толщины уширения из жесткого грунтового материала, равное $1,2d$.

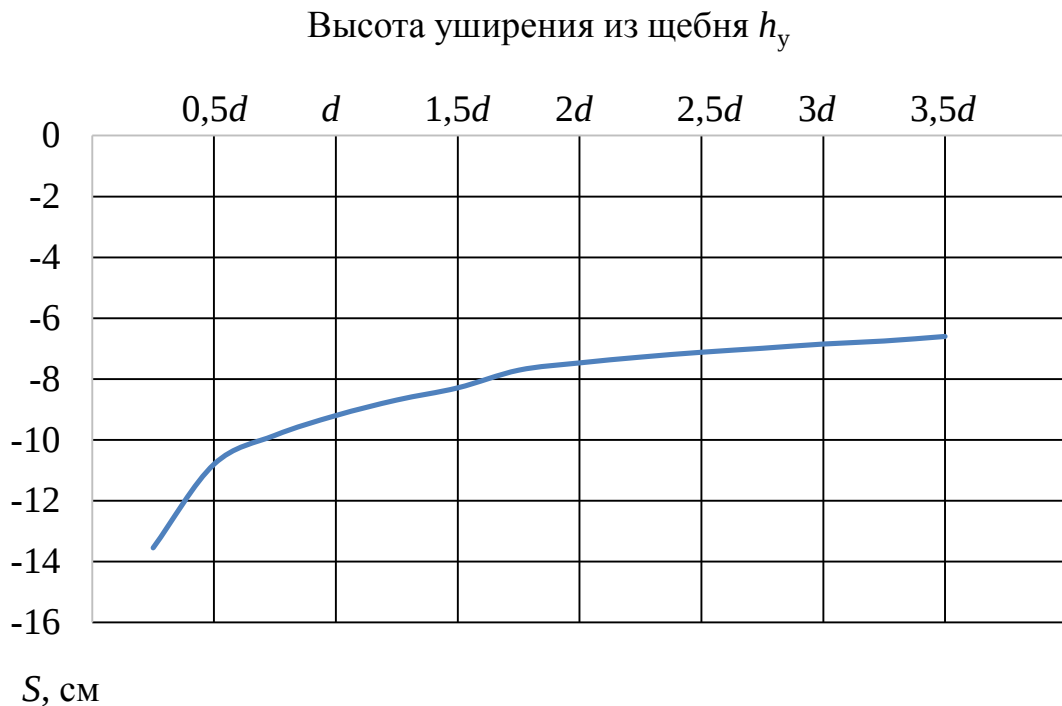


Рисунок 2.24 – Зависимость осадки сваи в пробитой скважине с уширением от толщины уширения

Подобная ситуация – с назначением размера уширения из щебня. Рекомендуется принимать $D_y = (1,2 \div 2,5)d$; в то время как разница между первоначальной осадкой без наличия уширения и максимальным предложенным значением диаметра уширения составляет 60 %, то в промежутке от 1,2 до 2,5 диаметров ствола сваи – всего на 10 % меньше. Исходя из требований рациональности, рекомендуется принять за величину уширения $D_y = 2d$, позволяющую уменьшить первоначальную осадку на 40 % (рисунок 2.25).

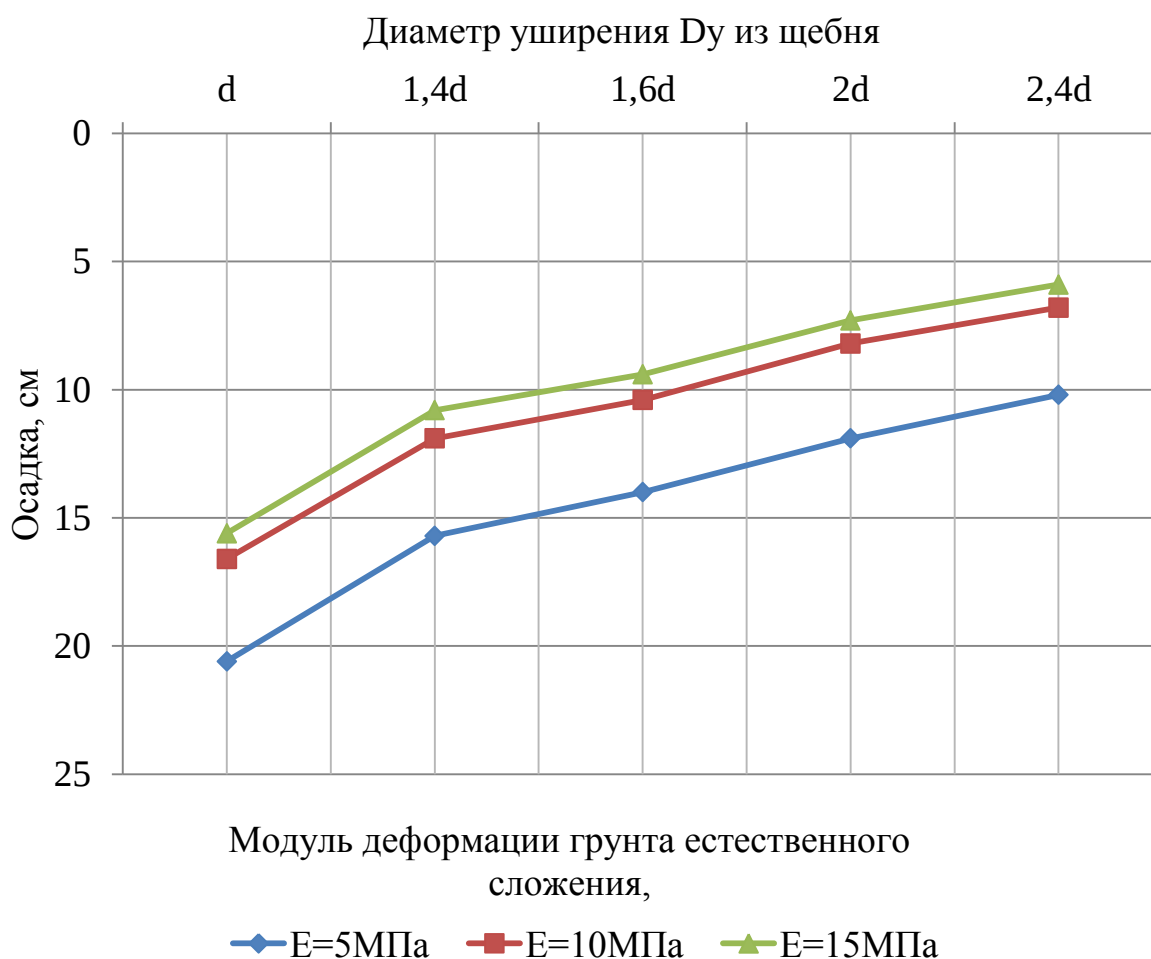


Рисунок 2.25 – Зависимость осадки сваи в пробитой скважине с уширением от диаметра уширения

Для оптимизации расчета осадки фундамента рекомендуется принимать следующую схему сваи в пробитой скважине с уширением (рисунок 2.26).

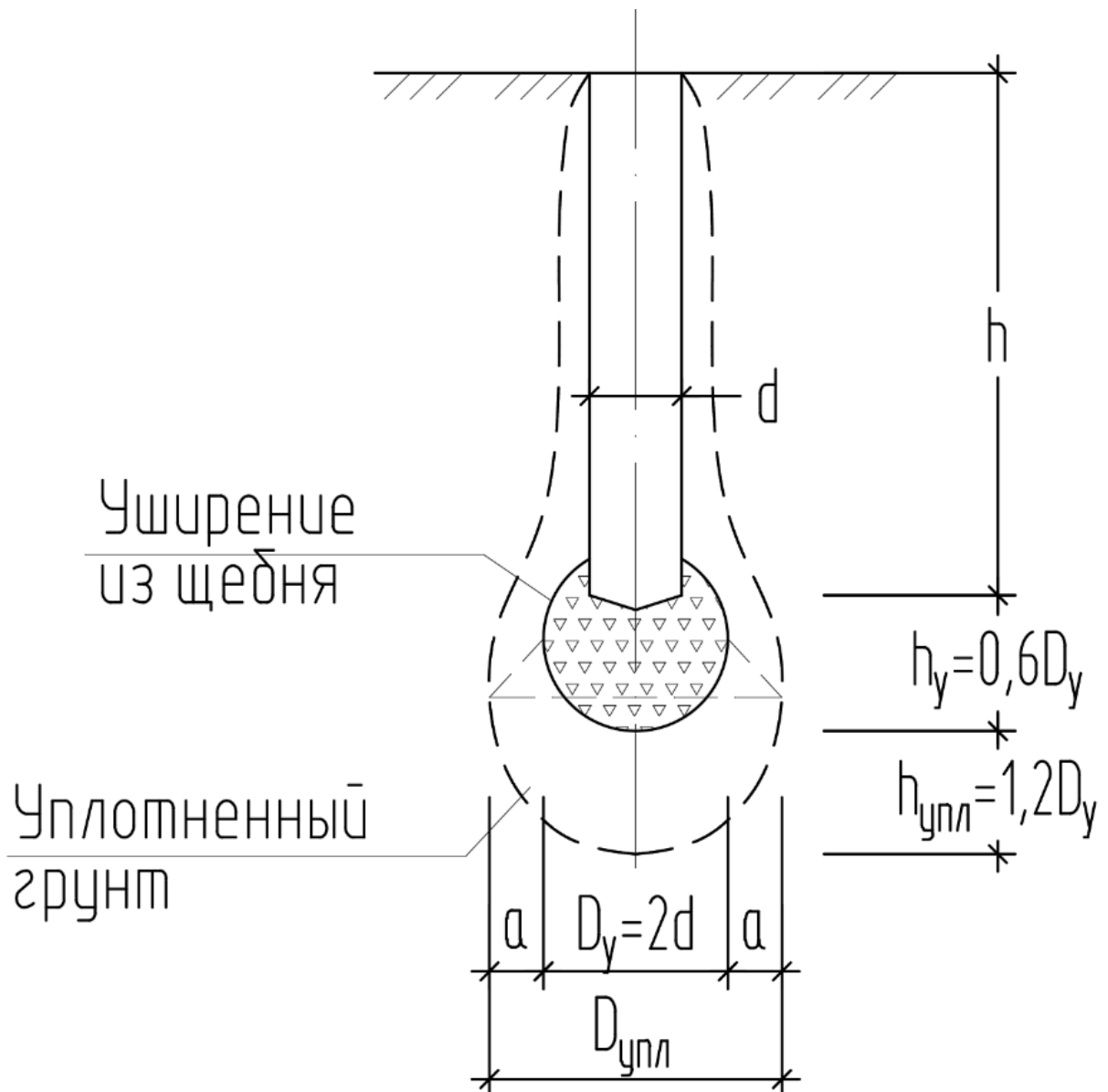


Рисунок 2.26 – Модернизированная схема расчета осадки сваи в пробитой скважине с уширением

На схеме (рисунок 2.26) отрезок a определяется в зависимости от размеров уширения из щебня

$$a = 0,5h_{упл} \quad (2.10)$$

где $h_{упл}$ – высота уплотненной зоны, которая принимается

$$h_{упл} = 1,2D_y. \quad (2.11)$$

Тогда ширина уплотненной области грунта

$$D_{упл} = 2a + D_y. \quad (2.12)$$

Далее для одиночной сваи в пробитой скважине с уширением выполняется расчет деформации двухслойного основания в виде линейно-деформируемого

полупространства, где подошвой условного фундамента является подошва уширения, а ниже последнего учитывается грунт с повышенным модулем деформации, равным 25,0 МПа для глинистых грунтов.

Выводы по 2 главе

1. По результатам лабораторного лоткового эксперимента проанализирован характер кинематических перемещений грунтового основания при устройстве сваи в пробитой скважине с уширением. Выделены форма и размеры устраиваемого уширения и уплотненной зоны грунта относительно ствола сваи. По изолиниям перемещений подтверждается, что за несущую способность сваи в пробитой скважине с уширением следует считать преимущественно несущую способность уплотненного грунта под уширением и в меньшей степени сопротивление грунта вдоль боковой поверхности сваи.

2. Для уточнения фактических характеристик уплотненного грунта под уширением сваи в пробитой скважины проведены полевые исследования грунта методом статического зондирования. Диаметр зоны уплотнения определялся зондированием. Сопротивление уплотненного грунта под конусом зонда в слое суглинка с показателем текучести $I_L = 0,4$ изменяется от 3500,0 кПа до 6000,0. Выделены размеры уплотненной зоны на глубину $1,2D_y$ от низа уширения из щебня и на 1,0 м от центра сваи в боковые стороны. Указанное позволяет скорректировать расчетную схему сваи в пробитой скважине с уширением. В пределах уплотненной зоны рекомендуется принимать модуль деформации грунта порядка 25,0 МПа.

3. Для подтверждения проектной несущей способности сваи в пробитой скважине с уширением на площадке рекомендуется осуществлять динамический контроль на этапе завершения формирования уширения каждой сваи. Указанное выполняется путем сбрасывания трамбовки с заданной высоты и определения «отказа» сваи с помощью отказомера или нивелира. По результатам при необходимости корректируется объем уширения.

4. Численное моделирование напряженно-деформируемого состояния основания сваи позволило судить о вертикальных и горизонтальных перемещениях в массиве под торцом сваи и уширения, выявить зоны развития пластических деформаций с учетом роста нагрузки на фундамент. Последние реализуются в зоне уплотненного грунта, что необходимо учитывать при расчете осадки сваи, учитывая нелинейную работу основания. Выполнено сравнение работы сваи в пробитой скважине при наличии уширения из щебня и без него. Несущая способность сваи без уширения в 4,6 раза меньше сваи с уширением, что объясняется разницей в 4,0 раза площади опирания сваи на грунт, а также вкладом расчетного сопротивления грунта по боковой поверхности.

5. Аналитические исследования вклада уширения в работу сваи в пробитой скважине с уширением по сравнению с боковой поверхностью сваи выявили зависимости осадки сваи от геометрических размеров уширения из жесткого материала и уплотненной зоны грунта. Разработан инженерный метод оптимизации размеров уширения в расчетной схеме сваи в пробитой скважине с уширением.

ГЛАВА 3. ИСЛЕДОВАНИЕ ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ СВАЙ В ПРОБИТЫХ СКВАЖИНАХ С УШИРЕНИЕМ

3.1. Расчет осадки одиночной сваи с уширением

Определение осадок свайных фундаментов в большинстве случаев требуется при кустовом расположении свай или в случае сплошного свайного поля. Расчетные осадки одиночных традиционных призматических свай сечением 30×30 , 35×35 и 40×40 см, принудительно погружаемых в грунт, как правило, в несколько раз меньше допустимых осадок для зданий и сооружений [86].

Осадки одиночных буровых и буронабивных свай малы из-за относительно небольшой площади нижних торцов свай и незначительных давлений на грунтовое основание под последними [143].

Для свай в пробитых скважинах с уширением, которые устраиваются по технологии втрамбовывания щебня в забой скважины, задача достоверного определения расчетных осадок весьма актуальна [67]. Для таких свай характерно превышение площади сечения уширения в $3,0 \div 5,0$ раз по сравнению с площадью сечения ствола сваи. Наряду с указанным давлением на грунтовое основание под подошвой уширения весьма значительно, порядка $1500,0 \div 3000,0$ кПа. Существенные площадь подошвы уширения и давление под подошвой обуславливают значительные осадки рассматриваемой одиночной сваи по сравнению с вышеуказанными сваями [26].

Применяемые в настоящее время методы определения расчетной осадки в значительной мере занижают значение последней [77]. Указанное потенциально может вызывать недопустимые неравномерные деформации зданий. Применяемые схемы расчета осадки рассматривают грунтовое основание как линейно-деформируемое полупространство [65].

Определяющим требованием данных схем является выполнение условия: давление под подошвой фундамента не должно превышать расчетного сопротивления грунта. В случае сваи в пробитой скважине с уширением данное условие в большинстве случаев практически не выполняется [26], так как при

расчете таких свай по несущей способности расчетное сопротивление под уширением принимается из табл. 7.2 СП 24.13330.2021 как для забивных свай. Согласно данным табл. 7.2 указанное сопротивление зависит от показателя текучести пылевато-глинистых грунтов или крупности песка, а не от прочностных характеристик грунтового основания [56]. В итоге расчеты показывают, что в большинстве случаев при определении осадок свай в пробитых скважинах с уширением имеет место условие $R_y < P < P_u \frac{\gamma_c}{\gamma_n}$ [41]. Здесь P – давление под подошвой уширения, принимаемое с учетом расчетных нагрузок с коэффициентами перегрузок, равными единице. Расчетное сопротивление R_y уплотненного основания под уширением определяется с учетом улучшенных характеристик грунта вследствие уплотнения. Предельное сопротивление уплотненного грунтового основания P_u и коэффициенты надежности γ_c и γ_n принимают согласно СП 22.13330.2016 [30].

При указанном значении давления под уширением $P > R_y$ применение расчетной схемы грунтового основания как линейно-деформируемого полупространства можно считать неправомерным и следует учитывать нелинейность зависимости осадки сваи от давления $S = f(P)$. Многочисленные примеры расчета деформаций основания сваи в пробитой скважине с уширением в линейной постановке, несмотря на значительное давление $P = 1\,500,0 \div 3\,000,0$ кПа, позволяют получать осадки значительно меньше предельно допускаемых значений $S_u = 10,0 \div 18,0$ см [112]. Напрашивается вывод о необходимости совершенствования методики расчета деформации основания сваи в пробитой скважине с уширением с учетом условия $P > R_y$.

Принято считать, что давление $P = R_y$ является границей линейной зависимости осадки от давления $S = f(P)$. По мере увеличения давления под уширением начинается проявляться и нарастать нелинейность функции $S = f(P)$. Наиболее достоверным методом учета нелинейной работы грунтового основания считается метод Малышева М.В. [30, 78]. В целом при оценке деформации активной зоны сжатия грунтового основания сваи в пробитой скважине с уширением следует учитывать нелинейные деформации пластических зон

грунтового основания под уширением и линейные деформации уплотненного основания и грунта природного сложения в пределах активной зоны сжатия основания. Приведена расчетная схема (рисунок 3.1) для определения осадки сваи в пробитой скважине с уширением с учетом нелинейных деформаций уплотненного грунтового основания $h_{\text{упл}}$ в пределах пластической области $h_{\text{п}}$, деформации основания с учетом эффекта уплотнения слоя толщиной h_y и сжатия слоя грунта h_0 естественного сложения в пределах активной зоны сжатия H_a . В указанной расчетной схеме принято, что предельное сопротивление P_u грунтового основания сваи в пробитой скважине с уширением соответствует развитию зон предельного равновесия (пластических зон) грунта на глубину $h_{\text{п}} = 0,8D_y$. Общая толщина уплотненного слоя составляет $h_{\text{упл}} = 1,2D_y$. В пределах уплотненного слоя следует учитывать увеличение модуля деформации за счет эффекта уплотнения. Последний проявляется вследствие втрамбовывания щебня при формировании уширения. Ниже располагается слой грунта естественного сложения h_0 до нижней границы сжимаемой толщи BC .

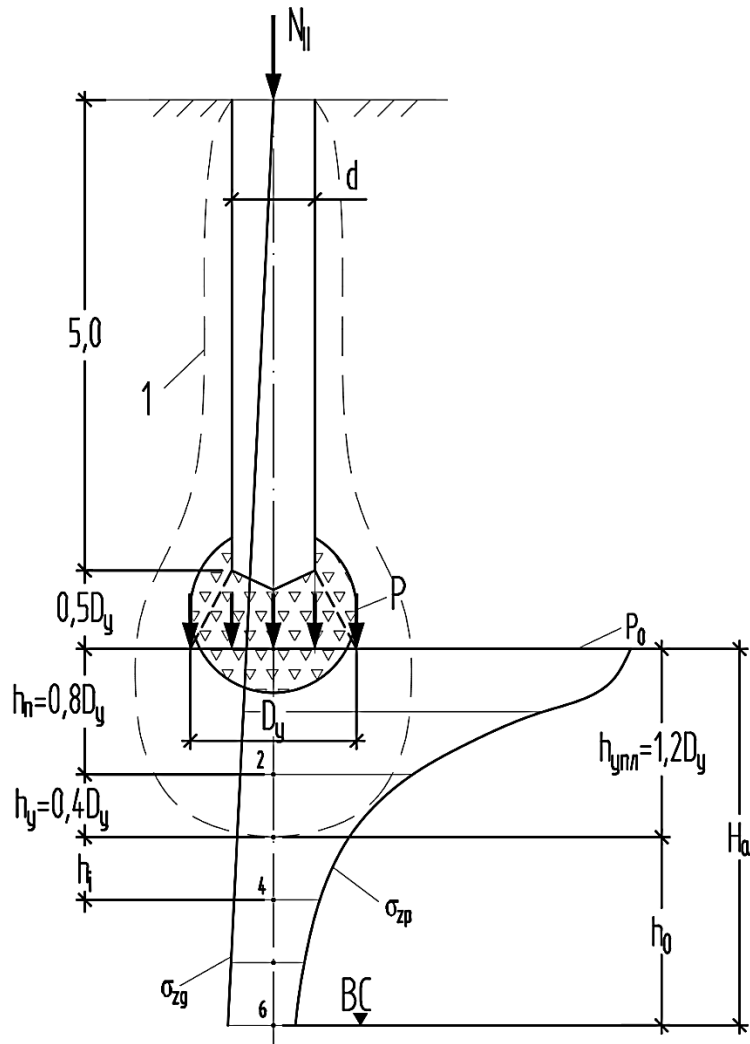


Рисунок 3.1 – Расчетная схема для определения осадки свай с учетом пластической зоны $h_{п}$, уплотненного грунта $h_{упл}$ и зоны грунта естественного сложения h_0 ; 1 – граница зоны уплотненного грунта

В основе вышеуказанного метода Малышева М.В. лежит известная формула (68) [141] по определению коэффициента нелинейности. Учитывая, что зоны предельного равновесия (пластические зоны) при условии $P = P_u$ развиваются на глубину не более $h_{п} < D_y$, осадку с учетом нелинейности предлагается определять из выражения

$$S = S_R K_H + S_a, \quad (3.1)$$

где S_R – осадка от давления $P = R$ в пределах развития пластических зон толщиной $h_{п}$ [144];

S_a – осадка от давления $P = R$, определяемая как деформации активной зоны сжатия уплотненного слоя толщиной $h_y = 0,4D_y$ и основания естественного сложения h_0 (рисунок 3.1);

K_H – коэффициент нелинейности, определяемый по формуле (68) [78]:

$$K_H = 1 + \frac{(P_u - R)(P - R)}{(R - \sigma_{zg,0})(P_u - P)}; \quad (3.2)$$

здесь R – расчетное сопротивление грунта, определяемое по формуле (5.7) СП 22.13330.2016;

$\sigma_{zg,0}$ – природное давление грунта в уровне подошвы фундамента, кПа:

$$\sigma_{zg,0} = \sum \gamma_i h_i, \quad (3.3)$$

где γ – удельный вес грунта i -го слоя, кН/м³;

h_i – толщина i -го слоя, м;

P – давление под подошвой фундамента, кПа:

$$P = \frac{N_{II} + Q_{\Phi}}{A}; \quad (3.4)$$

здесь N_{II} – нагрузка на фундамент, кН;

Q_{Φ} – вес фундамента, кН;

A – площадь подошвы фундамента, м²;

P_u – предельное сопротивление грунта, кПа, которое определяется по формуле (5.32) СП 22.13330.2016:

$$P_u = N_{\gamma} \xi_{\gamma} b \gamma_I + N_q \xi'_q d_I \gamma'_I + N_c \xi_c c_I, \quad (3.5)$$

где N_c , N_q , N_{γ} – безразмерные коэффициенты несущей способности, зависящие от угла внутреннего трения грунта ϕ ;

ξ_{γ} , ξ_q , ξ_c – коэффициенты формы фундамента, которые зависят от соотношения сторон подошвы $\eta = l/b$;

γ_I и γ'_I – удельный вес грунта с учетом уплотнения соответственно ниже и выше подошвы уширения, кН/м³;

c_I – удельное сцепление грунта, кПа;

b и d_I – ширина и глубина заложения подошвы фундамента, м.

Рекомендуется расчет сводить к определению коэффициента нелинейности с последовательным приближением к выполнению условия $S \leq S_u$, где S_u –

предельно допускаемая и рекомендуемая проектировщикам осадка для конкретного объекта с учетом конструктивных особенностей надфундаментной части здания. По мере сближения указанного неравенства следует при необходимости соответственно уменьшить расчетную нагрузку на сваю в пробитой скважине с уширением.

Ниже на конкретном примере приводится методика расчета осадки сваи в пробитой скважине с уширением в линейной и нелинейной постановках с учетом пластических зон грунтового основания, уплотненного слоя грунта и грунта естественного сложения в пределах нижней границы сжимаемой толщины (рисунок 3.1).

3.1.1. Расчет осадки сваи в линейной постановке

В качестве примера выполнены расчеты для сваи в пробитой скважине с уширением в характерных грунтовых условиях: принята свая СПСУ5–60/1,2 длиной 5,0 м с диаметрами ствола $d = 0,6$ м и уширения $D_y = 1,2$ м (рисунок 3.2).

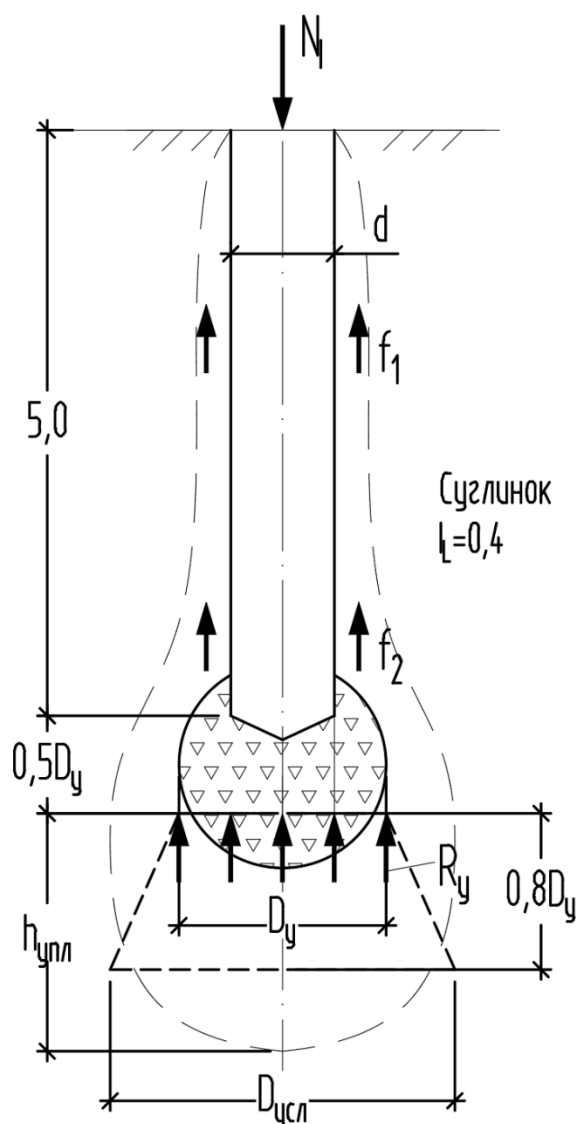


Рисунок 3.2 – Расчетная схема для определения несущей способности свай

Расчет свай по несущей способности выполнен по формуле (7.8) СП 24.13330.2021:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R A_y + U \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (3.6)$$

где все обозначения стандартные и принимаются следующими: $\gamma_c = 1,0$; $R = 2\,050,0$ кПа; $A_y = 1,12$ м²; $U = 1,9$ м; $f_1 = 12,0$ кПа; $f_2 = 28,0$ кПа; $h_1 = 4,0$ м; $h_2 = 1,0$ м. Тогда несущая способность уплотненного грунта под уширением составит

$$F_y = \gamma_c \gamma_{cR} R A_y = 1,0 \times 1,0 \times 2050,0 \times 1,12 = 2\,296,0 \text{ кН.}$$

Несущая способность грунта вдоль боковых граней свай:

$$F_{\text{бп}} = \gamma_c U \Sigma \gamma_{\text{cf}i} h_i = 1,9 \times 1,0 (12,0 \times 4,0 + 28,0 \times 1,0) = 144,0 \text{ кН.}$$

Несущая способность сваи

$$F_d = 2\,296,0 + 144,0 = 2\,440,0 \text{ кН.}$$

Расчетно-допускаемая нагрузка $N_{\text{рд}}$ на сваю с уширением определяется с учетом коэффициента надежности $\gamma_n = 1,4$:

$$N_{\text{рд}} = \frac{F_d}{\gamma_n} = \frac{2440,0}{1,4} = 1740,0 \text{ кН.} \quad (3.7)$$

В проекте расчетная нагрузка на сваю должна приниматься из условия

$$N_I \leq N_{\text{рд}}. \quad (3.8)$$

В примере принимаем $N_I = 1\,740,0$ кН. Доля нагрузки N_{Iy} на грунтовое основание под уширением

$$N_{\text{Iy}} = 2\,296,0 / 1,4 = 1\,640,0 \text{ кН.}$$

При расчете основания по деформациям определяется давление под подошвой фундамента с учетом расчетных нагрузок N_{II} с коэффициентами перегрузки, равными 1,0. В примере принимаем понижающий коэффициент 1,15:

$$N_{\text{II}} = N_I / 1,15 = 1\,640,0 / 1,15 = 1\,426,0 \text{ кН.}$$

Для оценки напряженно-деформируемого состояния (НДС) уплотненного грунтового основания под уширением определено расчетное сопротивление грунта по формуле (5.7) СП 22.13330.2016:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z D_y \gamma_{II} + M_q d_I \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (3.9)$$

где все обозначения соответствуют формуле и принимаются с учетом уплотнения грунта следующими: при $\varphi_{\text{II}} = 18,0^\circ$: $M_\gamma = 0,43$, $M_q = 2,73$, $M_c = 5,30$; $C_{\text{IIy}} = 22,5$ кПа; $\gamma_{\text{IIy}} = 19,5$ кН/м³; $\gamma_{\text{II}}' = 19,0$ кН/м³; $\gamma_{c1} = 1,2$; $\gamma_{c2} = 1,1$; $D_y = 1,2$ м; $k = 1,0$; $k_z = 1,0$. Тогда $R = 512,0$ кПа.

По формуле (3.4) давление под подошвой уширения составит

$$P = \frac{1426,0 + 1,12 \cdot 5 \cdot 20}{1,12} = 1\,270,0 \text{ кПа,}$$

что значительно превышает расчетное сопротивление R уплотненного грунтового основания. Следовательно, расчет осадки необходимо вести с учетом нелинейности, выполняя условие

$$P \leq P_u \frac{\gamma_c}{\gamma_n}, \quad (3.10)$$

где P_u определяется по формуле (3.5);

γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый согласно п. 5.7.2 СП 22.13330.2016 в зависимости от вида грунта;

γ_n – коэффициент надежности, принимаемый согласно п. 5.7.2 СП 22.13330.2016 в зависимости от уровня ответственности сооружения.

Для оценки НДС уплотненного слоя толщиной $h_{упл}$, расположенного ниже пластических зон, расчетное сопротивление определяется как для условного фундамента диаметром $D_{усл}$. Указанный диаметр и площадь условного фундамента $A_{усл}$ определяются согласно схеме (рисунок 3.2) и составляют в данном примере

$$D_{усл} = D_y + 0,8D_y \cdot 0,75 \cdot 2 = 2,6 \text{ м};$$

$$A_{усл} = \frac{\pi D_{усл}^2}{4} = 5,3 \text{ м}^2.$$

Тогда давление под подошвой условного фундамента составляет

$$P = \frac{1426,0 + 112,0}{5,3} = 290,0 \text{ кПа},$$

что не превышает расчетного сопротивления $R = 512,0$ кПа. Следовательно, деформацию уплотненного слоя $h_{упл}$ и ниже расположенных слоев следует определять в линейной постановке, используя расчетную схему грунтового основания как линейно-деформируемого полупространства.

3.1.2. Расчет осадки с учетом нелинейности

Существующие в настоящее время методы расчета нелинейных осадок позволяют достаточно детально проанализировать процесс деформаций грунтового основания на различных стадиях работы фундамента при загрузении и в целом получать более объективную картину поведения грунтового основания. Весьма актуальным в этом плане представляется расчет деформаций уплотненного грунтового основания под уширением свай в пробитых скважинах. Особенностью последних являются значительные допускаемые давления под

уширением [67]. Последние в $2,0 \div 3,0$ раза превышают давления под уширением буровых свай и находятся в интервале давлений от R до P_u (здесь R – расчетное сопротивление уплотненного грунтового основания; P_u – предельное сопротивление указанного основания). Возможность определять деформации уплотненного грунтового основания за пределами линейной зависимости $S = f(P)$, т.е. в диапазоне $R < P < P_u$, является весьма актуальной задачей с научной и практической точек зрения. Решение данной задачи позволит повысить достоверность расчетов и экономичность проектных решений, не пренебрегая надежностью. С позиции надежности определяющим считают вопрос, насколько допустимо превышать величину расчетного сопротивления R в пределах $P < P_u$.

Из известных способов определения осадок в нелинейной стадии работы грунта следует выделить три наиболее достоверных способа. К их числу следует отнести способ, используемый при проектировании гидротехнических объектов согласно своду правил СП 23.13330.2018 «Основания гидротехнических сооружений». В этом случае осадку S_p фундамента при давлении под подошвой P , превышающем R , определяют по формуле

$$S_p = K_p S_R, \quad (3.11)$$

где S_R – осадка при давлении $P = R$;

K_p – коэффициент нелинейности, определяемый в зависимости от соотношения P/R и угла внутреннего трения грунта.

При этом для слабых грунтов с углом внутреннего трения порядка $\varphi = 5^\circ$ соотношение P/R рассматривается в пределах $P/R \leq 1,7$ (рисунок 3.3). Максимальное значение коэффициента нелинейности $K_p = 2,5$. Если учитывать, что характерной особенностью слабых грунтов считается низкое значение модуля деформации, как правило, в диапазоне $E < 7,0$ МПа, то даже незначительное превышение расчетного сопротивления под подошвой фундамента ведет к существенному увеличению расчетной осадки.

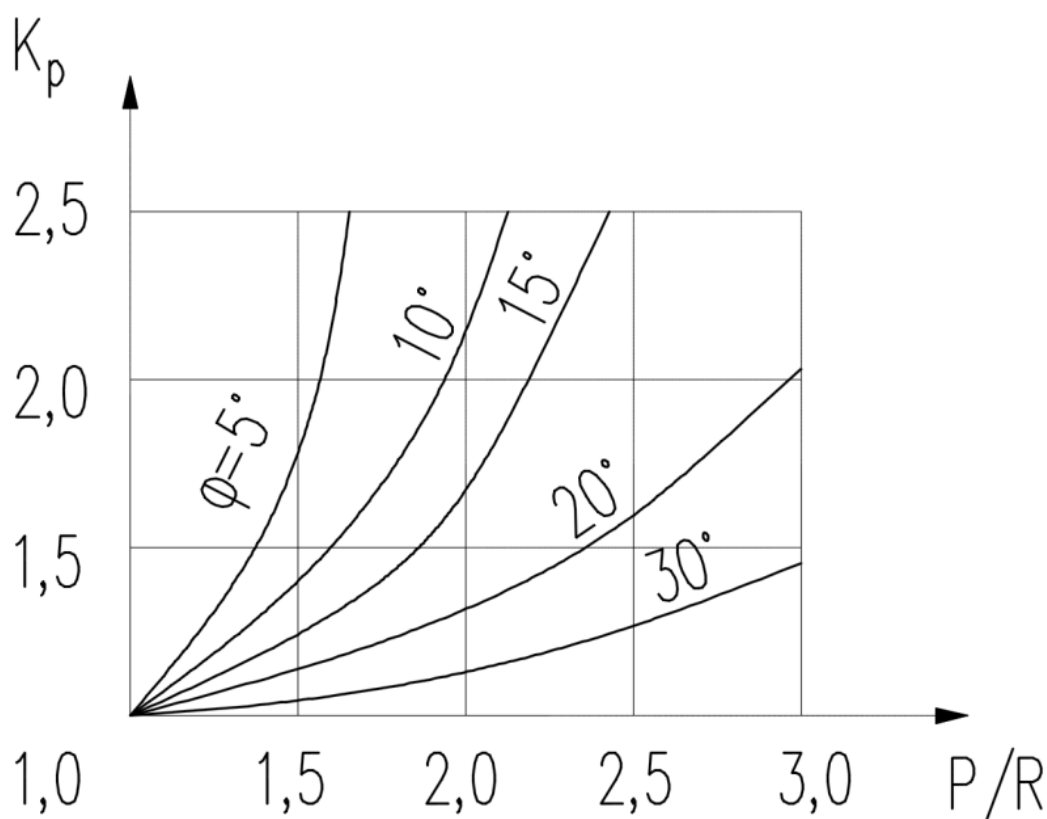


Рисунок 3.3 – Графики для определения коэффициента K_p

В случае с прочными грунтами, для которых $\varphi \geq 30^\circ$, даже при значительном превышении расчетного сопротивления (например, $P/R = 3,0$) коэффициент $K_p = 1,4$. Следовательно, расчетная осадка увеличивается в этом случае в пределах 40 %. Напрашивается вывод, что для прочных грунтов расчеты деформаций грунтового основания с учетом нелинейности имеют хорошую экономическую перспективу с обеспечением требуемой надежности.

К серьезным недостаткам данного метода следует отнести достоверность оценки осредненного значения угла внутреннего трения грунта и неучет удельного сцепления для пылевато-глинистых грунтов. Указанные прочностные характеристики являются определяющими при оценке прочностного состояния грунтового основания (первая группа предельных состояний) [30].

Следует обратить внимание на способ расчета осадок с учетом нелинейности, предложенный Н. В. Орнатским и рассмотренный в работе [89]. Способ основан на решении дифференциального уравнения относительно зависимости $S = f(P)$. В результате получены решения, отражающие особенности плавного перехода

осадки из линейной в нелинейную область в точке $P = R$ и получения бесконечных осадок при $P = P_u$. Однако для реализации способа Н. В. Орнатского требуется определение ряда дополнительных негостированных параметров грунтового основания в отличие от метода М.В. Малышева [93], описанного в разделе 3.1 настоящей работы.

В основе метода – гиперболическая зависимость расчетного сопротивления R , осадки S_R и предельного сопротивления P_u , что позволяет зависимости $S = f(P)$ плавно в точке $P = R$ увеличиваться, переходя в бесконечность при приближении к предельному давлению P_u . В формуле (3.11) осадка с учетом нелинейности зависит от физико-механических параметров, включая деформационные (модуль деформации) и прочностные (угол внутреннего трения и удельное сцепление) характеристики основания. Указанное выгодно отличает данный метод от рекомендаций СП 23.13330.2018. В случае приближения давления P к предельному значению P_u осадка $S_p = \infty$, что и соответствует потере устойчивости грунтового основания. С практической точки зрения последнее не так важно, так как расчет основания по несущей способности (по первой группе предельных состояний) сводится к проверке условия из СП 22.13330.2016:

$$P \leq P_{рд} = P_u \frac{\gamma_c}{\gamma_n}, \quad (3.12)$$

где $P_{рд}$ – расчетно-допускаемое давление; другие обозначения соответствуют формулам (3.4) и (3.5).

Анализируя различные стадии работы грунтового основания, следует отметить существенное отличие процесса деформирования основания при давлениях $P \leq R$ и $R < P \leq P_{рд}$. В диапазоне давлений $P \leq R$ принято считать, что грунтовое основание деформируется благодаря главным образом процессу уплотнения и в незначительной степени – в результате возникновения под краями фундамента зон предельного равновесия с допустимым развитием на глубину $z = 0,25b$ (b – ширина подошвы). При этом расчет осадки S_R по нормам учитывает деформации в пределах активной зоны сжатия грунтового основания H_a . Указанный параметр зависит от величины давления под подошвой, ширины последней, модуля деформации слоев грунта и уровня грунтовых вод. Для

большинства фундаментов в широком диапазоне грунтовых условий проектное значение давлений под подошвой составляет порядка $P = 100 \div 300$ кПа, а толщина расчетной активной зоны сжатия $H_a = (3,0 \div 5,0)b$, что в $12 \div 20$ раз превышает глубину развития зон предельного равновесия на стадии загрузки основания давлением $P = R$. Последнее обуславливает минимизацию влияния зон предельного равновесия на общую расчетную осадку S_R , которая и реализуется в рамках эффекта уплотнения.

При нагрузках на фундамент в диапазоне давлений $R < P \leq P_u$ имеет место увеличение зон предельного равновесия с развитием на глубину $z = 0,8D_y = h_n$ (рисунок 3.4) с формированием упругого ядра, пластических зон и зон выпирания, что и обуславливает потерю устойчивости (прочности) грунтового основания. НДС основания с учетом пластических зон и зон выпирания в указанном выше диапазоне давлений $R < P \leq P_u$ Малышевым М. В. описывается формулой (3.2) с использованием коэффициента нелинейности K_n , который учитывает нелинейный характер зависимости $S = f(P)$ [119]. По мере увеличения давления P возрастает значение K_n , и при $P = P_u$ значение коэффициента соответствует бесконечности при срыве зависимости $S = f(P)$. Последний влечет за собой потерю несущей способности (прочности) грунтового основания. Объективно следует считать, что выражение должно распространяться на описание деформаций основания в пределах развития зон предельного равновесия на глубину $z \approx b$ (рисунок 3.4). Следовательно, общую осадку фундамента с учетом нелинейности предлагается определять из выражения [41, 141]

$$S = S_p K_n + S_R, \quad (3.13)$$

где S_p – осадка сваи при давлении $P = R$ от деформаций слоя грунта толщиной $0,8D_y$ (D_y – диаметр уширения) под уширением (рисунок 3.4);

S_R – осадка сваи от деформаций нижележащих слоев в пределах активной зоны сжатия в линейной постановке от фактического дополнительного давления P_0 .

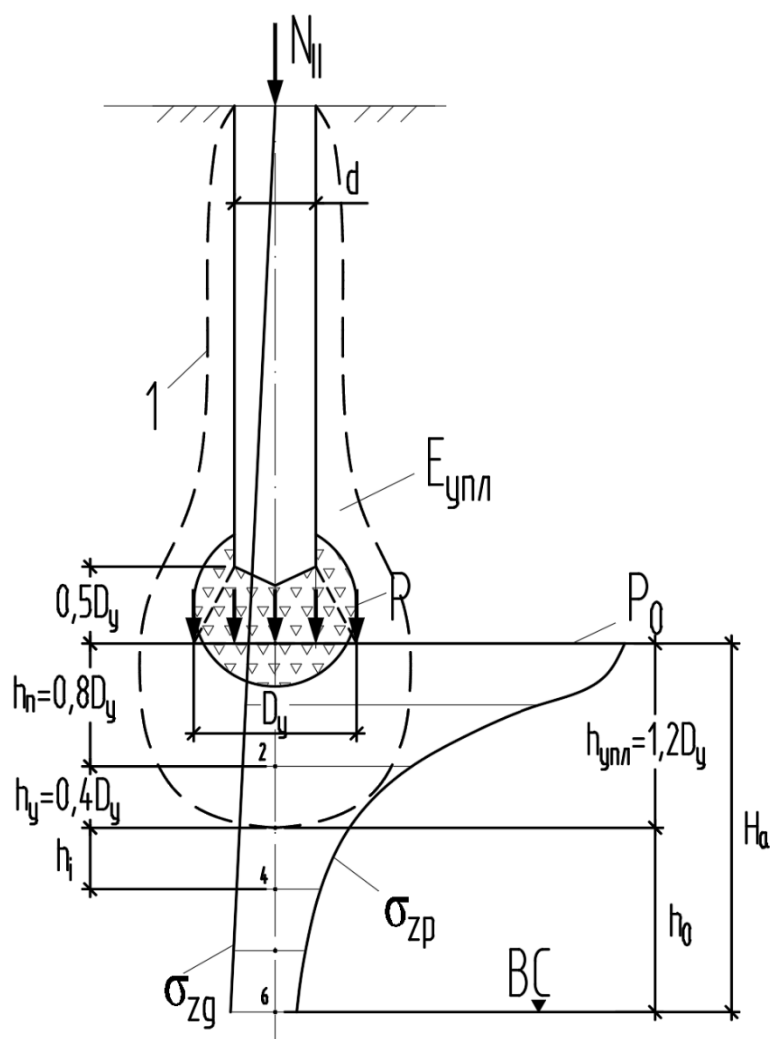


Рисунок 3.4 – Схема расчета осадки сваи в пробитой скважине с уширением

Рассмотренные выше решения по определению осадок фундаментов на стадиях работы грунтового основания от начального нагружения до давления под подошвой фундамента, соответствующего предельному сопротивлению P_u основания, позволяют достаточно объективно оценивать работу грунтового основания на различных этапах нагружения фундамента. Последнее особенно касается фундаментов, технология устройства которых предполагает возможность передачи на основание достаточно значительных давлений порядка $1\,000,0 \div 3\,000,0$ кПа. К категории таких фундаментов относят сваи в пробитых скважинах с уширением. Поверочные расчеты на примере показывают, что в наибольшей степени для определения осадки сваи в пробитой скважине с уширением в нелинейной постановке с достаточной степенью сходимости можно

рекомендовать метод Малышева М. В. Последний модернизирован с учетом процессов преобразования грунтового основания под воздействием специфических особенностей технологии устройства сваи в пробитой скважине с уширением.

К примеру, при расчете осадки сваи в пробитой скважине с уширением по формуле (3.13) требуется определить предельное сопротивление P_u грунта под подошвой уширения. Для формулы (3.5) принимаем следующие значения параметров: $N_\gamma = 2,50$; $N_q = 5,20$; $N_c = 13,10$; $\gamma_I = 19,5$ кН/м³; $\gamma_I' = 19,0$ кН/м³; $c_I = 22,5$ кПа; $d = 5,0$ м; $\xi_\gamma = 0,75$; $\xi_q = 2,5$; $\xi_c = 1,3$. Тогда

$$P_u = 2,5 \cdot 0,75 \cdot 1,12 \cdot 19,5 + 5,2 \cdot 2,5 \cdot 19,0 \cdot 5,0 + 13,1 \cdot 1,3 \cdot 22,5 = \\ = 40,1 + 1235 + 383,2 = 1658,3 \text{ кПа.}$$

Выше в примере давление $P = 1270,0$ кПа, расчетное сопротивление $R = 512,0$ кПа. Расчет осадки при условии $R < P < P_u$ ведем с учетом нелинейности. Коэффициент нелинейности находим из скорректированной формулы (3.2) [9]:

$$K_H = 1 + \frac{(P_u - R)(P - R)}{(P - \sigma_{zg,0})(P_u - P)}, \quad (3.14)$$

где $\sigma_{zg,0} = 5,6 \cdot 19,0 = 106,0$ кПа.

Тогда

$$K_H = 1 + \frac{(1658,3 - 512,0)(1270,0 - 512,0)}{(1270,0 - 106,0)(1658,3 - 1270,0)} = 1,9.$$

Расчет осадки ведем по схеме, приведенной на рисунке 3.4. При этом в пределах зоны уплотнения принимается модуль деформации $E_{упл} = 25,0$ МПа [1]. Общую осадку определяем по формуле (3.1), в которой осадка в пределах развития пластических зон S_R от давления $P = R$ определяется для сжимаемого слоя грунта толщиной $h_n = 0,8D_y$ по формуле послойного суммирования:

$$S_R = \beta \sum \frac{\sigma_i h_i}{E_{yi}}. \quad (3.15)$$

Деформация слоев уплотненного грунта от давления $P = R$ в пределах пластической зоны толщиной h_n составила $S_R = 3,8$ см. С учетом коэффициента $K_H = 1,9$ общая деформация указанных слоев $S_R K_H = 7,2$ см. Деформация слоев

общей толщиной $h_{\text{упл}}$ и h_0 в традиционной линейной постановке задачи составила $S_a = 2,6$ см. Таким образом, общая осадка свай – порядка $S = 9,8$ см. Расчетная осадка свай без учета пластических зон составляет 6,4 см, т.е. менее достоверна и в 1,53 раза меньше, чем с учетом нелинейности.

3.1.3. Расчет осадки с учетом взаимовлияния свай в составе ленточного фундамента

Среди специалистов бытует мнение, что не столько опасно превышение допустимых осадок фундаментов, сколько весьма важно недопущение существенной разности осадок в период эксплуатации объекта. Неравномерные деформации оснований и являются в большинстве случаев определяющими причинами проявления аварийных состояний зданий и сооружений. Поэтому точность прогноза осадок фундамента на стадии проектирования – один из залогов надежной работы строительных конструкций зданий в целом.

В настоящей работе автор излагает результаты исследования взаимовлияния свай с уширением различной длины на осадку. С целью уменьшения указанного взаимовлияния свай принимались различной длины, и варьировалось расстояние между осями свай. Характерной особенностью рассматриваемых свай является существенное давление на грунт под подошвой уширения.

Расчет выполнен применительно к фрагменту из трех свай ленточного свайного фундамента (рисунок 3.5). В рассматриваемой схеме свай принимались различной длины с расположением подошвы уширения в разных уровнях с перепадом Δh . Для фундамента с уширением F_1 длина принята постоянной $l_1 = 7,0$ м, для фундаментов F_2 и F_3 длина l_2 менялась. Последнее обуславливало значения Δh . Для всех свай диаметры ствола $d = 0,53$ м и уширения $D_y = 1,0$ м.

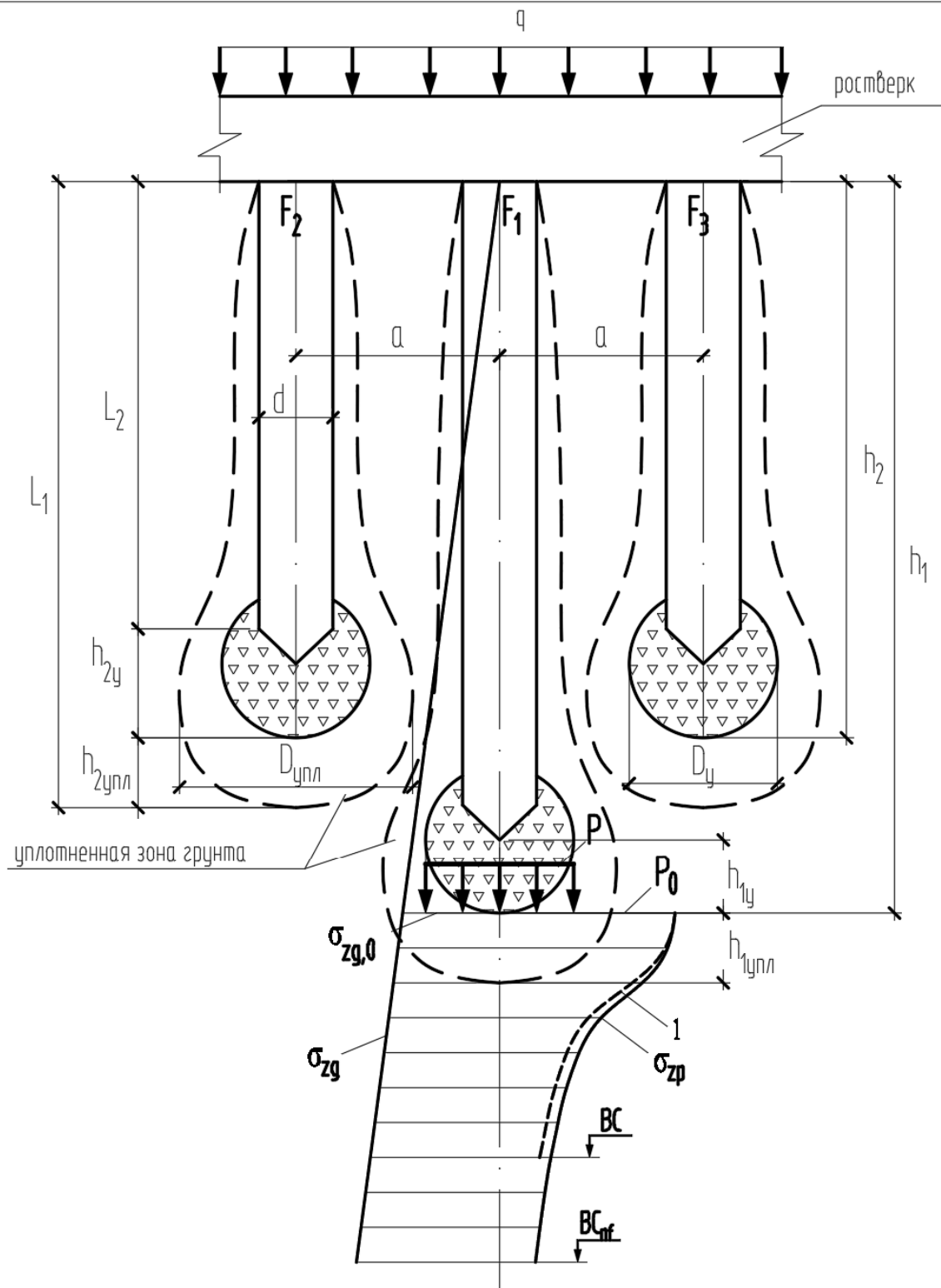


Рисунок 3.5 – Схема расчета осадки ленточного свайного фундамента

Расчет осадок фундаментов выполнялся с использованием расчетной схемы грунтового основания в виде линейно-деформируемого полупространства. Деформации основания определялись методом послойного суммирования. Для расчета использовался программный комплекс «Осадка», позволяющий

учитывать взаимовлияние фундаментов. Основанием свай служит однородный суглинок с показателем текучести $I_L = 0,4$, удельным весом $\gamma = 18,4 \text{ кН/м}^3$, коэффициентом пористости $e = 0,78$, модулем деформации $E = 12,0 \text{ МПа}$. Грунтовые воды отсутствуют. При расчете осадки учитывалось наличие под уширением уплотненной зоны грунта с толщиной слоя $h_{\text{упл}} = 1,2D_y$, где D_y – диаметр уширения, равный 1,2 м. В пределах зоны уплотнения модуль деформации грунта принят $E_{\text{упл}} = 25,0 \text{ МПа}$. Расчет выполняется при нагрузке на каждую сваю порядка 1 200,0 кН. При этом давление под подошвой уширения $P = 1\,500,0 \text{ кПа}$.

Для схемы из трех свай одинаковой длины в данных грунтовых условиях осадки каждой сваи без учета взаимовлияния составляют 87,5 мм (рисунок 3.6). С учетом взаимовлияния при расстоянии между осями свай $a = 3d$ осадка свай F_1 равна 112,0 мм, следовательно, коэффициент взаимовлияния составляет $k_b = 1,28$. Для свай F_2 и F_3 осадки составляют 104,0 мм, и коэффициент взаимовлияния уменьшается практически на 10 % – до $k_b = 1,18$.

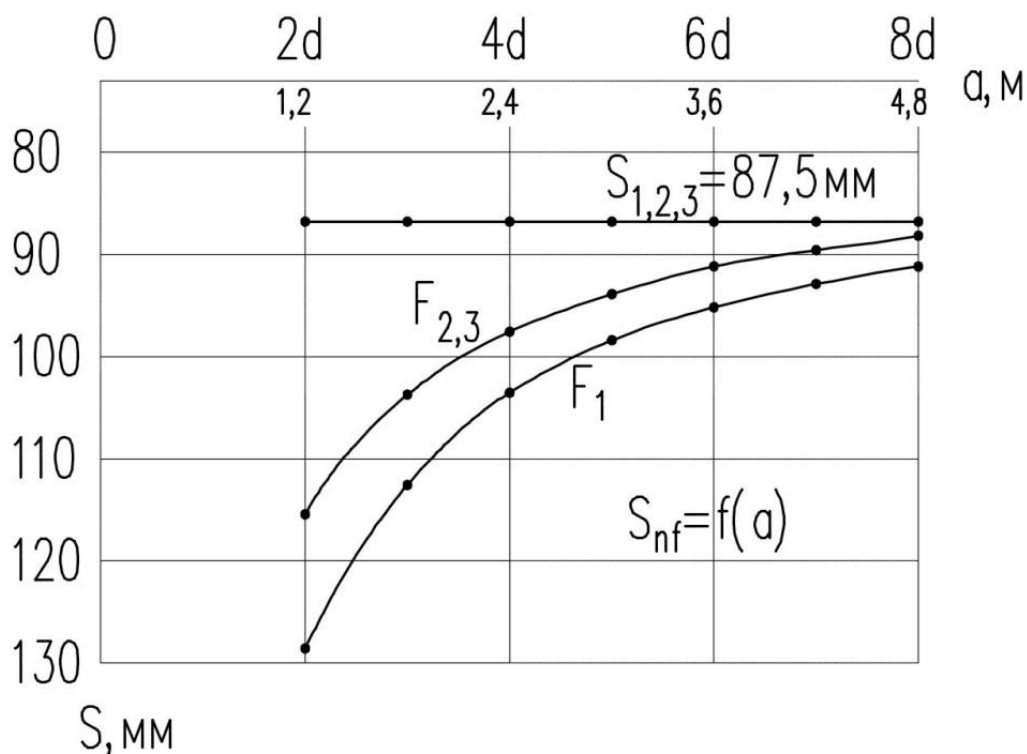


Рисунок 3.6 – Зависимости взаимовлияния фундаментов F_1 и F_2 на осадку от расстояния между осями свай a

По мере увеличения расстояния a существенно снижается взаимовлияние на осадки свай. При расстоянии между осями свай $a = 6d$ отличие осадки средней сваи F_1 и крайних F_2 и F_3 не превышает 4,5 % от общей осадки свай. Из данных рисунка 3.7 видно, что при указанном расстоянии коэффициент влияния для сваи F_1 составляет 1,08, а для свай F_2 и F_3 – порядка 1,05.

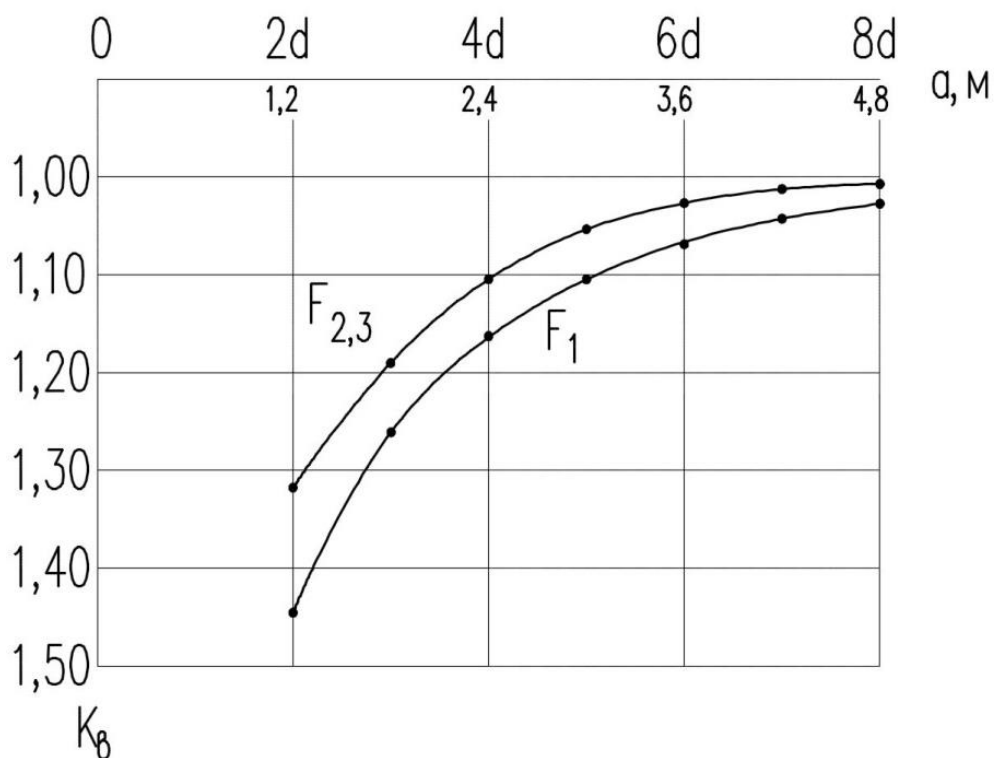


Рисунок 3.7 – Зависимости коэффициента влияния k_b фундаментов F_1 и F_2 от расстояния между осями свай a

В практике проектирования свайных фундаментов рекомендуется принимать расстояние между осями свай в диапазоне $a=(3\div 6)d$. Наиболее часто из-за стремления расположить сваи в один ряд расстояния между осями последних принимаются минимально допустимыми $a_{min} = 3d$. Тогда коэффициент взаимовлияния на осадку весьма значителен. Автором изучено взаимовлияние свай с уширением при разноуровневом расположении уширений, начиная с перепада $\Delta h = 1,0$ м и расстояния $a = 3d$. При указанном расстоянии по мере увеличения Δh снижается осадка сваи F_1 и увеличиваются осадки свай F_2 и F_3 . В наибольшей степени указанные осадки сближаются при $\Delta h = 2,0$ м (рисунок 3.8). К примеру, осадки с учетом взаимовлияния сваи F_1 составляют 107,2 мм, сваи F_2

и F_3 – порядка 108,5 мм, т.е. отличаются в пределах 1,2 %. Принято считать, что для оценки надежности работы грунтового основания указанное различие не имеет значения.

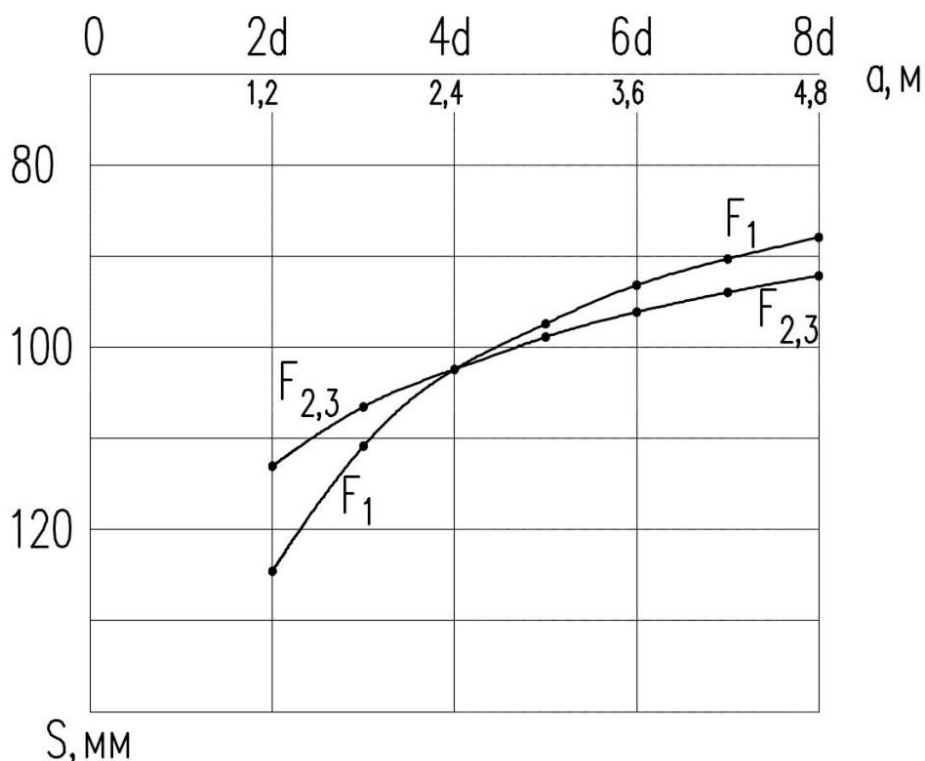


Рисунок 3.8 – Зависимость взаимовлияния на осадку расстояния a при $\Delta h=2,0$ м

Результаты исследования взаимовлияния свай с уширением позволяют минимизировать разницу осадок свай с оптимальным расположением свай в плане. Данный подход способствовал решению задачи по устройству фундаментов осадочного шва в практике реального проектирования объекта «Многоквартирный жилой дом переменной этажности в квартале 71 Центрального района г. Тольятти» [31].

Характерной особенностью свай в пробитой скважине с уширением является то, что значительная доля несущей способности приходится на уширение. Давление на уплотненное грунтовое основание под уширением составляет порядка 1 000,0÷3 000,0 кПа, и расчетные осадки с учетом предложенной выше методики определения весьма велики. Поэтому актуальной является задача минимизировать взаимовлияния свай в пробитых скважинах с уширением при

расчете осадок. При этом если расстояние между осями традиционных свай сечением 30×30 см в проектах принимаются равными $0,9 \div 1,2$ м, то в случае применения свай в пробитых скважинах с уширением указанное расстояние составляет $1,7 \div 2,5$ м. Последнее позволяет выполнять расчет осадки фундамента как для одиночных свай с учетом взаимовлияния от соседних свай.

В большинстве случаев, если расстояние между осями указанных свай меньше 2,0 м при диаметре ствола $d = 0,53$ м и диаметре уширения $D_y = 1,0$ м, взаимовлияние на деформации основания, к примеру, средней сваи в кусте из девяти свай увеличивает осадку рассматриваемой сваи более чем в два раза. Последнее ведет к превышению осадок, допустимых нормами.

Опыт показывает, что при расстояниях между осями свай менее $6d$ работа группы свай в пробитых скважинах с уширением отличается от работы одиночной сваи. Осадка группы свай при одинаковой нагрузке на сваю всегда больше осадки одиночной сваи. Указанное объясняется существенным увеличением давления на грунт под подошвой уширения свай вследствие суммирования напряжений, создаваемых отдельными сваями за счет взаимовлияния [40].

Для разработки рекомендаций по проектированию свай в пробитых скважинах с уширением важным вопросом является исследование осадок свай в результате взаимовлияния. В процессе исследования сравнивались результаты расчета осадки сваи с учетом взаимовлияния в зависимости от изменений шага свай a и глубины заложения исследуемой сваи. Для оценки взаимовлияния на деформации основания изучены ленточные свайные фундаменты с разными глубинами расположения уширения свай в пробитых скважинах с уширением [25, 39].

3.1.4. Взаимовлияние на осадку расположения свай в кусте

В процессе конструирования свайных фундаментов одним из условий является то, что расстояние между осями свай должно быть не менее трех диаметров ствола сваи. Для свай с уширением ограничивается минимальное расстояние в свету между последними величиной 1,0 м независимо от диаметра

уширения. Если учесть, что для свай в пробитой скважине характерны значительные допускаемые давления под уширением (порядка $1\,000,0 \div 3\,000,0$ кПа), то указанное обуславливает весьма значительное взаимовлияние свай на осадку. Последнее следует учитывать при проектировании.

Определение осадок выполняется с использованием расчетной схемы грунтового основания в виде линейно-деформированного полупространства методом послойного суммирования деформаций грунта в пределах сжимаемой толщи основания [9, 18]. С помощью программы «Осадка» произведен расчет деформаций средней свай в составе ряда свай в пробитых скважинах с уширением. Основанием испытываемой свай служит суглинок мощностью 20,0 м со следующими характеристиками: удельный вес грунта $\gamma = 18,4$ кН/м³; модуль деформации $E = 12,0$ МПа; удельный вес минеральных частиц $\gamma_d = 27,0$ кН/м³; коэффициент пористости $e = 0,78$, показатель текучести $I_L = 0,4$ [37]. Граничные условия: нагрузка на сваю $N_{II} = 1\,500,0$ кН; длина свай 6,0 м; глубина заложения 7,0 м; диаметры ствола свай $d = 0,5$ м и уширения $D_y = 1,0$ м (рисунок 3.9).

Результаты исследования группы свай показывают, что расстояние между сваями существенно сказывается на величине осадки. При очень малом расстоянии между соседними сваями грунт между ними настолько сильно уплотняется, что выделяется из окружающего массива грунта и перемещается при нагружении свай вместе с ними как одно целое [133]. В результате уменьшается сопротивление по боковой поверхности, так как периметр такого свайно-грунтового массива обычно меньше суммы периметров отдельных свай. Сопротивление же грунта под уширением возрастает в результате увеличения площади опирания. Поэтому сопротивление группы свай нужно определять с учетом указанных изменений в работе свай [24, 68].

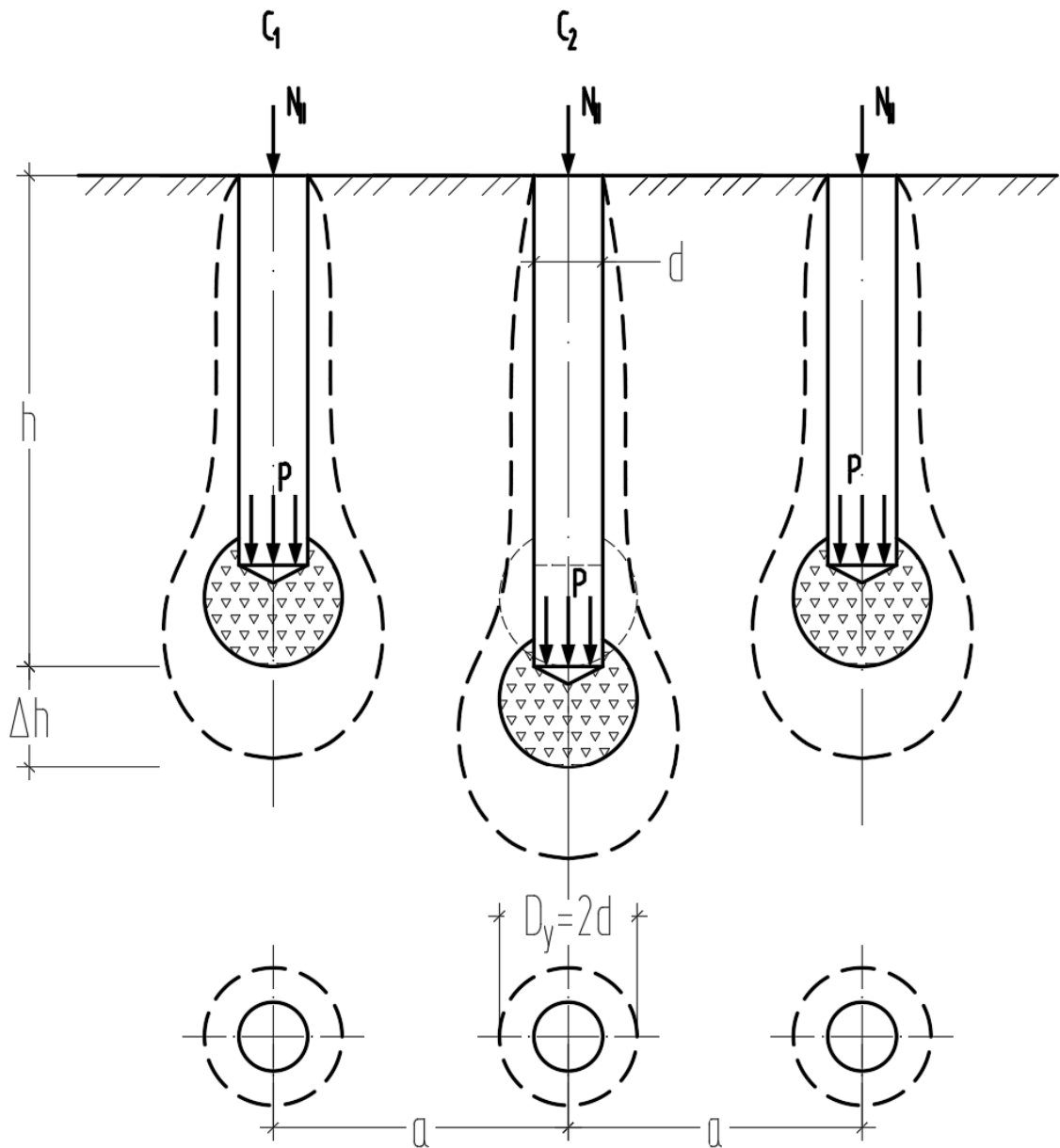


Рисунок 3.9 – Схема ленты из свай свай в пробитых скважинах с уширением разной длины и разного шага

В соответствии с СП24.13330.2021 расстояние между осями свай должно быть не менее $3d$. Опыт показывает, что при расстояниях более $3d$, но менее $6d$, работа группы свай отличается от работы одиночной сваи: осадка группы свай при одинаковой нагрузке на сваю всегда больше осадки одиночной сваи. Это явление объясняется возрастанием давления на грунт ниже уширений вследствие

суммирования напряжений, создаваемых отдельными сваями, и заметным увеличением толщины активной зоны сжатия основания.

Ставилась задача проследить тенденцию развития осадок с учетом взаимовлияния при шаге свай в пределах $3 \div 5 d$. Результаты расчета отображены в таблице 3.1, и построен график зависимости деформации основания от шага свай в ленточном фундаменте (рисунок 3.10). Из графика следует, что при расстоянии между сваями $3d$ разница осадок с учетом и без учета влияния составила 10%, что необходимо учитывать при проектировании. С увеличением расстояния между сваями до $5d$ величина осадки с учетом влияния соседних свай стремится к осадке одиночной сваи, что в практических расчетах позволяет не учитывать взаимовлияние.

Таблица 3.1 – Результаты расчета осадки с учетом взаимовлияния в зависимости от шага свай

Шаг свай	Осадка сваи C_2 без учета влияния	Осадка сваи C_2 с учетом влияния	Разница осадок
$a, \text{ м}$	$S_2, \text{ мм}$	$S_{fn2}, \text{ мм}$	$\Delta_2, \text{ мм}$
$3d$	73,6	80,8	7,2
$4d$	73,6	77,0	3,4
$5d$	73,6	74,7	1,1

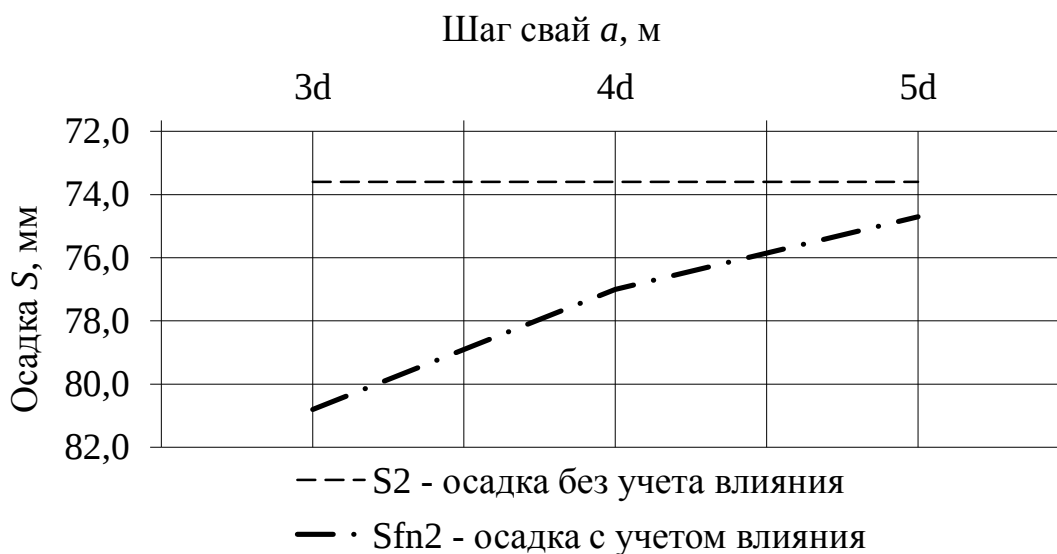


Рисунок 3.10 – Зависимость осадки от шага свай

Взаимное влияние свай зависит также от соотношения расстояния между сваями и длины последних. При длинных сваях влияние больше, чем при коротких.

Автор исследовал зависимость величины осадки при постепенном заглублении свай с учетом влияния соседних свай прежней длины. Разница между глубинами свай изменялась в пределах от $1d$ до $5d$. По результатам расчета осадки испытываемой сваи C_2 построен график зависимости деформации основания от глубины заложения сваи (рисунок 3.11). Из данных графика следует, что с увеличением глубины заложения сваи осадка последней с учетом влияния стремится к величине осадки сваи без учета влияния. Результаты расчета представлены в таблице 3.2.

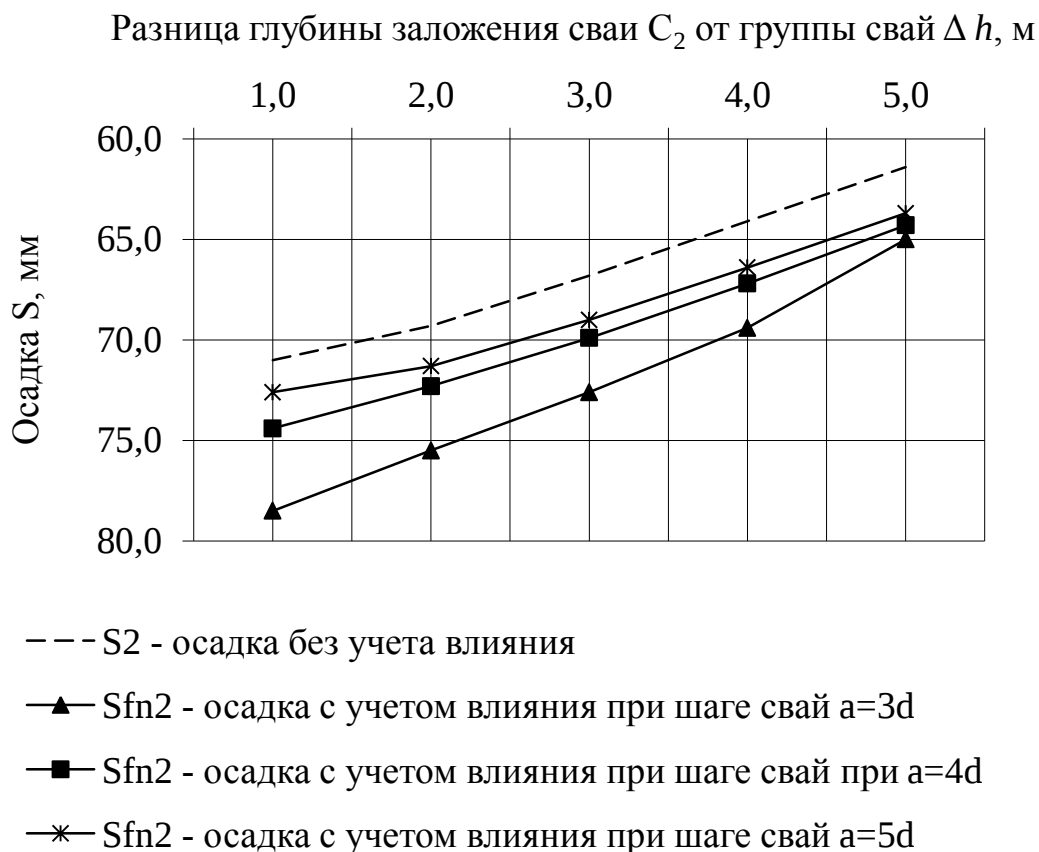


Рисунок 3.11 – Зависимость деформации основания от глубины заложения сваи

Таблица 3.2 – Результаты расчета осадки для ряда свай с различными шагом и длиной

жени я	л свай C_2	Осадка сваи C_2 при шаге $a = 3d$	Осадка сваи C_2 при шаге $a = 4d$	Осадка сваи C_2 при шаге $a = 5d$
-----------	--------------------	--	--	--

		без учета влияния	с учетом влияния	разница осадок	без учета влияния	с учетом влияния	разница осадок	без учета влияния	с учетом влияния	разница осадок
Δh , м	h_2 , м	S_2 , мм	Sfn_2 , мм	Δ_2 , мм	S_2 , мм	Sfn_2 , мм	Δ_2 , мм	S_2 , мм	Sfn_2 , мм	Δ_2 , мм
1,0	8,0	71,0	78,5	7,5	71,0	74,4	3,4	71,0	72,6	1,6
2,0	9,0	69,3	75,5	6,2	69,3	72,3	3,0	69,3	71,3	2,0
3,0	10,0	66,8	72,6	5,8	66,8	69,9	3,1	66,8	69,0	2,2
4,0	11,0	64,1	69,4	5,3	64,1	67,2	3,1	64,1	66,4	2,3
5,0	12,0	61,4	65,0	3,6	61,4	64,3	2,9	61,4	63,7	2,3

Важное значение имеет количество свай в фундаменте. Большее количество свай в фундаменте существенно увеличивает взаимовлияние свай на деформации основания. Если от влияния двух соседних свай дополнительная осадка средней сваи при шаге $3d$ составляет порядка 17,0 мм, то от влияния восьми свай в кусте из девяти свай указанная дополнительная осадка увеличится в четыре раза и составит порядка 68,0 мм. Последняя величина весьма значительна. Так как осадки всех свай в кусте должны быть равными, потенциальное стремление к неравномерным деформациям обуславливает возникновение в ростверке существенных дополнительных усилий в виде изгибающих моментов и поперечных сил, что и следует учитывать в расчетах [23, 48].

В настоящее время нормы ограничивают расстояние между осями свай с условием $a \geq 3d$. Минимальное значение шага обусловлено существенным взаимовлиянием свай при оценке несущей способности [133, 135]. Но для свай в пробитых скважинах с уширением указанное расстояние требует корректировки, так как значительная площадь уширения при расчете по деформациям дает значительный прирост осадки с учетом взаимовлияния.

При исследовании взаимовлияния свай в кусте варьировалось также количество свай – от одиночной сваи до девяти свай в кусте (рисунок 3.12). Отмечается сходимость осадки при четных и нечетных расположениях свай в кусте при шаге больше $4d$. При этом разница объема бетона фундамента достигает 40 % [136].

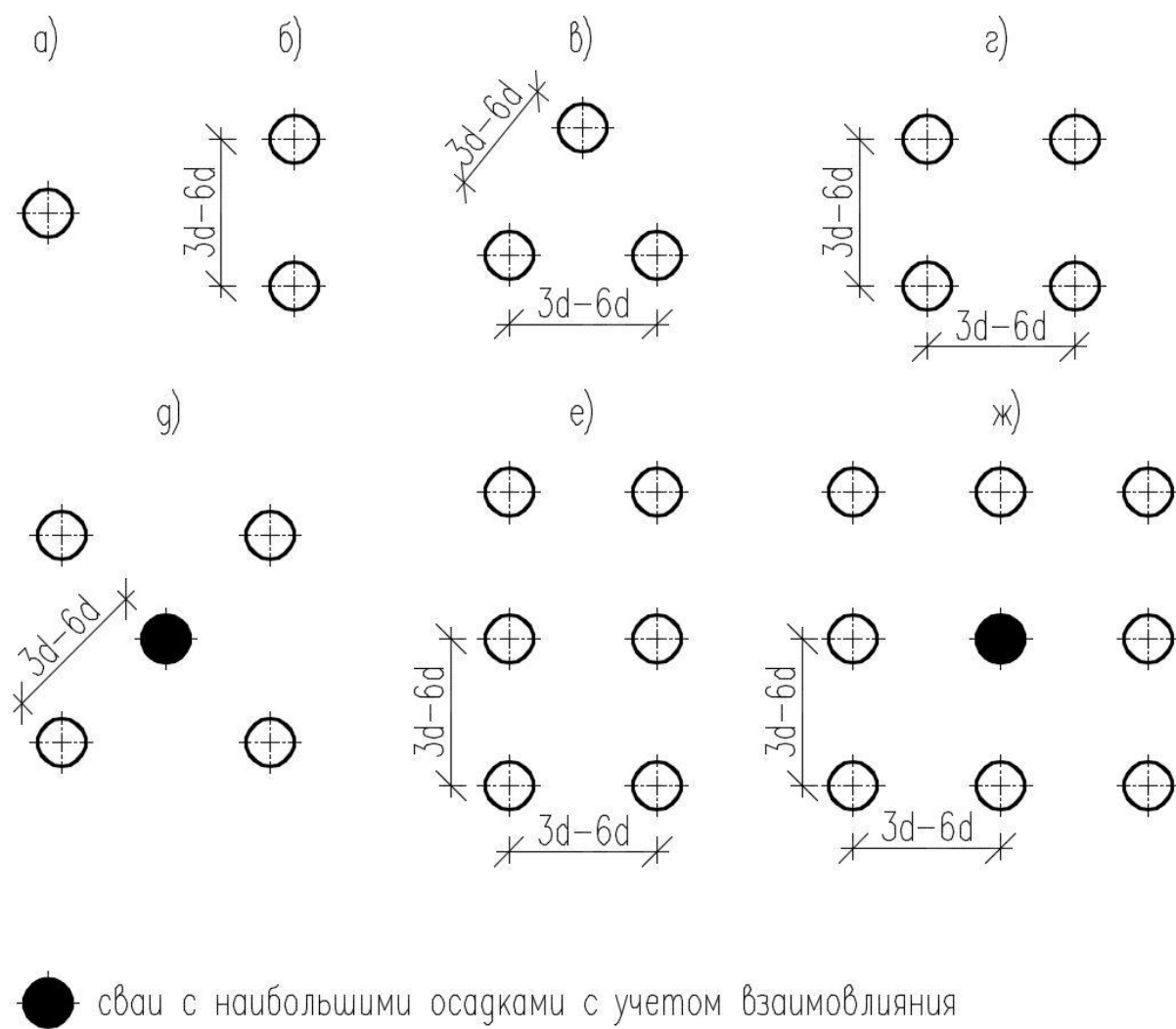


Рисунок 3.12 – Схема расположения свай при расчете осадок:

- а) одиночной сваи; б) куста из двух свай; в) куста из трех свай;
 г) куста из четырех свай; д) куста из пяти свай; е) куста из шести свай;
 ж) куста из девяти свай

При дальнейшей расстановке свай в схеме происходит приращение деформации за счет влияния соседних свай. Так, при расположении в схеме свай прирост осадки средней сваи с учетом взаимовлияния составляет 64 % от осадки сваи в кусте из девяти свай при шаге $3d$ (рисунок 3.13). При этом с увеличением расстояния между осями сваи от $4d$ до $6d$ процент приращения уменьшается с 54 % до 35 %.

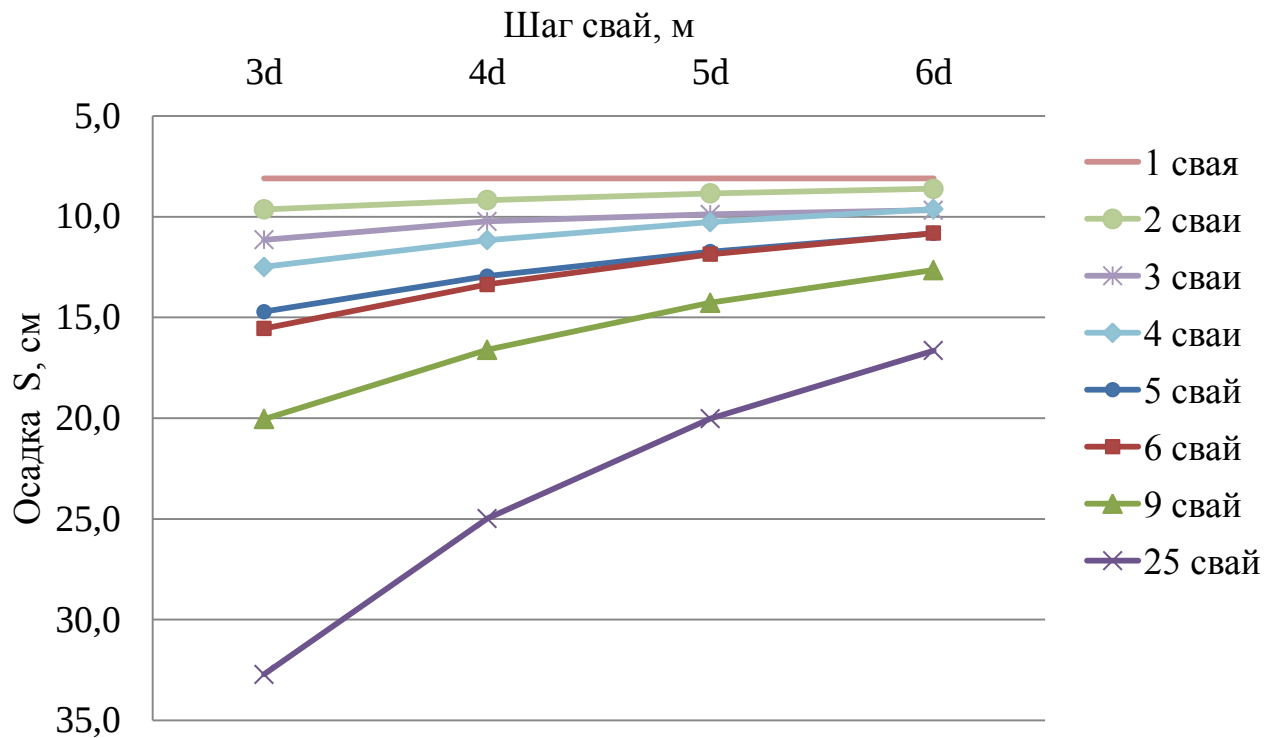


Рисунок 3.13 – Осадки свай с учетом взаимовлияния в зависимости от шага свай в кусте

Для ленточного свайного фундамента при расстоянии между сваями $3d$ разница осадок с учетом и без учета влияния составила 10 %, что необходимо учитывать при проектировании. С увеличением расстояния между сваями до $5d$ величина осадки с учетом влияния соседних свай стремится к осадке одиночной сваи [36], т.к. напряжения под сваями меньшей длины затухают до возникновения напряжений под подошвой условного фундамента, состоящего из свай большей длины, что практически позволяет не учитывать влияние при дальнейших расчетах.

Из сравнения основных методов расчета следует, что величина осадки фундамента, вычисленная по одним только осевым вертикальным напряжениям в условиях невозможности бокового расширения грунтов, получается такого же порядка, как и при учете трех компонентов нормальных напряжений. Наиболее просто рассчитывать осадки фундаментов при учете влияния соседних

фундаментов по одним только вертикальным напряжениям, полученным от действия всех внешних сил [11-13].

Актуальность вопроса выбора варианта фундамента при строительстве зданий и сооружений со значительной нагрузкой от надземной части на основание особо заметна на примере зданий высокой этажности или заводских цехов существенной проектной мощности, когда в пределах пятна проекции здания давление превышает порядка 500 кПа [110, 16, 137]. С учетом того, что для застройки отводятся все более неблагоприятные территории с позиции грунтовых условий, возникает необходимость применения свайных вариантов фундаментов.

Проектирование свайных полей включает расчет по двум группам предельных состояний: количество свай определяется исходя из несущей способности последних, при этом расчет по второй группе предельных состояний (по деформациям) сводится к расчету некоторого условного фундамента, подошва которого располагается в уровне острия сваи [145]. При указанных выше диапазонах нагрузок на основание и для грунтов с модулем деформации $E \leq 12,0$ МПа результаты расчета осадки часто превышают допускаемые деформации основания, принимаемые по строительным нормам в пределах $100,0 \div 200,0$ мм.

При проектировании свайных фундаментов под силосы цементного завода «Мордовцемент» по предложению автора разработан вариант разноуровневых фундаментов [17, 28]. Исследовалось свайное поле, объединенное в разноуровневые кусты из девяти свай одинаковой длины. Кусты одной длины расположены в шахматном порядке с целью уменьшения осадки от взаимного влияния (рисунок 3.14). Среднее давление под подошвой условного фундамента порядка 500,0 кПа. Свайное поле состояло из свай общим количеством 816 шт. длиной 5,0 и 8,0 м. Расчетно-допускаемая нагрузка на сваю в пробитой скважине с уширением $N_{рд} = 2\,150,0$ кН. Суммарная расчетная нагрузка на свайное поле порядка 1 750 000,0 кН.

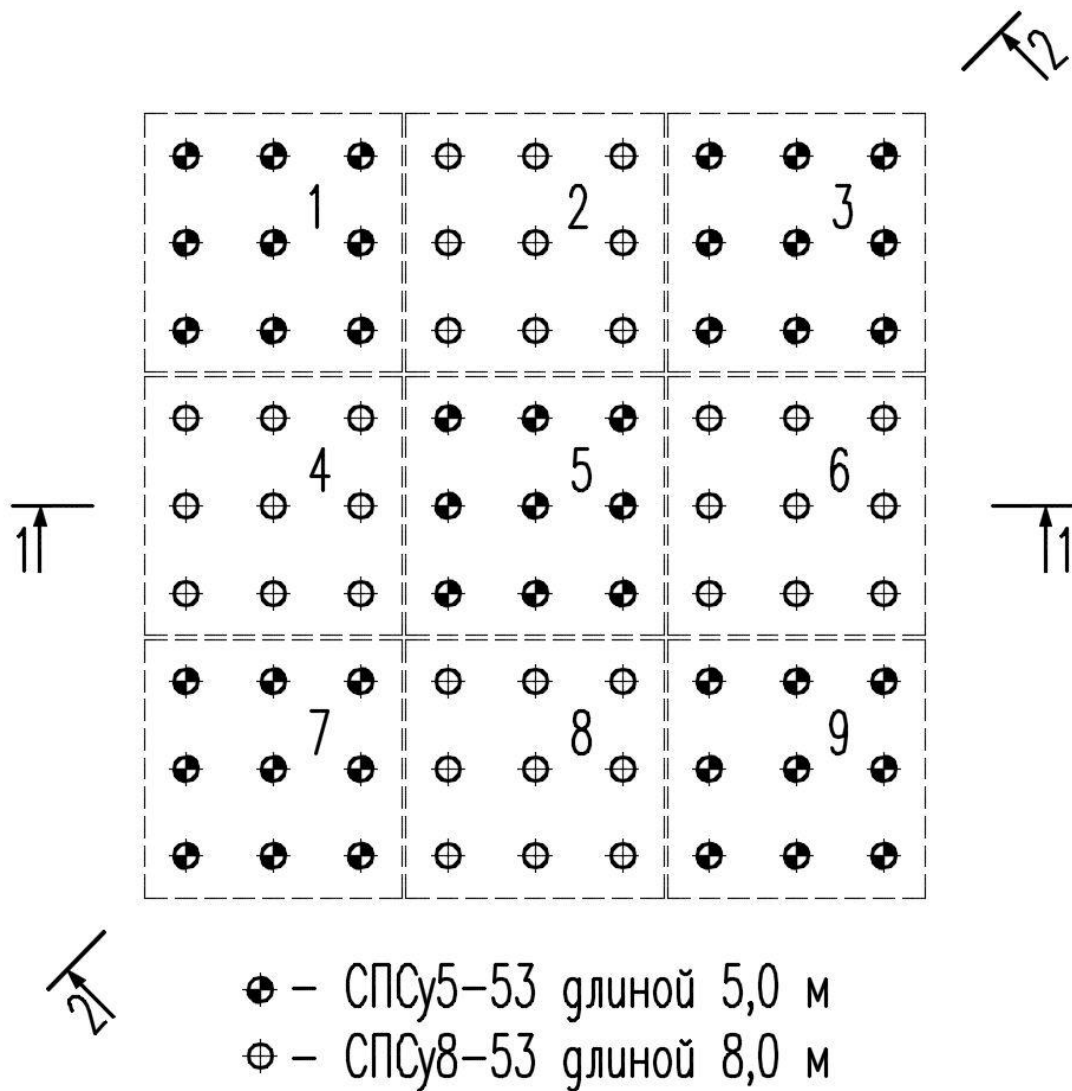


Рисунок 3.14 – Фрагмент схемы кустов свай в плане

Проведенный анализ расчетных данных осадок и распределения дополнительных напряжений позволил установить существенную зависимость деформационных характеристик от пространственной конфигурации свайного поля. Как следует из графической интерпретации результатов (рисунок 3.16), при равномерной глубине погружения свай наблюдается значительное превышение предельно допустимых значений осадки. В то же время применение ступенчатой схемы заложения фундаментных элементов с вариацией глубины погружения отдельных кустов (рисунок 3.15) демонстрирует принципиально иную картину - происходит оптимизация распределения осадочных деформаций по площади фундамента с одновременным снижением их абсолютных значений. Полученные

результаты убедительно свидетельствуют о существенном влиянии пространственной дифференциации глубины заложения на кинематику деформационных процессов в основании.

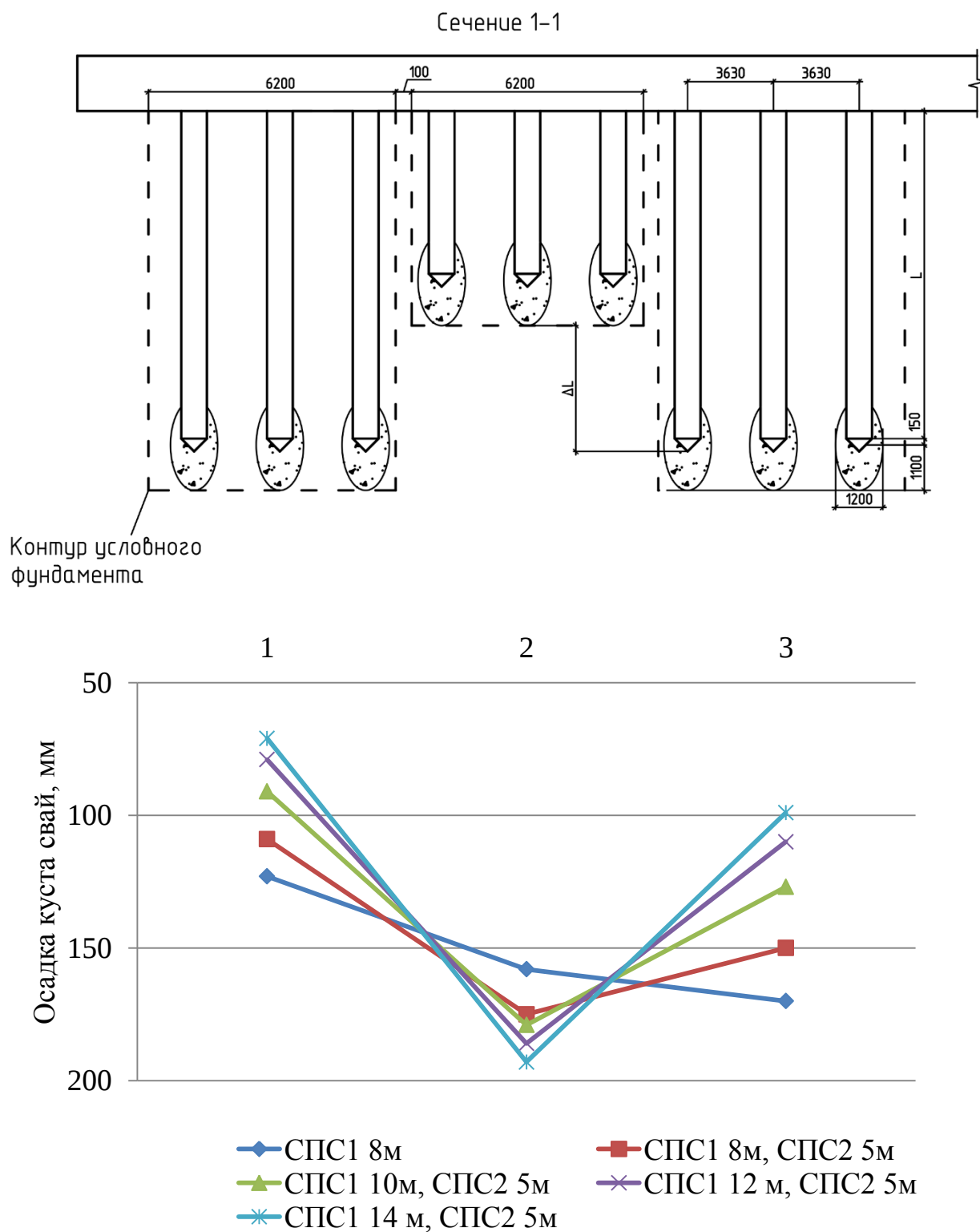


Рисунок 3.15 – Осадка с учетом взаимовлияния по сечению 1-1

Сечение 2-2

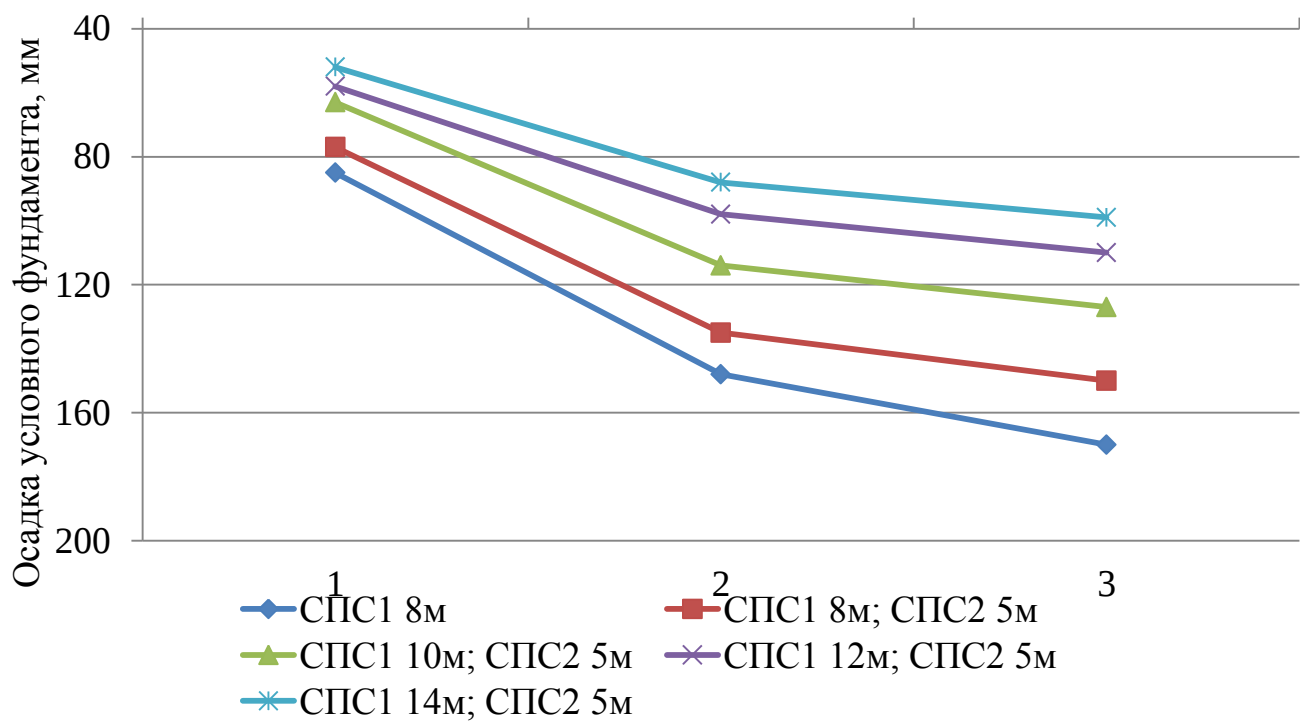
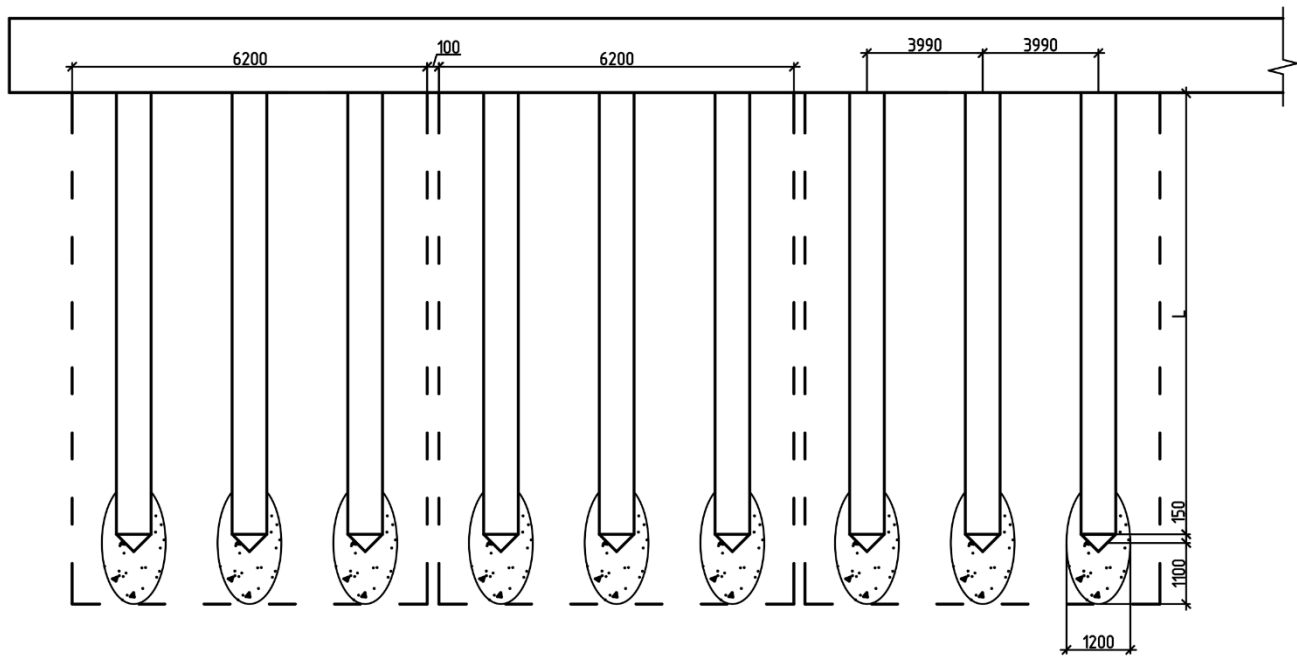


Рисунок 3.16 – Осадка с учетом взаимовлияния по сечению 2-2

Проведенные исследования выявили существенное влияние свайных кустов с большей глубиной заложения на соседние группы свай с меньшим заглублением. Анализ полученных данных показывает, что при проектировании целесообразно ориентироваться на расчетные осадки менее заглубленных свайных групп, сравнивая полученные значения с нормативными требованиями. Результаты аналитических вычислений демонстрируют снижение общей осадки разноуровневых фундаментных конструкций на $25\div 30\%$ по сравнению с традиционными решениями с равномерным заглублением, что существенно улучшает показатели деформационной устойчивости основания.

Особый интерес представляет случай ступенчатого расположения девятисвайных кустов, где наблюдается сокращение зоны активного сжатия в 6,0 раз благодаря уменьшенной площади подошвы отдельных кустов по сравнению с общей площадью свайного поля. Это приводит к отсутствию кумулятивного эффекта осадок [138, 139] и обеспечивает снижение расчетных деформаций в 2,4 раза. При этом допустимые значения осадок не превышаются.

Детальный анализ схемы взаимодействия девяти свайных кустов (рисунок 3.14) выявил пространственную неоднородность взаимного влияния. Наибольшее воздействие на центральный куст №6 оказывают кусты №1 и №3, увеличивая его осадку на 8,5 см (рисунок 3.10). Менее значительное влияние (около 2,5 см) наблюдается со стороны кустов №2, №6÷9, подошвы которых расположены на 3,0 м глубже. При этом суммарная осадка куста №1 с учетом всех взаимодействий соответствует предельно допустимым значениям.

Исследование пространственного распределения осадок (рисунок 3.11) показало, что диагональное влияние свай быстро затухает из-за геометрических факторов, тогда как эффект разноуровневого взаимодействия проявляется постепенно, способствуя выравниванию неравномерности осадок. Полученные результаты подтверждают эффективность применения разноуровневых свайных систем для оптимизации деформационных характеристик фундаментов.

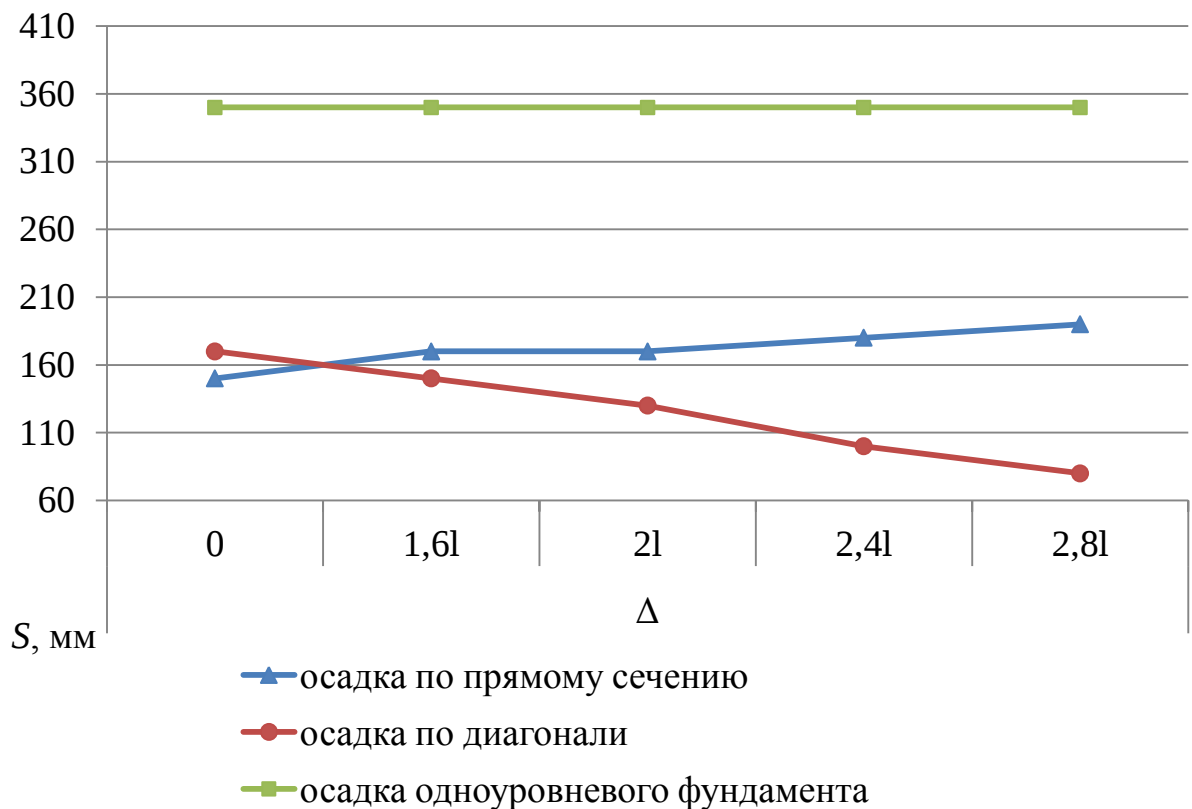


Рисунок 3.17 – Осадка в различных направлениях по плану расстановки свай разной глубины залегания торца уширения в шахматном порядке в зависимости от разницы длин свай

Проведенные исследования выявили существенную зависимость величины осадки разноуровневых свайных кустов от межосевых расстояний между сваями, обусловленную эффектами их взаимного влияния. Экспериментальные данные свидетельствуют, что при критически малых расстояниях между сваями происходит интенсивное уплотнение межсвайного грунтового массива, приводящее к его совместному взаимодействию с несущими элементами. В результате формируется единый свайно-грунтовой массив, демонстрирующий принципиально иной характер работы по сравнению с изолированными сваями.

Данный феномен сопровождается двумя взаимосвязанными процессами: во-первых, отмечается снижение общего периметра боковой поверхности массива по сравнению с суммарным периметром отдельных свай, что уменьшает величину сопротивления по боковой поверхности. Во-вторых, наблюдается увеличение

площади опирания за счет объединения зон влияния под нижними концами свай, что существенно повышает сопротивление грунта под их основаниями.

Указанные особенности требуют принципиально нового подхода к расчету несущей способности свайных групп, учитывающего формирование единого деформационного поля и изменение характера взаимодействия «свая – грунт» при различных схемах их расположения. Особое значение приобретает корректный учет реологических свойств уплотненного межсвайного грунтового массива и его влияния на перераспределение напряжений в основании. Полученные результаты подчеркивают необходимость разработки уточненных методик расчета, учитывающих нелинейный характер изменения сопротивления грунта в зависимости от геометрических параметров свайного поля.

3.1.5. Выравнивание осадок свай при различных диаметрах уширений с учетом взаимовлияния

Одним из определяющих факторов осадки фундамента является глубина сжимаемой толщи основания, в пределах которой деформации слоев грунта имеют практическое значение [77–80]. Величина сжимаемой толщи основания зависит от внешней нагрузки, формы, размеров и глубины заложения фундаментов, а также от геологического строения грунтов и уровня залегания грунтовых вод [23].

В настоящее время для определения величины сжимаемой толщи основания принято использовать метод, исходящий из схемы распределения напряжений с глубиной. Слои грунта практически деформируются до глубины, где дополнительное давление от расчетной внешней нагрузки в зависимости от значения модуля деформации грунтового основания составляет 20 % или 50 % по отношению к существующему природному давлению [50, 63].

Преимущество этого метода заключается в том, что определение сжимаемой толщи основания производится с учетом перечисленных выше факторов. Однако при выборе цифрового соотношения (50 %) между напряжениями допускается

существенная условность [51, 61, 83]. Для уточнения этого соотношения необходима постановка специальных опытов.

При проектировании традиционных забивных свай количество и шаг последних определяются исходя из несущей способности. Расчет осадки одиночной сваи не имеет практического смысла, так как осадка, как правило, незначительна. Расчет по второй группе предельных состояний (по деформациям основания) производится для куста свай ввиду того, что под последним имеет место активная зона сжатия значительной толщины [48, 138].

Если традиционные призматические сваи в большинстве случаев применяются с диаметрами $d = 0,3 \div 0,35$ м, то сваи в пробитых скважинах с уширением имеют диаметры уширения $D_y = 0,8 \div 1,6$ м. При давлении под уширением P в диапазоне $1\,000,0 \div 3\,000,0$ кПа активная зона сжатия грунта под уширением при расчете осадки составляет $H_a = (4 \div 6)D_y$. Поэтому при проектировании фундаментов с применением свай в пробитых скважинах с уширением в ряде случаев определяющим оказывается расчет основания по второй группе предельных состояний (деформациям), и весьма важным считается учет взаимовлияния свай при определении расчетных осадок [49].

Инженерные задачи, включающие в себя проектирование фундаментов под жилые дома повышенной этажности (≥ 16 эт.), предполагают устройство свайного поля, равномерно распределенного под сплошной монолитной плитой. Следовательно, возникающее под уширением сва в пробитой скважине давление одинаково, если сваи имеют равные диаметры уширения.

Определяющим в расчете свайного поля является условие непревышения допустимых осадок. Для принятых в настоящей работе грунтов при вышеуказанной нагрузке на сваю $N_{II} = 1\,8250,0$ кН и давлении под подошвой уширения $P = 1\,650,0$ кПа осадка одиночной сваи с уширением определяется по схеме (рисунок 3.18).

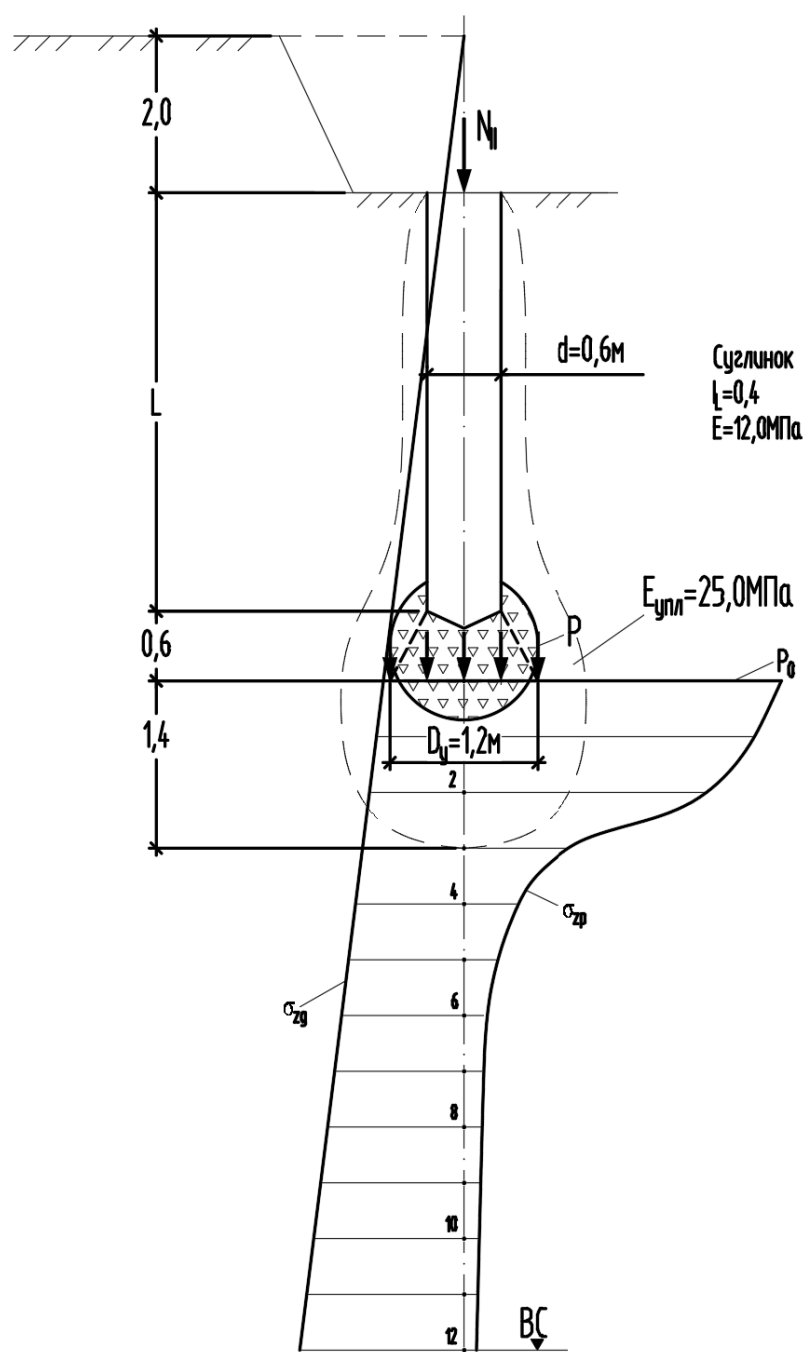


Рисунок 3.18 – Схема расчета осадки свай в пробитой скважине

Приведена принципиальная схема (рисунок 3.19) свайного поля, объединенного сплошной плитой. Выделено три характерные сваи, осадки которых испытывают влияние различного количества соседних свай [47, 51].

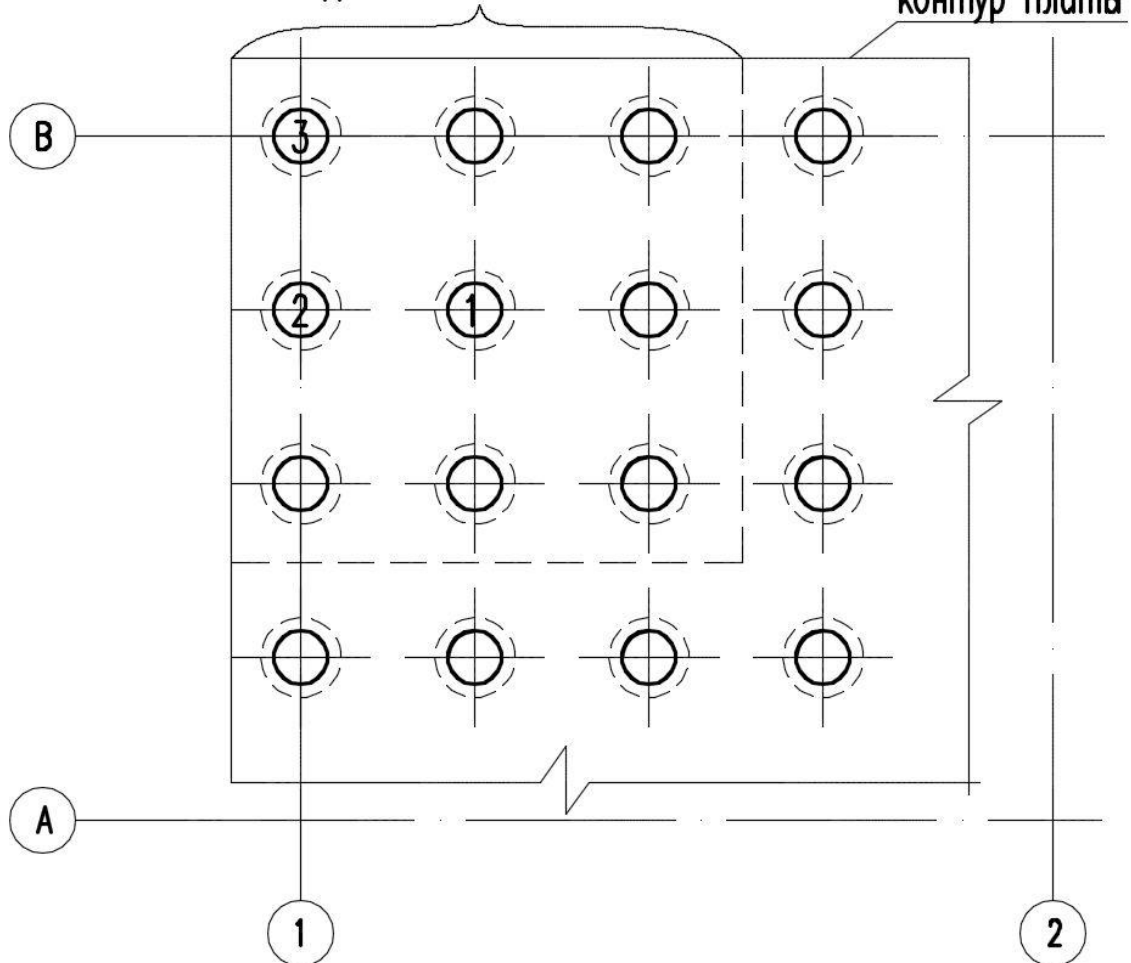


Рисунок 3.19 – Схема фрагмента свайного поля с характерным расположением свай

Исходя из примера, на осадку центральной сваи СПСУ-1 главным образом влияют восемь соседних свай, расположенных вокруг указанной. На осадку сваи СПСУ-2 – пять соседних свай, входящих в контур ростверка. Осадка сваи СПСУ-3 зависит от трех соседних свай. Получены следующие результаты расчетов осадки свай с учетом взаимовлияния: для СПСУ-1 $S_1 = 14,8$ см; для сваи СПСУ-2 $S_2 = 11,8$ см; для СПСУ-3 $S_3 = 9,8$ см. Следовательно, влияние соседних свай на СПСУ-1 превысило осадку одиночной сваи в 2,2 раза. Аналогично для СПСУ-2 – в 1,7 раза; для СПСУ-3 – в 1,4 раза. Относительная разность осадок ($\Delta = \Delta S - L$) между СПСУ-1 и СПСУ-2 составила 0,014, что больше допустимого значения

$\Delta_u = 0,003$ в 4,8 раза [119]. Соответственно, $\Delta_{1-3} = 0,0017$ больше Δ_u в 5,6 раза (рисунок 3.20).

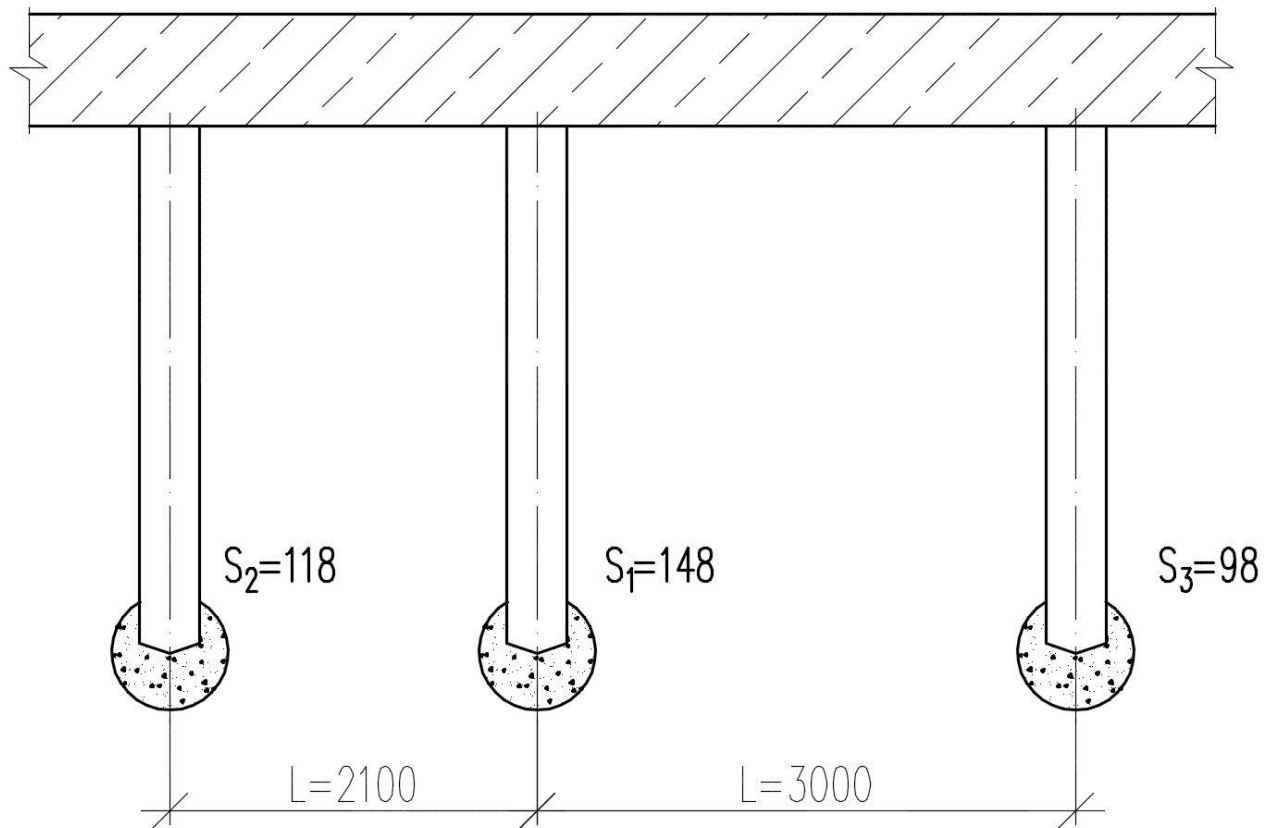


Рисунок 3.20 – Осадки свай с учетом взаимовлияния в зонах 1, 2 и 3

Можно считать, что указанная разность деформаций является недопустимой и при учете подобной разности деформаций в процессе расчета каркаса надземной части в конструкциях последней могут возникнуть весьма значительные усилия. В целом неравномерность осадок в работе отдельных участков свайного поля приводит к существенному снижению надежности строительных конструкций здания за счет неравномерного распределения усилий и концентрации недопустимых напряжений в конструкциях. Поэтому выравнивание осадок рассматриваемых свай является актуальной задачей. В традиционных фундаментах из сборных призматических свай выравнивание осадок достигается путем изменения расстояния между осями свай. В случае применения свай в пробитых скважинах с уширением появляется возможность варьирования величины площади уширения, что предполагает изменение давления P под

уширением и существенно влияет на толщину активной зоны сжатия [22, 27, 49]. Указанное позволяет регулировать расчетные осадки свай в пробитых скважинах с уширением. Однако при этом может недопустимо уменьшаться несущая способность свай.

В практических расчетах по мере определения осадок каждой сваи с учетом взаимовлияния соседних рекомендуется задаваться соответствующими жесткостями основания свай, и с учетом последних выполняют расчеты плитного ростверка и конструирование с обеспечением требуемого армирования.

В целом технология устройства свай в пробитых скважинах с уширением позволяет варьировать за счет изменения диаметра уширения не только несущую способность сваи, но и осадку S на этапе проектирования и устройства свай. Выравнивание осадок S характерных участков свайного поля под зданием ведет к более равномерному распределению усилий в каркасе, позволяя уменьшать сечение несущих элементов. Исследование взаимовлияния свай на осадки каждой сваи в составе свайного поля при проектировании позволяет вычислять экстремальные значения осадок и в целом определять жесткости свайного основания. Последнее рекомендуется использовать при конструировании свайных ростверков, соответствующее армирование которых обеспечивает надежную работу фундаментов в целом, для уменьшения максимальных расчетных осадок свай.

3.1.6. Уменьшение деформаций грунтового основания свай с многоступенчатым расположением уширения

Все известные методы устройства уширения с использованием щебня предусматривают создание уширения в одном уровне. В данной работе рассматривается устройство уширений в двух-трех уровнях. Разработаны рекомендации по проектированию и методика расчета осадки при условии, что создается не одно, а несколько уровней уширения (рисунок 3.21) [54, 71]. Указанное позволяет увеличить толщину высокомодульной активной зоны сжатия грунтового основания. С участием автора на ряде объектов СПСУ

выполнялись с двух- и трехуровневым уширением. Образование уширения в трех уровнях достигается за счет того, что при пробивке скважины первый уровень уширения формируется ниже проектной отметки торца сваи. После этого отметка засыпки щебня поднимается на заданный уровень, и втрамбовывается щебень для формирования второго уровня. Подъем отметки трамбования каждого последующего уровня составляет порядка $0,8d$ (d – диаметр трамбовки) [16]. В целом формирование многоуровневых уширений позволяет существенно уменьшить расчетные осадки и увеличивать допускаемые нагрузки на сваи. В этом случае расчет деформаций можно вести с учетом нелинейности [72, 74].

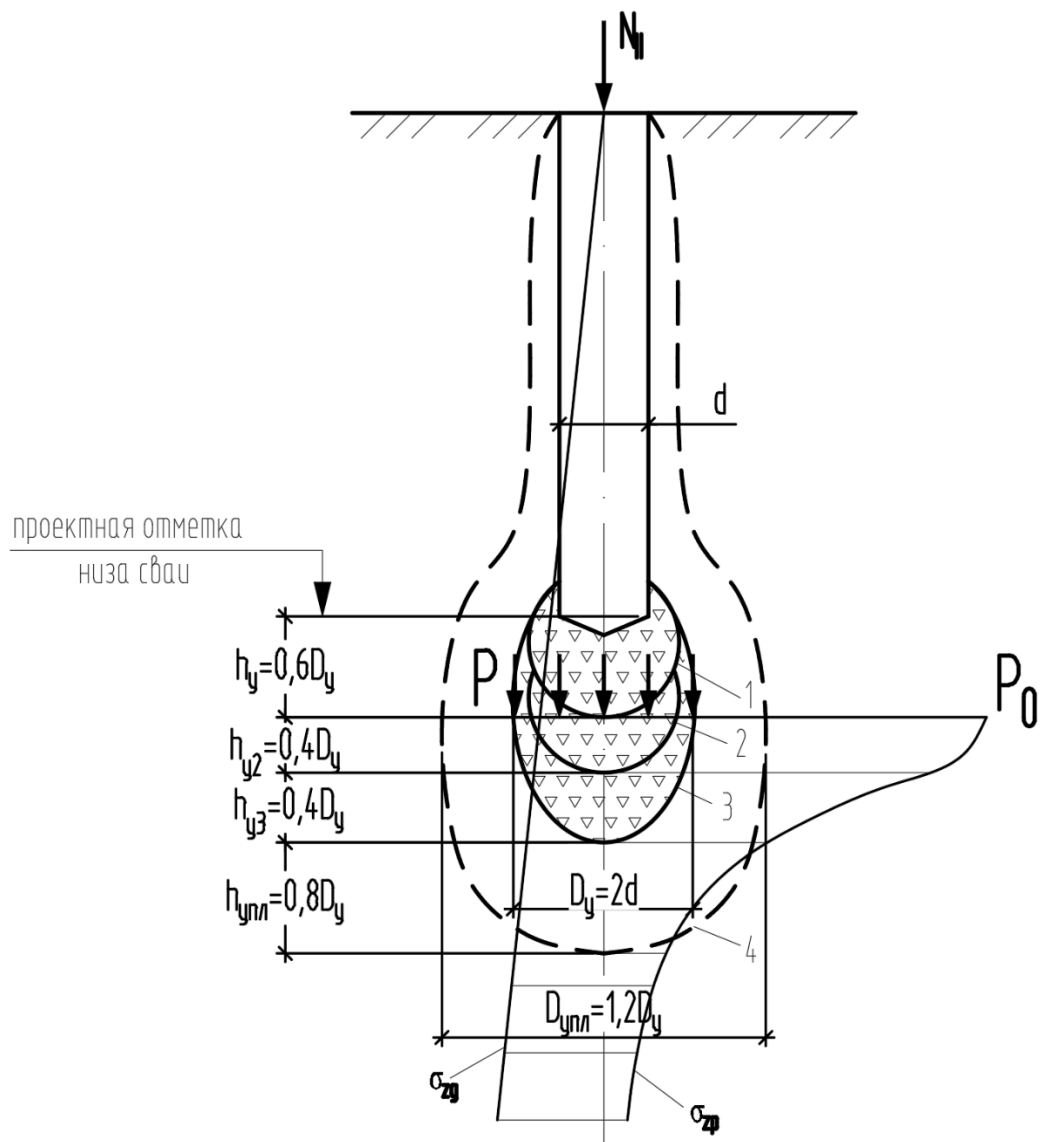


Рисунок 3.21 – Схема расчета осадки сваи в пробитой скважине с уширением с трехуровневым уширением: 1, 2, 3 – контуры уширения первого, второго, третьего уровней; 4 – уплотненная зона грунта

Применение нескольких слоев уширения ведет к увеличению толщины высокомодульной активной зоны сжатия грунтового основания. При одинаковой нагрузке на фундамент, но при разноуровневых уширениях достигается значительное уменьшение деформации грунтового основания, что может существенно расширить применение рассматриваемых фундаментов в широком диапазоне грунтовых условий и особенно в сильносжимаемых грунтах, например в грунтах с модулем деформации $E < 7,0$ МПа. В этом случае существенно увеличивается толщина активной зоны сжатия грунтового основания, так как нижняя граница сжимаемой толщи определяется для условия $\sigma_{zp} \leq 0,2\sigma_{zg}$.

Использование многослойных уширений приводит к формированию значительной высокомодульной зоны активного сжатия в грунтовом массиве. Проведенные исследования демонстрируют, что при сохранении постоянной нагрузки на фундамент, но при вариативном расположении уширений по глубине, достигается существенное снижение деформационных характеристик основания. Данный эффект особенно значим для сильносжимаемых грунтовых сред с модулем деформации $E < 7,0$ МПа, что открывает перспективы для расширения области применения таких фундаментных конструкций. В этом случае существенно увеличивается толщина активной зоны сжатия грунтового основания, так как нижняя граница сжимаемой толщи определяется для условия $\sigma_{zp} \leq 0,2\sigma_{zg}$.

Как следует из схемы (рисунок 3.22), более 80 % площади эпюры вертикальных напряжений σ_{zp} реализуется в пределах малосжимаемого грунтового основания, состоящего из втрамбованного щебня второго и третьего уровня уширений с модулем деформации $E_{щ} = 50,0$ МПа и уплотненной области грунта с модулем деформации $E_{упл} = 25,0$ МПа [26]. Оставшиеся 20 % вертикальных напряжений перераспределяются в слоях грунтового основания природного сложения, что в целом и обуславливает значительное уменьшение расчетных осадок свай и выполнения условия расчета по деформациям $S \leq S_u$.

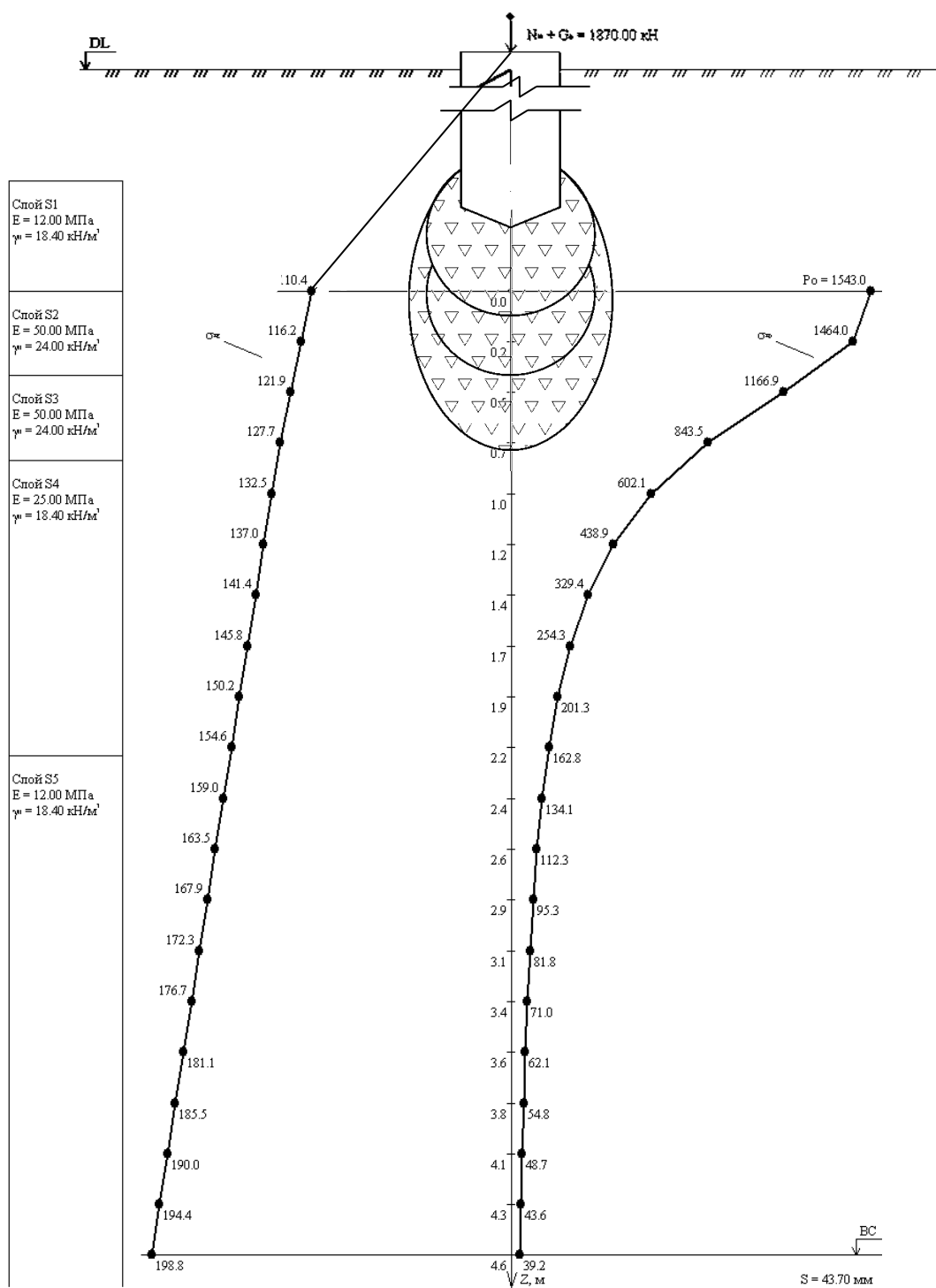


Рисунок 3.22 – Расчетная схема осадки

Из данных графика (рисунок 3.23) следует, что осадка при одном кольце уширения значительно превышает осадку, которая имеет место при трех уширениях. Отличие при втором и третьем уширениях – порядка 20 %. Наиболее обоснованно выглядит втрамбовывание щебня в двух уровнях. В этом случае

осадка в 1,5 раза меньше, чем при одном уровне уширения, и в 1,2 раза больше по сравнению с трехуровневым уширением.

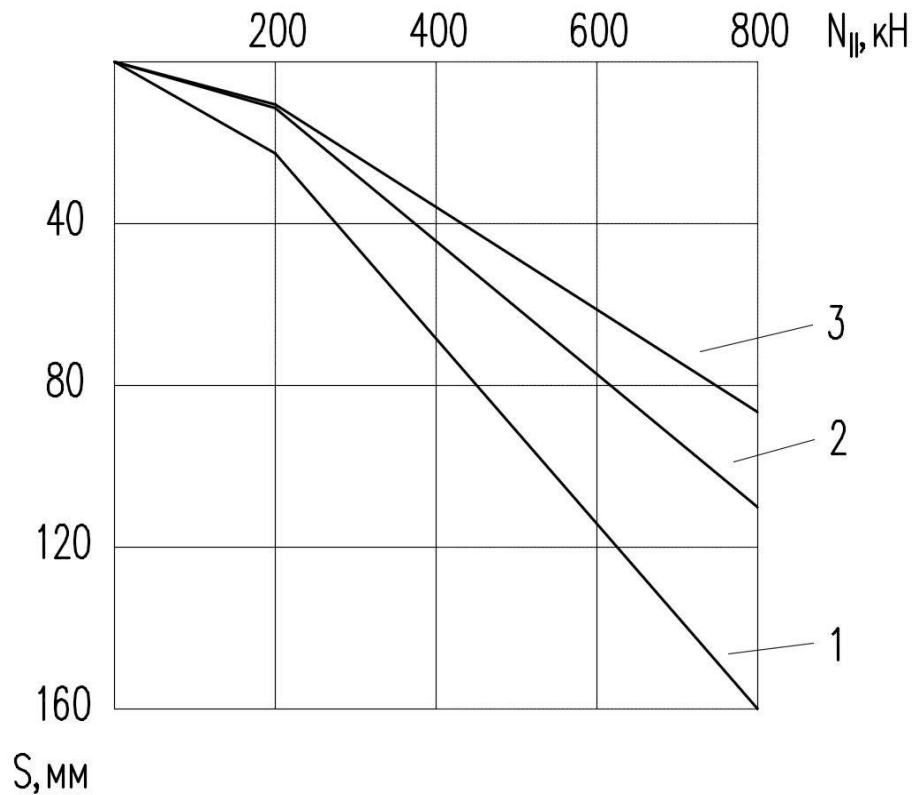


Рисунок 3.23 – График зависимости конечных осадок сваи в пробитой скважине с уширением с учетом нелинейности от нагрузки при: 1 – одно-; 2 – двух-; 3 – трехуровневом уширениях

3.2. Осадки свай во времени с учетом реологических процессов

Известно, что грунт представляет собой трехфазовый компонент, состоящий из твердых минеральных частиц, воды и воздуха в виде пузырьков. Каждая из фаз имеет отличающиеся физико-механические свойства. Соотношение указанных фаз и определяет историю и характер формирования напряженно-деформируемого состояния (НДС) грунтового основания фундаментов любого типа. Выявление процесса формирования НДС многофазового грунта представляет собой весьма сложную задачу на современном этапе развития механики грунтов [14, 90]. Считается, что изменение во времени НДС

многофазового грунта имеет большую значимость в решении практических задач при оценке устойчивости грунтового основания и прогнозе деформаций грунта в нестабилизируемом состоянии уплотнения.

Нестабилизированное НДС водонасыщенного грунта зависит как от свойств скелета грунта, так и от поведения поровой воды. Следовательно, зависит от коэффициента фильтрации и коэффициента сжимаемости. Указанные свойства (фильтрация и сжимаемость) главным образом определяют продолжительность процесса уплотнения грунтового основания во времени. Наряду с указанным, время стабилизации деформаций грунтового основания сваи в пробитой скважине с уширением существенно зависит в данном исследовании от диаметра уширения, давления под подошвой уширения и толщины активной зоны сжатия грунтового основания. Отличительной особенностью сваи в пробитой скважине с уширением считаются заметно высокие давления под уширением порядка $P = 1\,000,0 \div 3\,000,0$ кПа.

Для решения практических инженерных задач прогноза деформаций трехфазный грунт рассматривают в виде двухфазного грунтового основания, состоящего из поровой сжимаемой газосодержащей воды и скелета грунта. В процессе протекания НДС водонасыщенного грунта выделяют три стадии: начальную, промежуточную и конечную стабилизированную [120, 125]. Первые работы по изучению деформаций грунтового основания во времени сделаны К. Терцаги в 1924 г.. В указанном направлении существенный вклад принадлежит Герсеванову Н.М., Цытовичу Н.А., Флорину В.А., Зарецкому Ю.К., Тер-Мартirosяну З.Г. и др.

Для оценки осадки во времени введено понятие степени консолидации во времени $U(t)$ как отношения развивающейся осадки $S(t)$ к стабилизированной $S(\infty)$:

$$U(t) = \frac{S(t)}{S(\infty)}. \quad (3.15)$$

В настоящем исследовании по изучению сваи в пробитой скважине с уширением грунтовое основание деформируется под действием локальной нагрузки. Следовательно, осадка происходит в результате объемного сжатия

основания и деформаций сдвига скелета грунта по мере образования зон предельного равновесия. Общая осадка складывается из осадки фильтрационной консолидации $S_v(t)$ и ползучести скелета при сдвиге $S_\gamma(t)$. В целом общая осадка составит

$$S(t) = S_v(t) + S_\gamma(t). \quad (3.16)$$

Первая часть формулы зависит от коэффициента фильтрации грунта и объема напряженного массива грунтового основания. Вторая часть $S_\gamma(t)$ определяется свойствами ползучести скелета при сдвиге. При отсутствии ползучести время стабилизации равно нулю. В целом НДС водонасыщенного грунтового основания следует рассматривать с позиции объемной деформации, учитывающей ползучесть и фильтрационную консолидацию.

3.2.1. Осадки свай с учетом фильтрационной консолидации

По мере увеличения нагрузки на фундаменты при строительстве зданий и сооружений возникают деформации основания. Последние, как правило, носят неравномерный характер во времени на различных этапах строительства, обуславливая перераспределение усилий в надфундаментных конструкциях. Расчет осадок и прогнозирование деформаций системы «сооружение – грунтовое основание» во времени является одной из наиболее сложных задач механики грунтов [120, 125, 132].

В процессе решения указанной задачи следует обращать внимание на стабилизированные и нестабилизированные деформации основания, т.е. конечные осадки и перемещения во времени. В инженерной практике в большинстве случаев ограничиваются определением конечной (стабилизированной) осадки фундамента. Однако для строительного производства характерно неритмичное ведение работ, что в ряде случаев обуславливает необходимость учета развития осадок во времени. Указанное относится к объектам со значительными размерами в плане, когда возможно расположение свай в различных слоях грунта с существенным отличием деформационных характеристик и коэффициентов фильтрации [57]. Учет осадок во времени актуален и для свай в пробитых

скважинах с уширением, особенностью которых являются значительные давления под уширением порядка $1\,000,0 \div 3\,000,0$ кПа и мощность активной зоны сжатия грунтового основания $3,0 \div 5,0$ м.

Для нагруженного грунтового основания характерно протекание процессов релаксации и ползучести. Указанные процессы главным образом имеют место в глинистых грунтах и практически не проявляются в песках [73, 76]. Под ползучестью в нашем случае следует понимать развитие деформаций грунта во времени при постоянном давлении под уширением. При этом реологические процессы самым существенным образом зависят от степени влажности и показателя текучести грунта. По мере увеличения последнего значение указанных процессов возрастает.

Модель грунта представляет собой грунтовую массу, в которой давление вначале передается на воду (поровое давление), а затем перераспределяется на скелет грунта (эффективное давление). В общем и целом каждому периоду времени соответствует уравнение равновесия, согласно которому давление на основание распределяется на скелет грунта $P_{ск}$ и воду P_w :

$$P = P_{ск} + P_w. \quad (3.17)$$

В водонасыщенном грунтовом основании под уширением сваи одновременно протекают два процесса: процесс фильтрации воды по закону Дарси и деформации твердой части грунтового основания по законам упругости и ползучести. По мере завершения выдавливания воды из пор грунтового основания давление окончательно перераспределяется на скелет грунта. В этот момент $P = P_{ск}$, что соответствует окончанию процесса фильтрационной (первичной) консолидации. С увеличением нагрузки на грунтовое основание нарастает процесс вторичной консолидации вследствие ползучести скелета грунта.

В ряде работ отмечается, что первичная и вторичная консолидации в наибольшей степени проявляются в водонасыщенных грунтах [76, 125, 132].

Первичная консолидация характеризуется коэффициентом первичной консолидации C_v , определение которого может осуществляться двумя методами [112, 11112]. Первый предложен Ф. Тейлером в 1905 г. и носит название метода

корня квадратного из времени. Второй метод – логарифмический – предложен А. Казагранде в 1926 г. Оба метода включают испытание грунтов на сжатие, и при некотором постоянном давлении анализируется характер деформаций во времени в соответствии с графиками $S = f(\sqrt{t})$ или $S = f(\ln t)$ (рисунок 3.24) [132].

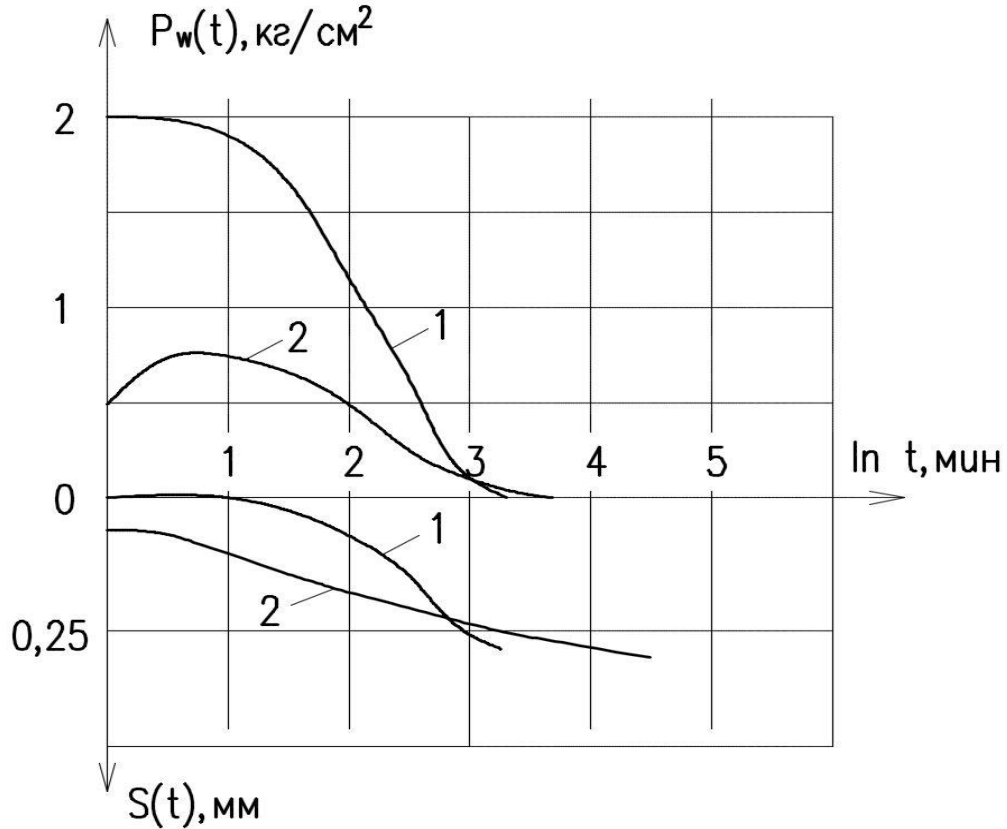


Рисунок 3.24 – Сравнение кривых консолидации ленинградской глины ненарушенной структуры ($h = 2,5$ см): 1 – по теории фильтрационной консолидации; 2 – по эксперименту

В рекомендациях по определению параметров ползучести и консолидации [100] отмечаются серьезные расхождения. Различие может составлять $5 \div 9$ раз. Тем не менее, в настоящее время в ряде исследований достаточно достоверно решена задача первичной консолидации [126, 130] грунтовой массы и получено выражение для степени консолидации на любое заданное время t :

$$t = \frac{4Nh^2}{\pi^2 C_v}, \quad (3.18)$$

где N – фактор времени, зависящий от характера эпюры распределения вертикальных напряжений σ_z по глубине. Для прямоугольной и треугольной эпюр распределения напряжений σ_z значения фактора времени принимаются по таблице

3.3 [76] в зависимости от степени уплотнения S_t/S_∞ , где S_t – осадка в произвольный момент, S_∞ – конечная расчетная осадка.

Таблица 3.3 – Значение фактора времени N от степени уплотнения

Эпюра	Фактор времени N	Степень уплотнения $U_{90} = S_t/S_\infty$ при первичной консолидации									
		0,205	0,21	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95
Прямо-угольная	N	0,02	0,08	0,17	0,31	0,49	0,71	1,00	1,40	2,09	2,80
Треугольная	N	0,005	0,02	0,06	0,13	0,24	0,42	0,69	1,08	1,77	2,54

Коэффициент консолидации определяется из выражения

$$C_v = \frac{k_f}{m_v \gamma_w}, \quad (3.19)$$

где k_f – коэффициент фильтрации, м/сут;

m_v – коэффициент относительной сжимаемости ($\text{м}^2/\text{тс}$), определяется по формуле

$$m_v = \frac{(1+e_0)\beta}{E}, \quad (3.20)$$

где e_0 – коэффициент пористости;

β – коэффициент бокового расширения, принимается в зависимости от вида грунта;

γ_w – удельный вес воды, равный $10,0 \text{ кН/м}^3$;

E – модуль деформации грунта, кПа.

В формуле (3.18) h – расчетная толщина слоя, в пределах которой учитывается процесс фильтрационной консолидации, м (рисунок 3.25).

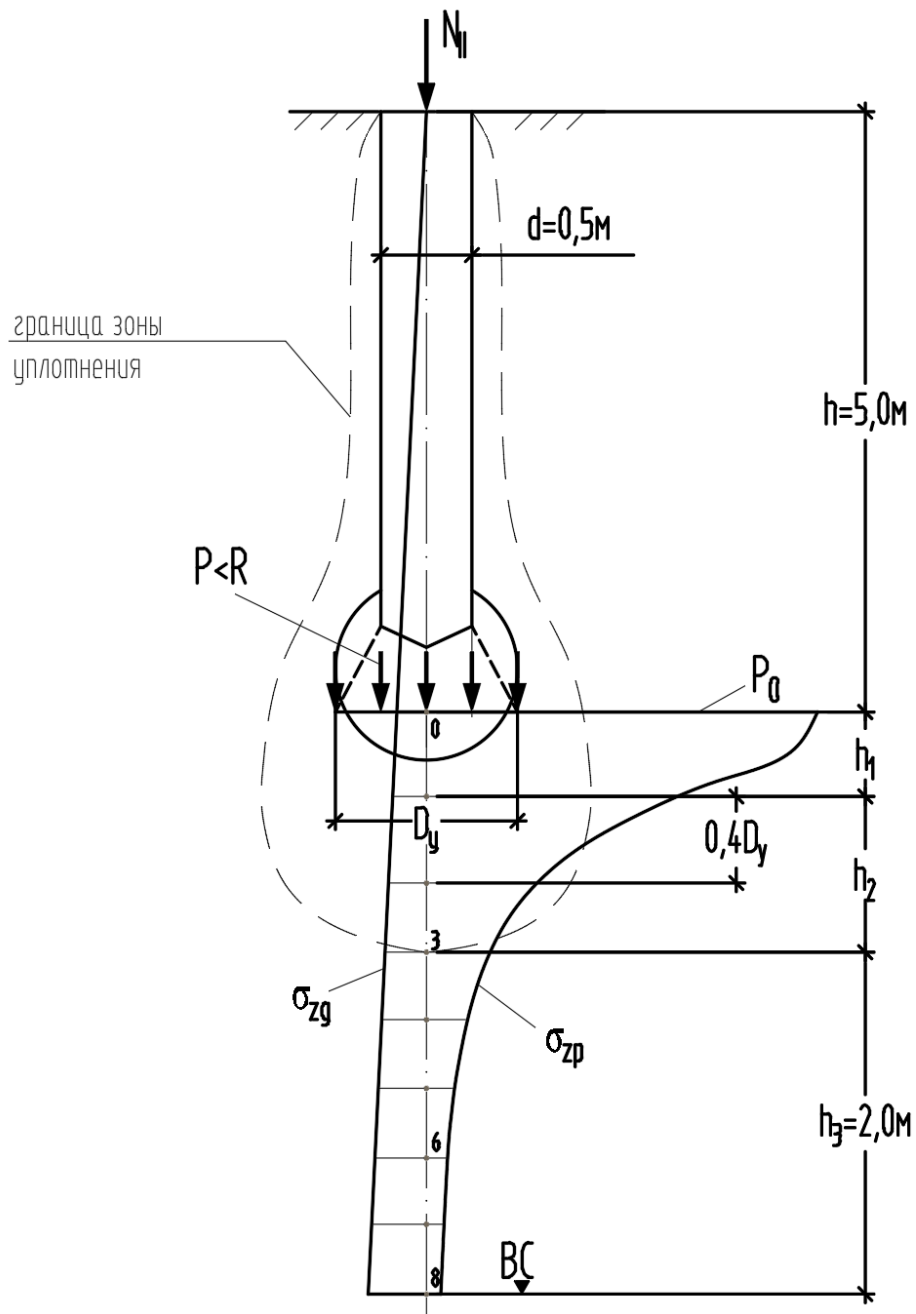


Рисунок 3.25 – Схема для расчета осадки сваи в пробитой скважине с уширением во времени при давлении $P = 1\,000,0$ кПа

При расчетах первичной консолидации грунтового основания сваи в пробитой скважине с уширением следует отметить следующие особенности, обусловленные технологией устройства указанных свай. Последняя включает пробивку скважины, что сопровождается вытеснением грунта и, как следствие, формированием вокруг последней уплотненной зоны грунта. По мере завершения формирования скважины в забой последней порциями втрамбовывается щебень проектного объема, образуя уширение. Уширение устраивается по технологии

фундаментов в вытрамбованных котлованах. Вокруг уширения формируется уплотненная область грунта с развитием вниз на толщину порядка $h_y = 1,2D_y$ (D_y – диаметр уширения).

Под уширением в пределах уплотненной области грунта модуль деформации значительно выше по сравнению с модулем грунта естественного сложения и принимается равным порядка 20,0÷25,0 МПа. Однако, как отмечалось ранее, расчетно-допускаемое давление под уширением, как правило, превышает расчетное сопротивление грунта с учетом характеристик уплотнения $P_{рд} > R_y$. Следовательно, часть области грунтового основания под уширением работает в условиях нелинейности. В ряде работ [72] авторы обращают внимание на необходимость учета соответствующего модуля деформации при применении нелинейных моделей грунтового основания. Рекомендуется принимать модуль деформации в первой фазе напряженно-деформируемого состояния (НДС) грунтового основания при $P \approx R$ с учетом зависимости $S = f(P)$, а для второй фазы НДС принимать осредненное значение модуля деформации в диапазоне давлений $R \leq P \leq P_{рд} = P_u \frac{\gamma_c}{\gamma_n}$, где обозначения см. в разделе 3.1.

Расчет осадок во времени с учетом первичной консолидации и ползучести в ряде исследований рекомендуют вести методом эквивалентного слоя. Предложенный Цытовичем Н.А. метод дает возможность существенно упростить расчет осадок и их развития во времени для многослойных оснований. Данный метод по теоретическим предпосылкам занимает промежуточное положение между строгим аналитическим решением и методом послойного суммирования. Тем не менее, в современной практике для расчета осадки применяется метод послойного суммирования, в рамках которого в 2011 г. введены новые условия по определению нижней границы сжимаемой толщи. Поэтому автор предлагает расчет первичной консолидации грунтового основания сваи в пробитой скважине с уширением выполнять с использованием комбинированной расчетной схемы грунтового основания в виде линейно деформируемого полупространства и в нелинейной постановке, в целом определяя конечную осадку методом послойного

суммирования. Расчетная схема определения осадки во времени показана на рисунке 3.24.

Предлагаемый автором алгоритм расчета осадки во времени с учетом первичной консолидации апробирован на примере суглинка с показателем текучести $I_L = 0,4$ для двух случаев: при давлении под уширением на уплотненный слой грунта $P = 1\,000,0$ кПа и $P = 2\,000,0$ кПа.

В обоих случаях для слоев суглинка под подошвой уширения приняты приведенные ниже характеристики.

Слой 1 – с учетом пластических деформаций в пределах слоя толщиной $h_1 = 0,4$ м: коэффициент пористости $e_0 = 0,7$; коэффициент фильтрации $k_\phi = 0,6 \cdot 10^{-5}$ м/сут; модуль деформации с учетом нелинейности $E_n = 30\,000$ кПа; коэффициент бокового расширения для глины $\beta = 0,62$.

Коэффициент относительной сжимаемости определяется по формуле (3.20):

$$m_v = \frac{(1+0,7) \cdot 0,62}{30000} = 0,000035 \text{ м}^2/\text{кН}.$$

Коэффициент консолидации определен по формуле (3.19):

$$C_{v1} = \frac{0,00006}{0,000035 \cdot 10,0} = 0,170 \text{ м}^2/\text{сут}.$$

Слой 2 – уплотненный линейно-деформируемый суглинок с толщиной слоя $h_2 = 0,8$ м: коэффициент пористости $e_0 = 0,6$; коэффициент фильтрации $k_\phi = 0,6 \cdot 10^{-5}$ м/сут; модуль деформации $E_y = 20\,000$ кПа; коэффициент бокового расширения $\beta = 0,5$; коэффициент сжимаемости $m_v = \frac{(1+0,6) \cdot 0,5}{20000} = 0,00004 \text{ м}^2/\text{кН}$;

коэффициент консолидации $C_{v2} = \frac{0,00006}{0,00004 \cdot 10,0} = 0,15 \text{ м}^2/\text{сут}.$

Слой 3 – природного сложения толщиной $h_3 = 2,0$ м в пределах точек 3÷8 (рисунок 3.24) с характеристиками $e_0 = 0,72$; $k_\phi = 1,5 \cdot 10^{-5}$ м/сут; $E = 10\,000$ кПа; $h_3 = 2,0$ м; $\beta = 0,4$; $m_v = \frac{(1+0,72) \cdot 0,4}{10000} = 0,000070 \text{ м}^2/\text{кН}$; $C_{v3} = \frac{0,00015}{0,000070 \cdot 10,0} = 0,21 \text{ м}^2/\text{сут}.$

При сложном напластовании грунтов осадку во времени необходимо определять с учетом средневзвешенных характеристик слоев грунта в пределах сжимаемой толщи. Средневзвешенное значение коэффициента консолидации C_v с

учетом толщины уплотненных слоев $h_1 = 0,4$ м и $h_2 = 0,8$ м и слоя грунта естественного сложения $h_3 = 2,0$ м находим из выражения

$$C_v = \frac{C_{v1}h_1 + C_{v2}h_2 + C_{v3}h_3}{h_1 + h_2 + h_3} = \frac{0,17 \cdot 0,4 + 0,15 \cdot 0,8 + 0,21 \cdot 2,0}{0,4 + 0,8 + 2,0} = 0,18 \text{ м}^2/\text{сут}. \quad (3.21)$$

Определено время осадки сваи t_1 для различных стадий работы последней с учетом процесса фильтрационной консолидации по формуле (3.18); значения фактора времени N приняты по таблице 3.3 для случая, когда сжимающие напряжения уменьшаются с глубиной по закону треугольника [73]. Последние соответствуют характеру эпюры дополнительных напряжений при расчете осадки по схеме линейно-деформируемого полупространства.

К примеру: при степени консолидации $U_1 = 0,205$ и фактора времени согласно данным таблицы 3.3 $N = 0,005$ время консолидации составляет

$$t_1 = \frac{4N \cdot 3,2^2}{3,14^2 \cdot 0,18} = 32,3N = 0,12 \text{ сут}.$$

При степени уплотнения $U_2 = 0,21 \rightarrow t_2 = 32,3 \cdot 0,02 = 0,65 \text{ сут};$

$U_3 = 0,3 \rightarrow t_3 = 32,3 \cdot 0,06 = 1,94 \text{ сут};$

$U_4 = 0,4 \rightarrow t_4 = 32,3 \cdot 0,13 = 4,20 \text{ сут};$

$U_5 = 0,5 \rightarrow t_5 = 32,3 \cdot 0,24 = 7,75 \text{ сут};$

$U_6 = 0,6 \rightarrow t_6 = 32,3 \cdot 0,42 = 13,57 \text{ сут};$

$U_7 = 0,7 \rightarrow t_7 = 32,3 \cdot 0,69 = 22,29 \text{ сут};$

$U_8 = 0,8 \rightarrow t_8 = 32,3 \cdot 1,08 = 34,88 \text{ сут};$

$U_9 = 0,9 \rightarrow t_9 = 32,3 \cdot 1,77 = 57,17 \text{ сут};$

$U_{10} = 0,95 \rightarrow t_{10} = 32,3 \cdot 2,54 = 82,0 \text{ сут}.$

Осадка во времени для каждой степени уплотнения определяется по формуле

$$S_t = SU_0, \quad (3.22)$$

где S – расчетная конечная осадка, равная 100,0 мм, при давлении $P = 2\,000,0$ кПа.

Во втором случае при давлении $P = 2\,000,0$ кПа для слоя 3 толщина $h_3 = 1,2$ м. Расчетная конечная осадка $S = 40,0$ мм. В таблице 3.4. приведены результаты расчета осадки во времени с учетом фильтрационной консолидации.

Таблица 3.4 – Осадка во времени с учетом фильтрационной консолидации

Давление P , кПа	Степень уплотнения U_i									
	0,205	0,21	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95
Время уплотнения t , сут										
1 000	0,07	0,28	0,84	1,83	3,36	5,90	9,69	15,16	24,86	35,65
2 000	0,16	0,65	1,94	4,20	7,75	13,57	22,29	34,88	57,17	82,00
Осадка во времени S_t , мм										
1 000	8,2	8,4	120,	16,0	20,0	24,0	28,0	32,0	36,0	38,0
2 000	20,5	21,0	30,0	40,0	50,0	60,0	70,0	80,0	90,0	95,0

Для различных значений степени консолидации U можно построить графики осадок во времени. Уместно отметить, что при $U = 1,0$ решение не имеет смысла, так как $N = \infty$. Поэтому принято ограничиваться значением $U = 0,95$. На рисунке 3.26 показаны зависимости изменения осадки во времени $S = f(t)$ для двух вышеуказанных характерных случаев, которые отличаются величиной давления под уширением.

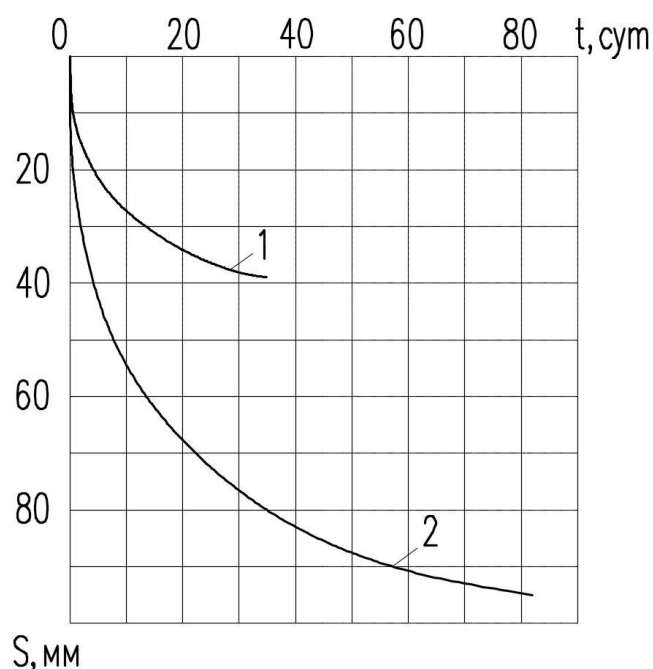


Рисунок 3.26 – Зависимость осадки S , мм, от времени t , сут, с учетом первичной консолидации при давлении под уширением сваи:

1 – $P = 1\,000,0$ кПа; 2 – $P = 2\,000,0$ кПа

Как следует из алгоритма определения осадки сваи в пробитой скважине с уширением во времени, определяющими параметрами, оказывающими наиболее заметное влияние на характер зависимости $S = f(t)$, следует считать давление P под уширением, модули деформации E_y уплотненного слоя и E слоя грунта естественного сложения, а также коэффициенты фильтрации слоев грунта в активной зоне сжатия. Поэтому при расчете осадок сваи в пробитой скважине с уширением необходимо проанализировать возможное изменение напряженно-деформируемого состояния основания во времени для всех этапов консолидации. Указанное позволит исключить возникновение аварийной ситуации вследствие неравномерных осадок свай, особенностью которых является значительная несущая способность и большие давления под подошвой уширения порядка $1\,000,0 \div 3\,000,0$ кПа. Из данных рисунка 3.26 следует, что стабилизация деформаций грунтового основания сваи в пробитой скважине с уширением при давлении $P = 2\,000,0$ кПа происходит в относительно короткий период (порядка 80,0 суток), что на практике должно соответствовать периоду возведения строительных конструкций надземной части здания. Указанный небольшой срок стабилизации осадок при значительных давлениях P обусловлен малой толщиной активной зоны сжатия основания. Тем не менее, расчет осадки сваи в пробитой скважине с уширением во времени позволяет регулировать сроки ведения строительных мероприятий с учетом условий обеспечения относительно равномерных осадок всех участков здания.

Рассмотренное выше решение по определению осадки сваи в пробитой скважине с уширением во времени основано на предпосылках теории консолидации К. Терцаги – Н.М. Герсеванова, что вполне достаточно для решения практических инженерных задач. Однако на развитие осадок во времени оказывает влияние также ряд других факторов. На осадки существенно влияет ползучесть скелета грунта. Указанное влияние тем существеннее, чем больше давление на грунт. Выше отмечалось, что для сваи в пробитой скважине с уширением весьма характерны значительные давления под подошвой уширения,

и поэтому разработка методики расчета осадки рассматриваемых свай с учетом ползучести скелета является весьма актуальной задачей.

3.2.2. Осадки свай с учетом ползучести скелета грунта

Характерной особенностью пылевато-глинистых грунтов считается протекание осадки в течение длительного периода времени. В большинстве случаев указанное обусловлено степенью водонасыщения грунтов и малой скоростью фильтрации воды. Среднее значение коэффициента фильтрации $10^{-6} \div 10^{-10}$ см/с. Известны случаи весьма длительного процесса деформаций грунтового основания, представленного глинистыми водонасыщенными грунтами. К примеру, наклон Пизанской башни продолжается несколько столетий. Для многих объектов строительства в Санкт-Петербурге присущ длительный процесс затухания осадок. В глинистых грунтах тугопластичной и твердой консистенции наряду с процессом фильтрационной консолидации добавляется процесс ползучести грунтового основания.

При проектировании давление P под подошвой фундамента ограничивается величиной расчетного сопротивления R грунта. В этом случае грунтовое основание работает главным образом в стадии уплотнения, и зависимость осадки от давления принимается линейной. Указанное обуславливает применение расчетной схемы грунтового основания в виде линейно деформируемого полупространства в диапазоне давлений $P \leq R$.

Несмотря на некоторые условности, давление $P = R$ считается совершенно безопасным и существенно упрощает при проектных расчетах математический аппарат, используя теорию линейного деформирования основания.

Важной особенностью расчетов осадок является понятие о стабилизированных и нестабилизированных (развивающихся во времени) деформациях грунтового основания. В большинстве случаев практический интерес представляют наибольшие конечные осадки (стабилизированные деформации). Время стабилизации осадок часто не имеет практического значения.

Однако в ряде случаев возникает необходимость прогнозировать осадки объекта во времени.

К примеру, в большепролетном корпусе один фундамент расположен на водонасыщенных глинистых грунтах, а другой – на слое песка. Размеры подошвы фундаментов подобраны из условия, что конечные расчетные осадки фундаментов практически одинаковы. Однако время реализации осадок в водонасыщенных глинистых грунтах обусловлено скоростью фильтрации воды в грунте, которая протекает значительно медленнее, чем в песках. Временной характер осадок двух фундаментов будет весьма различным. К моменту окончания строительства может оказаться, что разность осадок рассматриваемых фундаментов превысит предельно допустимые нормами значения и далее может привести объект к аварийному состоянию. Поэтому на этапе проектирования на основании расчетов следует получить прогноз развития осадок во времени и выполнить анализ неравномерности деформаций основания с целью сравнения с допустимыми значениями для различных периодов строительства. Указанные расчеты выполняются с использованием теории фильтрационной консолидации и вторичной консолидации (ползучести) грунтов.

Как отмечалось выше, при проектировании свай в пробитой скважине с уширением давление под уширением весьма значительно и превышает расчетное сопротивление грунта $P > R$, что обуславливает необходимость решения задачи по оценке деформаций основания во времени в рамках нелинейной механики грунтов. При значительных давлениях P осадка во времени с учетом первичной и вторичной консолидаций определяется с учетом коэффициента относительной сжимаемости m_{v1} и коэффициента вторичной консолидации m_{v2} . В целом коэффициент консолидации определяется из выражения

$$c_{v0} = \frac{k_f}{\gamma_w(m_{v1} + m_{v2}n)}, \quad (3.23)$$

где n – показатель консолидации;

m_{v1} – коэффициент относительной сжимаемости;

m_{v2} – коэффициент вторичной консолидации.

Входящие в формулу m_{v1} и m_{v2} определяются по результатам компрессионных испытаний с измерением начальной и конечной изменяющейся во времени деформации. Коэффициент фильтрации, плотность, степень водонасыщения, влажность грунта также следует определять по результатам лабораторных испытаний.

По данным З.Г. Тер-Мартirosяна [122] вышеприведенные параметры составляют: $n = 1,063$; $m_{v1} = 0,000057 \text{ м}^2/\text{кН}$; $m_{v2} = 0,000015 \text{ м}^2/\text{кН}$.

В качестве примера выполнены расчеты осадок свай во времени с учетом первичной и вторичной консолидаций для относительно прочных суглинков полутвердой консистенции с показателем текучести $I_L = 0,2$ и коэффициентом фильтрации $k_f = 8 \cdot 10^{-5} = 0,00008 \text{ м/сут}$. Толщина активной зоны сжатия грунта под уширением $h = 4,0 \text{ м}$. Осредненное значение модуля деформации относительно прочного грунта естественного сложения $E = 15\,000,0 \text{ кПа}$. В примере с учетом коэффициента относительной сжимаемости $m_{v1} = 0,000057 \text{ м}^2/\text{кН}$ коэффициент фильтрационной консолидации составит

$$c_v = \frac{k_f}{\gamma_w m_{v1}} = \frac{0,00008}{10,0 \cdot 0,000057} = \frac{0,14 \text{ м}^2}{\text{сут}}.$$

Принимая в зависимости от степени уплотнения U значение фактора времени N по таблице 3.3, определяем по формуле (3.18) время консолидации:

$$t = \frac{4h^2}{\pi^2 c_v} N = \frac{4 \cdot 4^2}{3,14^2 \cdot 0,14} N = 46,3 N.$$

К примеру, время $t_{95} = 46,3 \cdot 2,54 = 117,7 \text{ сут}$.

Результаты определения времени t и соответствующей данному времени значению осадки S_t приведены в табл. 3.5.

Таблица 3.5 – Время осадки в зависимости от степени уплотнения

Степень уплотнения U_i	0,205	0,21	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	0,95
Фактор времени N	0,005	0,02	0,06	0,13	0,24	0,42	0,69	1,08	1,77	2,54
Время уплотнения t , сут	0,23	0,9	2,8	6,0	11,1	19,4	31,9	50,0	90,0	117,7
Осадка во времени S_t , мм	16,4	16,8	24,0	32,0	40,0	48,0	56,0	64,0	72,0	76,0

мм										
----	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Из данных таблицы 3.5 следует, что при расчетной осадке $S = 80,0$ мм продолжительность осадки сваи до полной стабилизации деформаций грунтового основания, представленного полутвердым суглинком, с учетом фильтрационной (первичной) консолидации составляет порядка 117,7 суток. На рисунке 3.27 приведен график зависимости $S = f(t)$, из которого следует, что 50 % от полной стабилизации осадки свай в рассматриваемых суглинках реализуются практически в течение 11 дней.

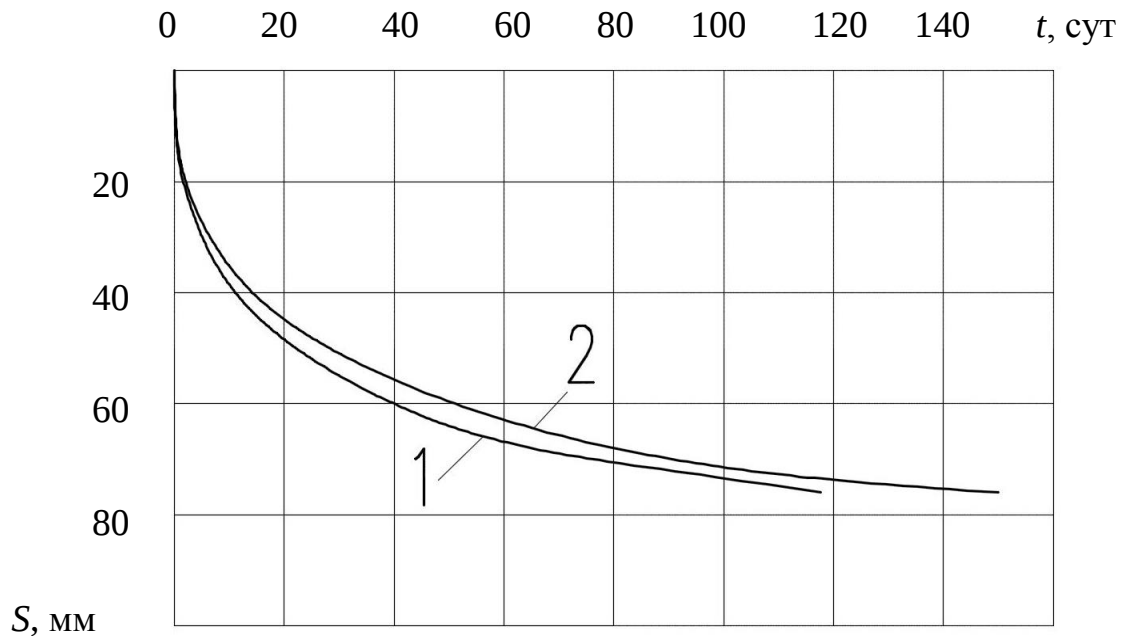


Рисунок 3.27 – График осадки во времени с учетом: 1 – первичной (фильтрационной) консолидации; 2 – вторичной консолидации (ползучести скелета грунта)

При изучении процесса деформации грунтового основания во времени исследователи отмечают, что наряду с фильтрационной консолидацией весьма важен одновременный учет ползучести скелета грунта (вторичная консолидация). Указанное позволяет получать качественно новые результаты, отличающиеся от

решений в рамках теории фильтрационной консолидации К. Терцаги – Н. М. Герсегонова, В. А. Флорина и др. [120, 122, 132].

Расчеты осадки во времени с учетом вторичной консолидации (ползучести скелета) грунта ведутся с использованием коэффициента общей консолидации, который определяется по формуле (3.22). В указанной формуле входящие значения приведены выше. Тогда коэффициент общей консолидации

$$c_{v0} = \frac{0,00008}{10,0(0,000057+0,000015 \cdot 1,063)} = 0,11 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

По формуле (3.18) определяем время консолидации с учетом ползучести скелета и фактора времени N :

$$t = \frac{4h^2}{\pi^2 c_v} N = \frac{4 \cdot 4^2}{3,14^2 \cdot 0,11} N = 59,0N.$$

К примеру, для степени уплотнения $U = 0,95$ время стабилизации с учетом ползучести составляет $t_{95} = 59,0 \cdot 2,54 = 150,0$ сут. Осадку сваи во времени для каждой ступени консолидации определяем по формуле (3.22), где расчетная конечная осадка $S = 80,0$ мм. В таблице 3.6. приведены результаты расчетов по определению осадок во времени.

Таблица 3.6 – Осадка во времени с учетом вторичной консолидации

Степень уплотнения U_i	0,205	0,21	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	0,95
Фактор времени N	0,005	0,02	0,06	0,13	0,24	0,42	0,69	1,08	1,77	2,54
Время уплотнения t , сут	0,3	1,2	3,5	7,7	14,2	24,8	40,7	63,7	104,4	150,0
Осадка во времени S_t , мм	16,4	16,8	24,0	32,0	40,0	48,0	56,0	64,0	72,0	76,0

Как следует из данных таблицы 3.6, продолжительность деформаций грунтового основания сваи в пробитой скважине с уширением с учетом ползучести (вторичной консолидации) грунта составляет 150,0 суток, что несколько превышает период стабилизации деформаций с учетом только первичной консолидации грунтового основания сваи.

3.2.3. Прогноз осадки во времени для различных грунтов

Вопросы теории уплотнения и ползучести глинистых грунтов имеют весьма важное значение для проектирования свай в пробитой скважине с уширением по второй группе предельных состояний (по деформациям). Выше изложены физические предпосылки процессов уплотнения и ползучести грунтового основания на примере решения конкретных задач фильтрационной консолидации и ползучести. В результате получены не только величины осадок, но и построены зависимости протекания последних во времени.

Как следует из приведенных выше расчетов, скорости осадок свай в пробитой скважине с уширением зависят от давления под уширением, модулей деформации уплотненного слоя и слоя грунта естественного сложения, коэффициентов фильтрации и толщины активной зоны сжатия грунта. При расчетах осадки свай в пробитой скважине с уширением необходимо оценивать возможные изменения напряженно-деформируемого состояния основания во времени для всех этапов консолидации. Указанное позволит исключить возникновение аварийной ситуации из-за неравномерных осадок свай в пробитой скважине с уширением, особенностью которых являются значительные давления под уширением (порядка $1\,000,0 \div 3\,000,0$ кПа).

Для оценки влияния вышеуказанных факторов на скорость осадки свай в пробитой скважине с уширением исследовано влияние на консолидацию основания деформационных характеристик грунта, коэффициента фильтрации и толщины активной зоны сжатия. В процессе исследования принимались следующие осредненные параметры: коэффициент фильтрации $k_f = 0,00008$ м/сут; коэффициент относительной сжимаемости $m_v = 0,000057$ м²/кН; толщина активной зоны сжатия $h = 4,0$ м.

При исследовании влияния коэффициента фильтрации на время уплотнения t до степени U_{95} последний изменялся в диапазоне от $8 \cdot 10^{-6}$ до $8 \cdot 10^{-3}$. В таблице 3.7 приведены результаты определения коэффициента консолидации C_v по формуле (3.19) и время уплотнения t .

Таблица 3.7 – Коэффициент консолидации для разного времени уплотнения грунта

k_f , м/сут	$8 \cdot 10^{-6}$	$8 \cdot 10^{-5}$	$8 \cdot 10^{-4}$	$8 \cdot 10^{-3}$
C_v , м ² /сут	0,014	0,14	1,4	14,0
t , сут	1 180,0	118,0	11,8	1,18

Примеры расчета времени стабилизации t при различных значениях коэффициента фильтрации k_f :

$$k_f = 8 \cdot 10^{-3} \text{ м/сут; } C_v = 0,008/0,00057=14,0 \text{ м}^2/\text{сут; } t_{95} = 16,49/14,0 = 1,18 \text{ сут;}$$

$$k_f = 8 \cdot 10^{-4} \text{ м/сут; } C_v = 1,4 \text{ м}^2/\text{сут; } t_{95} = 11,8 \text{ сут;}$$

$$k_f = 8 \cdot 10^{-5} \text{ м/сут; } C_v = 0,14 \text{ м}^2/\text{сут; } t_{95} = 118,0 \text{ сут;}$$

$$k_f = 8 \cdot 10^{-6} \text{ м/сут; } C_v = 0,014 \text{ м}^2/\text{сут; } t_{95} = 1\,180,0 \text{ сут.}$$

Из результатов расчетов следует, что время стабилизации осадки обратно пропорционально коэффициенту фильтрации. При коэффициенте фильтрации $k_f = 8 \cdot 10^{-3}$ м/сут время стабилизации согласно данным таблицы 3.7 $t_{95} = 1,18$ сут. При $k_f = 8 \cdot 10^{-5}$ м/сут указанное время $t_{95} = 118,0$ сут. На рисунке 3.28 показана зависимость процесса стабилизации от коэффициента фильтрации $t = f(k_f)$, осадки сваи в пробитой скважине с уширением от времени $S_t = f(t)$. Наряду с указанным из графика следует, что для принятых в примере параметров грунтового основания значительные осадки сваи в пробитой скважине с уширением имеют место при коэффициенте фильтрации $k_f = 8 \cdot 10^{-3} \div 8 \cdot 10^{-5}$. При уменьшении значения k_f резко замедляется осадка и при $k_f = 8 \cdot 10^{-6}$ последняя практически стабилизируется.

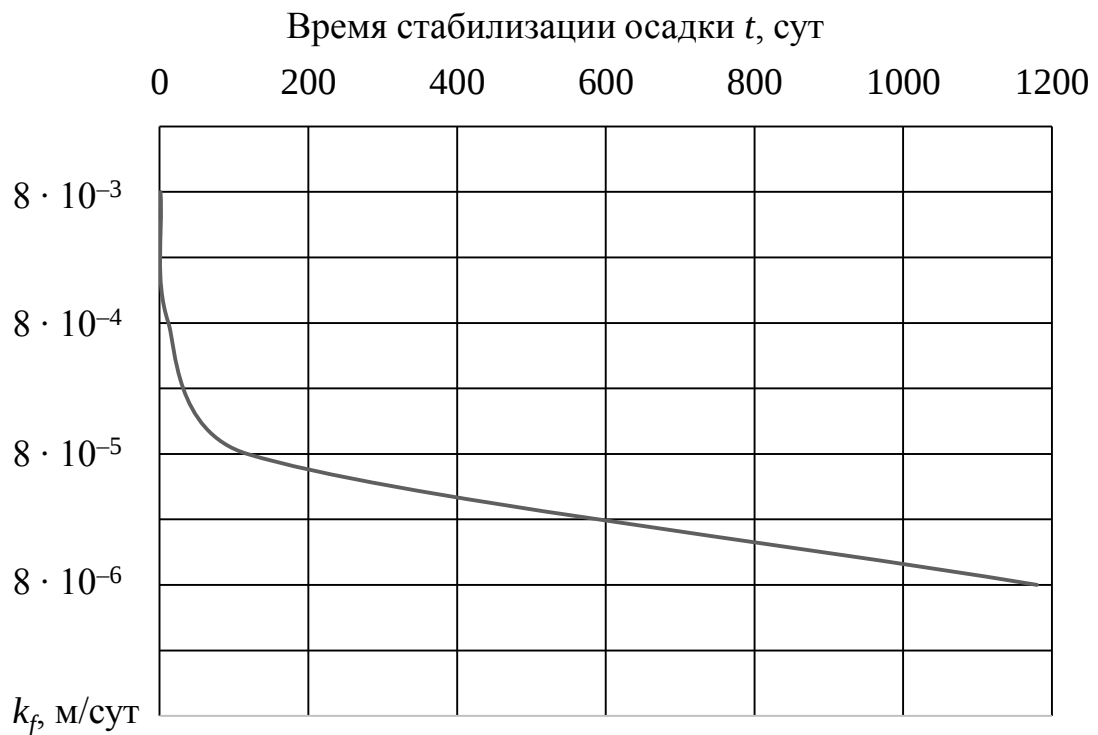


Рисунок 3.28 – Влияние коэффициента фильтрации k_f на время стабилизации осадки

Существенное влияние на процесс консолидации оказывают деформационные характеристики грунтового основания. Выполнены расчеты для грунтов с различной способностью деформироваться. Например, при коэффициенте относительной сжимаемости $m_v = 0,000020$ м²/кН коэффициент консолидации $c_v = \frac{0,00008}{10,0 \cdot 0,000020} = 0,4$ м²/сут. Тогда время стабилизации $t_{95} = \frac{64,0 \cdot 2,54}{3,14^2 \cdot 0,4} = 41,2$ сут.

При $m_v = 0,00012$ коэффициент консолидации составляет $c_v = \frac{0,00008}{10,0 \cdot 0,000012} = 0,67$ м²/сут. Время стабилизации осадок:

$$t_{95} = \frac{64,0 \cdot 2,54}{3,14^2 \cdot 0,67} = 24,6 \text{ сут.}$$

При изменении коэффициента относительной сжимаемости в диапазоне $m_v = 0,00012 \div 0,000020$ м²/кН и, соответственно, изменении модуля деформации $E = 5,2 \div 31,0$ МПа время стабилизации уменьшилось практически в 2,0 раза.

Весьма значительное влияние на время стабилизации осадок сваи в пробитой скважине с уширением оказывает толщина h активной зоны сжатия. Последняя

зависит от ряда факторов, таких, как давление P под подошвой уширения, диаметр уширения и модуль деформации грунтового основания. В рамках данного исследования толщина активной зоны сжатия грунта при расчете осадок сваи в пробитой скважине с уширением изменялась в диапазоне $h_a = 2,8 \div 4,0$ м. Результаты определения времени стабилизации осадок сваи в пробитой скважине с уширением приведены в таблице 3.8.

Таблица 3.8 – Время стабилизации осадок сваи в пробитой скважине с уширением

$h, \text{ м}$	2,8	3,2	3,6	4,0
$t, \text{ сут}$	44,9	58,6	74,2	91,6

К примеру, при $h_a = 2,8$ м время уплотнения до степени $U = 0,95$ составляет согласно формуле (3.19)

$$t_{95} = \frac{4,0 \cdot 2,54 \cdot 2,8^2}{3,14^2 \cdot 0,18} = 44,9 \text{ сут.}$$

При толщине активной зоны сжатия грунта $h_a = 4,0$ м с учетом прочих равных показателей время уплотнения основания до степени $U = 0,95$ составит

$$t_{95} = \frac{4,0 \cdot 2,54 \cdot 4,0^2}{3,14^2 \cdot 0,18} = 91,6 \text{ сут.}$$

На рисунке 3.29 показан график зависимости $t = f(h_a)$. Зависимость носит криволинейный характер изменения приращения t по мере увеличения толщины h_a активной зоны сжатия. Следует отметить, что при увеличении h_a на 1,2 м время уплотнения грунтового основания сваи в пробитой скважине с уширением увеличивается с 45,0 до 92,0 суток, что весьма существенно.

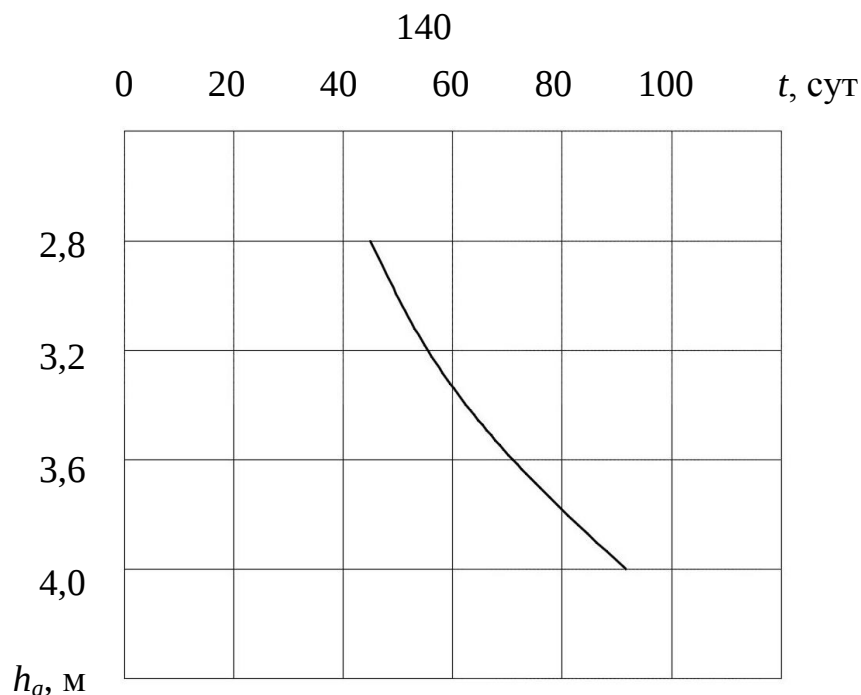


Рисунок 3.29 – Зависимость времени стабилизации осадки от величины сжимаемой толщи грунта

В целом учет процессов уплотнения и ползучести грунтового основания, сложенного глинистым грунтом, позволяет более детально оценивать НДС основания сваи в пробитой скважине с уширением и с достаточной надежностью расширять области рационального применения указанных свай в широком диапазоне грунтовых условий.

Выводы по 3 главе

1. При увеличении расстояния между сваями до $5d$ величина осадки с учетом влияния соседних свай стремится к осадке одиночной сваи, что в практических расчетах позволяет не учитывать взаимовлияние. Результаты сочетания параметров расстояния между осями свай и разница между глубиной заложения подошвы уширения позволили минимизировать различие осадок свай фундамента осадочного шва в практике реального проектирования объекта.

2. Потенциальное стремление к неравномерным деформациям обуславливает возникновение в ростверке существенных дополнительных усилий в виде изгибающих моментов и поперечных сил, что следует учитывать в расчетах. В случае применения свай в пробитой скважине с уширением можно варьировать величину площади уширения, что меняет давление P под уширением и влияет на

толщину активной зоны сжатия. Указанное позволяет регулировать расчетные осадки свай в пробитой скважине с уширением. В практических расчетах по мере определения осадок каждой свай с учетом взаимовлияния соседних рекомендуется задаваться соответствующими жесткостями основания свай и с учетом последних выполнять расчеты плитного ростверка и конструирование с обеспечением требуемого армирования.

3. Исследование осадки с учетом взаимовлияния разноуровневых кустов свай показывает, что влияние кустов свай одинаковой длины, расположенных по диагонали, быстро затухает в силу удаленности друг от друга, а влияние разноуровневых кустов свай незначительно при выбранном сочетании свай 5,0 м и 8,0 м. Неравномерность осадок компенсирует заданный коэффициент жесткости при расчете монолитного ростверка.

4. Автором разработаны рекомендации по проектированию и методика расчета осадки при условии, что создается не одно, а несколько уровней уширения. Отличие при втором и третьем уширениях порядка 20%. Наиболее обоснованно выглядит втрамбовывание щебня в двух уровнях. В этом случае осадка в 1,5 раза меньше, чем при одном уровне уширения, и в 1,2 раза больше по сравнению с трехуровневым уширением. В целом формирование многоуровневых уширений позволяет существенно уменьшать расчетные осадки и увеличивать допускаемые нагрузки на сваи.

5. В целом при оценке деформации активной зоны сжатия грунтового основания свай в пробитой скважине с уширением следует учитывать нелинейные деформации пластических зон грунтового основания под уширением, а также линейные деформации в пределах уплотненного основания и грунта природного сложения в пределах активной зоны сжатия основания. Автором предложена расчетная схема для определения осадки свай в пробитой скважине с уширением с учетом нелинейных деформаций уплотненного грунтового основания и модернизированная формула М.В. Малышева.

6. Автор предлагает расчет первичной консолидации грунтового основания свай в пробитой скважине с уширением выполнять с использованием

комбинируемой расчетной схемы (грунтового основания в виде линейно деформируемого полупространства и в нелинейной постановке, в целом определяя конечную осадку методом послойного суммирования.

ГЛАВА 4. АПРОБАЦИЯ РЕЗУЛЬТАТОВ НАУЧНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

В процессе исследований по теме диссертации с участием автора выполнены работы по проектированию фундаментов ряда объектов начиная с 2010 г. К их числу относятся: силосы цементного завода в п. Комсомольском Чамзинского района респ. Мордовии; 16-этажный жилой дом по ул. Автостроителей в г. Тольятти; разноэтажный (от 9 до 23 этажей) жилой комплекс по ул. Молодогвардейской в г. Москве. Акт о внедрении в приложении 3.

При проектировании, исходя из конструктивных особенностей объектов и грунтовых условий площадок строительства, оптимизировались варианты свай в пробитых скважинах с уширением. Для уменьшения осадок в фундаментах под силосы цементных заводов применялись сваи в пробитой скважине с уширением с длиной 5,0 и 8,0 м с разноуровневым расположением уширений.

Фундаменты жилого дома в г. Тольятти запроектированы на свайных фундаментах из условия работы сваи в пробитой скважине с уширением как одиночных свай. Исследование взаимовлияния свай на осадки за счет соответствующего расположения последних в плане позволило уменьшить расчетные осадки до допустимых значений с учетом конструктивных особенностей надфундаментной части объекта.

При устройстве фундаментов жилого комплекса по ул. Молодогвардейской в г. Москве с целью обеспечения требования по допустимым деформациям основания сваи в пробитой скважине с уширением выполнялись с двухуровневым уширением, описанные в разделе 4.2. Строительная площадка характеризовалась наличием шести слоев слабых грунтов, при этом уровень грунтовых вод располагался практически на отметке подошвы плитного ростверка. Создание уширения в водонасыщенных супесчаных и суглинистых грунтах, обеспечивающих необходимую несущую способность, представляло значительные трудности. Эффективность была достигнута за счет применения технологии создания двухуровневого уширения свай. Надежность данного

решения подтверждена статическими испытаниями шести свай при вертикальных нагрузках в интервале 1500,0÷2100,0 кН [29]. По мере завершения формирования указанного уширения выполнялся динамический контроль каждой из 760 свай.

4.1. Устройство фундаментов силосов цементного завода в респ. Мордовии

Исследования проводились автором на базе разработанного ООО «Новотех» проекта фундаментов объекта «Новое отделение помола цемента на Старо-Алексеевском цементном заводе», расположенного по адресу: Республика Мордовия, Чамзинский район, пос. Комсомольский (рисунок 4.1). Завод является одним из старейших и самых крупных цементных заводов в Российской Федерации. Проектная мощность завода составляет порядка 6,1 млн тонн цемента в год.



Рисунок 4.1 – Общий вид цементного завода ОАО «Мордовцемент»

Новое отделение помола позволяет значительно увеличить мощность завода и представляет собой два объединенных силоса цилиндрической формы

железобетонной монолитной конструкции (рисунки 4.2, 4.3). В соответствии с заданием решалась задача о выборе и проектировании рационального варианта фундаментов. Главной особенностью данного сооружения являются значительные нагрузки на фундаменты. В частности, вертикальная нагрузка составила 1 750 000,0 кН. Технологические емкости для хранения цементного сырья проектной вместимостью 23 500,0 т каждая представляют собой вертикальные цилиндрические резервуары с ярко выраженной пространственной доминантой - наружным диаметром 23,0 м при высоте 68,0 м. Данные параметры формируют уникальные условия работы несущих конструкций, требующие специальных решений в области фундаментостроения, учитывающих как значительные статические нагрузки, так и динамические воздействия при эксплуатации. Монолитная цилиндрическая форма сооружений создает специфические условия распределения напряжений в контактной зоне «фундамент – основание», что предъявляет особые требования к расчету несущей способности и деформационной устойчивости основания.

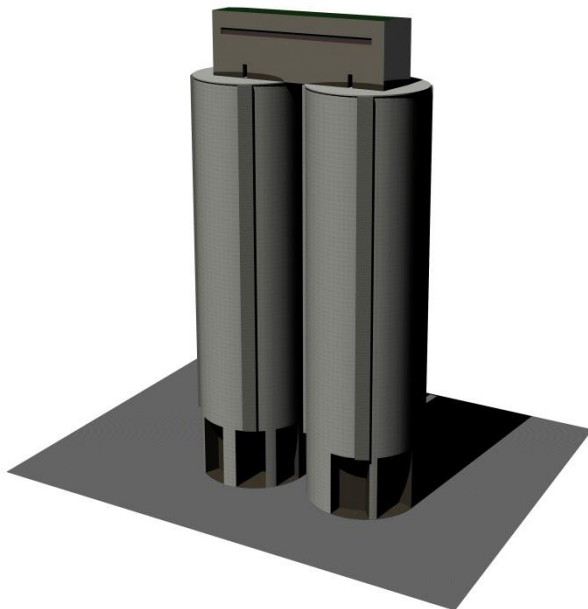


Рисунок 4.2 – 3D-модель силосных корпусов



Рисунок 4.3 – Цементные силосы в натуральную величину

Банки силосов объединены общим плитным ростверком с общей площадью 1 900,0 м² и высотой 4,0 м. Ростверк в плане имеет семигранную неправильную форму длиной 68,0 м и шириной 34,0 м (рисунок 4.4). С участием автора фундаменты под силосы запроектированы свайными с применением свай в пробитых скважинах с уширением с разноуровневым расположением подошвы уширения на глубине 5,0 и 8,0 м. С целью уменьшения расчетных осадок свайное поле выполнено в виде ромбовидных кустов свай (приложение Г). Указанная форма кустов имеет ширину 6,0 м, что значительно меньше 34,0 м и позволяет существенно уменьшить взаимовлияние кустов на осадку.

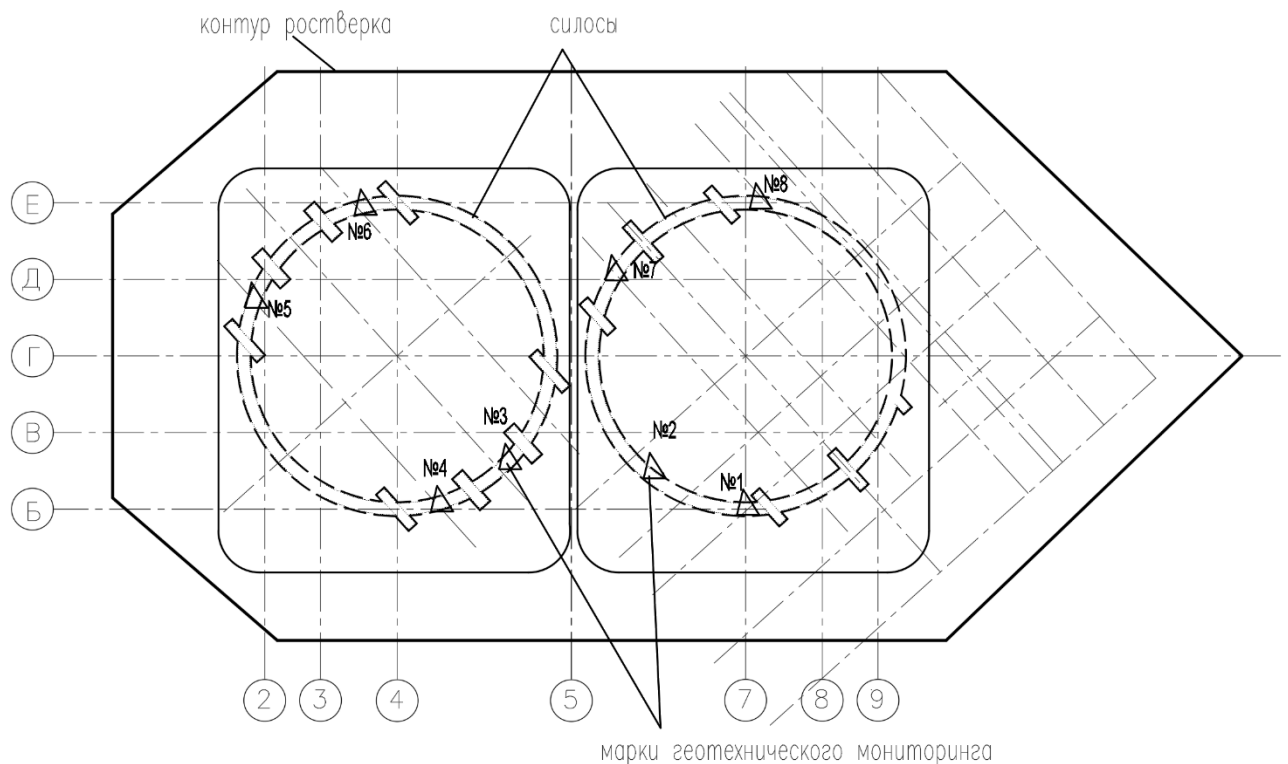


Рисунок 4.4 – План ростверка под силосы клинкера

Технико-экономические показатели по генплану: площадь участка застройки 125 000 м², площадь проекции плитного ростверка 1 900 м², строительный объем 56 476 м³

4.1.1. Расчет и проектирование свай в пробитых скважинах с уширением

В основании цементных силосов залегают глинистые грунты. В разрезе до глубины 55,0 м выделено восемь инженерно-геологических элементов (ИГЭ), различающихся по своим физико-механическим свойствам:

ИГЭ-1. Насыпной слой с щебнем мощностью до 0,3 м.

ИГЭ-2. Глина полутвердая мощностью 17,1÷18,0 м.

ИГЭ-3. Суглинок тугопластичный мощностью 18,8÷19,8 м.

ИГЭ-4. Глина полутвердая. Вскрытая мощность данного элемента составляет 12,5 м.

ИГЭ-5. Глина тугопластичная, от пылеватой до песчанистой, от легкой до тяжелой, с прослоями ожелезненного мелкого песка, с включением гальки, с примесью органических веществ.

ИГЭ-6. Глина полутвердая, пылеватая, легкая, с прослоями песка мелкого, с включением гальки.

ИГЭ-7. Глина полутвердая, от пылеватой до песчанистой, легкая, с редким включением гипса, с прослоями песка мелкого.

ИГЭ-8. Глина тугопластичная, тяжелая.

Значения прочностных и деформационных характеристик грунта представлены в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Физико-механические характеристики грунта

Наименование грунта	Удельный вес грунта, γ , кН/м ³	Показатель текучести I_L , д.ед.	Модуль деформации, E , МПа	Угол внутреннего трения, φ , град	Удельное сцепление, c , кПа
ИГЭ-3	18,1	0,34	23,7	18	39,0
ИГЭ-4	18,6	0,11	9,0	10	30,0
ИГЭ-5	18,7	0,4	15,0	15	40,0
ИГЭ-6	17,7		20,7	14	50,0
ИГЭ-7	18,0		21,5	15	50,0
ИГЭ-8	18,6		16,4	12	60,0

По данным технического отчета об инженерно-геологических изысканиях в основании фундаментной плиты (ростверка) приняты грунты ИГЭ-5 – глина тугопластичная ($I_L = 0,4$). Согласно отчету грунты имеют следующие характеристики: модуль деформации $E = 15,0$ МПа при коэффициенте пористости $e = 0,87$, угол внутреннего трения $\varphi = 15^\circ$, удельное сцепление $c = 40,0$ кПа.

Ростверк выполнен в виде сплошной монолитной плиты толщиной 4,0 м. Подошва ростверка располагается на глубине 8,0 м. Приняты сваи в пробитых скважинах с уширением длиной 5,0 и 8,0 м с расположением подошвы уширения на глубине 13,0 и 16,0 м. С целью повышения несущей способности сваи уширение запроектировано двухуровневым. Несущая способность свай определена по схеме (рисунок 4.5) с использованием результатов статического зондирования и уточнена по данным статических испытаний четырех свай в соответствии с требованиями ГОСТ 5686-2020. С учетом результатов указанных испытаний расчетно-допускаемая нагрузка на сваи принята $N_{рд} = 2\,150,0$ кН. При общей суммарной нагрузке на свайное поле 1 750 000,0 кН в проекте принято 810 свай.

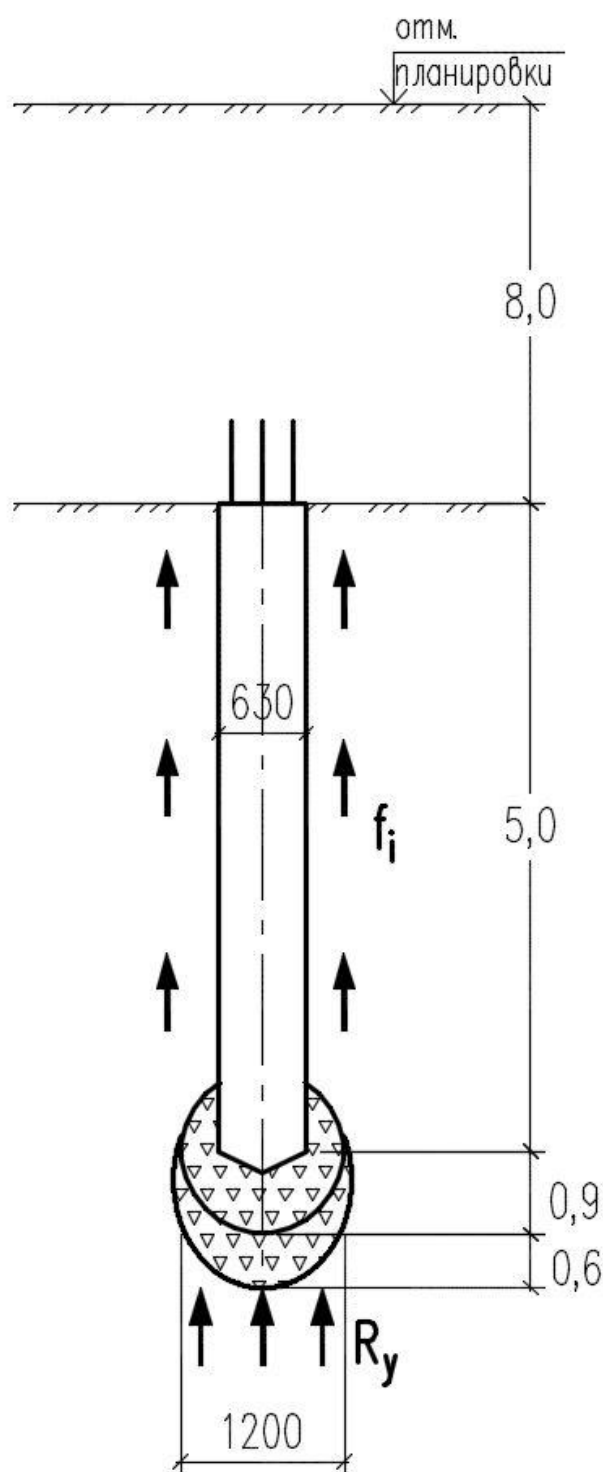


Рисунок 4.5 – Схема расчета свай в пробитой скважине с уширением

При устройстве четырех опытных свай на этапе формирования уширения осуществлялся динамический контроль. По результатам указанного контроля определялся «отказ» свай, величина которого подтверждала требуемое значение $N_{рд} = 2\,150,0$ кН. За величину «отказа» S_a принимается среднее значение

понижения отметки головы трамбовки от пяти сбрасываний последней с высоты 1,0 м. В процессе производства работ по результатам динамического контроля каждой сваи при необходимости корректировался объем щебня в сторону увеличения от проектного.

С учетом результатов выполненных расчетов шаг свай или их количество принимаются из условия, что фактическая расчетная нагрузка на сваи не должна превышать расчетно-допускаемой нагрузки. Расчет свайного фундамента по деформациям основания как условного фундамента с размерами в уровне подошвы $l_y = 70,0$ м и $b_y = 36,0$ м со сваями одинаковой длины 8,0 м показал, что сжимаемая толща грунта – около 45,0 м и расчетная осадка – 52,0 см, что в 2,6 раза превышает допустимую осадку, принятую в проекте.

В ходе проектирования было принято решение о применении ступенчатых ромбовидных кустов свай в пробитых скважинах с уширением с диаметром ствола $d = 0,63$ м и длинами свай 5,0 м и 8,0 м (рисунок 4.6). Куст состоит из девяти свай, собранных в ромб, с правильными сторонами и шириной подошвы условного фундамента $b_y = 6,0$ м. Кусты свай разных уровней расположены в шахматном порядке с целью уменьшения взаимного влияния. Фрагмент свайного поля представлен на схеме (рисунок 4.6). Общее количество кустов 74 шт.

Рекомендуемая предельная деформация основания для сооружения силосного корпуса монолитной конструкции с рабочим зданием на одной фундаментной плите принята авторами проекта максимально допустимой с учетом сплошного плитного ростверка $S_u = 20,0$ см.

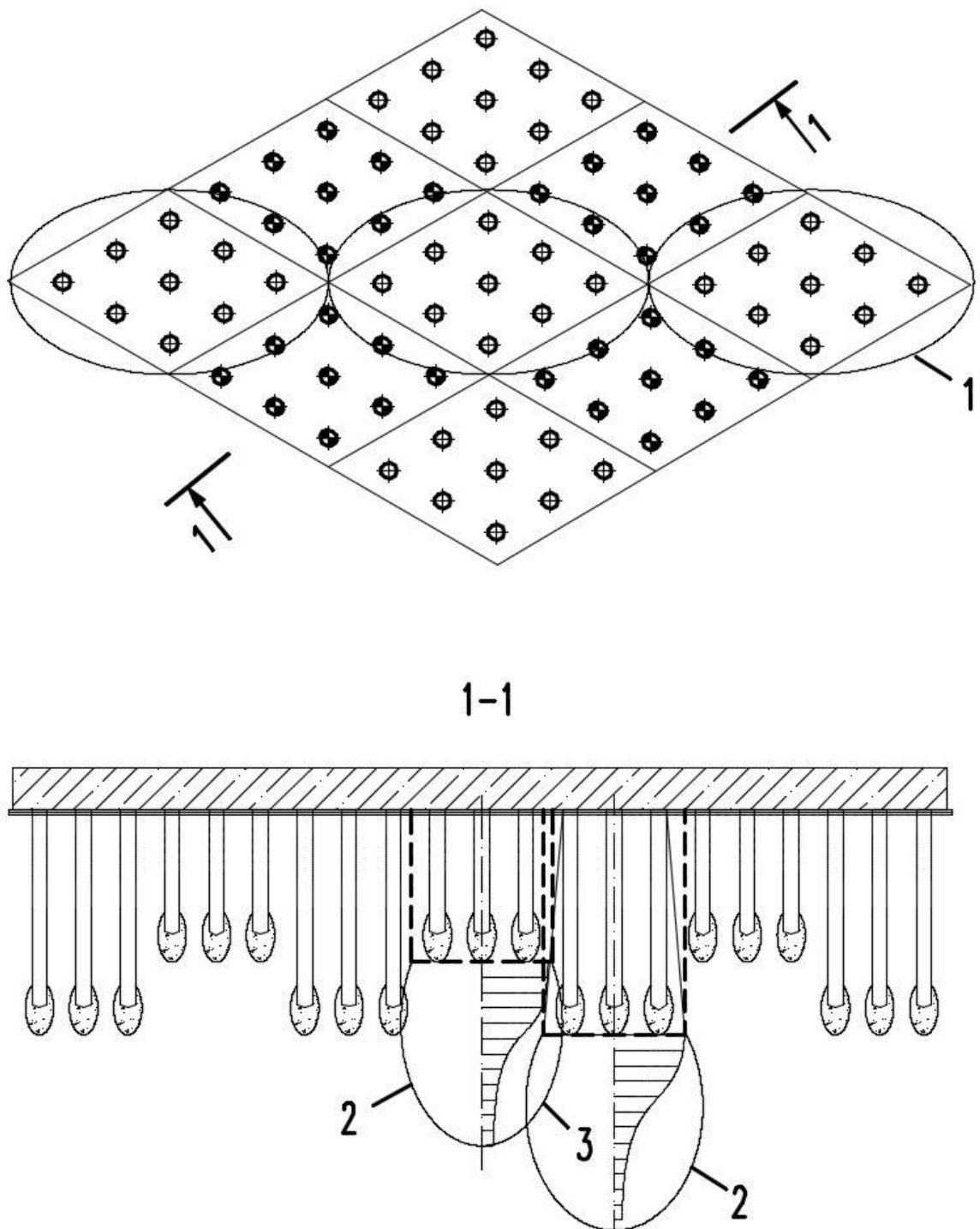


Рисунок 4.6 – Сечение и фрагмент плана свайного поля со ступенчатым расположением кустов свай:

1 – очертание зоны активного взаимовлияния; 2 – активная зона сжатия;
3 – область совместных деформаций

При расчете основания по деформациям (по второй группе предельных состояний) учитываются расчетные нагрузки N_{II} , определяемые с коэффициентом перегрузки, равным единице. В данном примере общая нагрузка на куст составляет

$$N_I = N_{рд} \times 9 = 2\,150,0 \cdot 9 = 19\,350,0 \text{ кН.}$$

С учетом осредненного коэффициента перегрузки 1,15 расчетная нагрузка составит

$$N_{II} = 19\,350,0 / 1,15 = 16\,830,0 \text{ кН.}$$

Давление на основание в уровне подошвы условного фундамента для куста свай с учетом уширения определяется по формуле

$$P = \frac{N_{II} + Q_k}{A}, \quad (4.1)$$

где Q_k – вес куста из девяти свай, кН;

A – площадь условного фундамента в виде куста из девяти свай, м^2 ;

$$A = 6,0 \cdot 6,0 = 36,0 \text{ м}^2.$$

Тогда давление под подошвой кустов свай длиной 5,0 м и 8,0 м:

$$P_5 = \frac{16830 + 36,0 \cdot 6,25 \cdot 20}{36,0} = 590 \text{ кПа;}$$

$$P_8 = \frac{16830 + 36,0 \cdot 9,25 \cdot 20}{36,0} = 650 \text{ кПа.}$$

При указанных размерах подошвы условного фундамента куста свай толщина активной зоны сжатия с учетом взаимовлияния составляет порядка 18,0 м, а осадка всех кустов свай в пробитых скважинах с уширением – в диапазоне 15,0÷17,0 см, что несколько меньше принятой в проекте допустимой осадки $S_u = 20,0$ см. Неравномерность расчетных осадок кустов учтена при расчете плитного ростверка толщиной 4,0 м путем определения коэффициента жесткости грунтового основания для каждого куста.

В целом формирование свайного поля единого фундамента из кустов свай в пробитых скважинах с уширением с различным уровнем расположения подошвы уширения позволило в данном случае уменьшить осредненную осадку фундамента практически в 2,6 раза до величины, не превышающей осадку $S_u = 20,0$ см.

4.1.2. Геодезический мониторинг за осадками сооружения во времени

Современные методы геодезического контроля предусматривают систематические инструментальные наблюдения за пространственными изменениями положения как строящихся, так и эксплуатируемых объектов, попадающих в зону влияния строительных процессов. Основная задача таких наблюдений заключается в оперативной фиксации опасных деформационных изменений, анализе факторов, вызвавших эти изменения, прогнозировании их дальнейшего развития и разработке комплекса корректирующих мероприятий.

Наибольшее распространение в практике строительного контроля получили измерения вертикальных перемещений конструкций. Эти исследования составляют основу системы геодезического мониторинга и выполняются с использованием специальных реперных точек, равномерно распределенных по периметру сооружения. Для измерений применяют современные цифровые нивелиры высокой точности, позволяющие фиксировать минимальные изменения высотного положения контрольных точек. Сравнительный анализ результатов периодических измерений дает возможность не только определить абсолютные величины осадок, но и вычислить скорость деформационных процессов.

Для исследования осадки фундаментов запроектированных силосов во времени регулярно проводилось наблюдение за осадками с помощью геодезической системы марок. На каждой банке силосов были закреплены по четыре марки с разных сторон (рисунок 4.7), наблюдение за вертикальными перемещениями которых велось относительно двух неподвижных реперов, закрепленных на местности.

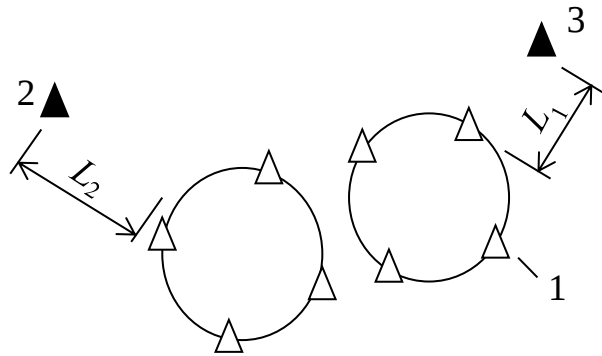


Рисунок 4.7 – Расположение марок на фасадах силосов:
1 – марка, закрепленная на силосе; 2, 3 – неподвижные репера

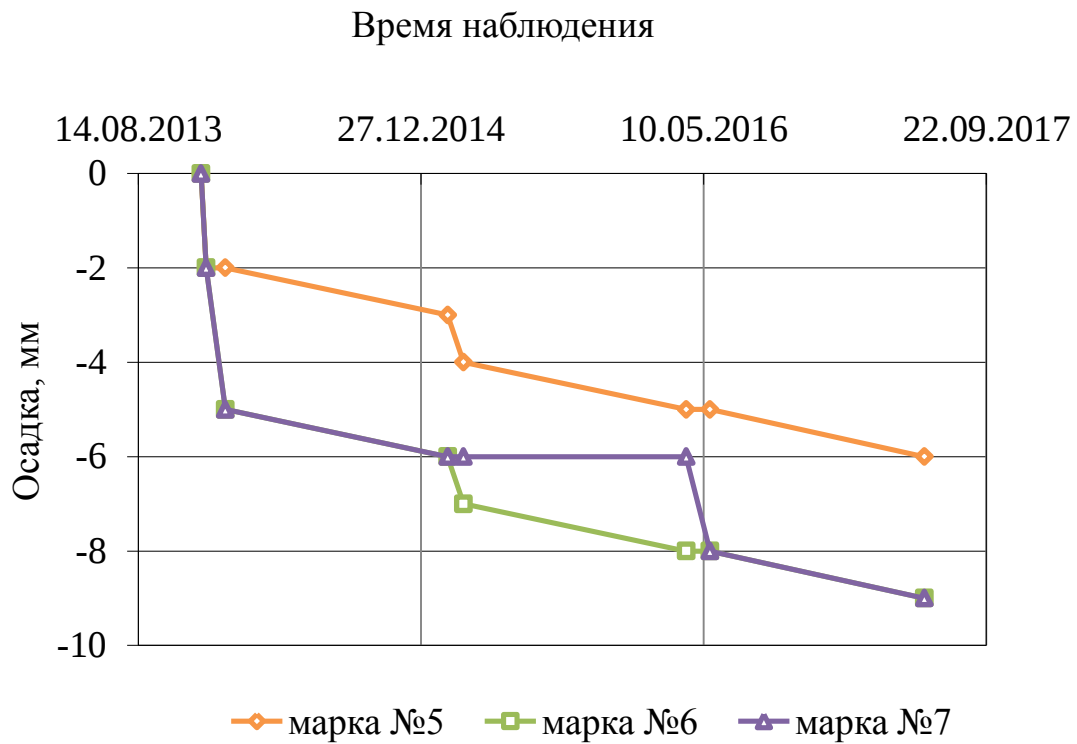


Рисунок 4.8 – График осадки марок силоса №1 во времени по результатам
геодезических наблюдений

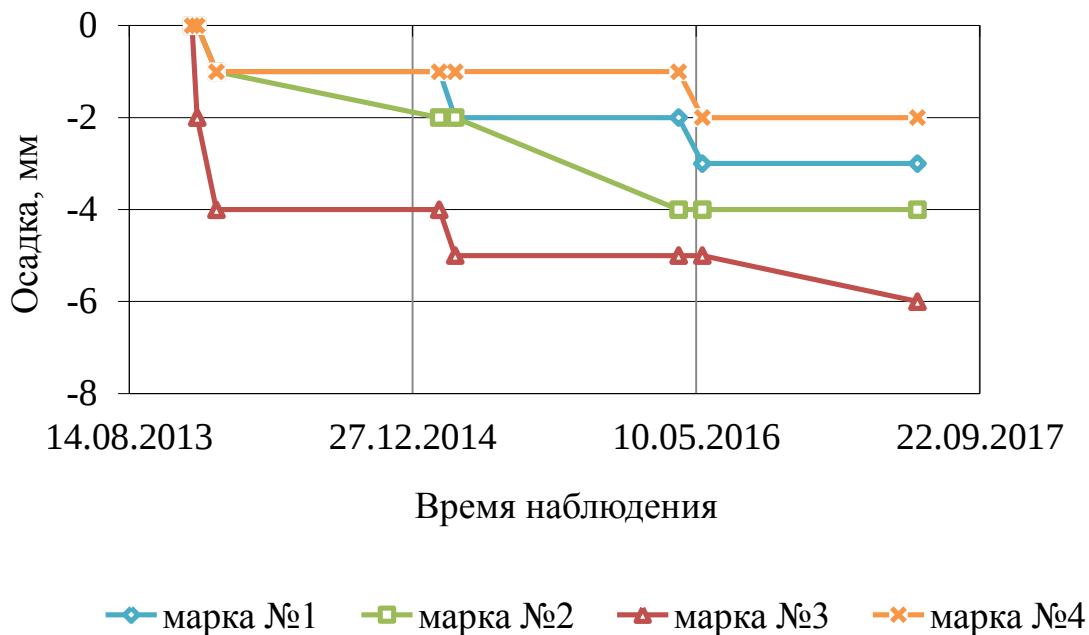


Рисунок 4.9 – График осадки марок силоса №2 во времени по результатам геодезических наблюдений

По результатам наблюдений составлены графики осадок на период с 2013 г. по 2017 г. (рисунки 4.8, 4.9). Из данных графиков видно, что максимальная осадка к настоящему времени приблизилась к 90,0 мм, что значительно меньше расчетной осадки. Последнее связано с тем, что сооружения до сих пор не были загружены полностью, соответственно, нагрузка на фундамент не достигла своего расчетного значения. Наряду с указанным для свайных фундаментов, объединенных сплошным плитным ростверком, имеет место включение в работу грунтового основания непосредственно под подошвой ростверка.

4.2. Уменьшение осадки 16-этажного жилого дома путем оптимизации расположения свай

Характерной особенностью площадки строительства жилого дома по ул. Автостроителей в г. Тольятти является наличие в основании слоя просадочного суглинка толщиной 4,0÷5,0 м. Площадка относится к I типу грунтовых условий по просадочности. С учетом указанного в проекте

предусмотрено применение свай в пробитых скважинах с уширением длиной 9,75 м с диаметрами ствола 0,5 м и уширения 1,0 м. Длина свай принята из условия прорезки просадочного слоя и заглубления свай в нижележащий непросадочный слой суглинка и мелкого песка.

Свайное поле включает 152 сваи, объединенные сплошным плитным ростверком с размерами в плане $39,6 \times 15,3$ м и общей площадью порядка $606,0 \text{ м}^2$. Расчетно-допускаемая нагрузка на сваю $N_{\text{рд}} = 1\,500,0$ кН. Суммарная расчетная нагрузка на свайное поле составляет $\sum N_{\text{I}} = 228\,000,0$ кН. При расчете основания по второй группе предельных состояний учитываются нагрузки, определяемые с коэффициентом перегрузки, равным 1,0. В данном примере принимается для расчета осадки нагрузка $\sum N_{\text{II}} = \sum N_{\text{I}}/1,15 = 228\,000,0/1,15 = 198\,260,0$ кН.

Традиционно расчет осадки свайных фундаментов сводится к расчету осадки условного фундамента. В данном случае размеры подошвы указанного фундамента $43,0 \times 18,0$ м и площадь $A_{\text{усл}} = 774,0 \text{ м}^2$. Давление под подошвой составляет $P_{\text{усл}} = 480,0$ кПа. Расчет осадки выполнен по указаниям СНиП 2.02.01-83* «Основания зданий и сооружений» в запас надежности. Расчетная осадка $S = 31,8$ см при толщине активной зоны сжатия группового основания $H_{\text{а}} = 21,6$ м. Согласно приложению Д СП 22.13330.2016 предельные деформации основания фундаментов многоэтажных каркасных зданий с монолитными перекрытиями составляют $S_{\text{ц}} = 15,0$ см. Таким образом, расчетная осадка $S = 31,8$ см, что в 2,1 раза превышает допустимые значения деформации основания $S_{\text{ц}} = 15,0$ см.

По предложению автора диссертации проработаны варианты компоновки свай в пределах плитного ростверка с целью возможности выполнения расчетов осадки свай в пробитой скважине с уширением как одиночной сваи с учетом взаимовлияния.

Автором выполнены исследования взаимовлияния на осадки сваи в пробитой скважине с уширением с различным расположением последних в плане. По результатам поверочных расчетов свайное поле в количестве 152 свай скомпоновано по сетке $2,1 \times 21$ м, т.е. при расстоянии между осями свай $4,2d$ (где d – диаметр ствола сваи). При расположении свай по указанной сетке определены

осадки с учетом взаимовлияния для четырех характерных участков свайного поля – сваи №5, №8, №76 и №80. Наибольшую осадку имеет свая №76 – $S_{nf76} = 13,8$ см. Осадки других свай составляют: $S_{nf8} = 10,5$ см; $S_{nf5} = 11,2$ см; $S_{nf80} = 11,6$ см.

Расчет деформации грунтового основания свайного поля от воздействия каждой сваи с учетом взаимного влияния свай в пробитых скважинах с уширением показал, что наибольшая осадка свай составляет 13,8 см, что не превышает допустимого значения $S_u = 15,0$ см. Таким образом, определены осадки каждой сваи поля и коэффициенты жесткости. С учетом последних выполнены расчеты монолитного железобетонного плитного ростверка и соответствующее конструирование.

В целом применение при строительстве данного жилого дома свай в пробитых скважинах с уширением взамен традиционных призматических позволило получить экономический эффект порядка 6 500,0 тыс. руб.

Уместно отметить проведение динамического контроля свай в пробитых скважинах с уширением на этапе завершения формирования уширения проектного объема. Динамический контроль заключается в определении «отказа» свай, который должен соответствовать значению, указанному в проекте производства работ. При отклонении «отказа» в большую сторону необходимо увеличить объем щебня. Так сваи приводятся к практически равному значению «отказа» и близким к проектным величинам несущей способности свай. Последнее особенно важно для минимизации неравномерных осадок свай.

Выводы по 4 главе

1. Для уменьшения осадок в фундаментах под силосы цементного завода ОАО «Мордовцемент» применялись сваи в пробитых скважинах с уширением длиной 5,0 и 8,0 м с разноуровневым расположением уширений, что позволило уменьшить расчетную осадку в 1,8 раза. Общее количество свай составило 816 шт. Суммарная расчетная нагрузка на свайное поле порядка 1 750 000,0 кН.

2. При устройстве фундаментов жилого комплекса по ул. Молодогвардейской в г. Москве с целью обеспечения требования по допустимым деформациям

основания сваи в пробитых скважинах с уширением выполнялись с многоуровневым уширением. По мере завершения формирования указанного уширения выполнялся динамический контроль каждой из 760 свай.

3. Фундаменты жилого дома в г. Тольятти запроектированы на свайных фундаментах с разной глубиной заложения подошвы уширения из условия работы сваи в пробитой скважине с уширением как одиночных свай. Исследование взаимовлияния свай на осадки за счет соответствующего расположения последних в плане позволило уменьшить расчетные осадки до допустимых значений с учетом конструктивных особенностей надфундаментной части объекта.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Многолетний опыт использования свай в пробитых скважинах с уширением подтверждает, что сваи с эффектом глубинного уплотнения грунта следует отнести к одним из перспективных видов свай, применение которых можно рекомендовать в широком диапазоне грунтовых условий, в том числе при строительстве на лессовых просадочных и насыпных грунтах. Сравнительный анализ данных натурных испытаний свай и расчетов свай в пробитой скважине с уширением указывает на различие значений несущих способностей в пределах $18,0 \div 24,0$ % и существенное занижение расчетных осадок. Указанное свидетельствует о необходимости совершенствования расчетных методов.

2. По результатам анализа технологических и конструктивных особенностей устройства сваи в пробитой скважине с уширением установлено, что вклад уширения в общую несущую способность сваи является определяющим в обеспечении надежной работы фундамента. Последнее обусловлено повышением расчетного сопротивления в результате образования уплотненного слоя грунта под уширением и значительной площадью уширения. Даны рекомендации по выбору свай по длине с учетом размеров устраиваемого уширения и уплотнённой зоны грунта. В целом технология устройства сваи в пробитой скважине с уширением позволяет варьировать за счет диаметра уширения не только несущую способность сваи, но и осадку последней. Выявлены закономерности развития осадки сваи в пробитой скважине с уширением в зависимости от параметров уширения и уплотненной зоны грунта.

3. По результатам модельных лабораторных испытаний дана качественная оценка характера взаимодействия сваи в пробитой скважине с уширением и грунтового основания. Показаны этапы формирования уплотненной зоны грунта, одно- и двухуровневого уширения сваи в пробитой скважине с уширением. Обоснована расчетная схема сваи по деформациям грунтового основания с выделением пластических зон с учетом эффекта уплотнения и сжатия грунта естественного сложения в пределах нижней границы сжимаемой толщи. На

основании картины характера разрушения грунтового основания под уширением для повышения надежности рекомендуется выполнять расчеты осадки в нелинейной постановке. Уточнены размеры уплотненной зоны грунта по результатам натурного испытания статическим зондированием.

4. Сравнение расчетных данных с результатами натурных испытаний позволило рекомендовать уменьшение коэффициента надежности γ_n до 1,3 для определения расчетно-допускаемой нагрузки на СПСУ при оценке несущей способности расчетным методом. Сопоставление результатов статических и динамических испытаний положено в основу метода динамического контроля при устройстве каждой сваи на этапе завершения формирования уширения. сваи в пробитой скважине с уширением являются весьма ответственными конструкциями, так как в проектах несущая способность свай составляет порядка 1000,0÷3000,0 кН. Предложена и обоснована методика достижения сваей требуемой несущей способности путем изменения объема щебня по результатам динамического контроля «отказа» каждой сваи.

5. На основании аналитических и экспериментальных исследований предложены инженерные методы уменьшения осадки СПСУ. Разработан метод расчета сваи в пробитой скважине с двух- и трехуровневым уширением. Подобный прием позволяет увеличить допускаемые нагрузки на сваи и толщину высокомодульной активной зоны сжатия грунтового основания. Разработаны рекомендации применения кустов со сваями разной длины. Увеличение разности длин свай до 4÷5d ведет к тому, что осадка с учетом влияния соседних свай стремится к осадке одиночной сваи, т.к. напряжения под сваями меньшей длины затухают до возникновения напряжений под подошвой условного фундамента, состоящего из свай большей длины. Последнее практически позволяет не учитывать взаимовлияние при дальнейших расчетах. Осадка фундаментов различной длины на 25÷40% меньше, чем в случаях проектирования одноуровневого фундамента, что в целом удовлетворяет требованиям расчета основания по деформациям в случаях значительной действующей нагрузки. В

проекте разность осадок должна учитываться при назначении жесткости грунтового основания с учетом совместной работы ростверка и свай.

6. Разработан и обоснован метод аналитического расчета свай в пробитой скважине с уширением с учетом нелинейной работы основания, который позволяет более достоверно определять деформации грунтового основания и способствует повышению надежности проектных решений. Предложена расчетная схема осадки свай в пробитой скважине с уширением, где нелинейную деформацию грунта следует учитывать в пределах развития зон предельного равновесия (пластических зон). Предложен метод расчета осадок с учетом первичной и вторичной консолидаций. По результатам сравнения скорости протекания осадок во времени для грунтовых оснований естественного сложения и уплотненных установлено, что различие скорости осадок в несколько раз может привести к превышению допустимых разностей осадок. Поэтому при необходимости применения в пределах одного объекта разного типа свай в пробитых скважинах с уширением проектирование должно сопровождаться расчетом осадок во времени.

7. Выполненные исследования в рамках данной диссертации следует продолжить в направлении изучения взаимовлияния свай в пробитых скважинах с уширением в составе свайного поля и совершенствования технологии устройства двухуровневого уширения в водонасыщенных пылевато-глинистых грунтах. Формирование уширения, вытянутого по высоте, позволяет оказывать значительное влияние на расчетную осадку свай, уменьшая значение последней. Важным вопросом исследований является определение реологических свойств грунта в пределах уплотненной зоны под уширением свай.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абелев, М.Ю. Уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками / М.Ю. Абелев, Н.В. Романов, О.В. Коптева // Промышленное и гражданское строительство. – 2018. – №4. – С. 16–21.
2. Алексеев, С.И. Автоматизированный метод расчета фундаментов по двум предельным состояниям / СПб.: СПбГТУ, 1996. – 193 с.
3. Аникьев, А. А. Упрочнение основания ленточных фундаментов наклонными щебеночными элементами, выполненными в пробитых скважинах: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / А. А. Аникьев. – 2019. – 131 с.
4. Аптуков, В.Н. Моделирование процесса ударного вытрамбовывания котлованов / В.Н. Аптуков, А.А. Бартоломей, А.В. Фонарев, С.В. Ирундин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. – № 3. – С. 11.
5. Балобанов, А. В. Экспериментальное исследование и разработка методов производственного контроля несущей способности фундаментов, выполняемых вытрамбовыванием: автореф. дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / А. В. Балобанов. – Уфа, 2000. – 22 с.
6. Барвашов, В. А. Метод расчета жесткого свайного ростверка с учетом взаимного влияния свай / В.А. Барвашов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1968. – № 3. – С. 27–28.
7. Бартоломей, А.А. Определение динамического сопротивления грунта погружению трамбовки при вытрамбовывании котлованов / А.А. Бартоломей, И.И. Бекбасаров // Основания и фундаменты в геологических условиях Урала. – 2002. – №1. – С. 22–30.
8. Бартоломей, А.А. Прогноз осадок свайных фундаментов / А.А. Бартоломей, И.М. Омельчак, Б.С. Юшков. – М.: Стройиздат, 1994. – 384 с.
9. Бартоломей, А.А. Расчет свайных фундаментов по предельным состояниям / А.А. Бартоломей, И.М. Омельчак, А.Б. Пономарев, Б.В. Бахолдин // Основания и фундаменты в геологических условиях Урала. – 1997. – №1. – С. 3–25.

10. Бартоломей, А.А. Фундаменты в вытрамбованных котлованах в грунтах со слабым подстилающим слоем / А.А. Бартоломей, А.Б. Шукенбаев // Тр. IV междунаро. конф. по проблемам свайного фундаментостроения. / Пермь: ПНИПУ, 1994. – С. 14–17.

11. Бартоломей, Л.А. Прогноз осадок сооружений с учетом совместной работы основания, фундамента и надземных конструкций : автореф. дис. канд. техн. наук / Бартоломей Л.А. – Пермь: ПГТУ, 2004.

12. Бахолдин, Б.В. О методике расчета свайных кустов / Б.В. Бахолдин, Д.Е. Развадовский // Тр. 3-й Междунар. конф. по проблемам свайного фундаментостроения. – Пермь, 1992. – С. 105–108.

13. Безволев, С. Г. Инженерная методика для расчета фундаментов в случаях применения больших групп свай / С.Г. Безволев // Механизация строительства. – 2012. – № 3. – С. 36–44.

14. Безволев, С.Г. Проблемы проектирования и расчета фундаментов при применении больших групп свай и других вертикальных элементов преобразования грунтового массива / С.Г. Безволев // Геотехника. – 2011. – №3. – С. 30–67.

15. Березанцев, В.Г. Расчет оснований сооружений: пособие по проектированию / В.Г. Березанцев. – Ленинград: Стройиздат, 1970. – 208 с.

16. Берлинов, М.В. Основания и фундаменты / М.В. Берлинов. – 4-е изд., испр. – М., 2015. – 320 с.

17. Боков, И.А. Взаимовлияние свай через грунт: сравнение аналитических и численных оценок / И.А. Боков, В.Г. Федоровский // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – №10. – С. 26–30.

18. Боков, И.А. Разработка методики расчёта и проектирования свайных оснований, в составе которых применены сваи разной длины и диаметра / И.А. Боков, В.Г. Федоровский // Academia. Архитектура и строительство. – 2016. – № 4. – С. 121–128.

19. Бровко, Е.И. Корректировка результатов определения деформаций оснований, полученных методом конечных элементов, при расчете

комбинированных плитно-свайных фундаментов высотных зданий / Е.И. Бровко, И.С. Бровко, К.С. Байболов, К.С. Енкебаев // Вестник МГСУ. – 2014. – №1. – С. 105–107.

20. Винников, Ю.Л. Сравнение результатов математического моделирования с лотковыми испытаниями набивных свай в пробитых скважинах в составе ленточного ростверка / Ю.Л. Винников, И.В. Мирошниченко // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. — 2013. — № 1. – С. 45-56.

21. Галимнурова, О. В. Исследование фундаментов в вытрамбованных котлованах в непросадочных глинистых грунтах и метод расчета несущей способности по данным вытрамбовки: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / О. В. Галимнурова. – Уфа, 2007. – 144 с.

22. Глухов, В. С. Взаимовлияние плитного ростверка и свай на осадку здания / В.С. Глухов, О.В. Хрянина, **М.В. Глухова (Панкина)** // Современные научные исследования и инновации. – 2015. – №3–2 (47). – С. 58–62.

23. Глухов, В. С. Выравнивание осадок свай с учетом взаимовлияния / В. С. Глухов, **М. В. Глухова (Панкина)**, Т. А. Исаева // Актуальные проблемы современного фундаментостроения с учетом энергосберегающих технологий: материалы IV международной научно-практической конференции. – Пенза: ПГУАС, 2014. – С. 32–37.

24. Глухов, В. С. Деформации во времени уплотненной зоны основания свай с уширением / В. С. Глухов, **М. В. Глухова (Панкина)** // Актуальные проблемы современного фундаментостроения с учетом энергосберегающих технологий: материалы VI Всероссийской научно-практической конференции. – Пенза: ПГУАС, 2015. – С. 17–24.

25. Глухов, В. С. Исследование взаимовлияния свай с уширением на осадки / В. С. Глухов, **М. В. Глухова (Панкина)** // Вопросы проектирования и устройства надземных и подземных конструкций зданий и сооружений : Межвузовский тематический сборник трудов. – Санкт-Петербург: Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, 2018. – С. 104-109.

26. Глухов, В. С. Исследование влияния уширения свай в пробитых скважинах на осадку / В. С. Глухов, О. В. Хрянина, **М. В. Глухова (Панкина)** // Известия Юго-Западного государственного университета. – 2011. – № 5–2(38). – С. 351–354.

27. Глухов, В. С. Исследование влияния уширения фундаментов в вытрамбованных котлованах на осадку / В.С. Глухов, О.В. Хрянина, **М.В. Глухова (Панкина)** // Современные научные исследования и инновации. – 2015. – №4–1 (48). – С. 65–70.

28. Глухов, В. С. Исследование деформаций грунтового основания с учетом взаимного влияния свай с уширением / В.С. Глухов, **М.В. Глухова (Панкина)** // Современные геотехнологии в строительстве и их научно-техническое сопровождение: мат-лы межд. науч.-техн. конф. – СПб.: Санкт-петербургский ГАСУ, 2014. – Ч.1. – С. 183–187.

29. Глухов, В. С. Модернизация метода расчета несущей способности свай в пробитых скважинах с уширением / В.С. Глухов, О.В. Хрянина, **М.В. Глухова (Панкина)** // Современные научные исследования и инновации. – 2015. – №3–1 (47). – С. 91–95.

30. Глухов, В. С. Нелинейные деформации уплотненного грунтового основания под уширением свай в пробитых скважинах / В. С. Глухов, **М.В. Панкина** // Construction and Geotechnics. – 2023. – Т. 14, № 1. – С. 19–28.

31. Глухов, В. С. Оптимизация осадки ленточного свайного фундамента / В.С. Глухов, **М. В. Глухова (Панкина)** // Региональная архитектура и строительство. – 2017. – №4 (33). – С. 90–95.

32. Глухов, В. С. Опыт применения фундаментов в вытрамбованных котлованах / В.С. Глухов, Р.А. Холодков, Е.Н. Мельник, В.Л. Винокуров // Известия вузов «Строительство и архитектура». – 1987. – №4. – С.131–134.

33. Глухов, В. С. Расчет осадки свай в пробитых скважинах с учетом нелинейности / В.С. Глухов, Ю.В. Грачева, Ю.С. Галова // Известия Юго-Западного государственного университета. – 2011. – №5(38). Ч.2. – С. 367–370.

34. Глухов, В. С. Свайно-плитные фундаменты на комбинированном основании / В. С. Глухов, О. В. Хрянина, **М. В. Глухова (Панкина)** // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2014. – № 2. – С. 229-237.

35. Глухов, В. С. Сравнение методов определения несущей способности свай в пробитых скважинах с уширением по результатам статических испытаний / В. С. Глухов, П. К. Гаврилов // Construction and Geotechnics. – 2023. – Т. 14, № 1. – С. 5-18

36. Глухов, В. С. Сравнительный анализ несущей способности фундаментов в вытрамбованных котлованах на комбинированном грунтовом основании / В.С. Глухов, О.В. Хрянина, **М.В. Глухова (Панкина)** // Современные научные исследования и инновации. – 2015. – №5–1 (49). – С. 138–143.

37. Глухов, В. С. Формирование околосвайного грунтового основания / В. С. Глухов, **М. В. Панкина**, Ю. С. Вишнякова // Региональная архитектура и строительство. – 2023. – № 4(57). – С. 122-126.

38. **Глухова (Панкина), М. В.** Взаимовлияние плитного ростверка и свай на осадку здания / М.В. Глухова (Панкина), В.С. Глухов, О.В. Хрянина // Современные научные исследования и инновации. – 2015. – №3–2(47). – С.58–62.

39. **Глухова (Панкина), М. В.** Исследование влияния плиты ростверка на осадку свай с уширением / М.В. Глухова (Панкина), Ю.С. Галова, В.С. Глухов // Известия Юго-Западного государственного университета. – 2011. – 5–2(38). – С. 360–363.

40. **Глухова (Панкина), М. В.** Исследование деформаций грунтового основания с учетом взаимного влияния свай с уширением / М.В. Глухова (Панкина), В.С. Глухов // Современные геотехнологии в строительстве и их научно-техническое сопровождение: мат. международной научно-технической конференции, посвященной 80-летию образования кафедры геотехники СПб.ГАСУ и 290-летию российской науки. – СПб.: Санкт-петербургский ГАСУ, 2014. – С. 183–187.

41. Глухова (Панкина), М. В. Учет нелинейной деформации грунта при осадке свай в пробитых скважинах с уширением / М.В. Глухова (Панкина), В.С. Глухов // Жилищное хозяйство и коммунальная инфраструктура. – 2019. – №4(11). – С. 45–52.
42. Глушков, И. В. Прогноз осадок комбинированных свайных фундаментов: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / И. В. Глушков. – Пермь, 2007. – 202 с.
43. Горбунов-Посадов, М.И. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / М. И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов. -М: СТРОЙИЗДАТ, 1985.-479 с.
44. ГОСТ 5686-2020. Грунты, методы полевых испытаний сваями . – М.: Стандартиформ, 2014. – 42 с.
45. Готман, А.Л. Исследование работы фундаментов в вытрамбованных котлованах на вертикальную нагрузку и их расчет / А.Л.Готман, Ю.В. Шеменков // Вестник ПНИПУ №3. Пермь, 2005. –С. 23-39.
46. Готман, А.Л. Определение несущей способности набивных свай в выштампованном ложе / А.Л. Готман, Я.Ш. Зиязов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1984. – № 2. – С. 12.
47. Готман, А.Л. Опыт усиления фундаментов строящегося здания торгового комплекса в Уфе / А.Л. Готман, Н.З. Готман // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2011. – №3. – С. 2–7.
48. Готман, Н.З. Математическое моделирование взаимодействия свай с грунтом в сплошном свайном поле / Н.З. Готман, Д.М. Шапиро, Р.Р. Гузеев // Тр. междунар. семинара по механике грунтов, фундаментостроению и транспортным сооружениям. – М., 2000. – С. 171–174.
49. Готман, Н.З. Определение параметров свайного поля из забивных свай / Н.З. Готман // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2003. – № 2. – С. 2.
50. Готман, Н.З. Определение предельного сопротивления основания сваи в составе группы свай / Н.З. Готман, В.С. Алехин, Ф.В. Сергеев // Вестник

Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2017. – Т. 8 №3. – С. 13–21.

51. Готман, Н.З. Численное исследование взаимодействия свай в сплошном свайном поле / Н.З. Готман // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2003. – №3. – С. 115–117.

52. Грачев, Ю.А. Определение размеров зоны уплотнения грунта при заполнении скважин расширяющимися материалами / Ю. А. Грачев, И. С. Иванов, В. М. Воробьев // Труды института. Выпуск 94, -М: НИИОСП им. Н. М. Герсевича, 1991. - С. 93-99

53. Далматов, Б.И. Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений / Б.И. Далматов. – М.: Высш. школа, 1969. – 296 с.

54. Дежина, И.Ю. Об одном способе расчета буронабивной сваи с двумя уширениями в просадочных грунтах / И.Ю. Дежина // Строительство и архитектура: мат-лы междунаро. науч.-практич. конф. – РнД: РГСУ, 2015. – С. 141–142.

55. Джабраилова, К.Р. Аналитическое исследование взаимовлияния свай в группе в зависимости от механических характеристик грунта основания / К.Р. Джабраилова, М.А. Степанов // Нефть и газ Западной Сибири: материалы международной научно-технической конференции. – 2017. – С. 118–120.

56. Егоров, К.Е. Методы расчета конечных осадок фундаментов / Сб. трудов науч. исследов. института оснований и фундаментов «Физика и механика грунтов». – Вып. 13. – М.: Машстройиздат, 1949.

57. Зарецкий, Ю.К. Теория консолидации грунтов. – Наука, 1967. – 268 с.

58. Зоценко, Н. Л. Длительные осадки зданий на набивных сваях в скважинах, пробитых в лессовых грунтах / Н. Л. Зоценко, Ю. Л. Винников // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2016. – № 3. – С. 28-33.

59. Ильичев, В.А. Деформационный мониторинг в строительстве / В.А. Ильичев, А.С. Алешин, В.Б. Дубовицкий // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2003. – № 3. – С. 12.

60. Ильичев, В.А. Инструментальные проблемы деформационного мониторинга в строительстве / В.А. Ильичев, А.С. Алешин, В.Б. Дубовской // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2003. – № 3. – С. 15.

61. Ильичев, В.А. Метод расчета деформаций оснований зданий вблизи глубоких котлованов / В.А. Ильичев, Н.С. Никифорова, Е.Б. Коренева // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2006. – №6. – С. 2–6.

62. Ильичев, В.А. Особенности геомониторинга при возведении подземных сооружений в условиях тесной городской застройки / В. А. Ильичев, П. А. Коновалов, Н.С.Никифорова// Основания, фундаменты и механика грунтов, № 4, 1999. –С.20-26.

63. Ильичев, В.А. Прогноз деформаций зданий вблизи котлованов в условиях плотной городской застройки Москвы / В.А. Ильичев, П.А. Коновалов, Н.С. Никифорова // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2004. – №4. – С. 17–21.

64. Ильичев, В.А. Снижение вибрации фундаментов после усиления основания набивными песчано-щебеночными сваями / В. А. Ильичев, Л. Р. Ставницер, В. Я. Шишкин // Свайное фундаментостроение. Вып. №11, 1995. С. 21-23

65. Конюшков, В.В. Анализ методов аналитических расчетов фундаментов во времени / В.В. Конюшков // Вестник гражданских инженеров. – 2020. – №4 (81). – С. 106–114.

66. Крутов, В.И. Проектирование и устройство свайных фундаментов и упрочненных оснований из набивных свай в пробитых скважинах: практ. пособие // В.И. Крутов и др. – Пенза: ПГУАС, 2011. – 99 с.

67. Крутов, В.И. Свайные фундаменты из набивных свай в пробитых скважинах / В.И. Крутов, В.К. Когай, В.С. Глухов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2010. – №2. – С.10–14.

68. Крутов, В.И. Устройство фундаментов из набивных свай в пробитых скважинах / В.И. Крутов, В.К. Когай, В.С. Глухов В.С. // Механизация строительства. – 2010. – №6. – С. 2–7.

69. Крутов, В.И. Учет уплотнения грунтов при расчете свайных фундаментов / В.И. Крутов, В.К. Когай, В.С. Глухов // Труды международной конференции по геотехнике «Геотехнические проблемы мегаполисов». – М., 2010. – Т. 4. – С.1385–1388.
70. Крутов, В.И. Фундаменты мелкого заложения: рациональные конструкции и технологии устройства / Крутов В. И., Сорочан Е. А., Ковалев В. А.. — Москва: АСВ, 2009. — 231 с.
71. Купчикова, Н.В. Снижение осадки фундамента путем послойного поверхностного и глубинного уплотнения грунта со щебнем под нижним концом буронабивных свай / Н.В. Купчикова // Строительство и реконструкция. – 2013. – №2(46). – С. 41–45.
72. Кушнер, С.Г. Расчет деформаций оснований зданий и сооружений / С.Г. Кушнер. – Запорожье, 2008. – 496 с.
73. Лапшин, Ф.К. Расчет свай по предельным состояниям // Изд-во Саратов. ун-та, 1979. – 152 с.
74. Луга, А.А. К расчету осадок свайных и массивных фундаментов на многослойных грунтовых основаниях / А.А. Луга // Транспортное строительство. – 1982. – № 3. – С. 41.
75. Лушников, В.В. Анализ расчетов осадок в нелинейной стадии работы грунта / В.В. Лушников, А.С. Ярдяков // Вестник ПНИПУ. – 2014. – № 2. – С. 44–55.
76. Лушников, В.В. Сопротивление грунтов (некоторые лекции по курсу «Механика грунтов»): учебное пособие / В.В. Лушников, А.Б. Пономарев. – Пермь: Изд-во Перм. нац. исслед. ун-та, 2021. – 356 с.
77. Малышев, М.В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений / М. В. Малышев. – Москва: Стройиздат, 1994. – 228 с.
78. Малышев, М.В. Расчет осадок фундаментов при нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями в грунтах / М.В. Малышев, Н.С. Никитина // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1982. – № 2. – С. 21–25.

79. Малышкин, А.П. Численные исследования напряженно-деформированного состояния и осадок свайных фундаментов с удаленной центральной сваей / А.П. Малышкин, А.В. Есипов // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2016. – Т. 7, № 4. – С. 93–101.

80. Малышкин, А.П. Численные исследования взаимного влияния свай в группах / А.П. Малышкин, А.В. Есипов А.В. // Академический вестник УралНИИпроект РААСН. – 2017. – №2(33). – С. 86–89.

81. Малышкин, А.П. Численные исследования распределения нагрузки между сваями в кустах / А.П. Малышкин, А.В. Есипов // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2016. – Т. 7, № 4. – С. 31–38.

82. Мангушев, Р. А. Современные свайные технологии / Р.А. Мангушев, А.В. Ершов, А.И. Осокин. – М.: АСВ, 2007. –160 с.

83. Мангушев, Р.А. Плитно-свайный фундамент для здания повышенной этажности / Р.А. Мангушев, А.В. Игошин, Н.В. Ошурков, А.Б. Фадеев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2008. – № 1. – С. 15–19.

84. Мангушев, Р.А. Сваи и свайные фундаменты: конструкции, проектирование и технологии / Р.А. Мангушев, А.Л. Готман, В.В. Знаменский, А.Б. Пономарев. – М.: АСВ, 2015. – 312 с.

85. МГСН 2.07-01 (ТСН 50- 304-2001) Основания, фундаменты и подземные сооружения

86. Мельников, В.А. Сравнительный анализ методик расчета осадки свайных фундаментов / В.А. Мельников, Н.С. Алексеев, К.И. Ионов // Современные научные исследования и инновации. – 2015. – № 9. Ч. 1(53). – С. 37–45.

87. Мерекин, М.О. Результаты численного моделирования НДС одиночных свай и их групп с уширением в виде ступеней / М.О. Мерекин, А.С. Синицин // Перспективы развития строительного комплекса. – 2017. – №1. – С. 138–141.

88. Нуждин, Л.В. Применение буронабивных свай с повышенной несущей способностью в условиях неравномерного залегания грунтов / Л.В. Нуждин, М.Л. Нуждин, М.В. Юрьев // Актуальные вопросы геотехники при решении сложных задач нового строительства и реконструкции: сб. тр. научно-техн. конф. (10-12 ноября 2010, СПб.). – СПб.: СПбГАСУ, 2010. – С. 116–119.
89. Орнатский, Н. В. Механика грунтов. – М.: Изд-во МГУ, 1950. – 420 с.;
90. Лушников В.В. Упадет ли Невьянская башня? Как выправляли Пизанскую кампанилу. – Екатеринбург: Учебная книга, 2011. – 88 с.;
91. Лушников В.В., Пономарев А.Б. Сопротивление грунтов (некоторые лекции по курсу «Механика грунтов»): учебное пособие. – Пермь: Изд-во Перм. нац. исслед. политехн. ун-та, 2021. – 356 с.
92. **Панкина, М. В.** Осадки свай в пробитых скважинах с уширением с учетом фильтрационной консолидации / М. В. Панкина // Construction and Geotechnics. – 2024. – Т. 15, № 4. – С. 36-45.
93. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83) . – М.: Стройиздат, 1986. – 415 с.
94. Преснов, О.М. Буронабивные сваи с уширением в условиях большой глубины промерзания / О.М. Преснов, С.П. Холодов, В.В. Серватинский // Современное строительство и архитектура. – 2017. – №3(07). – С. 40–44.
95. Приклонский, В.В. Испытания свай в условиях их выпора. Проблемы. Решения. Риски / В.В. Приклонский // Геотехника. – 2015. – №1. – С. 52–65.
96. Пронозин, Я.А. Исследование напряженно-деформированного состояния грунтового массива при формировании контролируемого уширения на конце буроинъекционной сваи / Я.А. Пронозин, М.А. Самохвалов, Л.А. Бартоломей, А.М. Караулов // Промышленное и гражданское строительство. – 2017. – №11. – С. 100–104.
97. Пронозин, Я.А. Результаты полевых и теоретических исследований изготовления буроинъекционной сваи с контролируемым уширением / Я.А. Пронозин, М.А. Самохвалов М.А. // Вестник Пермского национального

исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2014. – №3. – С. 194–214.

98. Пронозин, Я.А., Результаты лабораторных и полевых исследований изготовления буроинъекционной сваи с контролируемым уширением / Я.А. Пронозин, М.А. Самохвалов, Д.В. Рачков // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – №3. – С. 56–60.

99. Развадовский, Д.Е. Взаимодействие свай и грунта в составе большеразмерных кустов и свайных полей : автореф. дис. канд. техн. наук. / Д.Е. Развадовский. – М., 1999. – 20 с.

100. Рекомендации по определению параметров ползучести и консолидации грунтов лабораторными методами. ПНИИС Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1989.

101. Рекомендации по проектированию и устройству фундаментов в вытрамбованных котлованах на глинистых водонасыщенных и песчаных грунтах / НИИОСП им. Н.М. Герсевича. – М.: Стройиздат, 1987. – 48 с.

102. Рузаев, А.М. Оптимизация проектных решений свайных фундаментов с учетом взаимного влияния свай и работы низкого ростверка на их несущую способность : автореф. дис. канд. техн. наук. / А.М. Рузаев. – М.: МГСУ, 2010. – 20 с.

103. Руководство по проектированию и устройству фундаментов в вытрамбованных котлованах / НИИОСП им. Н.М. Герсевича Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1981. – 56 с.

104. Руководство по проектированию свайных фундаментов / Под общ. ред. Б.В. Бахолдина и Н.Б. Экимяна. – М.: Стройиздат, 1980.

105. Рыбаков, А. В. Экспериментальное исследование работы грунтового основания, вытрамбованного под фундамент-оболочку: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / А. В. Рыбаков. – Уфа, 2000. – 119 с.

106. Самохвалов, М.А. Определение осадки сваи с контролируемым уширением различными способами / М.А. Самохвалов, Ю.В. Зазуля, М.Д. Кайгородов // Актуальные проблемы архитектуры, строительства,

энергоэффективности и экологии: мат-лы международной науч.-практ. конф. – Тюмень: ТИУ, 2016. – С. 138–144.

107. СН 448-72 Указания по зондированию грунтов для строительства. М.: Стройиздат, 1972 г. – 34 с.

108. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений . – М., Сройиздат, 1985. – 40с.

109. Сорочан, Е.А. Основания, фундаменты и подземные сооружения: справочник проектировщика / Е.А. Сорочан. – М., 1985. – 480 с.

110. СП 20.13330.2017. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* . – М.: Минрегион России, 2011 г. – 113 с.

111. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83* . – М.: Стандартинформ, 2011. – 128 с.

112. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83* . – М.: Стандартинформ, 2017. – 130 с.

113. СП 23.13330.2011 Основания гидротехнических сооружений (акт. ред. СНиП 2.02.02-85). – М., 2012.

114. СП 24.13330.2021. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85 . – М.: Минрегион России, 2011. – 80 с.

115. СП 47.13330.2016. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 11-02-96 . – М., 2016. – 168 с.

116. СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений . – М, 2005. – 130 с.

117. СП 50-102-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов . – М., 2004. – 75 с.

118. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Под общей ред. В.А. Ильичева и Р.А. Мангушева. – М.: Изд-во АСВ, 2014. – 728 с.

119. СТО 36554501–018–2009. Проектирование и устройство свайных фундаментов и упрочненных оснований из набивных свай . – М.: ОАО «НИЦ «Строительство», 2010. – 27 с.

120. Тер-Мартirosян, З.Г. Механика грунтов / З.Г. Тер-Мартirosян. – М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2005. – 488 с.
121. Тер-Мартirosян, З.Г. Проектирование оснований и фундаментов гражданских сооружений. – Часть 2. Свайные фундаменты : методические указания / З.Г. Тер-Мартirosян. – М.: МГСУ, 2010. – 45 с.
122. Тер-Мартirosян, З.Г. Реологические параметры грунтов и расчет оснований сооружений. – М.: Стройиздат, 1990. – 200 с.
123. ТСН 31-332-2006. Жилые и общественные высотные здания. Территориальные строительные нормы. – СПб., 2006.
124. ТСН 50-304-2001. Основания, фундаменты и подземные сооружения. – Москва, 2003.
125. Ухов, С.Б. Механика грунтов, основания и фундаменты / С.Б. Ухов и др. – М.: АСВ, 1994. – 527 с.
126. Ухов, С.Б. Механика грунтов, основания и фундаменты : учеб. пособие / С.Б. Ухов и др. – М.: Высш. шк., 2002. – 566 с.
127. Федоровский, В. Г. Сваи в гидротехническом строительстве / В.Г. Федоровский, С.Н. Левачев, С.В. Курилло, Ю.М. Колесников. – М.: АСВ, 2004. – 240 с.
128. Холодов, С.П. Выбор размеров уширения для буронабивных свай с уширенной пятой / С.П. Холодов, О.М. Преснов, В.В. Серватинский // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Строительство и архитектура. – 2018. – №51(70). – С. 44–47.
129. Холодов, С.П. Расчет буронабивной сваи с уширением в климатических условиях Сибири / С.П. Холодов // Системы. Методы. Технологии. – 2017. – №2(34). – С. 138–142.
130. Цытович, Н.А. Механика грунтов: краткий курс: учебник. – 4-е изд. – М.: Изд-во ЛКИ, 2008. – 288 с.
131. Цытович, Н.А. Основы прикладной геомеханики в строительстве : учеб. пособие / Н.А. Цытович, З.Г. Тер-Мартirosян. – М.: Высшая школа, 1981. – 317с.

132. Цытович, Н.А. Прогноз скорости осадок оснований сооружений / Н.А. Цытович и др. – М.: Стройиздат, 1967. – 239 с.
133. Шапиро, Д. М. Практический метод расчета оснований и грунтовых сооружений в нелинейной постановке / Д.М. Шапиро // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1985. – № 5. – С. 19–21.
134. Шеменков, Ю. М. Односвайные и вытрамбованные фундаменты и методы их расчета с использованием зондирования: дисс. ... д-ра. техн. наук: 05.23.02 / Ю. М. Шеменков. – Уфа, 2006. – 378 с.
135. Шишкин, В.Я. Опыт устройства свай с уширением в водонасыщенных грунтах / В.Я. Шишкин, А.П. Дорожкин, А.А. Калякин // Интеграл. – 2011. – №2. – С. 122–125.
136. Шулятьев, О.А. Особенности взаимодействия свай с грунтом и между собой в условиях свайного поля / О.А. Шулятьев, И.А. Боков // Вестник НИЦ Строительство. – 2014. – №10. – С. 166–176.
137. Юхнов, И.В. К расчету неравномерных деформаций основания плитных фундаментов / И.В. Юхнов// Известия Ростовского государственного строительного университета. – 2010. – Т. 1, №14(14). – С. 305–306.
138. Bartolomei, A.A. Effect of loading character on analysis of pile and pile-foundation settlements / A.A. Bartolomei, I.M. Omel'chak I.M. // Soil Mechanics and Foundation Engineering. – 2003. –Т. 40, №5. – С. 153–160.
139. Bartolomei, A.A. Experimental investigations and prediction of settlements of conical-pile foundations / A.A. Bartolomei, A.B. Ponomarev // Soil Mechanics and Foundation Engineering. – 2001. – Т. 38, № 2. – С. 42–50.
140. Butterfield, R. The elastic analysis of compressible piles and pile groups / R. Butterfield, P.K. Banerjee // Giotechnique. – 1971. – No. 21(1). – Pp. 43–60.
141. Glukhov, V. S. Calculation of widened pile settlement with regard to nonlinearity / V. S. Glukhov, **M.V. Glukhova (Pankina)** // Journal of Physics: Conference Series: 2, Perm, 26–28 May. – Perm, 2021. – P. 012056. – DOI 10.1088/1742-6596/1928/1/012056

142. Gotman, N.Z. Analysis of strip pile footing behavior caused by sinkhole formation / N.Z. Gotman, D.A. Davletyarov // Soil Mechanics and Foundation Engineering. – 2017. – C. 1–5.

143. Konyushkov, V.V. Side friction of sandy and clay soils and their resistance under the toe of deep bored piles. – V. V. Konyushkov, V. T. Le // Arch. and Eng. – 2020. – 51. – 36–44.

144. Pilyagin, A. V. 1996 Deformation-based bed design using linear and nonlinear methods Soil Mech. and Found. Eng. 33 1 12–5

145. Randolph, M. F. Design methods for pile groups and piled rafts M.F. Randolph // XI11 ICSMFE. – New Delhi, 1994. – Vol. 5. – P. 61–82.

Приложение А

**Паспорта статического зондирования в точках №3 и №4, проведенного в
рамках исследования диссертационной работы**

Арх. №: б/н													
Приложение №													
Лист №													
<u>Паспорт статического зондирования</u>													
Объект:		Цех 36х78											
Опыт:		1		Привязка:									
Абс. отметка устья, м:						Дата проведения опыта:		02.09.2024					
1. Максимальное усилие для острия (кН): 20 2. Максимальное усилие для боковой поверхности (кН): 10 3. Вид песков: Аллювиальные и флювиогляциальные													
Сопротивление конуса и муфты [Sf = 350 см.кв] [Sq = 10 см.кв]													
Таблица 1													
Глуб. м	Отсч. конус	qc, МПа	Отсч. муфта	fs, кПа	Графики зондирования по конусу и муфте		Штрих	R, %	Вид грунта	Состо- яние	φ°	C, кПа	E, МПа
					qc, МПа	fs, кПа							
0,1	15	1,20	36	41			////	3,4	сугл.	0,36	19	18	8,4
0,2	13	1,04	32	37			////	3,5	сугл.	0,4	19	17	7,3
0,3	13	1,04	17	19			////	1,9	сугл.	0,49	19	17	7,3
0,4	16	1,28	13	15			////	1,2	сугл.	-	18	9	7,1
0,5	14	1,12	10	11			////	1,0	сугл.	-	17	9	6,5
0,6	13	1,04	10	11			////	1,1	сугл.	-	16	8	6,2
0,7	17	1,36	14	16			////	1,2	сугл.	-	19	9	7,4
0,8	28	2,24	21	24			////	1,1	сугл.	-	24	13	12,2
0,9	37	2,96	27	31			////	1,0	сугл.	-	27	15	18,6
1	46	3,68	48	55			////	1,5	сугл.	0,09	24	33	25,8
1,1	43	3,44	40	46			////	1,3	сугл.	0,12	24	32	24,1
1,2	40	3,20	67	77			////	2,4	сугл.	0,09	23	30	22,4
1,3	36	2,88	84	96			////	3,3	сугл.	0,08	23	28	20,2
1,4	37	2,96	92	105			////	3,6	сугл.	0,07	23	29	20,7
1,5	33	2,64	89	102			////	3,9	сугл.	0,09	22	27	18,5
1,6	26	2,08	81	93			////	4,5	сугл.	0,13	21	24	14,6
1,7	27	2,16	74	85			////	3,9	сугл.	0,14	21	24	15,1
1,8	28	2,24	73	83			////	3,7	сугл.	0,14	21	24	15,7
1,9	29	2,32	74	85			////	3,6	сугл.	0,13	22	25	16,2
2	23	1,84	81	93			////	5,0	сугл.	0,16	21	22	12,9
2,1	21	1,68	83	95			////	5,6	сугл.	0,17	20	21	11,8
2,2	21	1,68	73	83			////	5,0	сугл.	0,2	20	21	11,8
2,3	18	1,44	67	77			////	5,3	сугл.	0,24	20	20	10,1
2,4	16	1,28	59	67			////	5,3	сугл.	0,28	20	19	9,0
2,5	17	1,36	53	61			////	4,5	сугл.	0,28	20	19	9,5
2,6	20	1,60	47	54			////	3,4	сугл.	0,27	20	21	11,2
2,7	22	1,76	49	56			////	3,2	сугл.	0,24	21	22	12,3
2,8	22	1,76	55	63			////	3,6	сугл.	0,23	21	22	12,3
2,9	23	1,84	58	66			////	3,6	сугл.	0,21	21	22	12,9
3	23	1,84	58	66			////	3,6	сугл.	0,21	21	22	12,9
3,1	24	1,92	57	65			////	3,4	сугл.	0,2	21	23	13,4
3,2	23	1,84	58	66			////	3,6	сугл.	0,21	21	22	12,9
3,3	25	2,00	53	61			////	3,0	сугл.	0,2	21	23	14,0
3,4	32	2,56	54	62			////	2,4	сугл.	0,15	22	26	17,9
3,5	27	2,16	67	77			////	3,5	сугл.	0,16	21	24	15,1
3,6	25	2,00	73	83			////	4,2	сугл.	0,15	21	23	14,0
3,7	21	1,68	72	82			////	4,9	сугл.	0,2	20	21	11,8
3,8	23	1,84	66	75			////	4,1	сугл.	0,19	21	22	12,9
3,9	24	1,92	63	72			////	3,8	сугл.	0,19	21	23	13,4
4	27	2,16	65	74			////	3,4	сугл.	0,16	21	24	15,1
4,1	35	2,80	67	77			////	2,7	сугл.	0,11	23	28	19,6
4,2	22	1,76	70	80			////	4,5	сугл.	0,19	21	22	12,3
4,3	18	1,44	54	62			////	4,3	сугл.	0,27	20	20	10,1
4,4	19	1,52	57	65			////	4,3	сугл.	0,25	20	20	10,6
4,5	24	1,92	54	62			////	3,2	сугл.	0,21	21	23	13,4
4,6	23	1,84	58	66			////	3,6	сугл.	0,21	21	22	12,9
4,7	25	2,00	58	66			////	3,3	сугл.	0,19	21	23	14,0
4,8	25	2,00	61	70			////	3,5	сугл.	0,18	21	23	14,0
4,9	23	1,84	59	67			////	3,7	сугл.	0,21	21	22	12,9
5	31	2,48	61	70			////	2,8	сугл.	0,14	22	26	17,4
5,1	25	1,84	65	74			////	3,7	сугл.	0,19	21	22	12,9
5,2	24	1,76	63	72			////	3,8	сугл.	0,21	21	22	12,3
5,3	28	2,00	51	58			////	2,6	сугл.	0,21	21	23	14,0
5,4	29	2,30	68	78			////	3,3	сугл.	0,14	22	25	16,1
5,5	29	4,58	70	80			////	3,4	сугл.	0,02	26	39	32,1
5,6	45	5,10	72	82			////	2,3	сугл.	0,00	26	42	35,7
5,7	21	3,92	72	82			////	4,9	сугл.	0,05	25	35	27,4
5,8	19	3,56	69	79			////	5,2	сугл.	0,07	24	32	24,9
5,9	19	3,32	56	64			////	4,2	сугл.	0,11	24	31	23,2
6	22	3,02	46	53			////	3,0	сугл.	0,13	23	29	21,1
6,1	48	3,60	49	56			////	1,5	сугл.	0,09	24	33	25,2
6,2	32	4,01	61	70			////	2,7	сугл.	0,08	25	35	28,1
6,3	28	4,25	71	81			////	3,6	сугл.	0,03	25	37	29,8
6,4	39	4,30	70	80			////	2,6	сугл.	0,03	25	37	30,1
6,5	38	4,76	71	81			////	2,7	сугл.	0,01	26	40	33,3
6,6	24	5,00	72	82			////	4,3	сугл.	0,00	26	41	35,0
6,7	23	5,56	60	69			////	3,7	сугл.	0,00	27	44	38,9
6,8	31	4,98	54	62			////	2,5	сугл.	0,09	26	41	34,9
6,9	54	5,12	57	65			////	1,5	сугл.	0,00	26	42	35,8
7	78	5,20	49	56			////	0,9	пес.м	ср.пл	31	0	36,4
7,1	45	3,92	51	58			////	1,6	сугл.	0,07	25	30	27,4
7,2	52	3,20	60	69			////	1,6	сугл.	0,10	23	47	22,4
7,3	50	6,48	58	66			////	1,7	сугл.	0,00	27	38	45,4
7,4	24	4,50	55	63			////	3,3	сугл.	0,09	26	42	31,5
7,5	22	5,24	41	47			////	2,7	сугл.	0,02	26	42	36,7
7,6	18	5,10	24	27			////	1,9	сугл.	0,07	26	36	35,7
Изм.	Лист												
№ докум.	Подпись												
Дата	Дата												

Паспорт статического зондирования

Объект: Цех 36х78

Опыт: 2 Привязка: _____

Абс. отметка устья, м: _____ Дата проведения опыта: 02.09.2024

1. Максимальное усилие для острия (кН): 20
2. Максимальное усилие для боковой поверхности (кН): 10
3. Вид песков: Аллювиальные и флювиогляциальные

Сопротивление конуса и муфты [Sf = 350 см.кв] [Sq = 10 см.кв]

Таблица 1

Глуб м	Отсч. конус	qc, МПа	Отсч. муфта	fs, кПа	Графики зондирования по конусу и муфте		Штрих	R, %	Вид грунта	Состояние	φ°	C, кПа	E, МПа
					qc, МПа	fs, кПа							
0,1	19	1,52	40	46			////	3,0	сугл.	0,31	20	20	10,6
0,2	16	1,28	37	42			////	3,3	сугл.	0,35	20	19	9,0
0,3	16	1,28	22	25			////	2,0	сугл.	0,44	20	19	9,0
0,4	15	1,20	11	13			././	1,0	суп.	-	17	9	6,8
0,5	13	1,04	10	11			././	1,1	суп.	-	16	8	6,2
0,6	16	1,28	12	14			././	1,1	суп.	-	18	9	7,1
0,7	20	1,60	15	17			././	1,1	суп.	-	20	10	8,4
0,8	24	1,92	23	26			////	1,4	сугл.	0,35	21	23	13,4
0,9	28	2,24	32	37			////	1,6	сугл.	0,26	21	24	15,7
1	39	3,12	46	53			////	1,7	сугл.	0,13	23	30	21,8
1,1	40	3,20	74	85			////	2,6	сугл.	0,08	23	30	22,4
1,2	39	3,12	100	114			////	3,7	сугл.	0,05	23	30	21,8
1,3	42	3,36	112	128			////	3,8	сугл.	0,03	24	31	23,5
1,4	43	3,44	108	123			////	3,6	сугл.	0,03	24	32	24,1
1,5	32	2,56	107	122			////	4,8	сугл.	0,07	22	26	17,9
1,6	29	2,32	81	93			////	4,0	сугл.	0,12	22	25	16,2
1,7	28	2,24	58	66			////	3,0	сугл.	0,17	21	24	15,7
1,8	28	2,24	55	63			////	2,8	сугл.	0,18	21	24	15,7
1,9	28	2,24	70	80			////	3,6	сугл.	0,14	21	24	15,7
2	30	2,40	82	94			////	3,9	сугл.	0,11	22	25	16,8
2,1	28	2,24	85	97			////	4,3	сугл.	0,11	21	24	15,7
2,2	27	2,16	87	99			////	4,6	сугл.	0,11	21	24	15,1
2,3	27	2,16	84	96			////	4,4	сугл.	0,12	21	24	15,1
2,4	22	1,76	76	87			////	4,9	сугл.	0,18	21	22	12,3
2,5	23	1,84	76	87			////	4,7	сугл.	0,17	21	22	12,9
2,6	23	1,84	71	81			////	4,4	сугл.	0,18	21	22	12,9
2,7	23	1,84	68	78			////	4,2	сугл.	0,19	21	22	12,9
2,8	22	1,76	66	75			////	4,3	сугл.	0,2	21	22	12,3
2,9	23	1,84	66	75			////	4,1	сугл.	0,19	21	22	12,9
3	23	1,84	63	72			////	3,9	сугл.	0,2	21	22	12,9
3,1	24	1,92	65	74			////	3,9	сугл.	0,18	21	23	13,4
3,2	22	1,76	67	77			////	4,4	сугл.	0,2	21	22	12,3
3,3	25	2,00	66	75			////	3,8	сугл.	0,17	21	23	14,0
3,4	26	2,08	67	77			////	3,7	сугл.	0,16	21	24	14,6
3,5	30	2,40	69	79			////	3,3	сугл.	0,13	22	25	16,8
3,6	28	2,24	76	87			////	3,9	сугл.	0,13	21	24	15,7
3,7	27	2,16	77	88			////	4,1	сугл.	0,13	21	24	15,1
3,8	28	2,24	77	88			////	3,9	сугл.	0,13	21	24	15,7
3,9	29	2,32	75	86			////	3,7	сугл.	0,13	22	25	16,2
4	30	2,40	76	87			////	3,6	сугл.	0,12	22	25	16,8
4,1	29	2,32	79	90			////	3,9	сугл.	0,12	22	25	16,2
4,2	26	2,08	78	89			////	4,3	сугл.	0,14	21	24	14,6
4,3	25	2,00	76	87			////	4,3	сугл.	0,15	21	23	14,0
4,4	22	1,76	67	77			////	4,4	сугл.	0,2	21	22	12,3
4,5	21	1,68	68	78			////	4,6	сугл.	0,21	20	21	11,8
4,6	21	1,68	64	73			////	4,4	сугл.	0,22	20	21	11,8
4,7	22	1,76	60	69			////	3,9	сугл.	0,21	21	22	12,3
4,8	21	1,68	59	67			////	4,0	сугл.	0,23	20	21	11,8
4,9	27	2,16	60	69			////	3,2	сугл.	0,17	21	24	15,1
5	23	1,68	63	72			////	3,9	сугл.	0,22	20	21	12,9
5,1	21	1,54	62	71			////	4,2	сугл.	0,24	20	20	11,8
5,2	28	1,68	62	71			////	3,2	сугл.	0,22	20	21	15,7
5,3	28	1,2	55	63			////	2,8	сугл.	0,30	19	18	15,7
5,4	32	1,84	70	80			////	3,1	сугл.	0,18	21	22	17,9
5,5	33	1,34	82	94			////	3,5	сугл.	0,22	20	19	18,5
5,6	21	1,24	84	96			////	5,7	сугл.	0,23	19	18	11,8
5,7	20	3,98	77	88			////	5,5	сугл.	0,02	25	35	11,2
5,8	18	1,56	66	75			////	5,2	сугл.	0,23	20	20	10,1
5,9	19	2,07	56	64			////	4,2	сугл.	0,19	21	23	10,6
6	34	1,68	56	64			////	2,4	сугл.	0,23	20	21	19,0
6,1	27	2,69	55	63			////	2,9	сугл.	0,14	22	27	15,1
6,2	21	4,44	65	74			////	4,4	сугл.	0,03	25	38	11,8
6,3	22	3,37	67	77			////	4,4	сугл.	0,08	24	31	12,3
6,4	26	2,72	62	71			////	3,4	сугл.	0,13	22	27	14,6
6,5	21	2,6	55	63			////	3,7	сугл.	0,15	22	27	11,8
6,6	19	3,68	56	64			////	4,2	сугл.	0,08	24	33	10,6
6,7	18	3,5	56	64			////	4,4	сугл.	0,09	24	32	10,1
6,8	21	2,08	50	57			////	3,4	сугл.	0,20	21	23	11,8
6,9	19	2,9	34	39			////	2,6	сугл.	0,17	23	28	10,6
7	32	2,52	25	29			././	1,1	суп.	-	25	14	15,0
7,1	35	2,99	28	32			././	1,1	суп.	-	26	14	17,2
7,2	32	3,68	32	37			////	1,4	сугл.	0,12	24	33	17,9
7,3	23	4,12	42	48			////	2,6	сугл.	0,08	25	36	12,9
7,4	19	4,56	34	39			////	2,6	сугл.	0,07	26	38	10,6
7,5	18	2,8	38	43			////	3,0	сугл.	0,18	23	28	10,1
7,6	18	4,05	37	42			////	2,9	сугл.	0,09	25	35	10,1

Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

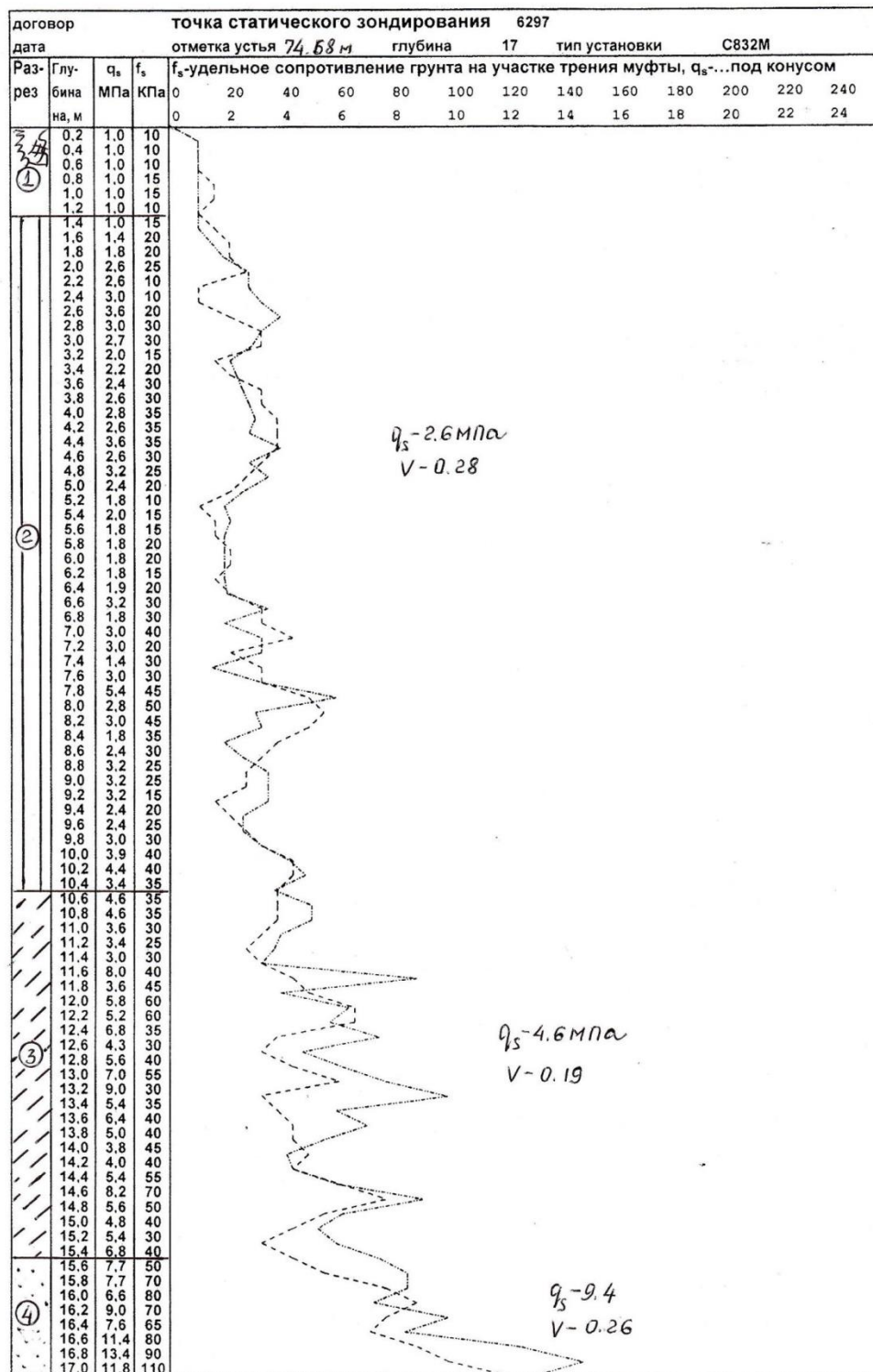
б/н

Лист

1

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

График зондирования из инженерно-геологического отчета Арх. 87/21.Р-ИГИ-Т, выполненного ООО «Градостроительство» для строительного объекта по ул. Новозаводской Автозаводского района г. Тольятти



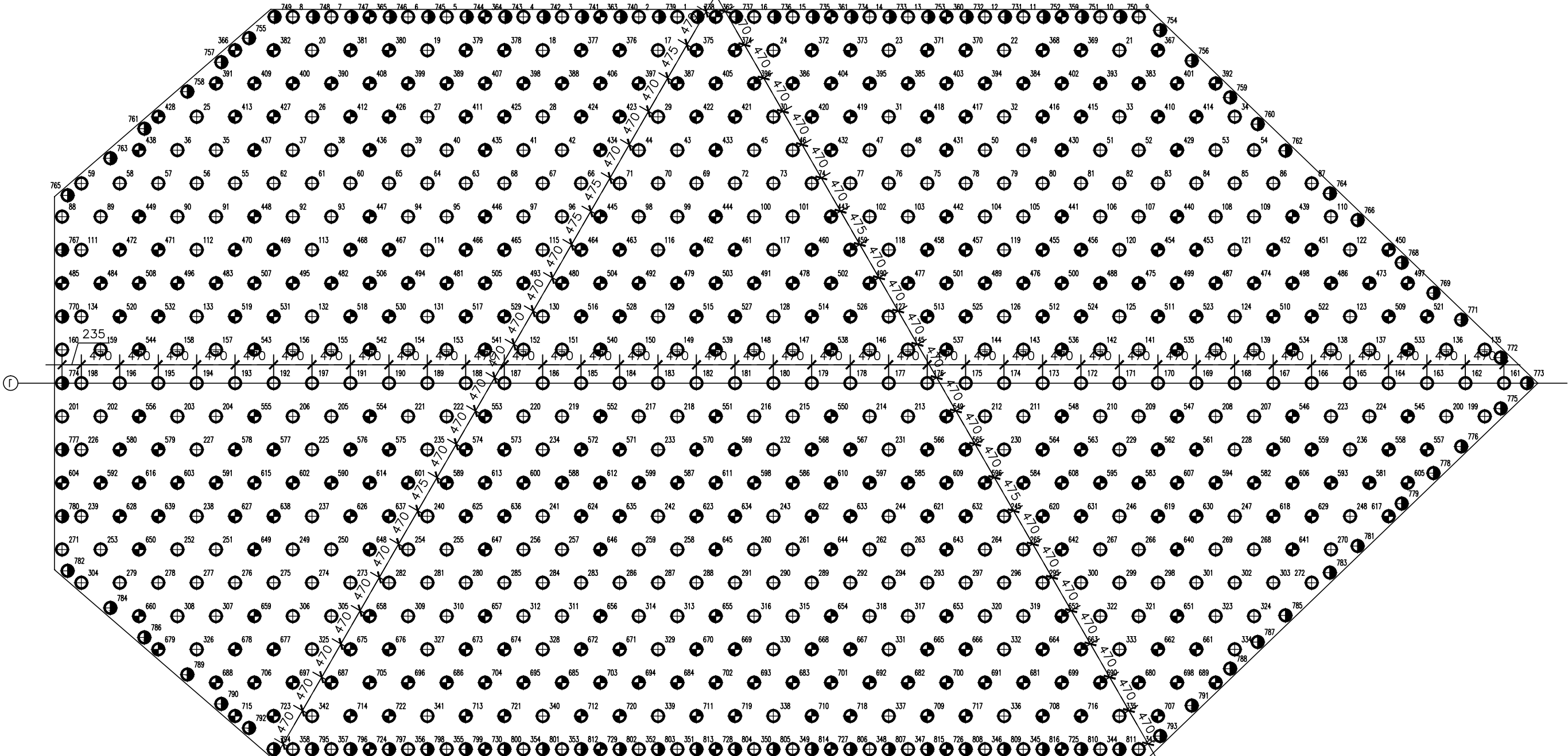
СПСу-1									
Дата и время, ч	Интервал отсчетов, мин	Степень нагрузки	Нагрузка, кН	Давление, бар	Отчёты		Среднее перемещение, мм	Осадка от ступени нагрузки	Общая осадка, мм
					1	2			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8:00	-	-	-	-	0	0	0	-	-
8:00	-	1	170,00	30,00	3,60	3,60	3,60	3,70	3,70
8:30	30	1	170,00	30,00	3,70	3,70	0,10		
9:00	30	1	170,00	30,00	3,70	3,70	0,00		
9:30	30	1	170,00	30,00	3,70	3,70	0,00		
9:30	-	2	340,00	60,00	6,20	6,30	2,55	2,65	6,35
10:00	30	2	340,00	60,00	6,30	6,40	0,10		
10:30	30	2	340,00	60,00	6,30	6,40	0,00		
11:00	30	2	340,00	60,00	6,30	6,40	0,00		
11:00	-	3	510,00	90,00	8,50	8,60	2,20	2,20	8,55
11:30	30	3	510,00	90,00	8,50	8,60	0,00		
12:00	30	3	510,00	90,00	8,50	8,60	0,00		
12:30	30	3	510,00	90,00	8,50	8,60	0,00		
12:30	-	4	680,00	120,0	10,80	11,00	2,35	2,55	11,10
13:00	30	4	680,00	120,0	10,90	11,10	0,10		
13:30	30	4	680,00	120,0	11,00	11,20	0,10		
14:00	30	4	680,00	120,0	11,00	11,20	0,00		
14:00	-	4	850,00	150,00	14,40	14,60	3,40	3,60	14,70
14:30	30	5	850,00	150,00	14,60	14,80	0,20		
15:00	30	5	850,00	150,00	14,60	14,80	0,00		
15:30	30	5	850,00	150,00	14,60	14,80	0,00		
15:30	-	6	1020,00	180,00	18,20	18,40	3,60	3,70	18,40
16:00	30	6	1020,00	180,00	18,30	18,50	0,10		
16:30	30	6	1020,00	180,00	18,30	18,50	0,00		
17:00	30	6	1020,00	180,00	18,30	18,50	0,00		
17:00	-	7	1190,00	210,00	21,70	21,90	3,40	3,60	22,00
17:30	30	7	1190,00	210,00	21,80	22,00	0,10		
18:00	30	7	1190,00	210,00	21,90	22,10	0,10		
18:30	30	7	1190,00	210,00	21,90	22,10	0,00		
18:30	-	8	1360,00	240,00	25,60	25,80	3,70	4,00	26,00
19:00	30	8	1360,00	240,00	25,80	26,00	0,20		
19:30	30	8	1360,00	240,00	25,90	26,10	0,10		
20:00	30	8	1360,00	240,00	25,90	26,10	0,00		
20:00	-	9	1530,00	270,00	33,30	33,50	7,40	7,60	33,60
20:30	30	9	1530,00	270,00	33,40	33,60	0,10		
21:00	30	9	1530,00	270,00	33,50	33,70	0,10		
21:30	30	9	1530,00	270,00	33,50	33,70	0,00		
21:30	-	10	1700,00	300,00	42,90	43,10	9,40	9,40	43,00
Разгрузка									
21:30	-	5	1360,00	240,00	40,40	40,60	2,50		
21:45	15	5	1360,00	240,00	40,40	40,60	0,00	2,50	40,50
21:45	-	4	1020,00	180,00	38,00	38,20	2,40		
22:00	15	4	1020,00	180,00	38,00	38,20	0,00	2,40	38,10
22:00	-	3	680,00	120,0	35,50	35,70	2,50		
22:15	15	3	680,00	120,0	35,50	35,70	0,00	2,50	35,60
22									

СПСу-2									
Дата и время, ч	Интервал отсчетов, мин	Степень нагрузки	Нагрузка, кН	Давление, бар	Отчёты		Среднее перемеще- ние мм	Осадка от ступени нагрузки	Общая осадка, мм
					1	2			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8:00	-	-	-	-	0	0	0	-	-
8:00	-	1	170,00	30,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
8:30	30	1	170,00	30,00	3,00	3,00	0,00		
9:00	30	1	170,00	30,00	3,00	3,00	0,00		
9:30	30	1	170,00	30,00	3,00	3,00	0,00		
9:30	-	2	340,00	60,00	4,90	4,90	1,90	2,00	5,00
10:00	30	2	340,00	60,00	5,00	5,00	0,10		
10:30	30	2	340,00	60,00	5,00	5,00	0,00		
11:00	30	2	340,00	60,00	5,00	5,00	0,00		
11:00	-	3	510,00	90,00	6,90	7,10	2,20	2,00	7,00
11:30	30	3	510,00	90,00	6,90	7,10	0,00		
12:00	30	3	510,00	90,00	6,90	7,10	0,00		
12:30	30	3	510,00	90,00	6,90	7,10	0,00		
12:30	-	4	680,00	120,0	8,90	9,10	2,00	2,00	9,00
13:00	30	4	680,00	120,0	8,90	9,10	0,00		
13:30	30	4	680,00	120,0	8,90	9,10	0,00		
14:00	30	4	680,00	120,0	8,90	9,10	0,00		
14:00	-	4	850,00	150,00	11,80	12,00	2,90	3,00	12,00
14:30	30	5	850,00	150,00	11,90	12,10	0,10		
15:00	30	5	850,00	150,00	11,90	12,10	0,00		
15:30	30	5	850,00	150,00	11,90	12,10	0,00		
15:30	-	6	1020,00	180,00	12,90	13,10	1,00	1,00	13,00
16:00	30	6	1020,00	180,00	12,90	13,10	0,00		
16:30	30	6	1020,00	180,00	12,90	13,10	0,00		
17:00	30	6	1020,00	180,00	12,90	13,10	0,00		
17:00	-	7	1190,00	210,00	14,70	14,90	1,80	2,00	15,00
17:30	30	7	1190,00	210,00	14,80	15,00	0,10		
18:00	30	7	1190,00	210,00	14,90	15,10	0,10		
18:30	30	7	1190,00	210,00	14,90	15,10	0,00		
18:30	-	8	1360,00	240,00	16,80	17,00	1,90	2,00	17,00
19:00	30	8	1360,00	240,00	16,90	17,10	0,10		
19:30	30	8	1360,00	240,00	16,90	17,10	0,00		
20:00	30	8	1360,00	240,00	16,90	17,10	0,00		
20:00	-	9	1530,00	270,00	21,70	21,90	4,80	5,00	22,00
20:30	30	9	1530,00	270,00	21,80	22,00	0,10		
21:00	30	9	1530,00	270,00	21,90	22,10	0,10		
21:30	30	9	1530,00	270,00	21,90	22,10	0,00		
21:30	-	10	1700,00	300,00	26,20	26,40	4,30	10,00	32,00
22:00	30	10	1700,00	300,00	31,90	32,10	5,70		
Разгрузка									
22:00	-	5	1360,00	240,00	29,40	29,60	2,50		
22:15	15	5	1360,00	240,00	29,40	29,60	0,00	2,50	29,50
22:15	-	4	1020,00	180,00	27,90	28,10	1,50		
22:30	15	4	1020,00	180,00	27,90	28,10	0,00	1,50	28,00
22:30	-	3	680,00	120,0	26,40	26,60	1,50		
22:45	15	3	680,00	120,0	26,40	26,60	0,00	1,50	26,50
22:45	-	2	340,00	60,00	24,90	25,10	1,50		
23:00	15	2	340,00	60,00	24,90	25,10	0,00	1,50	25,00
23:00	-	1	0,00	0,00	23,90	24,10	1,00		
23:15	15	1	0,00	0,00	23,90	24,10	0,00	1,00	24,00
23:30	15	-	0,00	0,00	23,90	24,10	0,00		
23:45	15	-	0,00	0,00	23,90	24,10	0,00		
0:00	15	-	0,00	0,00	23,90	24,10	0,00		
0:15	15	-	0,00	0,00	23,90	24,10	0,00	0,00	24,00

ПРИЛОЖЕНИЕ Г

**План свайного поля из свай в пробитых скважинах с уширением,
расположенных в разных уровнях, силосов цементного завода
«Мордовцемент»**

План свайного поля



Ведомость свай

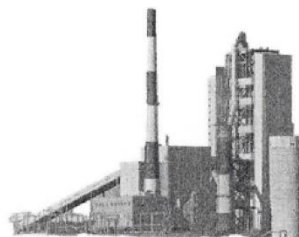
Марка элемента	Позиция	Наименование	Отметка верха свая	Кол-во
	1-358	СПС-1 (Ø630мм, l=5м)	201,55	358
	359-730	СПС-2 (Ø630мм, l=8м)	201,55	372
	731-816	СПС-3 (Ø630мм, l=8м, α=14°)	201,55	86

ПРИЛОЖЕНИЕ Д

Акты о внедрении результатов диссертационной работы в проектные
решения строительных организаций

ООО "Магма-Цемент"

Р/счет № 40702810620130000176
АО «Российский Сельскохозяйственный банк»,
Мордовский РФ АО «Россельхозбанк»
Дополнительный офис 3349/20/13
К/счет № 30101810900000000750,
ИНН-1322001339, КПП-132201001,
ОГРН-1171326007643, ОКПО-19865820
БИК-048952750,
Адрес: 431770, Республика Мордовия,
Дубенский район, с. Дубенки, ул. 2-ой
микрорайон, д. 77, офис 1.
Телефонный код: 83447
Тел. 2-17-17
E-mail: magma cem@dkzstolz.ru



Исх. №1027-НР от 29.05.2024 г.

СПРАВКА

о результатах внедрения решений,
разработанных в кандидатской диссертации старшего преподавателя
Пензенского государственного университета архитектуры и строительства

Панкиной Марии Вячеславовны

В процессе работы над кандидатской диссертацией по теме: «Напряженно-деформируемое состояние грунтового основания свай в пробитых скважинах с уширением» старший преподаватель Панкина Мария Вячеславовна приняла непосредственное участие в разработке варианта фундаментов на сваях в пробитых скважинах с уширением. Особенностью данного варианта является применение свай различной длины в составе свайного поля, объединенных плитным ростверком. Вклад Панкиной М.В. заключается в расчете грунтового основания по деформациям свай с расположением уширений в разных уровнях при проектировании фундаментов под силосные склады цементного завода в пос. Комсомольском Чамзинского района респ. Мордовии.

Сметная стоимость указанного варианта порядка 46 000,0 тыс. руб. Экономический эффект по сравнению с проектными фундаментами с применением буронабивных порядка 5 800,0 тыс. руб.

До начала массового устройства свайного поля проведены статические испытания шести опытных свай, по результатам которых корректировалось проектное решение.

Строительство силосных складов завершено в 2025 г.

Директор



А.А. Шиткин



АССОЦИАЦИЯ
ФИНАНСОВО-ПРОМЫШЛЕННЫХ ГРУПП
РОССИИ



ООО «ВЫСОТА»

ИНН/КПП 7727294638/772701001

Адрес: 117216, г. Москва

ул. Куликовская д.20 пом. I комн.42

e-mail: vitoria@yandex.ru

тел.8 (495) 580-23-78, 8 (499) 608-02-52

факс 8 (499) 608-02-52

Исх. № 836 от 22.12.2023

СПРАВКА

об участии в проектировании
Панкиной Марии Вячеславовны

Настоящей справкой подтверждается, что результаты диссертационной работы Панкиной М.В. «Напряженно-деформируемое состояние грунтового основания свай в пробитых скважинах с уширением» были внедрены при проектировании и строительстве разноэтажного от 9 до 23 этажей жилого комплекса по ул. Молодогвардейской в г. Москве.

С учетом инженерно-геологических условий площадки строительства и конструктивных особенностей разноэтажного жилого комплекса запроектированы фундаменты из свай в пробитых скважинах с уширением (СПСУ). С целью надежного обеспечения требуемой несущей способности свай уширение по техническому решению Панкиной М.В. запроектировано двухуровневым, что позволяет существенно уменьшить расчетную осадку СПСУ.

Количество свай комплекса порядка 720 шт. с расчетно-допускаемой нагрузкой на сваю 135 тс. Сметная стоимость устройства свайного поля составила 32,4 млн. рублей. Экономический эффект по сравнению с вариантом фундаментов из традиционных призматических свай заводского изготовления оценивается в 6,5 млн. рублей.

Генеральный директор



Б.О. Гвенетадзе

Общество с ограниченной ответственностью
«СПЕЦИАЛИЗИРОВАННЫЙ ЗАСТРОЙЩИК»
«СТРОЙ ДОМ»

445004, РФ, Самарская область, г. Тольятти, ул. Толстого, д. 3, р/с 40702810354400003947 в Поволжском
Банке ПАО Сбербанк г. Самара, БИК 043601607, к/сч 30101810200000000607, ИНН 6321381535, КПП
632401001, ОГРН 1156320007359, тел.25-33-94

Исх. №13 от 27.01.2025 г.

АКТ

об участии в испытаниях

старшего преподавателя кафедры «Геотехника и дорожное строительство»
Пензенского государственного университета архитектуры и строительства

Панкиной Марии Вячеславовны

В процессе работы над диссертационной работой по теме:
«Напряженно-деформируемое состояние грунтового основания свай в
пробитых скважинах с уширением» старший преподаватель кафедры
Панкина Мария Вячеславовна приняла непосредственное участие в
разработке программы натурных испытаний грунта статическим
зондированием на объекте «Цех 36х78 по ул. Новозаводской в Автозаводском
районе г. Тольятти, Самарская область».

На объекте строительства были проведены испытания грунта
статическим зондированием после устройства свай, позволившие
скорректировать расчетные модели фундаментов и уменьшить размеры свай.

Экономический эффект от корректировки проектного решения
составил 1 800 000 рублей.

С уважением, директор



Кокшин С.М.

ЛАДА-ДОМ



ФИНАНСОВО-СТРОИТЕЛЬНАЯ КОМПАНИЯ
 АО «ФСК «Лада-Дом»
 ОКПО 39943278, ОГРН 1026301997776
 ИНН 6320010256, КПП 632001001
 р/с 40702810754060004216
 к/с 30101810200000000607
 Поволжский банк ПАО «Сбербанк»
 г. Самара БИК 043601607
 ул. 40 лет Победы, д. 47А,
 г. Тольятти Самарской области, 445056
 Тел./факс: (8482) 77-88-77
www.ladadom.ru, mail@ladadom.ru
 Исх. № 018 от 20.01. 2028 г.
 На исх. № 05 от 17.01 2028 г.

АКТ О ВНЕДРЕНИИ результатов диссертации Панкиной М.В.

«Напряженно-деформируемое состояние грунтового основания свай в пробитых скважинах с уширением»

Настоящий актом подтверждается, что результаты диссертации Панкиной М.В. «Напряженно-деформируемое состояние грунтового основания свай в пробитых скважинах с уширением» на соискание ученой степени кандидата технических наук были внедрены при проектировании и устройстве фундаментов 16-этажного многоквартирного жилого дома в составе 5 этапа строительства комплекса зданий и сооружений жилищного и социального назначения по адресу: Самарская обл., г. Тольятти, Автозаводский р-н, улица Автостроителей.

Панкина М.В. приняла непосредственное участие в разработке варианта фундаментов из свай в пробитых скважинах с уширением (СПС). Технология устройства свай включает вытеснение грунта при пробивке скважины и формировании уширения путем втрамбовывания порций щебня проектного объема. Указанная технология сопровождалась уплотнением околосвайного основания с улучшением строительных свойств. Расчетно-допускаемая нагрузка на сваю 200,0 тс. Количество свай 380 шт. Общий объем свай 1 150,0 м³. Сметная стоимость устройства свайного поля в объеме 750 свай, включая стоимость материалов, составила 34,9 млн. руб.

Поверочные расчеты и обоснование варианта Панкиной М.В. позволило сократить стоимость устройства свайного поля из СПС относительно варианта из забивных традиционных железобетонных свай длиной 12,0 м и сечением 35×35 см с расчетно-допускаемой нагрузкой 63,0 тс в количестве 1480 шт. Сметная стоимость устройства свайного поля, включая стоимость свай, 41,4 млн. руб.

Экономический эффект при применении варианта свайных фундаментов из СПС, предложенный Панкиной М.В., составил 6,5 млн. руб.

Генеральный директор



В.Ю. Бартоломеев

ПРИЛОЖЕНИЕ Е

Дипломы за доклады по теме диссертации на конференциях





Министерство науки и высшего образования
Российской Федерации
Пермский национальный исследовательский
политехнический университет

Диплом

вручается

Глухой
Марии Вячеславовне

за лучший доклад
на II Всероссийской конференции с международным участием
**«Фундаменты глубокого заложения и проблемы
геотехники территорий»**

Сопредседатель конференции
профессор, д.т.н.
А.Б. Пономарев

26–28 мая 2021 г. Пермь



IV Международная
научно-техническая конференция
«МЕХАНИКА ГРУНТОВ В ГЕОТЕХНИКЕ И ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИИ»

Диплом

за лучший доклад в секции

«Расчетные модели грунтов и проблемы расчета фундаментов
на грунтовом основании»

Панкина
Мария Вячеславовна

Проректор по научной работе
и инновационной деятельности, к.т.н.

И.о. декана Строительного факультета,
д.т.н., профессор



В.С. Пузин

Г.М. Скибин

г. Новочеркасск
28-30 сентября 2022 г.



Министерство науки и высшего образования
Российской Федерации

Пермский национальный исследовательский
политехнический университет

Диплом

за I место

вручается

Ганжмной Марии Вячеславовне

в конкурсе докладов на XVII Всероссийской молодежной
конференции аспирантов, молодых ученых и студентов
«Современные технологии в строительстве. Теория и практика»

секция «Передовые энергоэффективные материалы и технологии
современного строительства»

Декан
строительного факультета
К.А. Сарайкина

Заведующий кафедрой
«Строительное производство
и геотехника»
В.Г. Офрихтер

29–31 мая 2024 г., Пермь

