

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ  
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ  
«ТЮМЕНСКИЙ ИНДУСТРИАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

На правах рукописи



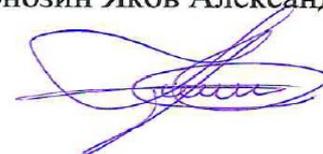
**ДАВЛАТОВ Далер Назуллович**

**УСИЛЕНИЕ ЛЕНТОЧНЫХ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ  
ПЕРЕУСТРОЙСТВОМ В КОМБИНИРОВАННЫЙ С ОПРЕССОВКОЙ И  
ЦЕМЕНТАЦИЕЙ ОСНОВАНИЯ**

Специальность 05.23.02 – Основания и фундаменты, подземные сооружения

Диссертация  
на соискание ученой степени  
кандидата технических наук

Научный руководитель:  
доктор технических наук, доцент  
Пронозин Яков Александрович



Тюмень – 2020

## ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
ГЛАВА 1. ОБЗОР МЕТОДОВ И ТЕХНОЛОГИЙ УСИЛЕНИЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ.....	12
1.1. Геотехнические проблемы обеспечения надежности зданий в процессе эксплуатации.....	12
1.2. Основные причины, вызывающие необходимость усиления свайных фундаментов.....	14
1.3. Методы преобразования физико-механических характеристик грунтов.....	16
1.4. Методы усиления свайных фундаментов.....	19
1.4.1. Обзор известных методов усиления.....	19
1.4.2. Применение комбинированных свайно-плитных фундаментов.....	25
1.4.3. Принципы использования пролетной части, опрессовки и цементации основания для усиления свайных фундаментов.....	27
1.5. Выводы по главе 1.....	30
1.6. Задачи диссертационной работы.....	31
ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ СИСТЕМЫ УСИЛЕНИЯ С ГРУНТОВЫМ ОСНОВАНИЕМ НА МОДЕЛЯХ В ЛАБОРАТОРНЫХ УСЛОВИЯХ.....	32
2.1. Объект исследования. Цель и задачи лабораторных экспериментов.....	32
2.2. Методика проведения исследований в лабораторных условиях.....	33
2.3. Анализ результатов испытаний моделей исследуемой системы в лабораторных условиях.....	37
2.4. Выводы по главе 2.....	51
ГЛАВА 3. АНАЛИЗ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ КОМБИНИРОВАННОЙ СИСТЕМЫ УСИЛЕНИЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ С ГРУНТОВЫМ ОСНОВАНИЕМ НА ОСНОВАНИИ РАСЧЕТНОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ...	53
3.1. Общие положения.....	53
3.1.1. Выбор конструкции, объединяющей ростверки.....	54
3.1.2. Технология устройства системы усиления свайных ленточных фундаментов.....	55

3.2. Изменение модуля деформации (E) при усилении фундаментов.....	58
3.2.1. Влияние опрессовки основания на изменение модуля деформации грунтов основания.....	58
3.2.2. Изменение модуля деформации грунтов основания при инъецировании .....	61
3.3. Влияние опрессовки и инъецирования грунтового массива на изменение НДС основания и несущей способности свай при усилении фундаментов.....	63
3.3.1. Опрессовка грунтового основания.....	63
3.3.2. Цементация по манжетной технологии .....	66
3.4. Численное исследование взаимодействия системы усиления ленточных свайных фундаментов с основанием.....	68
3.5. Расчетное прогнозирование взаимодействия системы «основание-фундамент» при усилении основания опрессовкой и инъецировании гидроразрывами с учетом технологии производства работ.....	76
3.6. Выводы по главе 3.....	80
<b>ГЛАВА 4. ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ СИСТЕМЫ УСИЛЕНИЯ ЛЕНТОЧНЫХ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ С ОСНОВАНИЕМ В НАТУРНЫХ УСЛОВИЯХ .....</b>	<b>82</b>
4.1. Объект исследования.....	82
4.2. Технология работ по переустройству ленточных свайных фундаментов в комбинированный на объекте исследования .....	86
4.3. Результаты экспериментальных исследований взаимодействия системы усиления ленточных свайных фундаментов с основанием.....	94
4.3.1 Технологический процесс опрессовки основания и включения в работу конструкции пролетной части.....	94
4.3.2. Цементация основания по методу манжетной технологии с образованием гидроразрывов.....	99
4.3.3. Осадки исследуемой системы усиления.....	107
4.4. Выводы по главе 4.....	111
<b>ЗАКЛЮЧЕНИЕ. ....</b>	<b>113</b>
<b>СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....</b>	<b>115</b>
<b>ПРИЛОЖЕНИЕ А. Справка о внедрении результатов исследования.....</b>	<b>127</b>

## ВВЕДЕНИЕ

### Актуальность задачи

Фундаменты зданий и сооружений во многом определяют безопасность эксплуатации строительных объектов на агломерационных территориях. В настоящее время актуальны вопросы модернизации, реконструкции зданий, капитального ремонта, реновации существующего жилого фонда. Реконструкция зачастую включает в себя увеличение этажности, изменение функционала объектов и связанное с этим изменение нагрузок на грунтовые основания. Причинами для проведения ремонтных работ является не только моральный износ, но и физическое старение, связанное с деструкцией материала фундаментов, изменением свойств оснований, ошибками на этапах изысканий, проектирования, строительства, эксплуатации.

Важным геотехническим аспектом остается устройство при реконструкции подвальных помещений, что особенно актуально в стесненных городских условиях. В этом случае может меняться расчетная схема системы «основание-фундамент», что требует проведения дополнительных мероприятий.

В настоящее время в строительстве и реконструкции используются различные геотехнические способы и технологии. За счет их общего развития смещение происходит в сторону использования новых прогрессивных технологий, включая инъекционные и струйные способы закрепления грунтов и улучшения их структуры. Высокая эффективность данных методов часто граничит с определенными, при чем существенными недостатками, к которым можно отнести: сложность контроля зон усиления в основании; существенный разброс по массиву характеристик прочности и деформируемости; ненадежный прогноз моделирования основания под эксплуатационные нагрузки.

Поскольку усиление оснований и фундаментов, как правило, самая ответственная и при этом затратная часть реконструкции, решение по выбору способа и технологии должно подлежать всесторонней оценке.

Таким образом, актуальной *задачей* является разработка новых, в том числе комбинированных систем усиления оснований и фундаментов на основе

традиционных и активно развивающихся прогрессивных технологий, а также совершенствование методов их расчета.

Эффективным, с позиций максимального использования ресурсов жесткости и несущей способности грунтового основания, способом повышения эксплуатационной надежности и снижения осадок повсеместно распространенных ленточных свайных фундаментов (далее – ЛСФ) следует считать их переустройство в сплошной комбинированный фундамент с опрессовкой грунтов основания, осуществляемой путем подачи растворной смеси под плитную или оболочечную часть для обжатия верхних слоев в активной зоне основания.

Особенностями комбинированной системы усиления являются:

- включение в работу массива грунта, находящегося в контуре плана здания и в уровне сжимаемой толщи;
- сохранность существующих ростверков;
- контролируемость процесса переустройства посредством точной фиксации деформаций пролетной части при опрессовке;
- прогнозируемая разгрузка свай за счет пролетной (плитной или оболочечной) части;
- создание опрессовкой «наведенного» дополнительного напряженно – деформированного состояния (далее – НДС) в основании, позволяющего создать дополнительное боковое обжатие свай, что приводит к увеличению их несущей способности;
- устранение полостей в контактном слое «существующий ростверк – грунтовое основание» за счет выполнения опрессовки цементным раствором;
- снижение деформируемости слабых слоев в активной зоне основания цементацией по методу манжетной технологии для эффективного включения в работу пролетной (плитной или оболочечной) части;
- создание противодиффузионной конструкции в пролетной части путем использования в качестве инъекции гидротехнических растворов, что дает возможность создания эксплуатируемой подземной части при высоком уровне подземных вод.

**Степень разработанности темы исследования.** Вопросами усиления ленточных свайных фундаментов переустройством занимались Г.У. Бабушкин, Я.Д. Гильман, Н.В. Дмитриев, А.И. Егоров, В.А. Журнаджи, П.А. Коновалов, А.И. Мальганов, А.П. Малышкин, Э.И. Мулюков, Ю.В. Наумкина, А.И. Полищук, Я.А. Пронозин, В.М. Улицкий, Б.С. Федоров, Б.В. Швец, Г.И. Швецов, А.Н. Шихов, Н. Brand, N.P. Kurian, W. Hollstegge, F. Lizzi, N. Muhra и др.

**Объект исследования:** геотехническая система «основание - фундамент» при переустройстве ленточных свайных фундаментов в комбинированные с опрессовкой основания пролетной части и улучшением строительных свойств грунта цементацией.

**Предмет исследования:** напряженно-деформированное состояние геотехнической системы «основание – фундамент» в условиях переустройства ленточных свайных фундаментов в комбинированные с опрессовкой пролетной части основания и улучшения его строительных свойств цементацией.

**Цель исследования:** экспериментально-теоретическим путем выявить закономерности взаимодействия геотехнической системы «основание – фундамент» при переустройстве ленточных свайных фундаментов в комбинированный путем опрессовки пролетной части и изменения свойств грунтов основания цементацией с использованием ресурса несущей способности свай и жесткости активной зоны грунтового основания.

**Задачи исследования:**

1. Разработать комбинированную систему усиления ленточных свайных фундаментов путем переустройства их в сплошной с опрессовкой основания в пролетной части и усилением слабых слоев грунта цементацией, что позволяет максимально использовать ресурсы несущей способности и жесткости активной зоны грунтового основания.

2. В лабораторных условиях на маломасштабных моделях выявить закономерности взаимодействия глинистого грунтового основания со сваями и ленточными свайными фундаментами при их переустройстве в комбинированные с опрессовкой и без нее.

3. В рамках разработки методики расчета системы усиления установить изменение модуля деформации грунта в зависимости от коэффициента пористости, при опрессовке и цементации и выявить изменение несущей способности свай за счет их дополнительного бокового обжатия при использовании рассматриваемого способа усиления.

4. Разработать алгоритм расчета осадки переустроенных по предлагаемому методу комбинированных фундаментов с учетом особенностей данной геотехнической системы.

5. Выполнить численное моделирование взаимодействия рассматриваемой геотехнической системы усиления ленточных свайных фундаментов при переустройстве их в комбинированные свайные фундаменты с максимальным использованием ресурсов несущей способности активной зоны грунтового основания.

6. Выполнить экспериментальные исследования геотехнической системы усиления ленточных свайных фундаментов при переустройстве их в комбинированный в условиях усиления многоэтажного жилого дома с сопоставлением полученных результатов и теоретических данных.

**Научная новизна** работы состоит в следующем:

1. Подтверждена эффективность способа усиления ленточных свайных фундаментов путем переустройства их в комбинированный с опрессовкой грунтового основания на моделях в лабораторных условиях.

2. Разработана методика расчета осадки комбинированных свайных фундаментов, полученных путем переустройства из ленточных свайных фундаментов с учетом опрессовки пролетной части основания и улучшения строительных свойств грунтов основания цементацией.

3. Выявлены закономерности взаимодействия рассматриваемой системы усиления в виде комбинированных свайных фундаментов с учетом опрессовки пролетной части основания и улучшения строительных свойств грунтов основания цементацией с грунтовым основанием, на основе численного моделирования с учетом разработанных конструктивных и технологических приемов усиления.

4. Получены фактические экспериментальные данные по взаимодействию геотехнической системы «основание – фундамент» в условиях переустройства ленточных свайных фундаментов в комбинированный с учетом опрессовки пролетной части основания и улучшения его строительных свойств цементацией на реальном строительном объекте, и выполнено сопоставление экспериментальных результатов с расчетными.

**Теоретическая и практическая значимость работы** заключается:

– в разработке системы усиления ленточных свайных фундаментов путем переустройства их в сплошной с опрессовкой основания в пролетной части и усилением слабых слоев грунта цементацией, что позволяет максимально использовать ресурсы несущей способности и жесткости активной зоны грунтового основания;

– в предложении инженерной методики расчета комбинированной системы усиления состоящей из ленточных свайных фундаментов и элементов усиления, с предварительной опрессовкой и цементацией грунта;

– в выявлении закономерностей взаимодействия рассматриваемой системы в виде комбинированных фундаментов с грунтовым основанием при использовании различных конструктивных и технологических приемов усиления;

– в экономической эффективности комбинированной системы усиления в условиях дефицита несущей способности свай и повышения нагрузок на основание ленточных свайных фундаментов.

**Результаты исследований использованы:**

– в проектных решениях «Проведение противоаварийных работ и стабилизации геометрического положения многоквартирного панельного 9–этажного жилого дома в г. Тюмени»;

– в ФГБОУ ВО «Тюменский индустриальный университет» при выполнении выпускных квалификационных работ по направлению подготовки «Строительство».

### **Методология и методы исследования:**

- анализ инженерного геотехнического и научно-исследовательского опыта в области усиления свайных фундаментов;
- реализация методов планирования экспериментов и методов численного моделирования НДС оснований при переустройстве ЛСФ в комбинированный с опрессовкой и цементацией грунтового массива;
- выполнение лабораторных и натурных экспериментальных исследований с применением современных комплексов автоматизированного сбора данных;
- применение метода наблюдений и сопоставление фактических данных взаимодействия системы усиления ленточных свайных фундаментов с основанием в натуральных условиях на объекте 9-этажного панельного жилого дома в г. Тюмени, полученных при выполнении геотехнического мониторинга, с расчетными величинами.

### **Положения, выносимые на защиту:**

- система усиления ленточных свайных фундаментов, создаваемая путем переустройства их в комбинированный с опрессовкой и цементацией основания;
- результаты экспериментальных исследований взаимодействия системы усиления с грунтовым основанием на маломасштабных моделях в лабораторных условиях;
- методика расчета осадки системы усиления свайных фундаментов с учетом опрессовки пролетной части основания и улучшения строительных свойств грунтов основания цементацией;
- результаты численного моделирования и закономерности взаимодействия рассматриваемой системы усиления с основанием;
- результаты исследований взаимодействия геотехнической системы «основание – фундамент» при переустройстве ленточных свайных фундаментов в комбинированный с учетом опрессовки пролетной части основания и улучшения строительных свойств грунта цементацией в натуральных условиях на реальном строительном объекте.

### **Достоверность защищаемых положений и апробация результатов.**

Достоверность защищаемых положений обеспечивается использованием теоретических положений и принципов механики грунтов, а также современной геотехники, и подтверждается достаточным объемом модельных лабораторных и натурных исследований, проведенных с использованием современных поверенных контрольно-измерительных приборов и оборудования, и применением верифицированных программных продуктов для выполнения численного анализа.

**Апробация работы.** Результаты работы доложены и обсуждены на конференциях различного уровня: «Фундаменты глубокого заложения и геотехнические проблемы территорий» (г. Пермь, 2017); «Новые технологии - нефтегазовому региону» (г. Тюмень, 2018); «Энергосбережение и инновационные технологии в топливно-энергетическом комплексе» (г. Тюмень, 2018), «Новые технологии-нефтегазовому региону» (г. Тюмень, 2019): «V геотехнические игры» (г. Москва, 2019).

**Личный вклад** автора состоит:

- в подготовке моделей, грунтовых лотков, тарировке и апробации первичных преобразователей, подготовке цифровой контрольно-измерительной аппаратуры к экспериментальным исследованиям;
- в выполнении экспериментов по исследованию работы моделей фундаментов, включая рассматриваемую в работе систему усиления с опрессованным основанием в пролетной части с грунтовым основанием, в лабораторных условиях;
- в предложении инженерной методики расчета осадки системы усиления, полученной путем переустройства ленточных свайных фундаментов в сплошной комбинированный;
- в выполнении численного моделирования работы свайных фундаментов, усиленных путем переустройства их в комбинированный с опрессовкой цементацией основания;
- в проведении натурных исследований на реальном объекте, получении результатов, их анализе и обобщении.

**Публикации.** Результаты исследований представлены в шести научных статьях, две из которых опубликованы в журналах, включенных в Перечень рецензируемых научных изданий, одна в журнале, индексируемом в базе Web of Science.

**Объем и структура работы.** Диссертационная работа состоит из введения, четырех глав, заключения, списка литературы и приложения. Работа содержит 127 страниц машинописного текста, 90 рисунков, 4 таблицы, список литературы из 115 источников.

**Соответствие диссертации паспорту научной специальности.** Согласно полученным научным результатам диссертация соответствует **п.7** (разработка новых методов расчета, конструирования и устройства оснований, фундаментов и подземных сооружений при реконструкции, усилении и ликвидации аварийных ситуаций), **п.10** (разработка научных основ и основных принципов обеспечения безопасности нового строительства и реконструкции объектов в условиях сложившейся застройки, в том числе для исторических памятников, памятников архитектуры и др), **п.11** (Создание новых инженерных методов преобразования грунтов для повышения несущей способности оснований зданий и сооружений (уплотнением, закреплением, армированием, замораживанием и др).

# ГЛАВА 1

## ОБЗОР МЕТОДОВ И ТЕХНОЛОГИЙ УСИЛЕНИЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

### 1.1. Геотехнические проблемы обеспечения надежности зданий в процессе эксплуатации

Процесс реконструкции зданий и сооружений является одним из значимых направлений в решении социально-экономических проблем в РФ. Это связано с тем, что реконструкция позволяет не только продлить срок эксплуатации зданий и сооружений, но и значительно улучшить качество, например, жилого фонда, путем оснащения домов современным инженерным оборудованием, улучшения архитектурной выразительности зданий, изменения этажности и конфигурации повышения их энергоэффективности и долговечности. Следует отметить, что аварийный жилищный фонд в РФ увеличивается с 2000-х годов с 7 до 22 млн. м<sup>2</sup> к 2018. В Тюмени в 2018 году 298 жилых домов признаны аварийными. Большая часть аварийных ситуаций связана с техническим состоянием подземной части сооружений.

Реконструкция жилых домов и городской застройки позволяет рационально использовать финансовые и материальные ресурсы. В современных экономических условиях РФ, по сравнению с новым строительством, реконструкция дает возможность сохранить жилищный фонд без переселения людей и существенно (на 40-70%) увеличить его размеры за счет переустройства домов.

В работе по реконструкции зданий и сооружений существует этап исследования, направленный на определение состояния грунтов, фундаментов и надфундаментных конструкций, характера и объема их деформаций в период строительства и эксплуатации. В случае существенной величины общих или неравномерных осадок здания необходимо выяснить причины, поскольку от этого зависит дальнейший порядок системы "основа – реконструируемое здание".

НИИ оснований и подземных сооружений (НИИОСП) и другими научно-исследовательскими геотехническими организациями России ведется актуальная работа по контролю за осадками зданий и сооружений различного назначения в

различных инженерно-геологических условиях. Следует отметить исследования, выполненные Ю.М. Абелевым [1], П.И. Брайтом, А.И. Егоровым [35], Б.Н. Мельниковым [52], Я.А. Прозоциным [70], З.Г. Тер-Мартirosяном [84], О.А. Шулятьевым [102], и др. Анализ данных авторов исследований позволяет говорить о том, что в общем случае при оценке прогноза развития деформаций зданий и сооружений следует обратить внимание, на то, что:

1) осадка и время стабилизации сооружений, вызванные уплотнением грунтов основания под воздействием нагрузки, являются функциями вида и состояния грунтов основания, а также скоростью роста давления на основание при строительстве. Как правило, деформацию песчаных оснований, а также оснований, образованных глинистыми грунтами твердой консистенции, можно считать законченными в период строительства зданий и сооружений. При показателе текучести  $I_L$  больше 0,75 процесс стабилизации осадок фундаментов проходит длительно, поэтому в инженерной практике допускается принимать в период строительства величину осадки в пределах 30-50% от полной конечной осадки [8, 11, 19, 26, 47, 57, 82, 92, 99, 105, 114];

2) неравномерность осадки зданий проявляется, как правило, уже в период строительства. Наибольшая разница в осадках зависит от величины средней осадки. С увеличением средних осадок неравномерность осадок увеличивается, что в итоге может приводить к существенному затруднению нормальной эксплуатации надземной части, вплоть до наступления аварийной ситуации [19, 50, 65, 74, 100, 104];

3) как показывают измерения во времени, осадки зданий и сооружений на надежных, прочных основаниях обычно составляют 25-30% от расчетных величин и достигают 70–80% только в отдельных случаях (Б.И. Далматов [30], П.А. Коновалов [45], С. Н Сотников [81]);

4) на основе естественных и модельных исследований установлено, что чем быстрее ведется строительство, тем больше величина конечных осадок. Поэтому необходимо учитывать возможное увеличение деформации при быстром темпе строительства, когда скорость уплотнения отстает от скорости роста давления.

Причинами, вызывающими необходимость усиления оснований и фундаментов в процессе эксплуатации и реконструкции, являются: во-первых, субъективные факторы, както: ошибки, допущенные при изысканиях, проектировании, строительстве и эксплуатации; во-вторых, объективные факторы: изменение гидрогеологических условий, динамические, сейсмические и прочие воздействия. В новых кварталах и микрорайонах, застраиваемых типовыми зданиями, выполнение недостаточных объемов изыскательских работ приводит к неполному анализу фактических условий территории строительства. В случае неполноты информации используются обобщенные свойства разновидностей грунтов для всей территории страны или отдельного региона. Важно, что при этом зачастую отсутствует достаточное и необходимое представление о деформационных и прочностных свойствах грунтов конкретной площадки строительства.

## **1.2. Основные причины, вызывающие необходимость усиления свайных фундаментов**

Процесс усиления фундаментов и укрепления грунтов весьма часто сопровождают работы по реставрации, реконструкции, модернизации, капитальному ремонту. Также при указанных работах наблюдается при нарушениях эксплуатационного режима зданий и сооружений [24, 32, 33, 51, 55, 57, 97].

Основные причины, приводящие к необходимости усиления подземной части и улучшения свойств грунтов основания, могут быть классифицированы в следующие группы [30, 46, 64, 68, 93]:

*1. Изменение условий эксплуатации* (включая капитальный ремонт и модернизацию), увеличение нагрузок на фундаменты. Целью реконструкции и капитального ремонта зданий (сооружений) является устранение физического износа, обеспечение возможности его расширения. Одна из задач – это устранение морального износа.

Обычно это приводит к конструктивным изменениям или заменам отдельных элементов здания, увеличением этажности, углублением подвалов, внутренней перепланировкой и переоборудованием. В итоге это приводит к

увеличению первоначальной массы здания и увеличению нагрузок на фундаменты до 30...50% [30, 32, 33, 65, 93]. При этом несущей способности свай, даже с учетом, как правило, положительно сказывающегося временного фактора, может быть недостаточно.

**2. Состояние фундаментов.** Износ фундаментов обусловлен двумя группами причин.

*Во-первых*, физико-механические, а именно агрессивное воздействие окружающей среды: гниение древесины, выщелачивание бетона, деструкция кладки, коррозия арматуры и др. [30, 49, 57, 91];

*Во-вторых*, механические, обусловленные значительной разностью осадок фундаментов «законтурными» воздействиями (устройство рядом расположенных котлованов, вибрационные воздействия транспортных и строительных механизмов и др.). При этом характерными видами разрушения являются: отслоение кладки; выкрашивание раствора из швов; трещины на бетонных и железобетонных фундаментах, приводящие к потере прочности и снижению жесткости фундаментов [30, 49, 57, 91].

**3. Развитие недопустимой общей или местной деформации здания.** Данные геотехнические риски связаны с ошибками при инженерно–геологических изысканиях, строительстве оснований и фундаментов зданий, проектировании и проведении работ в условиях эксплуатации, при возведении зданий и сооружений вблизи существующей застройки.

**4. Дегградация грунтов основания.** В процессе эксплуатации строительных объектов может изменяться гидрогеологическая обстановка в пределах активной зоны основания (изменение уровня подземных вод, загрязнение техногенными водами и т.д.). Дополнительное увлажнение дисперсных грунтов ухудшает их физико-механические свойства, что снижает прочность и повышает деформируемость основания [1, 56, 63, 79]. При этом снижение уровня подземных вод может негативно сказаться на фундаментах и наземных конструкциях, связанных с уплотнением грунта собственным весом и образованием неравномерных деформаций. В этом случае следует использовать методы,

основанные на безударных воздействиях [24, 68, 79] предохраняющих, например, пылеватые водонасыщенные пески (тиксотропные грунты) от разжижения. При этом важно учитывать, что используемые способы и методы не должны способствовать ухудшению свойств грунтов, а также не должны приводить к существенному изменению уровня подземных вод.

**5. Длительная ползучесть, характерная для слабых грунтов.** К группе слабых грунтов относят грунты с низкой несущей способностью и высокой деформируемостью при их использовании в основаниях сооружений ( $E \leq 7 \text{ МПа}$ ,  $R \leq 100\text{--}150 \text{ кПа}$ ,  $S_r > 0,85$ ). Обычно такие грунты не применяют в качестве естественных оснований фундаментов. Слабые грунты уплотняют, закрепляют и заменяют на более прочные или проходят свайными и глубокими фундаментами. В зависимости от вида грунта, его состояния и действующего напряжения, ползучесть может быть устойчивой с различной скоростью протекания.

**6. Органо-минеральные и органические грунты.** Основания, содержащие водонасыщенные органо-минеральные отложение (илы, сапропели, окисленные грунты) и органические почвы (торф), или содержащие эти почвы, должны проектироваться с учетом их особенностей: анизотропия и характеристик, высокой сжимаемости, значительной изменчивости прочности, деформации и фильтрации грунтов в основании, длительное развитие осадок по времени и возможность возникновения нестабильного состояния [2].

**7. Отрицательное трение.** При возведении зданий на фундаментах мелкого заложения вблизи существующих зданий, построенных на свайных фундаментах, а также при доуплотнении насыпных или намывных грунтов могут возникнуть значительные силы «отрицательного трения», оказывающие воздействие на работу сваи [16, 48, 49, 68, 95].

### **1.3. Методы преобразования физико-механических характеристик грунтов**

При разработке проектов усиления фундаментов, в частности в неблагоприятных грунтовых условиях, зачастую требуется улучшение свойств

грунтового основания. Это может быть: глубинное уплотнение, устройство грунтовых свай и т. д. [11, 35, 68, 96, 110].

К наиболее распространенным *физико-химическим способам закрепления* грунтов относятся: силикатизация, смолизация, цементация и использование грунтоцементных материалов. Преимуществом этих методов является: механизация всех операций; упрочнение до заданных в проекте параметров; относительно невысокая трудоемкость.

В процессе *силикатизации* главный материал – это жидкий стеклоколлоидный раствор силиката натрия. Вид, состав и состояние закрепленного грунта влияют на выбор применения одно- или двусторонней силикатизации (В.В. Аскалонов (1944), Г.Ф. Вайсфельд, Н.Ш. Белевитина, И.С. Езерский (1886), Л.А. Евдокимова (1967), М.Н. Ибрагимов (2000), Г. Иостен (1922–1927), С.А. Ржаницын (1929-1931), М. Стаматиу (1931), В.Е. Соколович (1939) и др.). В качестве газовой силикатизации используют силикат натрия отвердителя углекислый газ (В.А. Губкин (1969), М.Н. Ибрагимов (2000), (В.Е. Соколович (1939)).

В закреплении грунтов силикатизацией существует несколько недостатков. Главный недостаток – высокая цена силиката натрия. Негативной особенностью является также быстрое образование геля хлористого кальция при добавлении жидкого стекла. Указанные растворы не всегда проникают в грунт на необходимую глубину, в связи чем требуется повторная инъекция. При этом, это не гарантируется технологией, так как часть пор занимает гелием кремниевой кислоты.

*Смолизация* – синтетические смолы (карбамидные, феноловые, фурановые, эпоксидные и др.) – закрепление грунтов путем инъекции водных растворов. Большой вклад в развитие способа смолизации внесли Н.А. Блескина [10], И.И. Бройд [13], Л.В. Гончарова [25], В.А. Ермолаев [37], А. Комбефор [44], Н.А. Ржаницын [73], М.А. Самохвалов [77], М.Ф. Хасин [94] и многие другие. К преимуществам смолизации можно отнести широкий спектр возможных для закрепления грунтов, а также устойчивость закрепленных грунтов к воздействию агрессивной среды и к замораживанию–размораживанию. В качестве недостатков смол следует отметить канцерогенность самих смол и целого ряда используемых

реагентов. Ввиду высоких экологических требований смолы в практике закрепления грунтов используются все реже [44]. Это подтверждается тем, что за последние 10-20 лет в научно-технической литературе отсутствуют публикации об исследовании и опыте использования способов смолизации.

Следовательно, рассмотрев данные методы закрепления грунтов, можно обозначить такие недостатки, как: узкая область применения и низкая экологичность. Из-за низкой проницаемости закрепление глинистых грунтов возможно лишь при воздействии электрического тока при коэффициенте фильтрации 0,0015 - 0,1 м/сут. Причиной является отсутствие практической возможности закрепления инъекций грунтов в режиме пропитки.

В строительстве практическое применение *инъекции цементного раствора* в грунтовые основания используется около века. Данные по основам цементации грунтов и методики использования приведены в работах ученых: М.Ю. Абелева, Б.В. Бахолдина, А.А. Бартоломея, В.А. Богомолова, А.И. Егорова, П.А. Коновалова, А. Камбефора, В.В. Лушникова, И.М. Литвинова, А. П. Малышкина, Б.Н. Мельникова, О.А. Мозгачева, Э.И. Мулюкова, Л.В. Нуждина, М.Л. Нуждина, А.И. Полищука, Е.А. Сорочана, А.Н. Цытовича, О.А. Шулятьев и др. [1, 7, 9, 12, 34, 44, 45, 47, 51, 52, 54, 55, 60, 65, 81, 96, 103]. Особый вклад в развитие данного метода сделали В.М. Безрук, В.И. Баранова, Б.Е. Веаденеев, Г.Б. Вайсфельд, Л.В. Гончарова, А. Камбефор, А.Н. Мещеряков, П.А. Ребиндер, и другие [10, 13, 16, 25, 44, 50, 73].

*Цементация грунтов*, как метод, основанный на принципе пропитки грунтов, рекомендуется для упрочнения оснований, состоящих из сыпучих грунтов (от песков средней крупности до галечника). Преимуществом метода является доступность, поэтому метод имеет широкое распространение использования, а также важный показатель – высокую оценку экологической чистоты вяжущего цемента.

Недостатком процесса цементации в традиционном исполнении является то, что применение технологии возможно относительно только высокопроницаемы грунтов, которые редко залегают в грунтовом основании зданий и сооружений.

Перспективным направлением является метод, разработанный в Японии и запатентованный в 1971г. «*jet grouting*» - метод *высоконапорных инъекций твердеющего раствора в грунт*. Своим развитием высоконапорная технология High Pressure Injection (HPI) обязана таким странам как: Чехия, Франция, США, Япония, Италия, Германия, Великобритания и др., в России она известна как «струйная» и представлена в работах таких авторов, как: И.И. Бройд, Л.М. Гончарова, П.А. Коновалов, А.Г. Малинин, П.А. Ребиндер, Б.А. Ржаницын, В.Е. Соколович и др. [13, 25, 45, 73, 74, 78].

Процесс напорной инъекции (НИ по манжетной технологии) основан на внесении цементного раствора в массив грунта путем образования гидроразрывов и частичной пропитки грунта.

Развитие теории и практики метода напорной инъекции приведены в трудах В.А. Богомолова, М.Я. Крицкого, В.В. Лушникова, Б.Н. Мельникова, М.Л. Нуждина, В.И. Осипова, Я.А. Пронозина, И.И. Сахарова, М.А. Самохвалова и др. [12, 47, 52, 60, 61, 71, 77, 79].

Преимуществами метода НИ являются: формирование сетчатой структуры грунта, уплотненного гидроразрывами; создание остаточного, регулируемого в процессе производства работ, напряженного состояния; применимость в неблагоприятных и стесненных условиях; технологичность; экологичность на всех этапах [12, 13, 25, 77, 79, 80, 97].

Недостатками метода напорной инъекции (НИ) являются: сложность расчетного прогноза формы и размеров тела закрепляемого объема грунта; сложность прогнозирования осадок в процессе дальнейшей эксплуатации.

## **1.4. Методы усиления свайных фундаментов**

### **1.4.1. Обзор известных методов усиления**

В России научные и инженерные работы берут свое начало с Урочных уложений Рошефора (1889). Фундаменты того периода были конструктивно просты, как, собственно, и технологии их усиления [57].

Известна классификация методов усиления в зависимости от типов фундаментов, конструктивно-технологических способов выполнения, условия (схемы работ), причин, вызывающий необходимость усиления и т.д. [26, 32, 63, 79 и др.].

Способ усиления свайных фундаментов определяется в зависимости от того, что является предметом усиления: ростверк, сваи или основание [97, 98, 100].

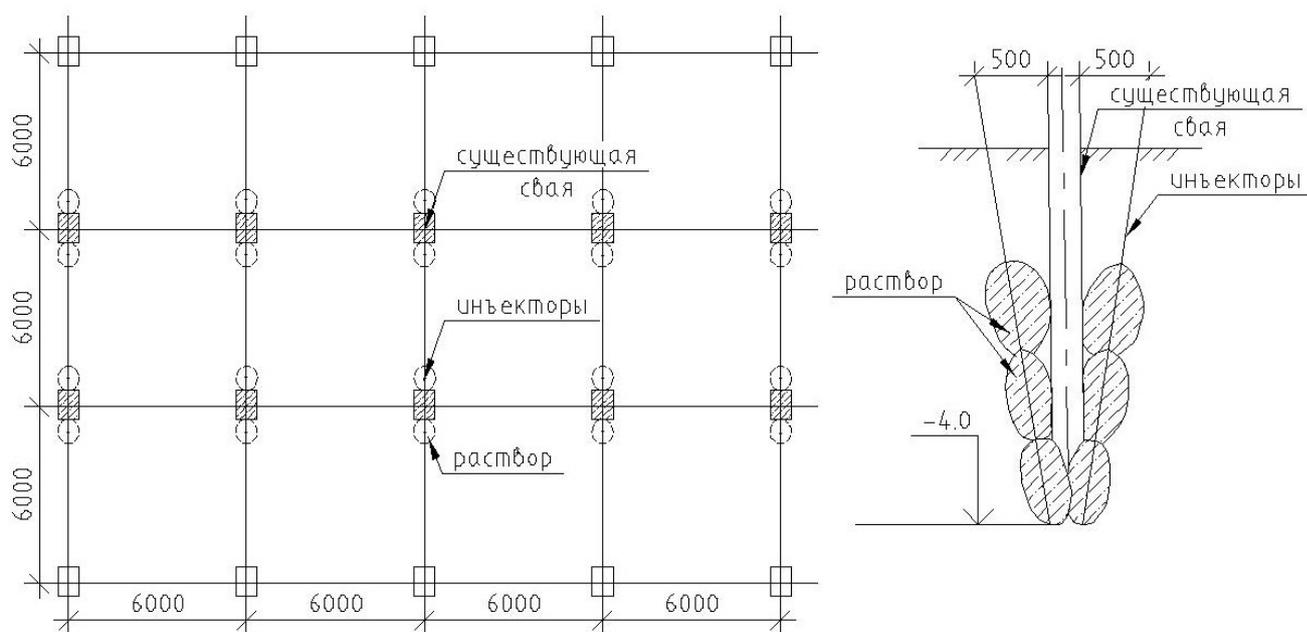
#### *Способы усиления ростверков*

Ростверки могут иметь следующие дефекты:

- отдельные дефекты как следствие механических повреждений или следствие агрессивной среды (трещины, раковины, пустоты и т.д.);
- оилые сквозные трещины, как следствие неравномерных осадок;
- малая прочность бетона;
- дефицит армирования;
- дефектные узлы стыка свая-ростверк [97, 98].

#### *Усиление стволов свай*

Например, метод «обуривания», применяемый для усиления ствола сваи при ее повреждении или снижении несущей способности. Свая обустраивается для точечного попадания защитного раствора к стволу сваи (рисунок 1.1, б) [9, 97, 98, 101]. Цементация создает сплошной прочный чехол, который препятствует дальнейшему разрушению материала ствола сваи и повышает прочность околоствойного пространства. Указанный способ осуществим и при наличии ростверка. Кроме того, можно вплотную к стволу сваи (забивной или буронабивной) бурить одну-две скважины большого диаметра. Эти скважины затем следует армировать и бетонировать, получая как бы двойное (или даже тройное) сечение ствола сваи. Практически, к свае, ствол которой требует усиления, добавляются одна-две буронабивные сваи, поэтому так можно усиливать сваи через одну или даже две в ростверке в зависимости от процента потери несущей способности материала ствола [97, 98, 101, 106]. Метод отличается высокой трудоемкостью, особенно в стесненных условиях.



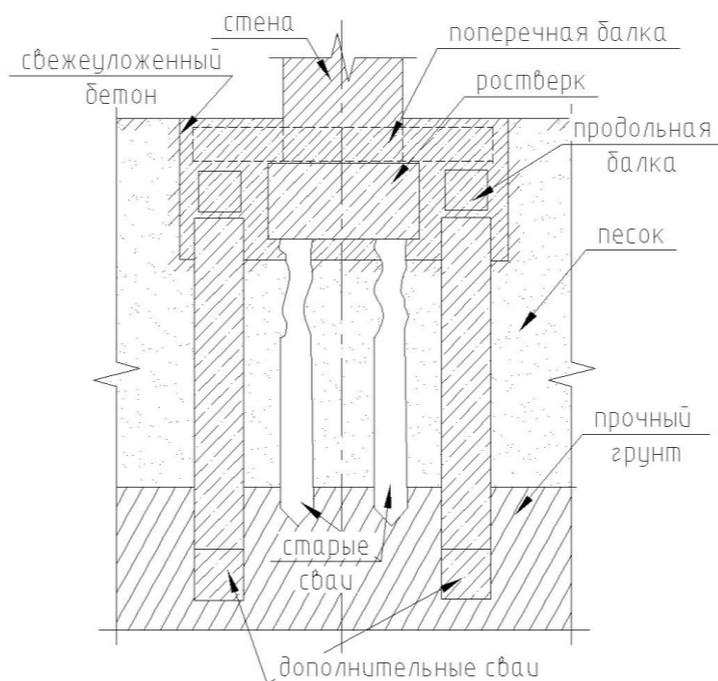
**Рисунок 1.1.** Усиление свай «обуриванием»: план свайного фундамента (слева) и схема усиления (справа) [97]

### *Усиление свайного фундамента*

Устройство свайных фундаментов осуществляют в случаях недостаточной несущей способности грунтов, на которые опирается свайный фундамент, а также значительного возрастания нагрузок на фундамент при переустройстве или модернизации (реконструкции) здания или сооружения, когда очевиден выход из строя фундамента в целом (свай и ростверка). При усилении свайного фундамента в целом (куста свай) нередко приходится одновременно усиливать ростверк и стволы свай, однако это усиление должно органически входить в общий комплекс мероприятий, проектируемых для реконструкции данного свайного фундамента. Когда несущая способность основания исчерпана, необходимо улучшать строительные характеристики грунтов (см. пункт.1.3) [76, 78, 79, 81, 115].

Одним из несложных методов усиления свайного ленточного фундамента в случае отсутствия у отдельных свай надежного сопряжения с ростверком является подводка дополнительной железобетонной плиты под ростверк. Усиление свайных фундаментов в случае их недостаточной несущей способности может осуществляться путем задавливания свай до опирания их нижних концов в плотные грунты или наращивания существующих свай дополнительными секциями [68, 75, 92, 100, 112].

В случае необходимости передачи на основание дополнительных нагрузок, например, при реконструкции или при существующем дефиците несущей способности, часто используют усиление свайных фундаментов подводкой дополнительных свай требуемой длины (рисунок 1.2) [98]. При положительном эффекте использования данного метода, общим его недостатком является сложность производства работ. Распространенный способ погружения свай – забивка, при усилении фундаментов практически не применяется, поскольку возникающие динамические воздействия могут оказать нежелательное влияние на объект.



**Рисунок. 1.2.** Усиление свайного фундамента дополнительными сваями [97]

Наиболее значимыми в развитии методики усиления фундаментов являются работы ученых: М.Ю. Абелева [1], А.А. Бартоломея [8], Б.В. Бахолдина [9], В.А. Богомолова [12], М.Д. Бойко [12], Э.М. Генделя [21], Я.Д. Гильмана [22], И.А. Ганичева [26], Б.И. Далматова [31], Г.Н. Жинкина, В.В. Лушникова [42], П.А. Коновалова [45], Р. А. Мангушева [48], А.И. Мальганова [50], А.П. Малышкина [51], Э.И. Мулякова [55], Ю.В. Наумкиной [57], Л.В. Нуждина [50], А.И. Полищука [64], А.Б. Пономарева [66], Я.А. Пронозина [68], Б.А. Ржаницына [73], А.Г. Ройтмана [74], М.А. Степанова [75], С.Н. Сотникова [78], В.М. Улицкого [90], Г.И. В.Б. Швецова [97], С.В. Швеца [97], А. Kumar [107] F. Lizzi [109], A.R. Jumikis [106] и др.

Работы по расчету, проектированию и технологиям свайных фундаментов выполнены учеными Б.В. Бахолдиным, А.А. Бартоломеем, И.В. Глушковым, Н.М. Дорошкевич, В.В. Лушникова, Р. А. Мангушевым, Н.С. Метелюком, Л. М. Пешковским, В. П. Петрухиным, В. А. Серновой, В. И. Теличенко и другими [9, 12, 19, 30, 47, 49, 55, 67, 81, 88]. Исследованиями свайных фундаментов в условиях характерных для Западно-Сибирской низменности занимались В.Ф. Бай, А.А. Луга, А.П. Малышкин, А.И. Полищук, А.Н. Тетиор и другие ученые [5, 47, 51, 79, 88].

1) *Вдавливаемые сваи, в том числе звеньевые сваи типа «Мега» и др.* [11, 14, 19, 36, 41, 48, 83, 99 и др.]. Метод вдавливания составных железобетонных свай круглого, квадратного и шестигранного сечений с различными стыками между элементами, задавленных гидравлическими домкратами, широко практикуют в строительстве с начала XX века.

В середине XX века бельгийские «Мега» и шведские «Vjurstorm» широко использовались в Европе. В СССР метод вдавливания свай стали применять начиная с середины 60-х годов.

Положительные стороны использования вдавливаемых свай: отсутствие динамических и вибрационных воздействий, шума; снижение энергозатрат; высокая надежность и возможность включения в работу без дополнительных осадок здания. Отрицательные стороны: низкая производительность существующих вдавливающих установок; возможное расструктуривание (перемятие) слабого глинистого грунта; большой объем земляных работ

2) *Набивные сваи* [16, 17, 22, 92, 98, 100, 111, 114]. Набивные сваи выполняются в непосредственной близости от существующего фундамента, с включением их в совместную работу устройством единого ростверка. Размеры могут достигать: длина – 50м, диаметр – 1,2м. В случае ограничения условий (подвалы жилых домов, действующие производства) применяют короткие сваи длиной в несколько метров, диаметром 130-300мм.

Положительные стороны использования набивных свай: при использовании роторного бурения – низкий уровень вибрации на грунты и конструкции; значительная несущая способность; широкая область применения. Отрицательные стороны: технически сложны в изготовлении; высокие требования к технологии и контролю

качества; сложность сопряжения свай с существующим фундаментами, особенно при высоком УГВ.

3) *Буроинъекционные (корневидные) сваи* [9, 11, 45, 46, 55, 61, 62, 68, 84, 96, 97, 113 и др.]. Итальянская фирма «Фондедиле» первой предложила буроинъекционные сваи. Их применение позволило успешно усилить фундаменты многих зданий в Австрии, Англии, Франции, Испании, Германии, Швеции, Японии, Италии и России. Над развитием данного вида усиления работали зарубежные ученые А. Kumar [107] F. Lizzi [109], A.R. Jumikis [106] и др., однако значительный вклад в развитие их расчетного взаимодействия с грунтовой средой внесли отечественные ученые, например, З.Г. Тер-Мартirosян [84]. Усиление фундаментов производится буроинъекционными сваями без разработки котлованов, при этом, не нарушая естественную структуру грунтов основания. Оборудование, используемое для их устройства, не создает динамических воздействий, имеет малые габаритные размеры, поэтому имеет возможность использования внутри жилого или производственного помещения (в его подвальной части). Определенными недостатками этого метода является недостаточная изученность работы тонких свай в слабых грунтах; отсутствие надежных методик расчета (рисунок 1.3).



**Рисунок 1.3.** Устройство буроинъекционной сваи [71]

4) Широко используемым способом усиления свайных фундаментов является способ устройства *микросвай*. Данный тип свай это буроинъекционные сваи с диаметром ( $d$ ) 80-200мм, либо сваи, изготовленные иным способом с диаметром  $d < 150$ мм, рекомендованные Европейской комиссией [36]. Ведение работ возможно

в стесненных условиях, это один из главных факторов популярности данных микросвай. Также можно отметить высокую технологичность и экономичность, практическое отсутствие дополнительных осадков. Недостатком их применения является относительно низкая несущая способность из-за малой боковой поверхности, в случае залегания толщи слабых грунтов мощностью 10-15м. Увеличить несущую способность микросвай в слабых глинистых водонасыщенных грунтах можно через устройство в их основании уплотненной зоны грунта. Изучением разработки микросвай с уширителями или раскрывающимися лопастями занимались: В.Ф. Бай, А.А. Бартоломей, И.П. Бойко, М.С. Грутман, А.В. Есипов, А.П. Малышкин, и другими. [5, 8, 9, 17, 36, 51]. Изготовление свай этого типа трудоемко, они имеют сложную конструкцию, что стало причиной редкого их использования для усиления фундаментов.

Микросваи с бетонным уширением, изготавливаемым в грунте, также достаточно изучены [17, 36, 41, 77]. Они могут быть эффективны при применении малогабаритного оборудования и технологии формирования уширения без значительных динамических воздействий. При этом недостатками устройства этих свай является затруднение контроля формы уширения, образованного в основании сваи, что рядом исследователей решается путем формирования уширения в специальных резиновых оболочках [17, 36, 41, 77].

#### **1.4.2. Применение комбинированных свайно-плитных фундаментов.**

Принципы расчета существующих и дополнительно устраиваемых фундаментов различны, так как вновь возводимые фундаменты вносят возмущение в сложившееся НДС грунтового основания, что меняет картину дальнейшего поведения существующих фундаментов и влияет на поведение вновь возводимых, что изложено в обобщающих методиках, например, в трудах Безволева С.Г., Коновалова П.А. и Полищука А.И. [6, 45, 65]. Данной теме посвящены работы многих ученых, таких как Бартоломей А.А., Волосюк Д.В., Готман А.Л., Готман Н. З., Далматов Б. И., Коновалов П. А., Мангушев Р.А, Пронозин Я.А., Пономарев А. Б., Полищук А. И., Степанов М.А., Тер–Мартirosян З. Г., Швец В. Б. [12, 15, 16, 18, 31, 45, 49, 57, 63, 66, 68, 75, 85, 97] и т.д. Вопросами усиления ленточных

фундаментов их переустройством с нагнетанием раствора в пролетную часть основания занимались Мангушев Р.А., Мустакимов В.Р., Наумкина Ю.В., Пронозин Я.А., Полищук А.И., Скибин Г.М., Субботин В.А., Улицкий В.М., Шашкин А.Г. [49, 56, 57, 64, 70, 81, 90, 101] и др. В случае переустройства свайных фундаментов в сплошные комбинированные (далее - КСПФ) следует заметить, что существующее в современной науке понятие «снижающие осадку сваи» было предложено в концептуальном виде в инженерной науке конца 70-х – начала 80-х г.г. [46]. В этом случае нагрузка от зданий или сооружений на основание передается как через сваи, так и через подошву. Несмотря на кажущуюся простоту этой идеи, возникающий вопрос о процентном перераспределении между подошвой и сваями и прогнозе деформируемости таких фундаментов, в настоящее время остается открытым с точки зрения норм проектирования [97, 112, 115].

Доказанные преимущества определили применение КСПФ во всем мире [104, 105, 108, 109, 112, 114, 115]. В РФ взаимодействию комбинированных фундаментов с грунтовым основанием посвящены работы авторов: [3, 6, 8, 15, 19, 75, 85, 93, 113]. По этой тематике защищена докторская диссертация Н.З. Готман [16]. При этом рациональность использования того или иного вида комбинированных фундаментов определяется в первую очередь инженерно-геологическими условиями площадки строительства или реконструкции.

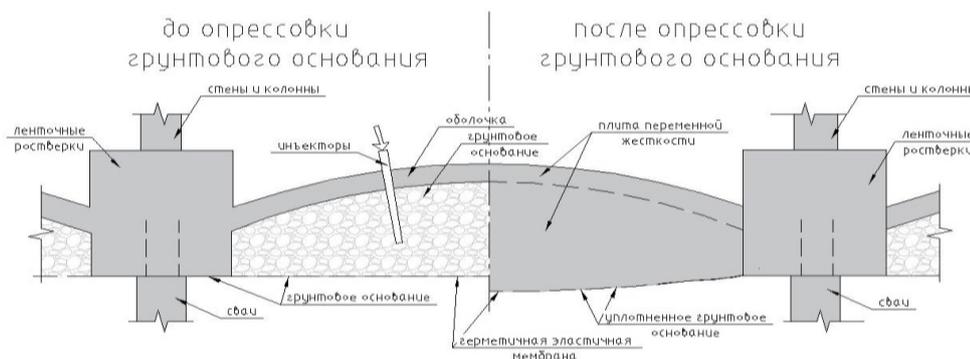
Характерные для Тюменской области слабые подстилающие грунты обуславливают определенные трудности в области проектной и производственной деятельности. По существующим трем основным показателям: модуль деформации  $E$ , расчетное сопротивление  $R$ , степень влажности  $S_r$ , эти грунты зачастую могут быть отнесены к категории слабых, в том числе и одновременно по трем указанным выше показателям.

М.А. Степановым и др. [75, 113] разработана и обоснована экспериментально теория расчета комбинированных ленточных свайных фундаментов (далее – КЛСФ) с опрессовкой основания, учитывающая технологию их изготовления при новом строительстве (рисунок 1.4):

- устройство ленточных свайных фундаментов, объединенных цилиндрической железобетонной оболочкой;

- опрессовка (преднапряжение и уплотнение) грунтового основания под давлением при поступлении цементного раствора в пространство между оболочкой и основанием.

За счет регулируемого давления опрессовки данные фундаменты являются трансформируемой конструкцией, обладающей регулируемым взаимодействием с грунтовым основанием (рисунок 1.4).



**Рисунок. 1.4.** Комбинированный ленточный свайный фундамент [75]

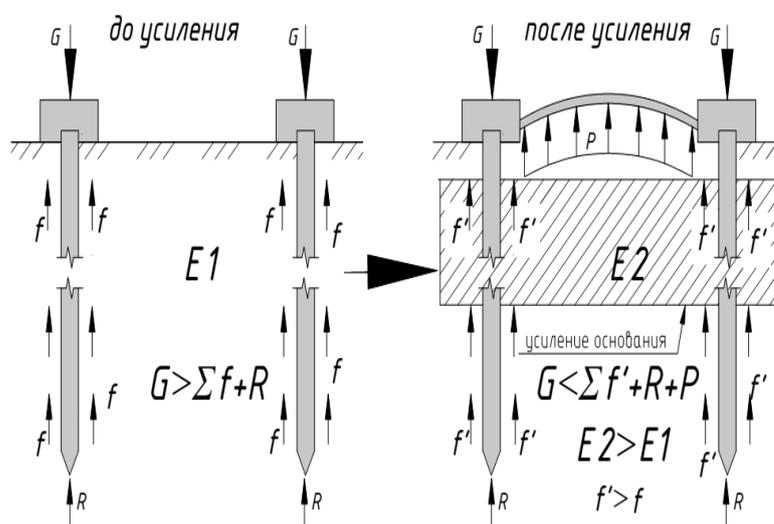
В работах [89, 102] проведен анализ существующих методов переустройства и усиления свайных фундаментов. Отметим, что таких способов существенно меньше, чем способов по усилению фундаментов мелкого заложения, в силу особенности работы свай и сложности максимального использования резервов несущей способности и жесткости активной зоны грунтового основания.

### **1.4.3. Принципы использования пролетной части, опрессовки и цементации основания для усиления свайных фундаментов**

Исходя из выполненного литературного обзора, следует считать, что в условиях реконструкции или противоаварийных работ одним из эффективных способов усиления перегруженных свайных фундаментов как в случае реконструкции, так и в случае исчерпания несущей способности свай, может являться переустройство их в комбинированные с максимальным использованием резервов несущей способности и жесткости активной зоны грунтового основания и включения его в работу на этапе усиления (рисунок 1.5).

Эффективность предлагаемого способа обусловлена преднапряжением грунтового основания с помощью устройства пролетной конструкции, позволяющей произвести опрессовку основания, свойства которого, в свою

очередь, улучшены цементацией по манжетной технологии, что также позволит перераспределить часть нагрузки от вышележащих конструкций со свай на основание пролетной части. Таким образом, идея сформулирована с позиций максимального использования ресурсов жесткости и несущей способности грунтового основания, попадающего в активную зону деформирования.



**Рисунок 1.5.** Фрагмент усиления ленточных свайных фундаментов переустройством в комбинированный с опрессовкой и цементацией основания

Общий порядок усиления предполагает три основных вида работ:

- переустройство существующих ленточных свайных фундаментов в комбинированный;
- улучшение строительных свойств грунтового основания цементацией по манжетной технологии в требуемых по глубине уровнях;
- опрессовка грунтового основания цементным раствором за счет заполнения под давлением пустот между грунтом и объединяющей ростверки конструкцией.

Эффективность предлагаемого способа усиления обусловлена уплотнением грунтового основания активной зоны и улучшением его строительных свойств, обжатием грунта давлением раствора и его последующим твердением, что приводит к увеличению несущей способности свай и их разгрузке и передаче части нагрузки на пролетную часть без реализации дополнительных осадок.

*Преимущества:*

- передача нагрузки на весь массив грунта, ограниченный «пятном» застройки и глубиной сжимаемой толщи;
- сохранение целостности существующих ростверков;
- возможность использования тонкостенных конструкции с минимальным расходом бетона [57, 71, 75];
- выполнение работ внутри здания и отсутствие необходимости в разработке грунта по внешнему контуру, что имеет большое значение в условиях стесненности по климатическим причинам;
- контроль выгиба конструкции усиления в процессе производства работ на основе сопоставления с расчетными данными, базирующимися на точных методах строительной механики;
- определяемое расчетом разгружение свайного поля;
- работа и взаимодействие всех элементов фундамента, с момента старта работ по усилению, за счет создания предварительного напряжения, уплотняющего основание в активном слое сжимаемой толщи;
- дополнительное обжатие свай давлением, формируемым за счет поперечных деформаций грунта при опрессовке, приводящим к повышению несущей способности свай;
- повышение прочности и уменьшение деформируемости грунтового основания, закрепляемого цементацией с гидроразрывами, путем формирования пространственной структуры цементных тел и доуплотнения грунтов в активной зоне инъекции, в процессе отжатия воды;
- дополнительное обжатие свай давлением, формируемым за счет поперечных деформаций грунта при цементации с образованием гидроразрывов, приводящих к повышению их несущей способности;
- снижение реологических процессов в грунтовом основании и ускорение процесса стабилизация осадок.

### **1.5. Выводы по главе 1**

На основании литературного обзора и инженерного опыта геотехников в области усиления свайных фундаментов на слабых водонасыщенных грунтах сформулируем следующие выводы:

1. Особенности распространенного типа ленточных свайных фундаментов и инженерно-геологическое строение слабых пылевато-глинистых грунтов оснований многих городов России, а также юга Тюменской области, включая Тюмень, в условиях реконструкции, реставрации и капитального ремонта строительных объектов, требуют использования методов усиления с максимальным вовлечением в работу всех элементов фундаментов и резервов несущей способности и жесткости грунтового основания.

2. В стесненных городских условиях, учитывая климатические условия большей части РФ, предпочтение следует отдавать «щадящим» методам усиления, реализуемым в пределах контура объекта. Они должны не оказывать влияние на гидрогеологическую обстановку на рассматриваемом участке, не приводить к локальному или повсеместному разупрочнению грунтов, отвечать требованиям экологических норм, быть безопасными для грунтовых вод.

3. Большинство технологий усиления ленточных свайных фундаментов сводятся, в основном, к увеличению площади опирания существующих ростверков, подведения дополнительных свай, либо локализованной инъекции различных составов в основание свай. Несмотря на достаточно высокую эффективность некоторых из этих методов, все они имеют определенные недостатки, в том числе включение в работу усиления при дополнительных, иногда значительных осадках. Перспективными способами усиления в настоящее время являются способы, использующие предварительное обжатие (напряжение) грунтов.

4. Изменение напряженно-деформированного состояния при опрессовке и цементации, а также физико-механических характеристик грунтов позволяет использовать ресурсы несущей способности основания.

5. Эффективным способом усиления ленточных свайных фундаментов и их оснований является их переустройство в комбинированный с цементацией и опрессовкой грунтового основания, что позволяет максимально использовать ресурсы жесткости и несущей способности основания, сложенного слабыми пылевато-глинистыми грунтами.

## 1.6. Задачи исследования

1. Разработать комбинированную систему усиления ленточных свайных фундаментов путем переустройства их в сплошной с опрессовкой основания в пролетной части и усилением слабых слоев грунта цементацией, что позволяет максимально использовать ресурсы несущей способности и жесткости активной зоны грунтового основания.

2. В лабораторных условиях на маломасштабных моделях выявить закономерности взаимодействия глинистого грунтового основания со сваями и ленточными свайными фундаментами при их переустройстве в комбинированные с опрессовкой и без нее.

3. В рамках разработки методики расчета системы усиления установить изменение модуля деформации грунта в зависимости от коэффициента пористости, при опрессовке и цементации и выявить изменение несущей способности свай за счет их дополнительного бокового обжатия при использовании рассматриваемого способа усиления.

4. Разработать алгоритм расчета осадки переустроенных по предлагаемому методу комбинированных фундаментов с учетом особенностей данной геотехнической системы.

5. Выполнить численное моделирование взаимодействия рассматриваемой геотехнической системы усиления ленточных свайных фундаментов при переустройстве их в комбинированные свайные фундаменты с максимальным использованием ресурсов несущей способности активной зоны грунтового основания.

6. Выполнить экспериментальные исследования геотехнической системы усиления ленточных свайных фундаментов при переустройстве их в комбинированный в условиях усиления многоэтажного жилого дома с сопоставлением полученных результатов и теоретических данных.

## ГЛАВА 2

### ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ СИСТЕМЫ УСИЛЕНИЯ С ГРУНТОВЫМ ОСНОВАНИЕМ НА МОДЕЛЯХ В ЛАБОРАТОРНЫХ УСЛОВИЯХ

#### 2.1. Объект исследования. Цель и задачи лабораторных экспериментов

Объектом исследования являлось грунтовое основание, представленное пылевато-глинистым грунтом, нагруженное моделями различных типов фундаментов в виде одиночной сваи, плитного фундамента, свайно-плитного фундамента (СПФ) и свайно-плитного фундамента с опрессовкой основания в контактном слое.

Целью лабораторных исследований являлась оценка влияния избыточного давления опрессовки на деформирование грунтового массива при изучении особенностей взаимодействия модели СПФ с основанием.

Задачи исследования:

- Проведение испытаний моделей фундаментов на глинистом основании в условиях статического нагружения.
- Исследование характера распространения изополей деформаций в массиве грунта.
- Выявление особенностей деформирования грунтового основания в зависимости от типа модели фундамента.

Для проведения лабораторных экспериментов было использовано следующее оборудование:

1. 6-ПАО – (ГОСТ 151550-69) [35] предназначен для измерения перемещений. Использовался для определения осадки моделей фундаментов.
2. ТЕРЕМ-4.1 - универсальный многоканальный измеритель–регистратор. Использовался для определения осадки моделей фундаментов.
3. ЦИФРОВОЙ ФОТОАППАРАТ – используя метод фотофиксации были зафиксированы деформации грунта при различных моделях фундаментов с приложением статической нагрузкой.

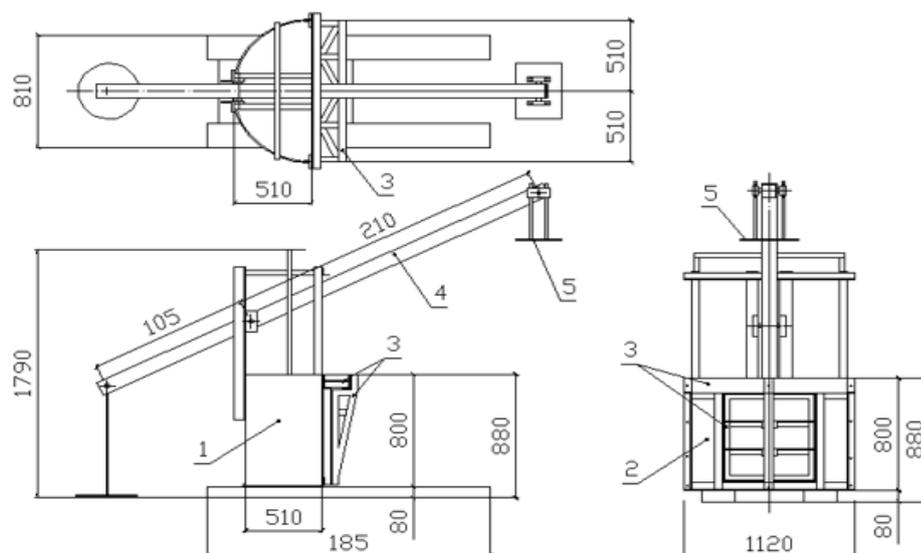
4. ДИНАМОМЕТР (ДИН-1) – предназначен для измерения и регистрации статической силы. Применялся для контроля нагружения моделей фундаментов.

## 2.2. Методика проведения исследований в лабораторных условиях

При исследовании взаимодействия моделей фундаментов на основании, сложенном пылевато-глинистым грунтом в лабораторных условиях, применен способ бесконтактного наблюдения за фиксируемыми точками в грунте, основанном на методе фотограмметрии, позволяющем оценить перемещения точек грунта при восприятии основанием статических нагрузок.

В работах О.В. Ашихмина [3], Г.Г. Болдырева [11], Ю.В. Зазули [40], Р.В. Мельникова [53], Я.А. Прозина [70] при проведении лабораторных исследований синтезировался способ фотофиксации и фотограмметрии была доказана его эффективность для исследования взаимодействия моделей фундаментов с грунтовым основанием.

Испытания выполнялись в экспериментальном лотке (рисунок 2.1, 2.2). Нагрузка создана с помощью рычажного устройства, увеличившего нагрузку в 4,2 раза. Для установки измерительного оборудования, освещения и фотографирования предусмотрены три механизма – независимые рамы.



**Рисунок 2.1.** Схема экспериментальной установки.

1 - рабочий лоток, 2 - плоская прозрачная стенка, 3 - устройство передачи нагрузки на штамп, 4 - рычаг, 5 - дополнительное навесное оборудование

Модели изготавливались в масштабе 1:20 к реальным размерам конструктивных элементов типовых зданий (рисунок 2.2).



Рисунок 2.2. Внешний вид экспериментальной установки

После уплотнения грунта для сеточного распределения марок прозрачная боковая стенка демонтировалась. При помощи шаблона марки ( $\varnothing 2\text{мм}$ ,  $L=10\text{мм}$ ) внедрялись в грунт по сетке с ячейкой  $20\times 20\text{мм}$ . После установки марок на прозрачную стенку был помещён слой силиконовой смазки, после чего стенка была установлена в проектное положение. Укладка грунтовой пасты выполнялась слоями не более  $100\text{ мм}$  с ручным уплотнением. Физико-механические свойства грунтовой пасты определялись для каждого эксперимента отдельно, и определялись до его начала.

Работы проводились с заранее подготовленной грунтовой пастой в виде мягкопластичного суглинка, характеристики которого показаны в таблице 2.1.

Таблица 2.1. Физико–механические характеристики грунтов в лотке

Плотность частиц грунта $\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	Плотность грунта $\rho$ , г/см <sup>3</sup>	Плотность скелета грунта $\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	Коэффициент пористости $e$	Влажность $W$ , %	Влажность на границе текучести $W_L$ , %	Влажность на границе пластичности $W_P$ , %	Коэффициент водонасыщения $S_r$	Число пластичности $I_p$	Показатель текучести $I_L$ , д.ед.	Угол внутреннего трения $\varphi$ , °	Удельное сцепление $c$ , кПа	Модуль деформации $E$ , МПа
2,7	1,9	1,6	0,7	22,7	26,2	17,5	0,9	8,7	0,6	15	24,9	6

После подготовительных работ выполнялось статическое нагружение моделей, проводимое в соответствии с ГОСТ 5180–84 [33] и ГОСТ 20276-99 [34].

Нагружение производилось через рычажную систему. За критерий условной стабилизации деформаций на всех этапах нагружения принималось непревышение развития скорости осадки равное 0,1 мм за крайние четыре часа периода исследования.

**Модель одиночной сваи.** Фиксация величины погружения сваи при определенной нагрузке производилась по специально нанесенным рискам на стволе сваи. Из половины круглого деревянного элемента выполнялась модель сваи длиной 0,25м (рисунок 2.3а). Общее нагружение для одиночной сваи состояло из 9 ступеней. Первая ступень нагружения 0,04 кН (4 кг). Таким образом, после девятой ступени нагружения общая нагрузка на модель фундамента составила 0,36 кН (36 кг) (см. раздел 2.4, рисунок 2.4).

**Модель плитного фундамента.** Модель плитного фундамента выполнена из ДСП, размеры сечения 300х300х20(*h*) мм. Общее нагружение плитного фундамента состояло из 10 ступеней. Одна ступень нагружения равнялась 1 кН ( $p_{cp}=11$  кПа). Таким образом, после десятой ступени нагружения общая нагрузка на модель фундамента составила 10 кН ( $p_{cp}=111$  кПа) (см. раздел 2.4, рисунок 2.4).

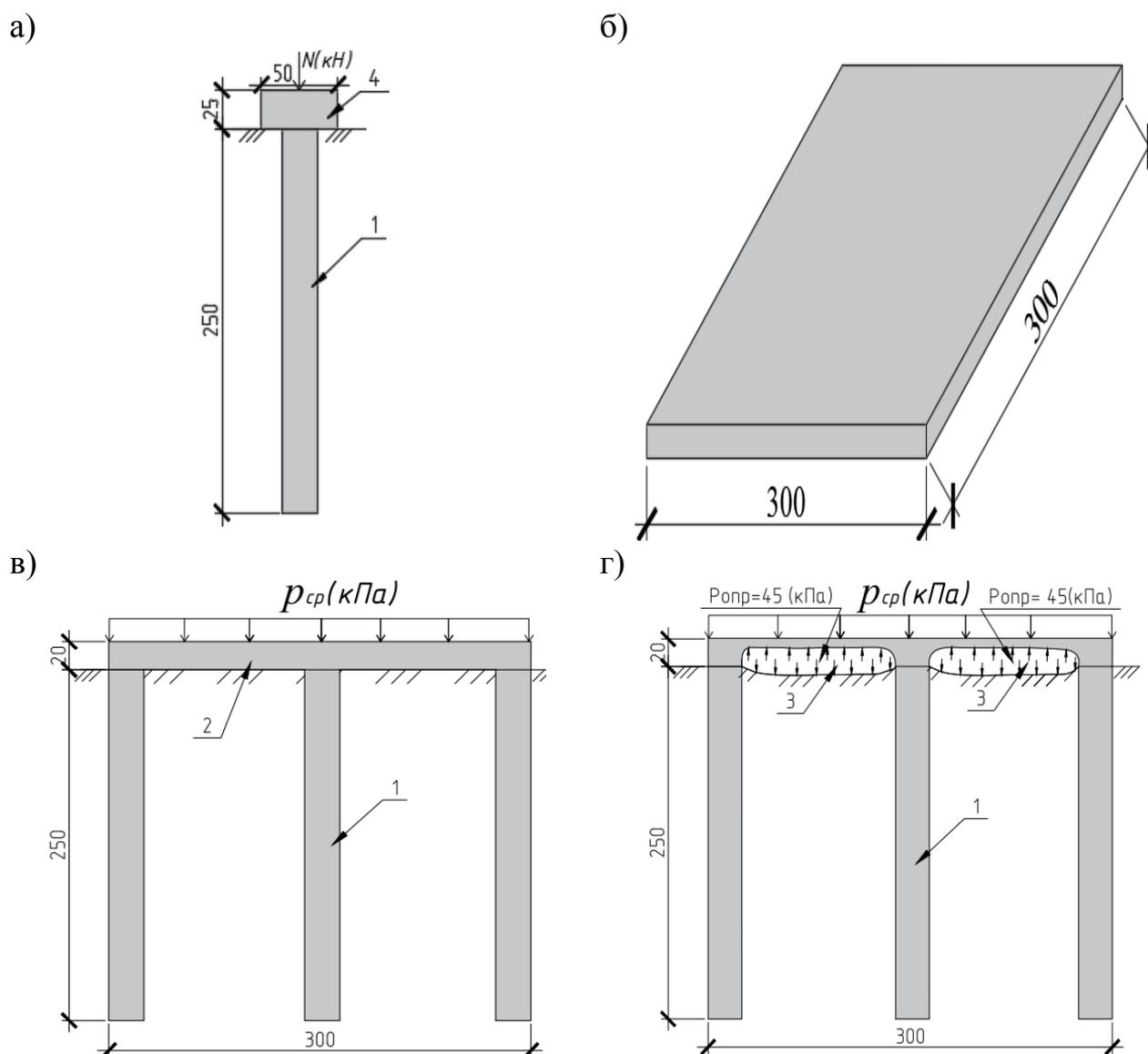
**Модель свайно-плитного фундамента** состояла из (рисунок 2.3б):

- модели плитного фундамента в виде плиты ДСП размеры сечения 300х300х20(*h*) мм;
- моделей круглых свай, идентичных модели одиночной сваи, расставленных с шагом - 15 см.

Общее нагружение свайно-плитного фундамента состояло из 10 ступеней. Одна ступень нагружения равнялась 1 кН ( $p_{cp}=11$  кПа). Таким образом, после десятой ступени нагружения общая нагрузка на модель фундамента составила 10 кН ( $p_{cp}=111$  кПа) (см. раздел 2.4, рисунок 2.4).

**Модель свайно-плитного фундамента с опрессовкой** изготовлена из плиты, свай и резиновой оболочки (рисунок 2.3в), по аналогии с предыдущей моделью, за исключением дополнительной укладки в контактный слой оболочки.

Резиновая оболочка изготовлена из резиновой расширяющейся камеры и имеет ниппель. Оболочка уложена в пролетной части фундамента и соединена с компрессором. Закачка воздуха под пролетную часть межсвайного пространства производилась под давлением опрессовки  $p_{\text{опр}} = 45$  кПа (0,045 МПа) в течение 2 минут. Ниппель блокировал обратный выход воздуха. Давление контролировалось при помощи образцовых манометров, установленных на компрессоре.



**Рисунок 2.3.** Модели исследуемых фундаментов, а – одиночная свая, б – плитный фундамент, в – свайно-плитный фундамент, г – свайно-плитный фундамент с опрессовкой; 1 – свая  $\varnothing 25$  мм; 2 – плита 300x300x20(h) мм; 3 – область нагнетания раствора; 4 – ростверк

Осадки моделей фундамента фиксировались при помощи поверенных прогибомеров Аистова 6 ПАО (цена деления 0,01 мм).

Каждая серия испытаний проводилась не менее трех раз для получения более точных экспериментальных данных.

Обработка полученных снимков производилась средствами AutoCAD, MS Excel. После обработки, по зафиксированным смещениям марок, построены изополя перемещений точек грунтового массива.

### **2.3. Анализ результатов испытаний моделей исследуемой системы в лабораторных условиях**

По результатам экспериментальных исследований построены зависимости «нагрузка-осадка» (рисунок 2.4).

Осадка одиночной сваи  $\varnothing 25$  мм возрастает прямо пропорционально прикладываемой нагрузке до ступени, когда  $N=0,32$  кН. При  $N=0,36$  кН происходит «срыв сваи».

До 3-ей ступени нагружения деформации моделей плиты и СПФ развиваются линейно. В процессе нагружения фундаментов, до нагрузки  $N=5$ кН ( $p_{cp}=55$  кПа), деформации основания моделей СПФ и СПФ с опрессовкой одинаковы.

Процесс опрессовки основания в лабораторных условиях моделировался путем нагнетания воздуха в герметичную камеру, расположенную между сваями. Согласно плану эксперимента, величина давления опрессовки, выполняемой после 5-ой ступени нагружения, составляла  $p_{опр}=45$  кПа. При воздействии давления  $p_{опр}$  наблюдалось доуплотнение грунтовой пасты в основании СПФ, при этом увеличение деформаций модели фундамента не зафиксировано.

При дальнейшем нагружении фундаментов деформации основания модели СПФ с опрессовкой значительно уменьшились по сравнению с моделью СПФ без опрессовки (рисунок 2.4). Например, на следующей стадии нагружения, при нагрузке  $N=8$ кН (88 кПа), максимальные полные деформации модели СПФ с опрессовкой ( $s=11$ мм) до 1,3 раз меньше модели СПФ без опрессовки ( $s=16,5$ мм).

Конечная осадка при полной нагрузке равной  $N=10$ кН ( $p_{cp}=111$ кПа) для модели плиты составила 29,5мм, для модели СПФ – 23,3мм, для модели СПФ с опрессовкой – 14,7мм [3, 53].



В ходе эксперимента определялись

- вертикальные перемещения марок  $w(z)$ ;
- горизонтальные перемещения марок  $v(x)$ ;
- полные перемещения марок  $u(z, x) = \sqrt{v(x)^2 + w(z)^2}$ .

Приращения деформаций марок на каждом этапе вычислялись как разница исходного положения и положения по деформированной схеме (рисунок 2.7, 2.8).

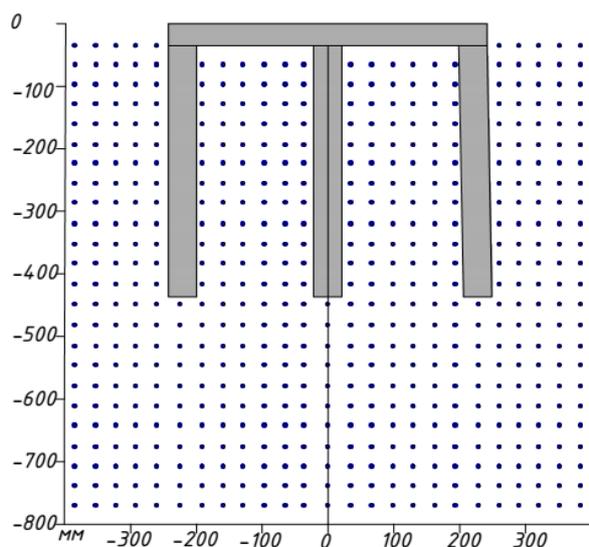


Рисунок 2.7. Схема установки марок

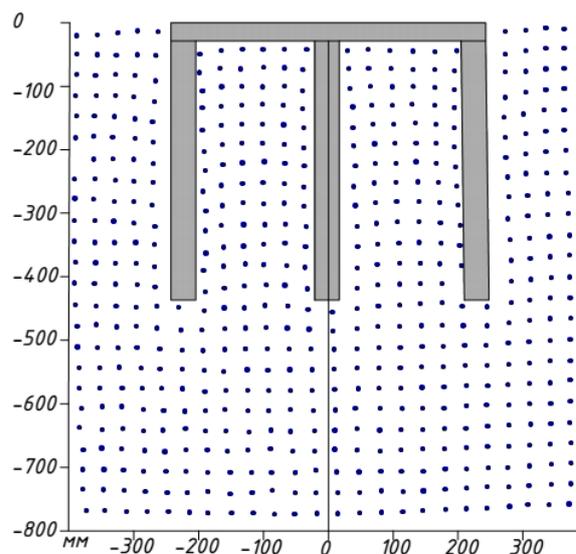


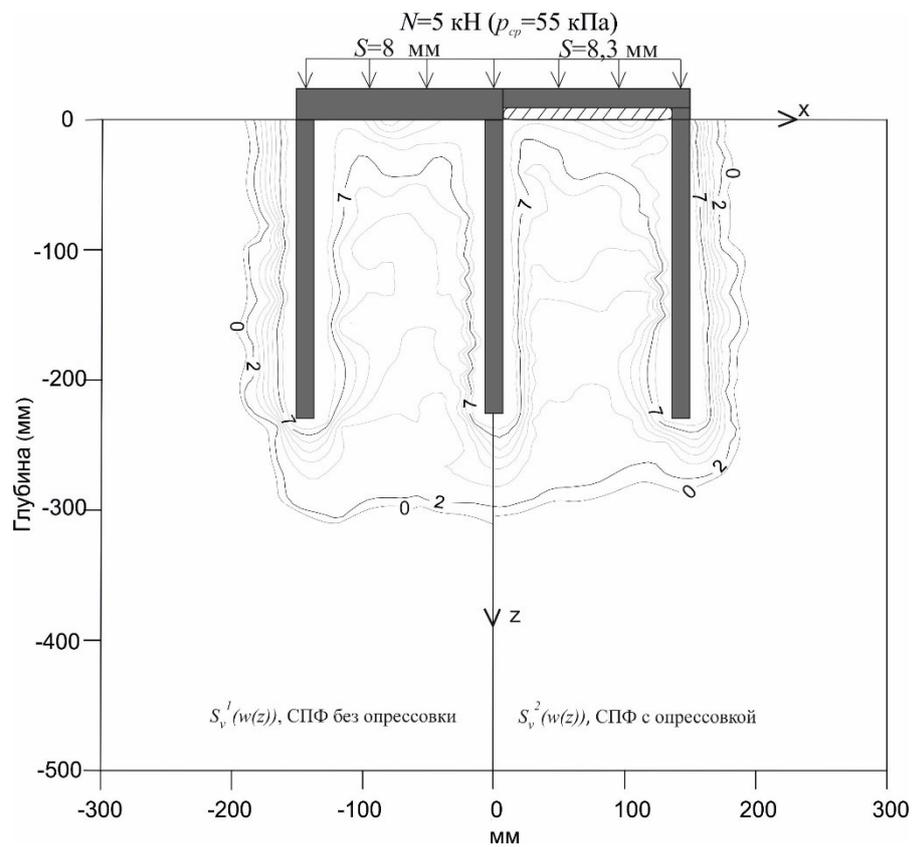
Рисунок 2.8. Деформированная схема расположения марок при  $N=10\text{кН}$  ( $p_{cp}=111\text{ кПа}$ ) для плитно-свайного фундамента

Для каждой ступени нагружения моделей СПФ и СПФ с опрессовкой зафиксирован примерно одинаковый качественный характер деформирования.

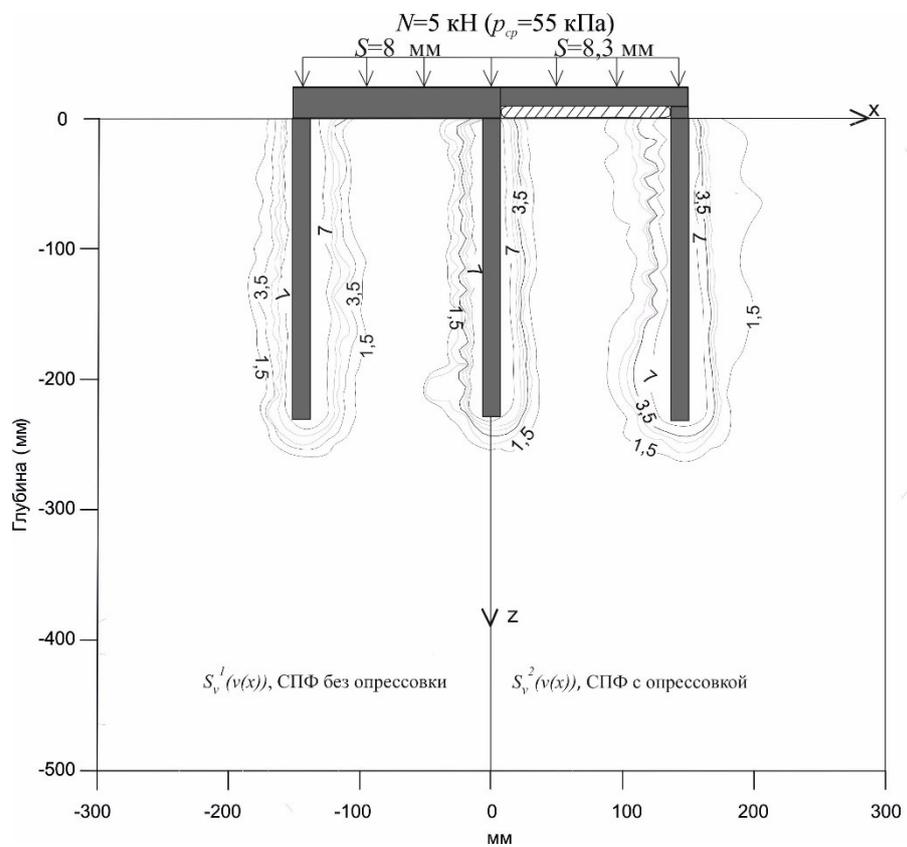
По результатам обработки данных получены изолинии искомых деформаций основания моделей для моделей СПФ и СПФ с опрессовкой для ступеней при  $N=5\text{кН}$  ( $p_{cp}=55\text{ кПа}$ ) (рисунок 2.9),  $N=8\text{ кН}$  ( $p_{cp}=88\text{ кПа}$ ) (рисунок 2.11) и  $N=10\text{кН}$  ( $p_{cp}=111\text{ кПа}$ ) (рисунок 2.15).

Для моделей СПФ до опрессовки основания, при действии нагрузки  $N=5\text{кН}$  ( $p_{cp}=55\text{кПа}$ ) (рисунок 2.9 а), зафиксированы максимальные значения его вертикальных деформаций  $w(z) = 8\text{мм}$ , глубина распространения осадок составила до  $1B$  ( $B$  – ширина фундамента).

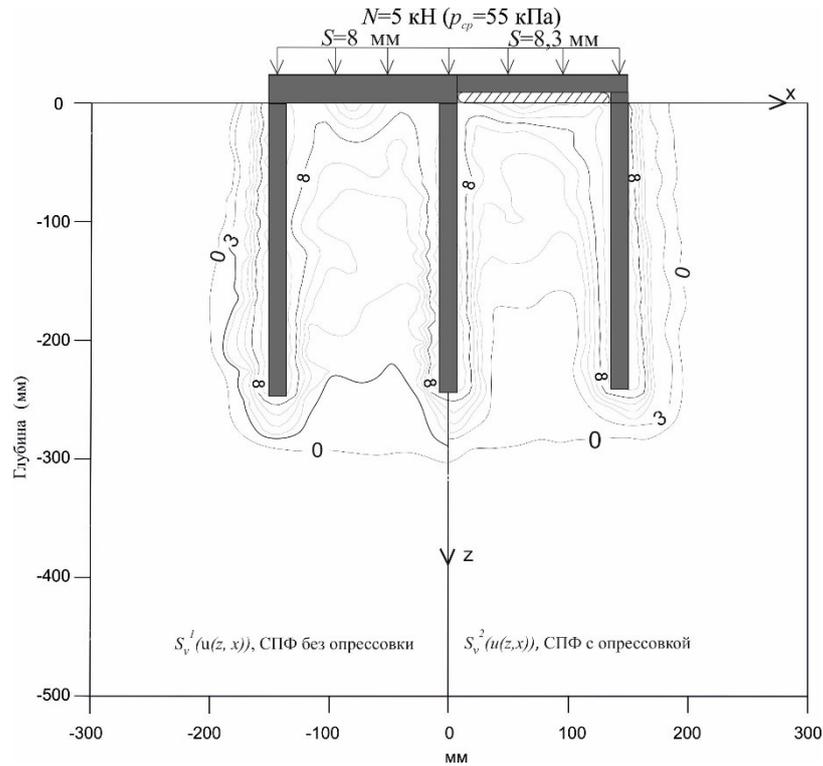
а)



б)



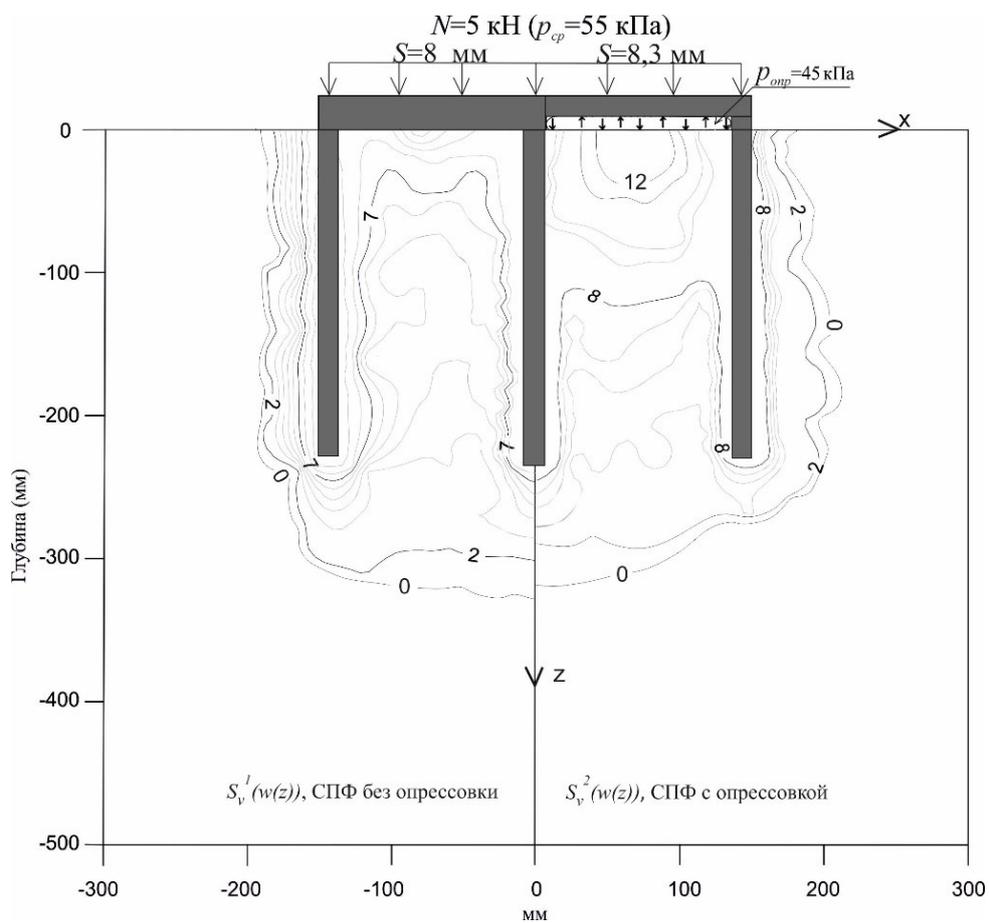
В)



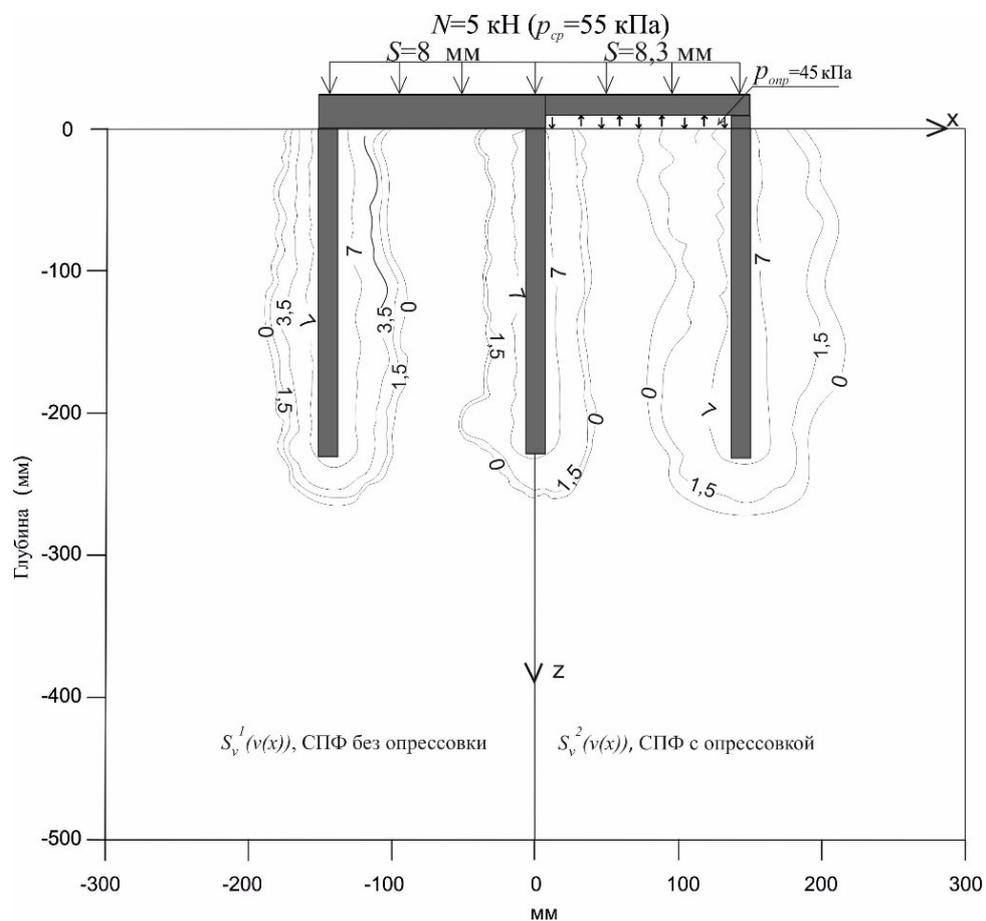
**Рисунок 2.9.** Изолинии перемещений до опрессовки при  $N=5 \text{ кН}$  ( $p_{cp}=55 \text{ кПа}$ )  
**а** – вертикальные  $w(z)$ , **б** – горизонтальные  $v(x)$ , **в** – полные  $u(z, x)$

Для модели СПФ после опрессовки основания, при действии нагрузки  $N=5 \text{ кН}$  ( $p_{cp}=55 \text{ кПа}$ ) (рисунок 2.10а), зафиксированы максимальные значения его вертикальных деформаций в зоне воздействия опрессовки  $w(z) = 12 \text{ мм}$ , глубина распространения осадок составила до  $1B$  ( $B$  – ширина фундамента). Осадка модели СПФ осталась неизменной и составляет  $7 \text{ мм}$ .

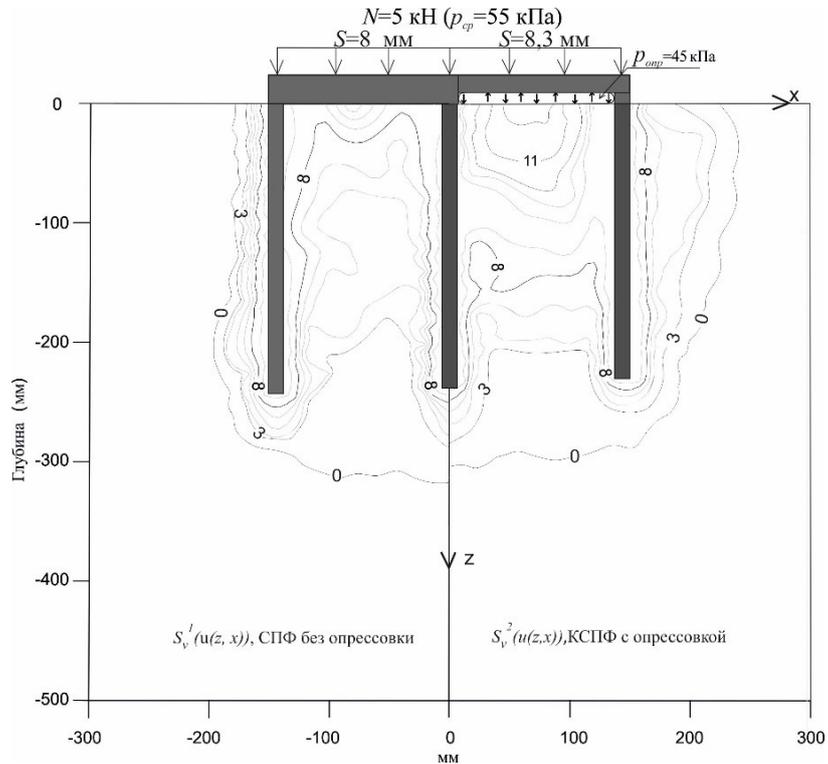
а)



б)



В)

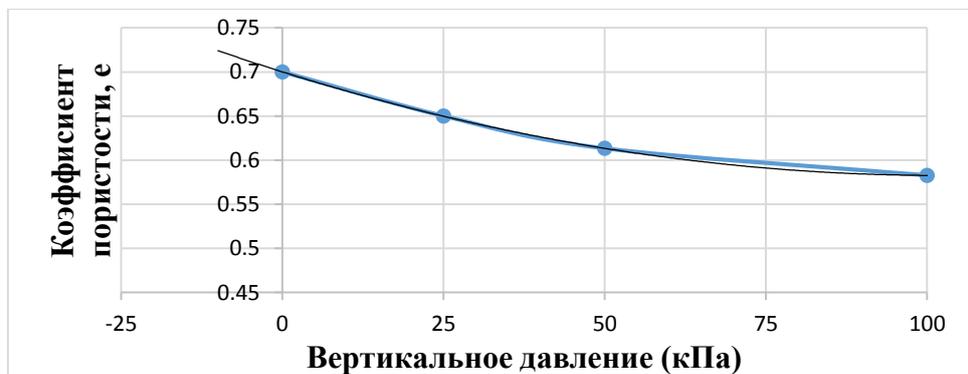


**Рисунок 2.10.** Изополя деформаций после опрессовки ( $N=5\text{ кН}$  ( $p_{cp}=55\text{ кПа}$ ):

**а** – вертикальные  $w(z)$ , **б** – горизонтальные  $v(x)$ , **в** – полные  $u(z, x)$

Таким образом, при проведении опрессовки происходит доуплотнение основания, повышение деформационных характеристик и меняется напряженное состояние в основании, что при дальнейшем нагружении приводит к снижению сжимаемости основания.

Для оценки изменения сжимаемости при опрессовке были выполнены лабораторные испытания грунта при вертикальном давлении 50 кПа, 100 кПа, 200 кПа и 400 кПа в приборе компрессионного сжатия. После проведения испытания были получены зависимости коэффициента пористости от вертикального давления.



**Рисунок 2.11.** График изменения коэффициента пористости от внешнего давления  $e = f(p)$

По результатам лабораторных испытаний при помощи построения уравнений касательной графика была найдена производная и получено уравнение (2.1 и 2.2) в диапазоне  $p=0 \dots 100$  кПа (рисунок. 2.11).

$$y = 0,000004x^2 - 0,0016x + 0,6931 \quad (2.1)$$

$$y' = 2Ax - B = 2 * 0,000004 * 25 - 0,0016 \quad (2.2)$$

**Таблица 2.1.** Определение модуля деформации в компрессионном приборе

Наименование характеристик	X-Вертикальное давление, кПа			
	$p=0$ кПа	$p=25$ кПа	$p=50$ кПа	$p=100$ кПа
$m_0 (y' = 2Ax - B)$	0,0016	0,0014	0,0012	0,0008
$e (y = 0,000004x^2 - 0,0016x + 0,6931)$	0,693	0,656	0,623	0,573
$m_v$	0,000941176	0,000823529	0,000705882	0,000470588
$E$ (МПа)	0,669	0,765	0,893	1,339

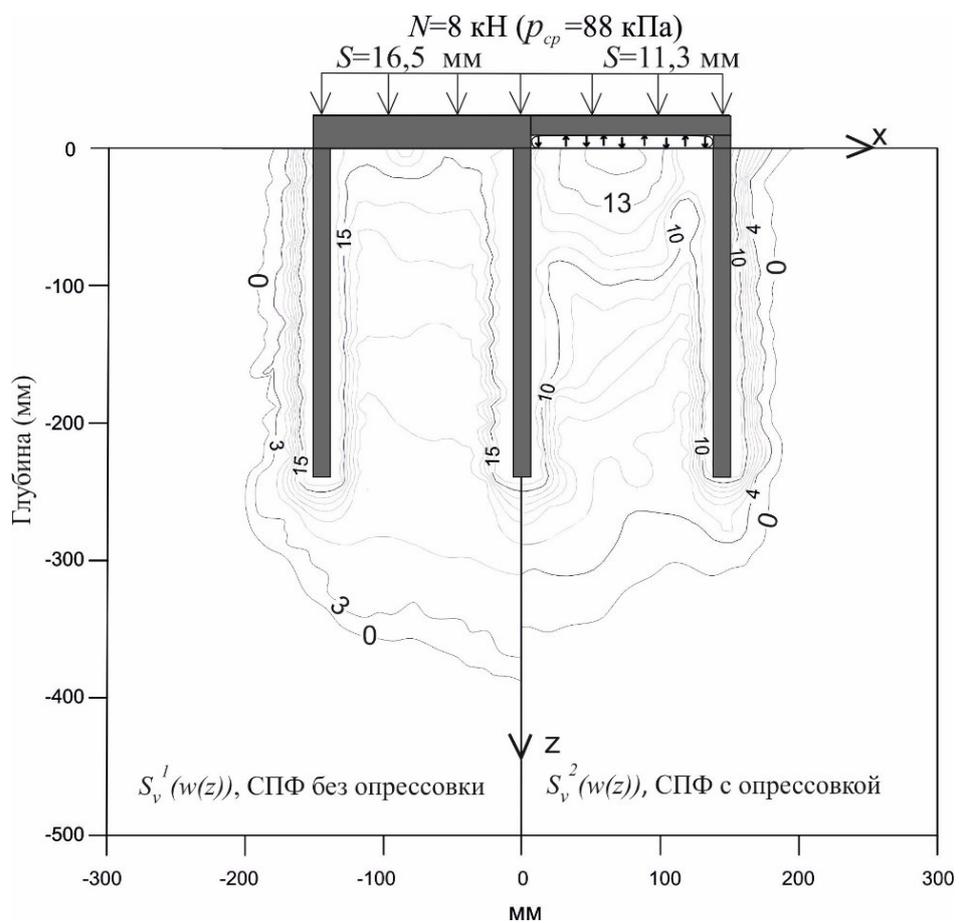
После нагнетания воздуха в резиновую расширяющуюся камеру, под давлением  $p_{опр}=45$  кПа, коэффициент пористости в активной зоне основания уменьшился, модуль деформации увеличился в среднем до 50%.

Для модели СПФ при действии нагрузки  $N=8$ кН ( $p_{ср}=88$ кПа) (рисунок 2.12а), зафиксированы максимальные значения его вертикальных деформаций  $w(z) = 16,5$ мм, развивающиеся под ростверком, глубина распространения осадок составила до  $1,4B$  ( $B$  – ширина фундамента).

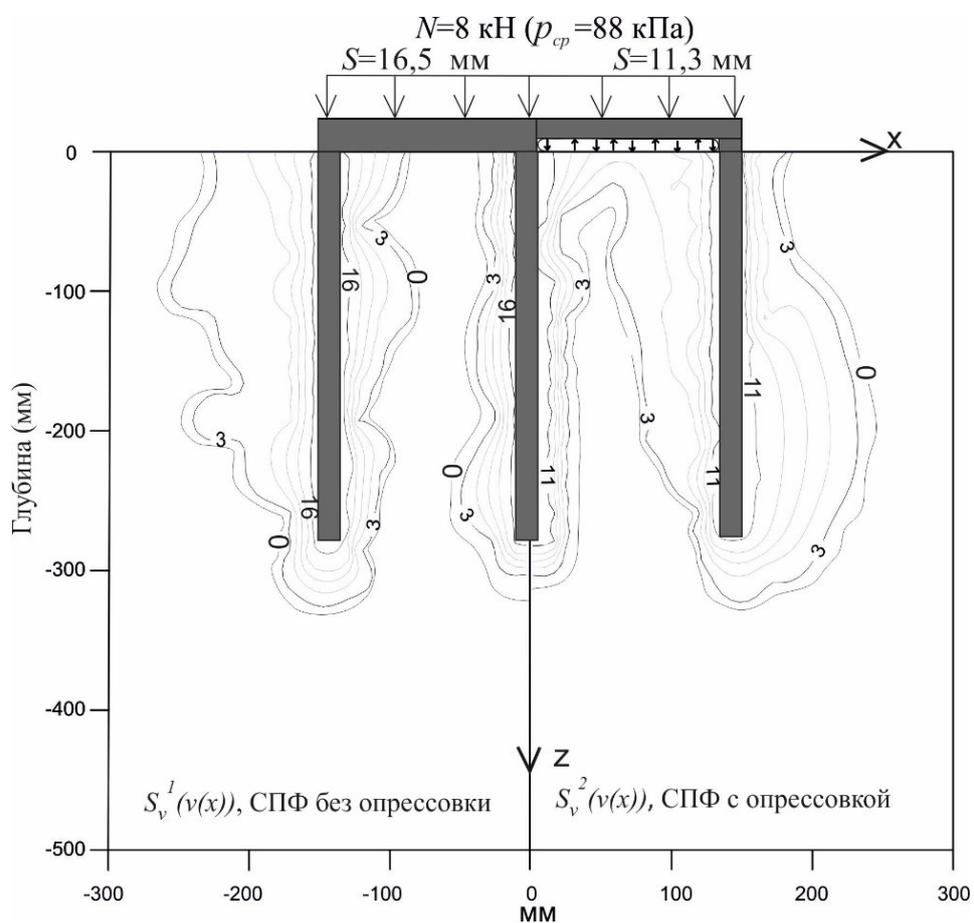
Для модели СПФ с опрессовкой основания при действии нагрузки  $N=8$ кН ( $p_{ср}=88$ кПа) (рисунок 2.12а), максимальные вертикальные деформации составили  $w(z) = 13$ мм. Указанные деформации зафиксированы под центром резиновой камеры и опрессовки, глубина распространения осадок составила до  $1,2B$ .

На основании графического анализа установлено, что площадь деформаций величиной более 3мм для модели СПФ ( $S_v^1(w(z))$ ) и модели СПФ с опрессовкой  $S_v^2(w(z))$  различаются в различаются на 10% ( $S_v^1(w(z)) = 1,1S_v^2(w(z))$ ).

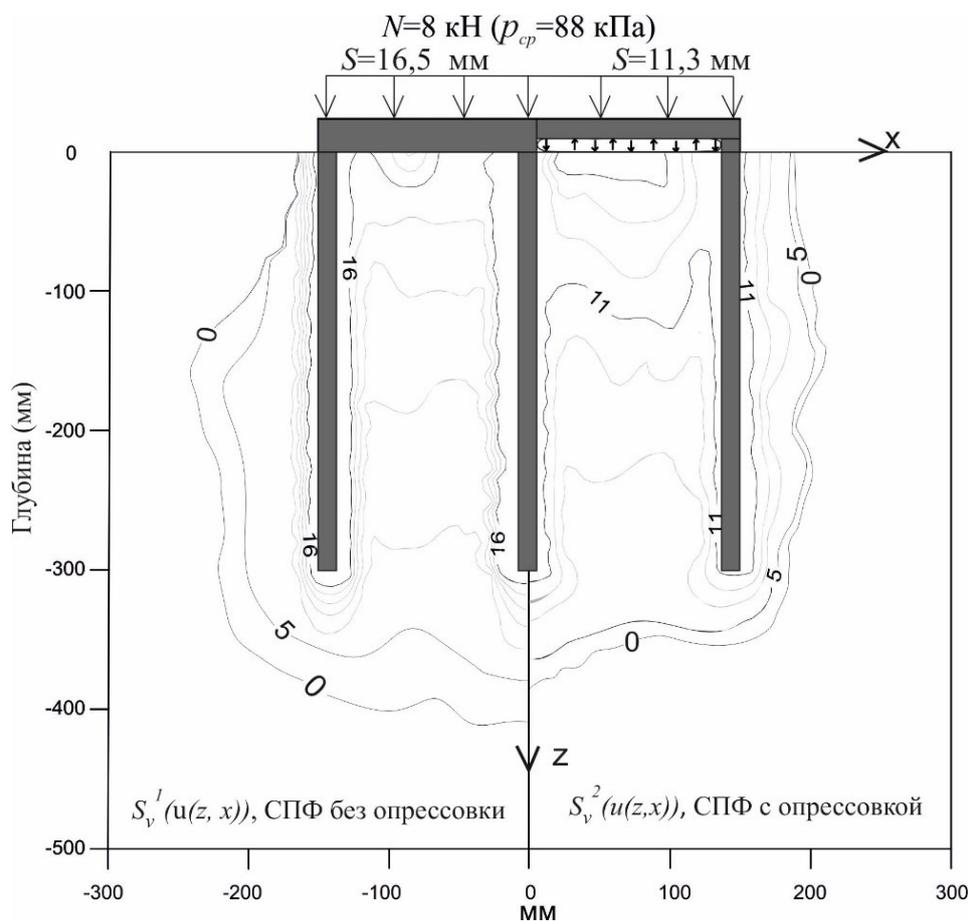
а)



б)

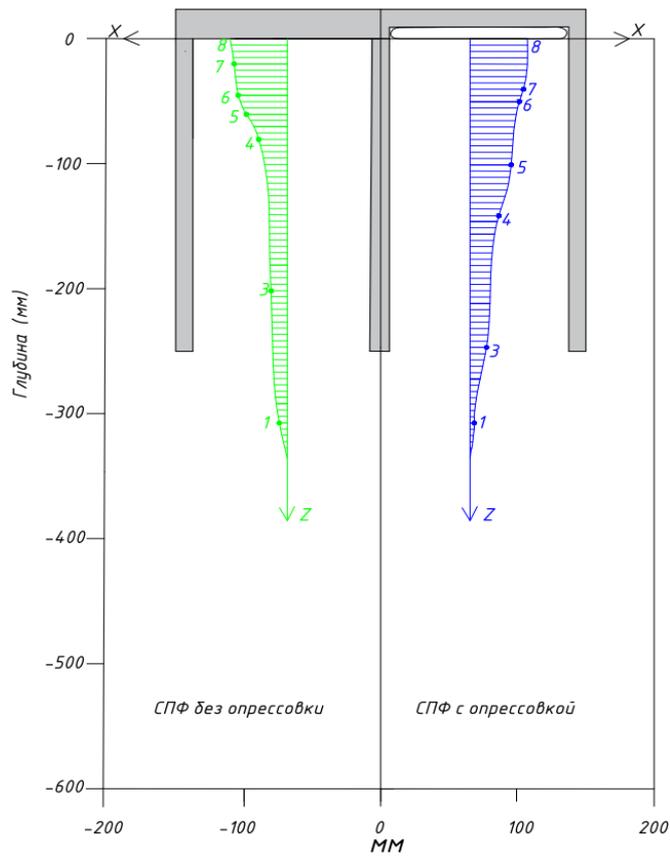


В)

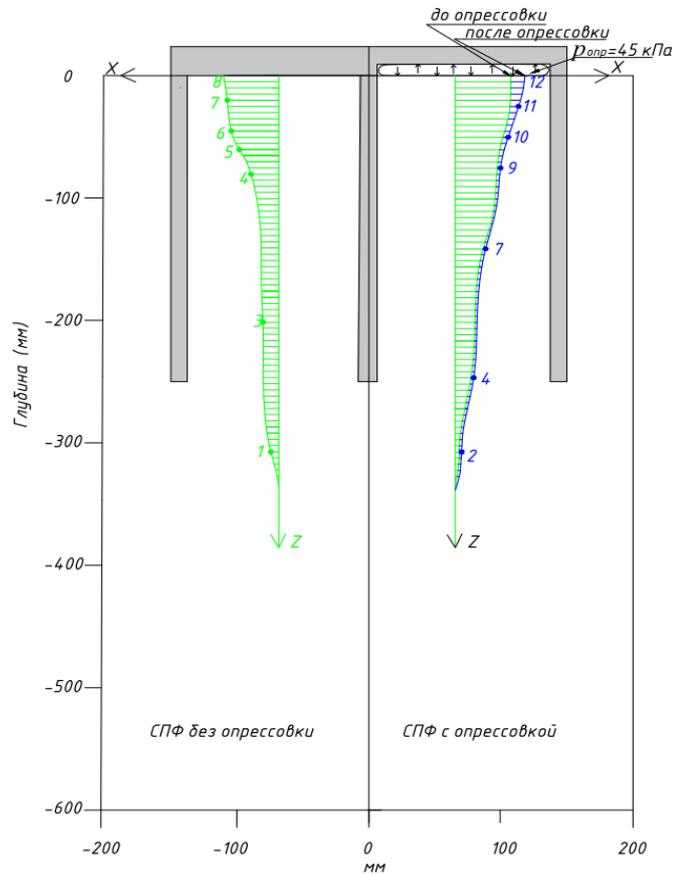


**Рисунок 2.12.** Изополя осадок ( $N=8$  кН ( $p_{cp}=88$  кПа)): **а** – вертикальные  $w(z)$ , **б** – горизонтальные  $v(x)$ , **в** – полные  $u(z, x)$

Глубина затухания полных перемещений грунта основания межсвайного пространства до опрессовки при  $N=5$  кН ( $p_{cp}=55$  кПа) для свайно-плитного фундамента равна  $1,1B$  (рисунок 2.13), для свайно-плитного фундамента с опрессовкой  $1,1B$ . После нагнетания воздуха в пролетной части при давлении опрессовки  $p_{опр}=45$  кПа глубина затухания полных перемещений грунта межсвайного пространства для свайно-плитного фундамента с опрессовкой составила  $1,2B$  (рисунок 2.14).

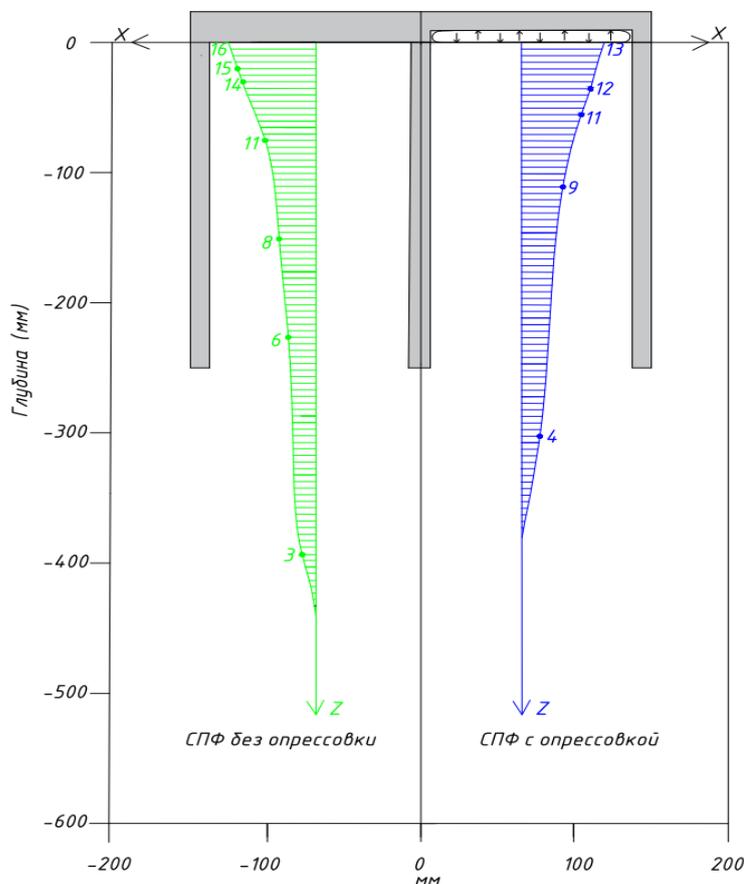


**Рисунок 2.13.** Эпюры вертикальных перемещений грунта межсвайного пространства до опрессовки при  $N=5$  кН ( $p_{cp}=55$ кПа)



**Рисунок 2.14.** Эпюры вертикальных перемещений грунта межсвайного пространства после опрессовки при  $N=5$  кН ( $p_{cp}=55$ кПа)

Глубина затухания полных перемещений грунтового основания межсвайного пространства при  $N=8$  кН ( $p_{cp}=88$  кПа) для свайно-плитного фундамента равна  $1,4B$  (рисунок 2.15), для свайно-плитного фундамента с опрессовкой  $1,2B$ .

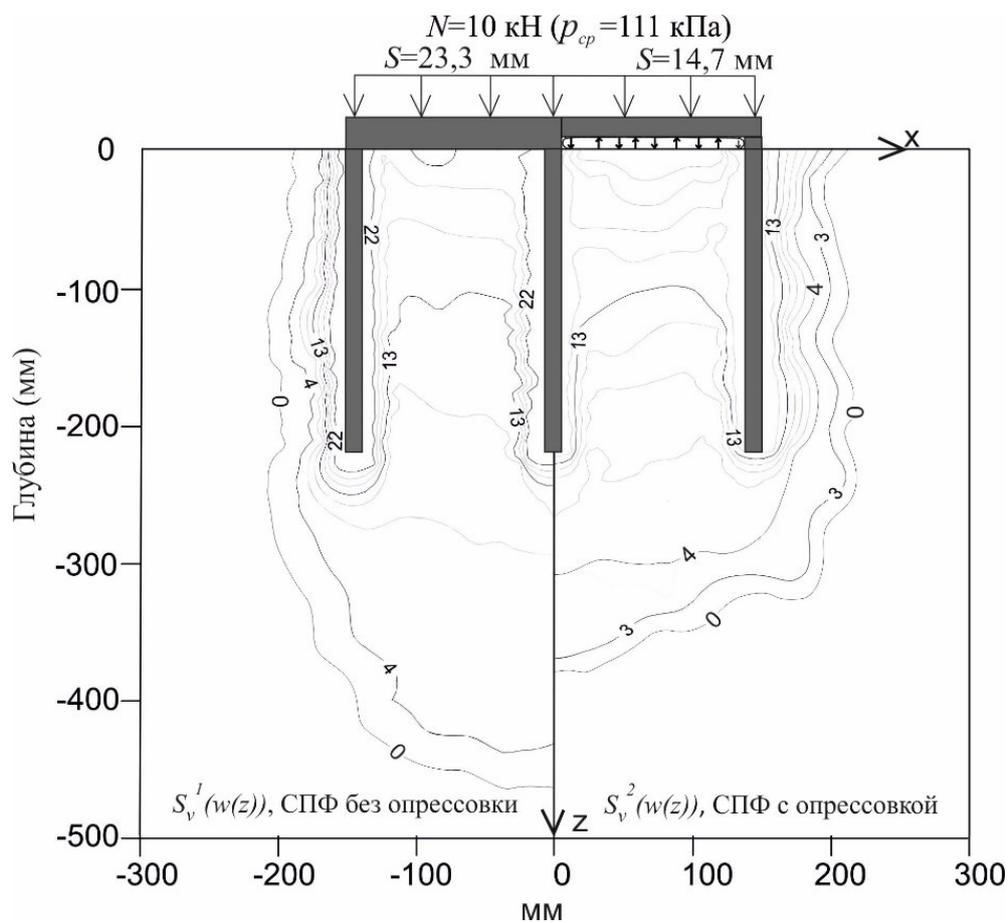


**Рисунок 2.15.** Эпюра вертикальных перемещений грунта межсвайного пространства при  $N=8$  кН ( $p_{cp}=88$  кПа)

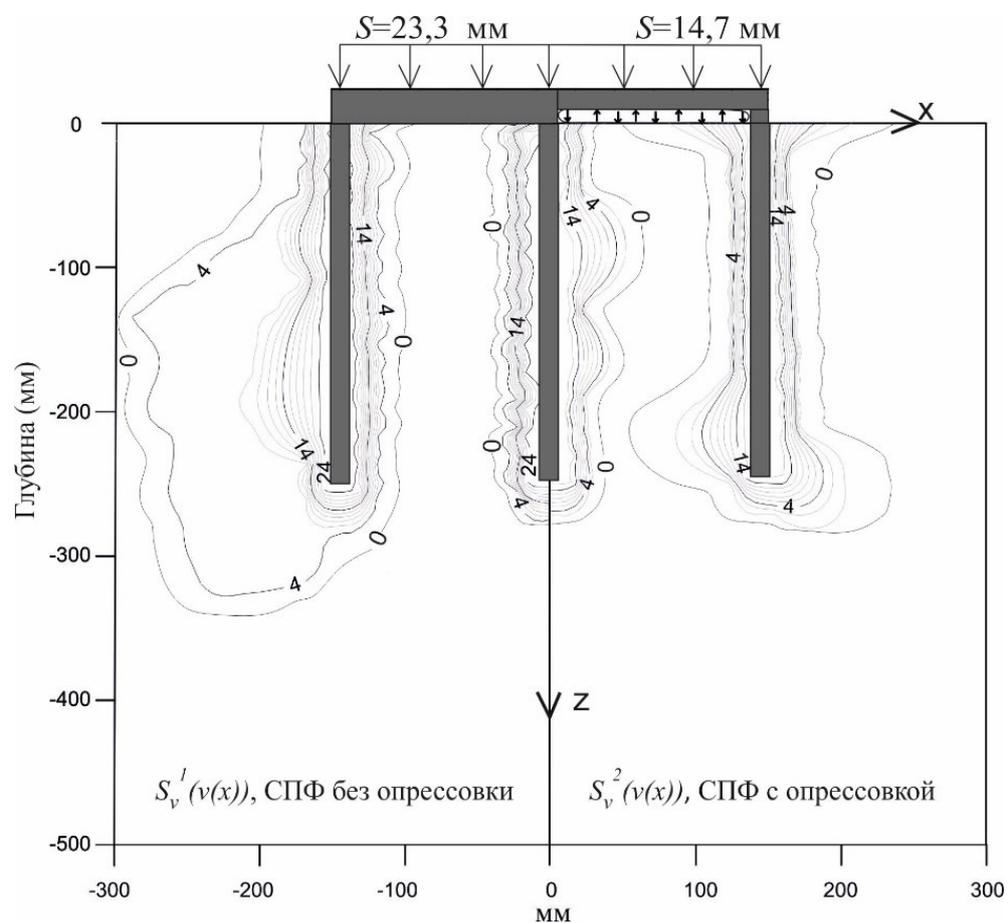
Для модели СПФ при действии нагрузки  $N=10$ кН ( $p_{cp}=111$ кПа) (рисунок 2.16а) зафиксированы максимальные значения его вертикальных деформаций  $w(z) = 23,3$ мм, развивающиеся под ростверком, глубина распространения осадок составила до  $1,7B$  ( $B$  – ширина фундамента).

Для модели СПФ с опрессовкой основания при действии нагрузки  $N=10$ кН ( $p_{cp}=111$ кПа) (рисунок 2.16а) максимальные вертикальные деформации составили  $w(z) = 14,7$ мм. Указанные деформации зафиксированы под центром резиновой камеры и опрессовки, глубина распространения осадок составила до  $1,3B$ . На основании графического анализа установлено, что площадь деформаций величиной более 4мм для модели СПФ ( $S_v^1(w(z))$ ) и модели СПФ с опрессовкой  $S_v^2(w(z))$  различаются на 30% ( $S_v^1(w(z)) = 1,3S_v^2(w(z))$ ).

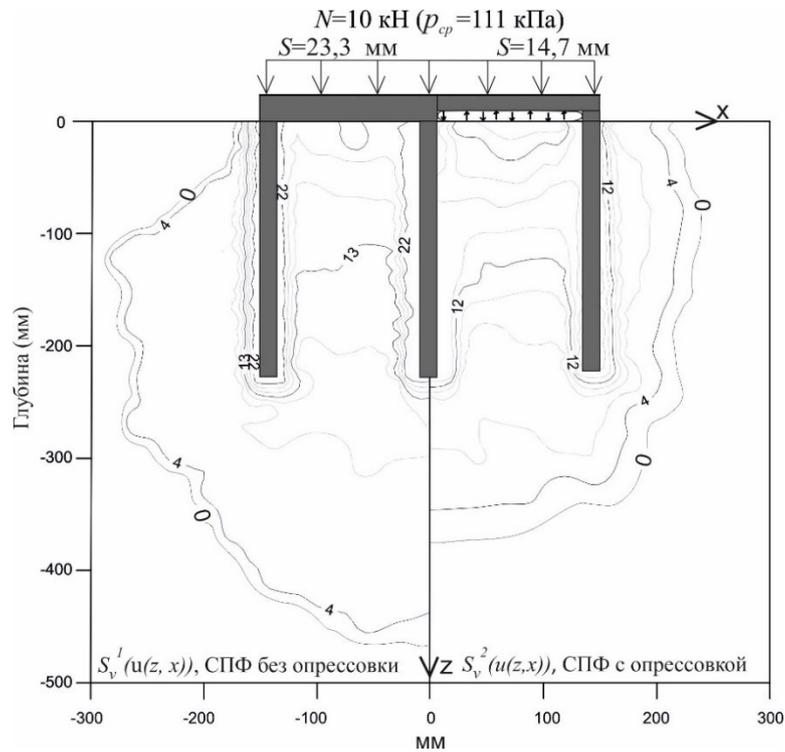
а)



б)

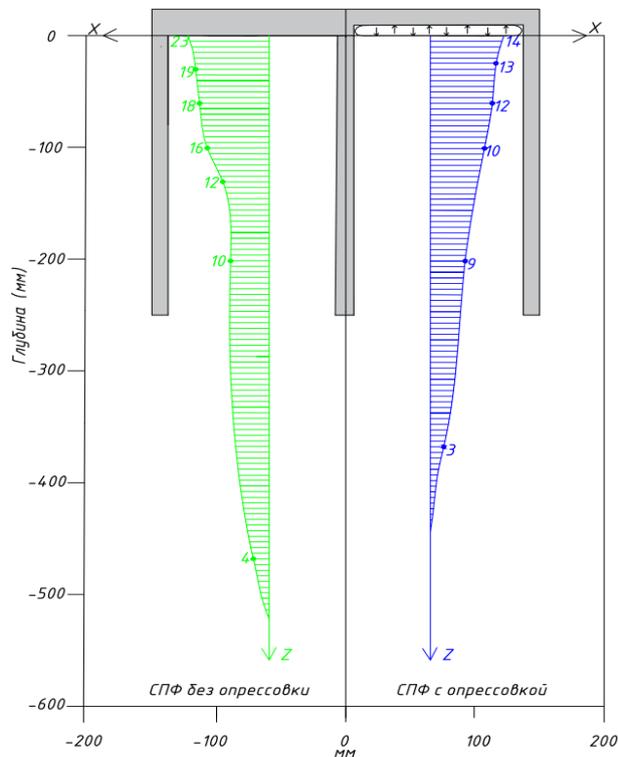


В)



**Рисунок 2.16.** Изополя деформаций ( $N=10$  кН ( $p_{cp}=111$  кПа)): **а** – вертикальные  $w(z)$ , **б** – горизонтальные  $v(x)$ , **в** – полные  $u(z, x)$

Глубина затухания полных перемещений грунта основания межсвайного пространства при  $N=10$  кН ( $p_{cp}=111$  кПа) для свайно-плитного фундамента равна  $1,7B$  (рисунок 2.17), для свайно-плитного фундамента с опрессовкой –  $1,3B$ .



**Рисунок 2.17.** Эпюры вертикальных перемещений грунта в межсвайном пространстве при  $N=10$  кН ( $p_{cp}=111$  кПа)

## 2.4. Выводы по главе 2

1. Изучение особенностей взаимодействия комбинированных свайно-плитных фундаментов (СПФ) с опрессовкой грунтового основания на моделях позволило оценить положительное влияние опрессовки контактного слоя грунтового основания на его деформирование при дальнейшем нагружении.

2. Установлено, что для маломасштабных моделей фундаментов применение опрессовки величиной до  $p_{опр}=0,4 p_{ср}$  позволяет обеспечить снижение конечной осадки модели СПФ с опрессовкой до 1,4 раз по сравнению с моделью СПФ без опрессовки.

3. Выявлено, что после воздействия опрессовки на грунтовое основание в пролетной части фундамента, модуль деформации в активной зоне основания увеличился в среднем до 50%. После опрессовки поверхности основания приращение деформаций модели СПФ снизилось до 2-х раз в сравнении с осадкой модели СПФ без опрессовки до общего прироста нагрузки, соответствующего величине опрессовки.

4. Установлено, что применение опрессовки основания в рамках лабораторных исследований позволило при полной передаваемой нагрузке снизить глубину сжимаемой толщи до 23%.

5. Для модели СПФ при давлении на основание  $p_{ср}=111\text{кПа}$  зафиксированы максимальные значения его вертикальных деформаций  $w(z) = 23,3\text{мм}$ , развивающиеся под ростверком. Глубина распространения осадок составила до  $1,7B$  ( $B$  – ширина фундамента).

Для модели СПФ с опрессовкой основания при действии полной нагрузки максимальные вертикальные деформации составили  $w(z) = 14,7\text{мм}$ . Указанные деформации зафиксированы под центром резиновой камеры и опрессовки. Глубина распространения осадок составила до  $1,3B$ .

На основании графического анализа установлено, что площадь деформаций величиной более 4мм для модели СПФ ( $S_v^1(w(z))$ ) и модели СПФ с опрессовкой ( $S_v^2(w(z))$ ) различаются на 30% ( $S_v^1(w(z)) = 1,3S_v^2(w(z))$ ).

6. Доказано, что при увеличении нагрузок на фундаменты, например в условиях реконструкции, а также при недостаточной несущей способности свай, в качестве эффективного инженерного решения может быть применена технология переустройства ленточных свайных фундаментов в комбинированный с выполнением опрессовки основания.

Очевидно, что полученные на моделях результаты исследований носят качественный характер для изучения закономерностей взаимодействия реальных фундаментов с грунтовыми основаниями. Однако эффективность предлагаемого метода, подтвердившаяся в новом строительстве и на представленных модельных экспериментах, очевидна для условий реконструкции и требует проведения дальнейших, в том числе теоретических исследований.

# ГЛАВА 3

## АНАЛИЗ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ КОМБИНИРОВАННОЙ СИСТЕМЫ УСИЛЕНИЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ С ГРУНТОВЫМ ОСНОВАНИЕМ НА ОСНОВАНИИ РАСЧЕТНОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ

### 3.1. Общие положения

В третьей главе рассматривается расчетное взаимодействие системы усиления ленточных свайных фундаментов (далее – ЛСФ) путем их переустройства в комбинированный с опрессовкой и цементацией основания. Представлены результаты аналитических расчетов и численного моделирования, выполнен количественный анализ влияния системы усиления на НДС грунтового массива.

В рассматриваемой системе усиления оболочка после твердения нагнетаемого раствора увеличивает свое сечение и как следствие, в определенной степени изгибную жесткость. При опрессовке, то есть нагнетании раствора между оболочкой и криволинейным грунтовым основанием, создается предварительное напряжение растяжения в оболочке и происходит доуплотнение и предварительное напряжение грунтового основания в активном слое между ростверками. В данной главе исследуются вопросы количественной оценки опрессовки на изменение НДС грунтового основания и несущей способности свай.

При инъецировании грунтового основания гидроразрывами, также происходит доуплотнение грунтов и формирование в грунтовом массиве дополнительного (наведенного) напряженного состояния, которое меняет деформационные свойства массива и влияет на несущую способность свай, что также является предметом исследования данной главы.

Задачей аналитических расчетов и численного моделирования является определение влияния процесса опрессовки и инъецирования грунтового основания гидроразрывами на взаимодействие комбинированных ленточных свайных фундаментов с грунтовым основанием, с учетом технологии производства работ.

### 3.1.1. Выбор конструкции, объединяющей ростверки

К настоящему времени разработано множество различных способов усиления свайных фундаментов [9, 19, 30, 33, 57, 63]. Некоторые из этих способов предусматривают переустройство свайных фундаментов в комбинированные фундаменты [6, 19, 57, 68, 75, 105]. Также существуют способы переустройства ленточных фундаментов мелкого заложения в сплошные с опрессовкой грунтового основания [15, 57, 71, 113,]. Применение решений, предусматривающих переустройство свайных ленточных фундаментов в комбинированные с предварительным напряжением грунтов основания, путем *опрессовки*, будут обладать рядом преимуществ, а именно:

- уплотнение грунта в верхней (активной) зоне под ростверком;
- включение составляющих системы усиления в работу с основанием без приращения деформаций и нагрузки;
- улучшение прочностных и деформационных свойств грунтового массива;
- повышение несущей способности свай за счет дополнительного бокового обжатия.

В качестве пролетной конструкции может рассматриваться плита или оболочка. Преимуществами плитного фундамента в качестве пролетной конструкции являются: наибольшая долговечность среди всех видов фундаментов, ее эксплуатационный ресурс превышает 150 лет; высокая технологичность выполнения бетонных работ; достаточно высокая жесткость при работе на изгиб; выполнение роли горизонтального пола; возможность обустройства подвала, защищенного от воздействия грунтовых вод.

Недостатками плитного фундамента являются: высокая стоимость; высокий расход материалов: бетона и арматуры; повышенная трудоемкость; необходимость существенного вмешательства в конструкцию ростверков для обеспечения совместной работы плиты и ростверка.

Преимуществом оболочек являются: минимизация веса фундаментов или расхода материалов (бетона до 70%, стали до 20%) на единицу несущей

способности; минимальное вмешательство в конструкцию ростверков; повышение модуля деформации массива грунта за счет создания в нем дополнительных горизонтальных напряжений.

При этом следует выделить ряд недостатков присущих фундаментам-оболочкам, большая часть из которых не является существенной и имеет общий характер: достаточно высокая трудоемкость работ на единицу объема конструкции; отсутствие установленных норм и правил проектирования; малые объемы практической реализации на объектах строительства [15, 70].

Таким образом, из рассмотренных вариантов, обеспечивающих равную надежность, исходя из суммарного рассмотрения технологических, конструктивных и экономических параметров, целесообразным следует считать применение оболочечной конструкции [57, 75, 85, 88].

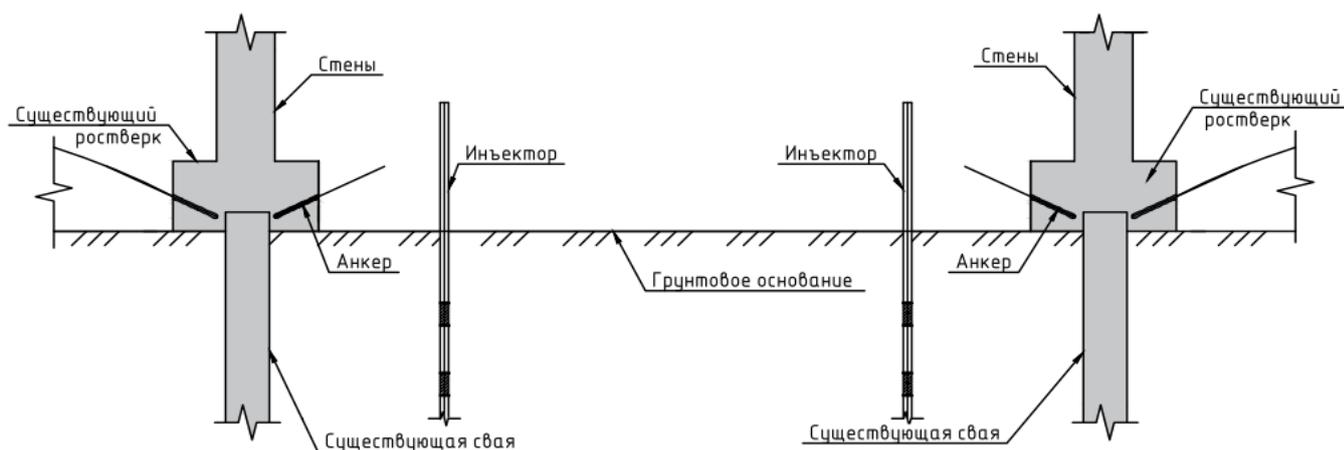
### **3.1.2. Технология устройства системы усиления ленточных свайных фундаментов**

В разработанной системе усиления устанавливается следующий общий порядок проведения работ: этап 1 – переустройство существующих ленточных свайных фундаментов в сплошные комбинированные с опрессовкой грунтового основания; этап 2 – усиление грунтового основания цементацией.

#### **Последовательность выполнения работ. Этап 1.**

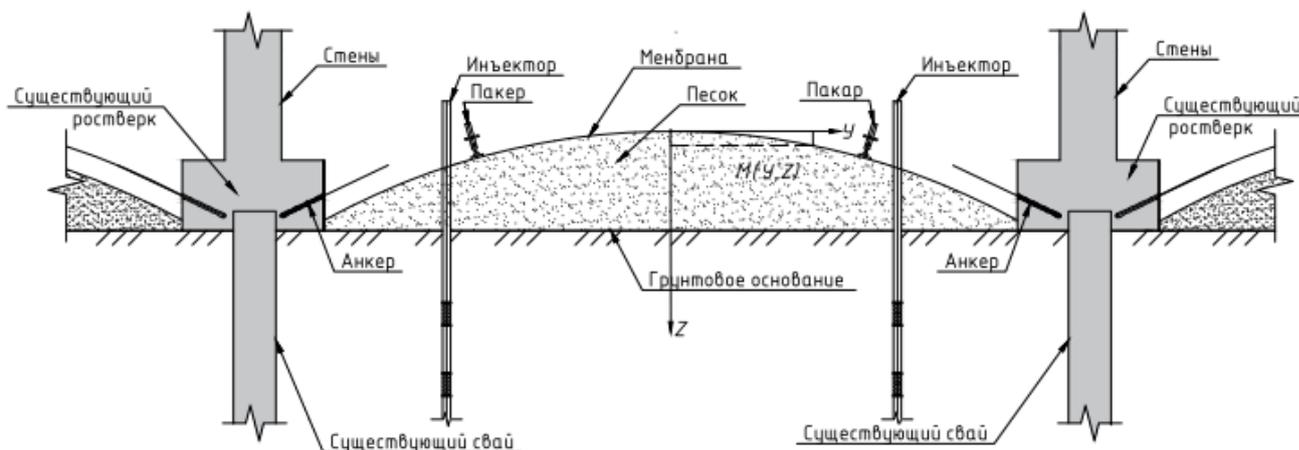
Рассматриваемый в настоящей работе способ усиления ленточных фундаментов, на примере оболочечной конструкции, предполагает следующую этапность технологических операций:

а) Изготовление секций сборных перфорированных иньекторов для последующей цементации основания (Этап 2). Бурение скважин в основании пролетных зон с установкой иньекторов и устройство анкеров в ростверках для соединения с армосетками оболочки (рисунок 3.1).



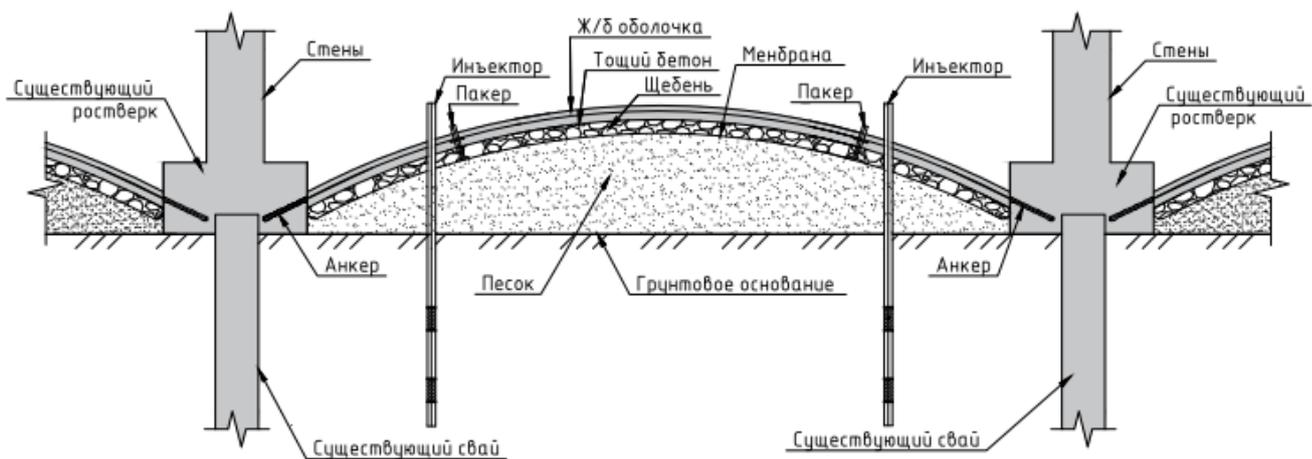
**Рисунок 3.1.** Монтаж труб-инъекторов для выполнения цементации

б) Планировка грунтового основания по координатам минеральным грунтом: например, песком, мелким щебнем или ПГС с уплотнением для сохранения заданной криволинейной формы. По спланированной поверхности основания укладывается мембрана. Далее устанавливают пакеры, не нарушающие сплошность мембраны (рисунок 3.2).



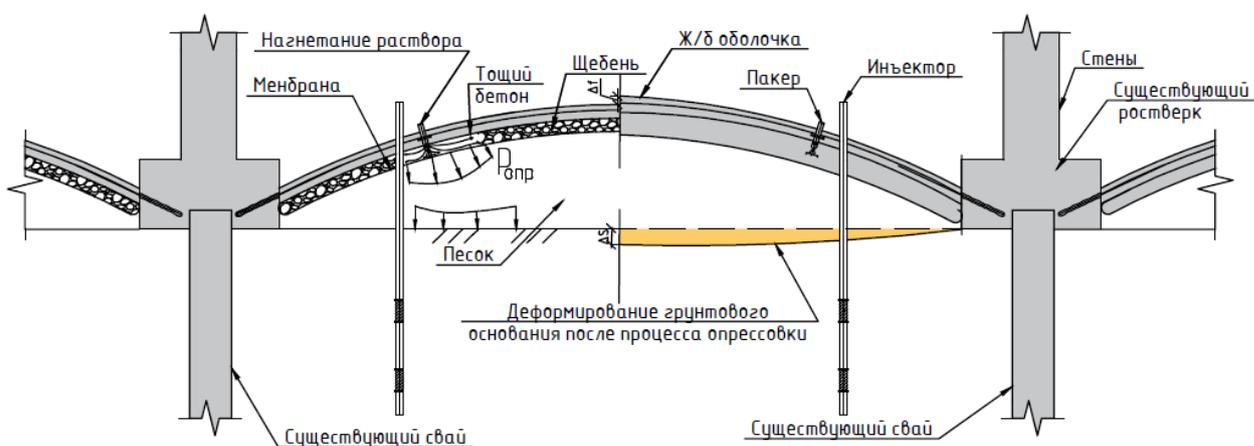
**Рисунок 3.2.** Планировка основания

в) Укладка щебеночного слоя на мембрану. Щебеночный слой перекрывается гидроизоляционной пленкой с укладкой на пленку защитного слоя тощего бетона. Выполняется армирование оболочечной части согласно расчету производится бетонирование конструкции усиления (рисунок 3.3).



**Рисунок 3.3.** Устройство конструкции усиления в пролетной части.

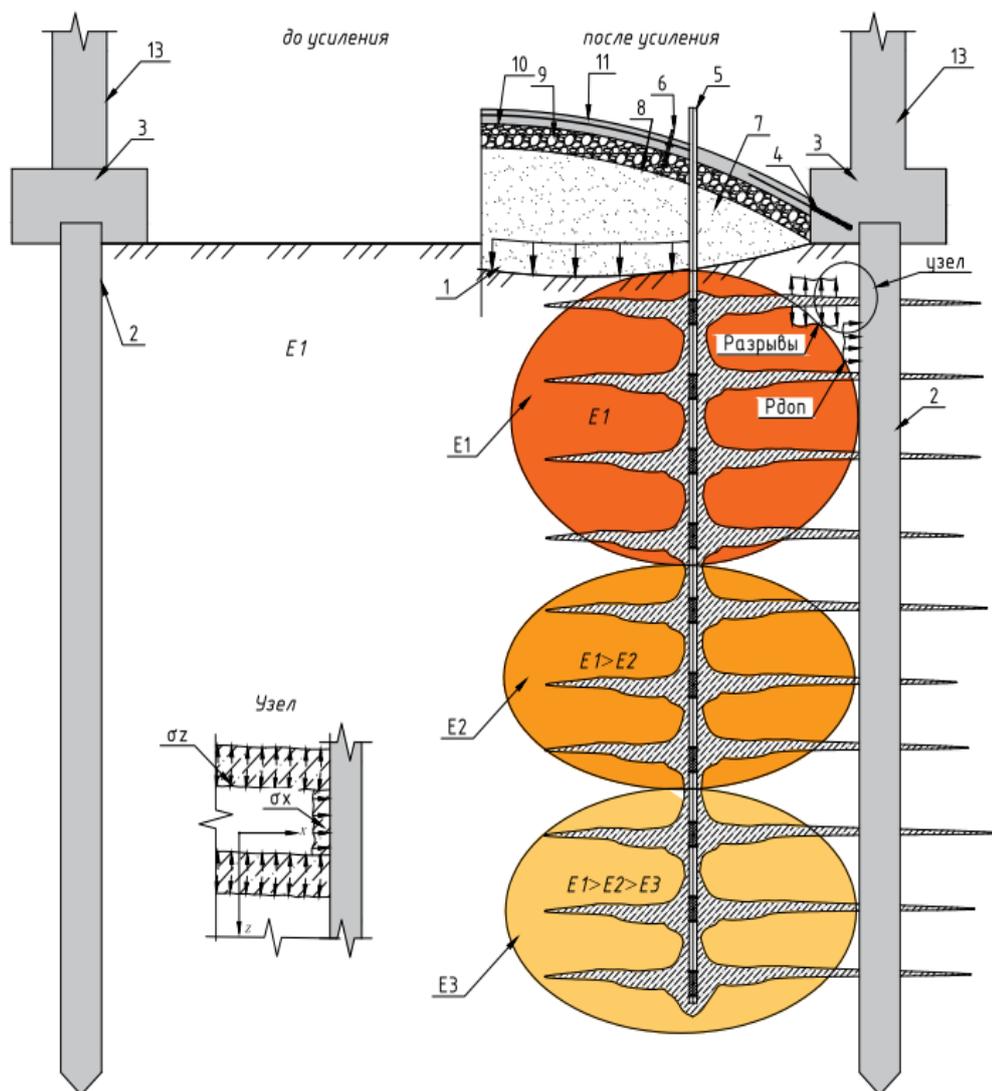
г) Выполнение опрессовки основания (рисунок 3.4)



**Рисунок 3.4.** Выполнение включения основания в совместную работу с усиливаемым фундаментом

## Этап 2.

Цементация основания выполняется восходящим способом по манжетной технологии с образованием в грунтовом массиве разнонаправленных «гидроразрывов», заполненных цементным раствором (рисунок 3.5). Задачей выполнения цементации является уменьшение деформируемости массива и повышение прочностных характеристик грунта основания [10, 12, 14, 44, 77, 79, 94].



**Рисунок 3.5.** Фрагмент усиления ленточных свайных фундаментов переустройством в комбинированный с опрессовкой и цементацией основания: 1 - грунтовое основание; 2 - существующие сваи; 3 - существующий ростверк; 4 - анкеры; 5 - инъекторы для грунтового массива; 6 - пакеры; 7 - песок; 8 - профилированная мембрана; 9 - щебень; 10 - тощий бетон; 11 - ж/б оболочка; 12 - гидроразрыв; 13 - стены

Нагнетание раствора в инъекторы для закрепления грунта и уплотнения основания осуществляется восходящим способом в несколько этапов.

### 3.2. Изменение модуля деформации (E) грунтов при усилении фундаментов

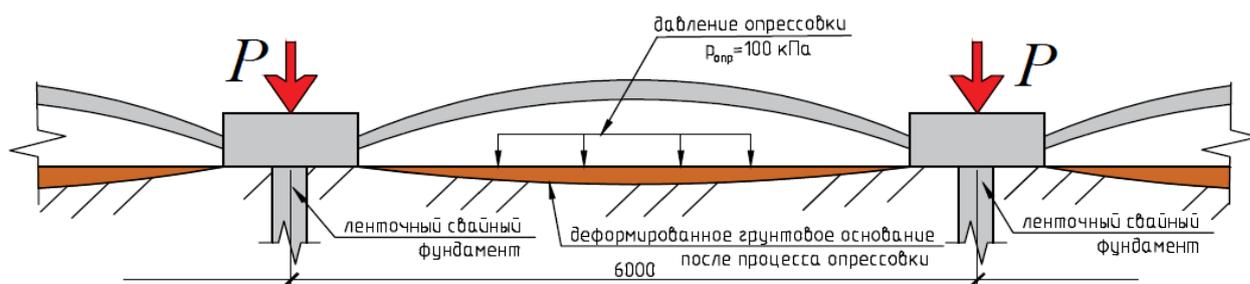
#### 3.2.1. Влияние опрессовки на изменение модуля деформации грунтов основания

Воздействие давления опрессовки создает дополнительное обжатие, которое в соответствии с законом Кулона, увеличивает силы трения на контакте свая-грунт и тем самым повышает несущую способность свай.

В процессе опрессовки изменяются физико-механические характеристики грунтового основания: увеличивается плотность и уменьшается коэффициент пористости грунтов [57, 70, 75, 85]. При нагнетании раствора в подбололочное пространство повышаются прочностные и деформационные характеристики в активной зоне основания.

Применительно к реальным зданиям выполнена численная оценка изменений свойств массива грунтового основания, сложенного суглинком мягкопластичной консистенции.

Задача рассмотрена в плоской постановке, влияние воздействия соседних пролетов не учитывается. Характеристики грунта:  $E = 5$  МПа,  $\gamma = 19,5$  кН/м<sup>2</sup>,  $e = 0,95$ ,  $I_L = 0,7$ . Конструктивное исполнение фундамента представлено на рисунке 3.6.



**Рисунок. 3.6.** Схема к определению изменения физико-механических характеристик основания при действии  $p_{опр}$

Расчет деформаций основания выполнен по методу послойного суммирования согласно СП 22.13330 [107] (таблица 3.1).

**Таблица 3.1.** К расчету деформаций основания

№ точки	$h$ (м)	$z$ (м)	$\xi=2z/b$	$\alpha$	$\sigma_{zgi}$	$\sigma_{zyi}$	$\sigma_{zpi}$	$0,2\sigma_{zg}$	$S$
0	-	-	-	1	-		100	-	-
1	1.3	1.3	0.4	0.972	56.55	31.01	98.60	11.31	0.020509
2	1.2	2.5	0.8	0.848	67.95	30.65	91.00	13.59	0.017472
3	1.2	3.7	1.2	0.682	91.35	30.09	76.50	18.27	0.014688
4	1.2	4.9	1.6	0.532	114.75	28.94	60.70	22.95	0.011654
5	1.1	6.0	2.0	0.414	136.2	27.57	47.30	27.24	0.008325
6	1	7.0	2.3	0.325	155.7	26.18	36.95	31.14	0.005912
7	1	8.0	2.7	0.26	175.2	24.90	29.25	35.04	0.004680
$\Sigma S, \text{ м}$									<b>0.083240</b>

Проведём вычисления физико-механических характеристик грунта, измененных после опрессовки. Коэффициент пористости после опрессовки вычислим по формуле:

$$e' = e_0 - (1 + e_0) s/h \quad (3.1)$$

В трудах В.А. Григорьева, О.И. Игнатовой, В.И. Осипова, Н.А. Румянцевой, В.Н. Соколова в разное время были рассмотрены вопросы изменения деформационных характеристик от коэффициента пористости грунтов.

Уравнения, использованные для обработки, имеют вид [92]:

$$E = 71,429e^2 - 137,14e + 72,85 \quad (3.2)$$

$$C = 57,143e^2 - 117,71e + 72,4 \quad (3.3)$$

$$\varphi = -14,286e^2 + 3,4286e + 26,55 \quad (3.4)$$

При нагнетании раствора при давлении опрессовки  $p_{opr}=100$  кПа для мягкопластичного суглинка максимальное увеличение модуля деформации  $\Delta E$  составило до 42%. Распределение параметра  $\Delta E$  от пористости грунта за счет нагнетания раствора при давлении  $p_{opr}=100$  кПа представлено на рисунке 3.8.

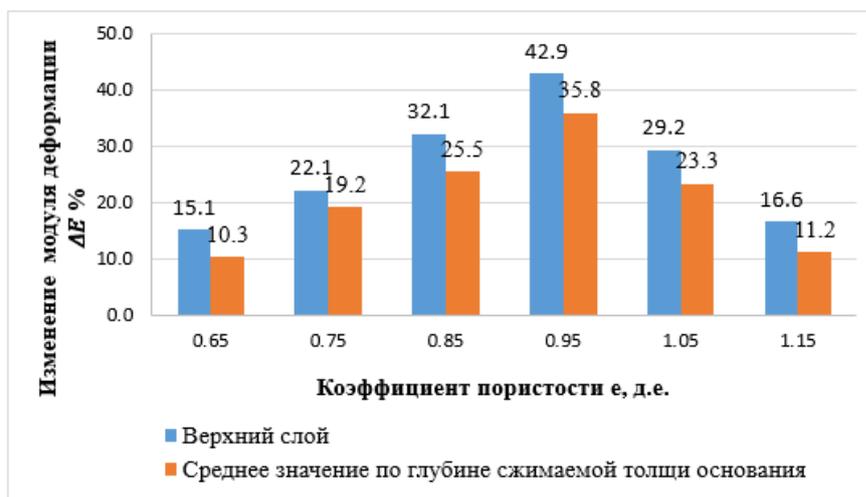


Рисунок 3.8. Диаграмма изменения  $E$  от  $e$  при давлении опрессовки  $p_{opr}=100$  кПа.

При воздействии опрессовки модуль деформации основания в зависимости от его пористости изменяется нелинейно. Зависимость носит полиномиальный характер с выраженным экстремумом [75]. Для мягкопластичного суглинка при коэффициенте пористости  $e = 0,8 \div 0,95$  наблюдается максимальное повышение средневзвешенного модуля деформации на величину до 10-35%, для полутвердого суглинка на величину до 15%.

### 3.2.2. Изменение модуля деформации грунтов при цементации

Для определения изменения значения модуля деформации после выполнения цементации основания был принят алгоритм расчета, представленный в работах [37, 77, 79, 80].

Для расчета зададимся исходными характеристиками массива грунта под фундаментом:  $E_d = 5 \text{ МПа}$ ,  $e = 0,95$ ,  $n = 52\%$ .

Объем массива закрепляемого грунта:

$$V_d = \pi r_{cp}^2 * 1 \text{ м. п.} = 3,14 * 0,75^2 = 1,77 \text{ м}^3 \quad (3.6)$$

где  $r_{cp} = 0,75 \text{ м}$  – радиус зоны уплотнения и закрепления массива.

Модуль деформации закаченного в грунт раствора:  $E_s = 8000 \text{ МПа}$

**1) Определение модуля деформации грунта за счет армирования инъекцией [37, 77, 79, 80].**

$$E_a = \frac{f_a E_s E_d}{f_a k_a E_d + (1 - k_a) E_s} \quad (3.7)$$

$$f_a = \exp[k_a(1 + e_d)] \quad (3.8)$$

$$k_a = \frac{V_s \cdot V_p}{V_d^2} \text{ – коэффициент армирования грунта;} \quad (3.9)$$

$$V_p = V_d \times n = 1,77 \times 0,52 = 0,92 \text{ м}^3 \quad (3.10)$$

$$V_s = 1,75 \text{ м}^3 / 1 \text{ м.п.} \text{ – объем раствора для цементации;} \quad (3.11)$$

$$k_a = \frac{V_s * V_p}{V_d^2} = \frac{1,75 * 0,92}{1,77^2} = 0,51 \quad (3.12)$$

$$f_a = \exp[k_a(1 + e_d)] = \exp[0,51(1 + 0,95)] = 2,71 \quad (3.13)$$

$$E_a = \frac{f_a E_s E_d}{f_a k_a E_d + (1 - k_a) E_s} = \frac{2,71 * 8000 * 5}{2,71 * 0,51 * 5 + (1 - 0,51) * 8000} \quad (3.14)$$
$$= 27,87 \text{ МПа}$$

**2) Вычисление модуля деформации при уплотнении грунтов инъекцией [71, 77]:**

$$E_c = E_d \exp[e_d - e_c] \quad (3.15)$$

$$e_c = e_d - k_a(1 + e_d) \quad (3.16)$$

$$k_a = \frac{V_s \cdot V_p}{V_d^2} - \text{коэффициент, учитывающий степень армирования грунта} \quad (3.17)$$

$$V_p = V_d \cdot n = 1,77 \cdot 0,52 = 0,92 \text{ м}^3 \quad (3.18)$$

$V_s = 1,75 \text{ м}^3 / 1 \text{ м.н.}$  - объем раствора для цементации;

$$k_a = \frac{V_s \cdot V_p}{V_d^2} = \frac{1,75 \cdot 0,92}{1,77^2} = 0,51 \quad (3.19)$$

$$e_c = e_d - k_a(1 + e_d) = 0,95 - 0,51(1 + 0,95) = 0,85 \quad (3.20)$$

$$E_c = E_d \exp[e_d - e_c] = 5 \exp[0,95 - 0,21] = 7,5 \text{ МПа} \quad (3.21)$$

### 3) Модуль деформации после уплотнения и закрепления грунтового основания

$$E_{1,2} = \frac{E_c + E_a}{2} = \frac{7,5 + 27,87}{2} = 17,68 \text{ МПа} \quad (3.22)$$

На основании расчета построен график изменения модуля деформации грунтов, который показывает, что он зависит от коэффициента пористости грунта рисунок 3.9.

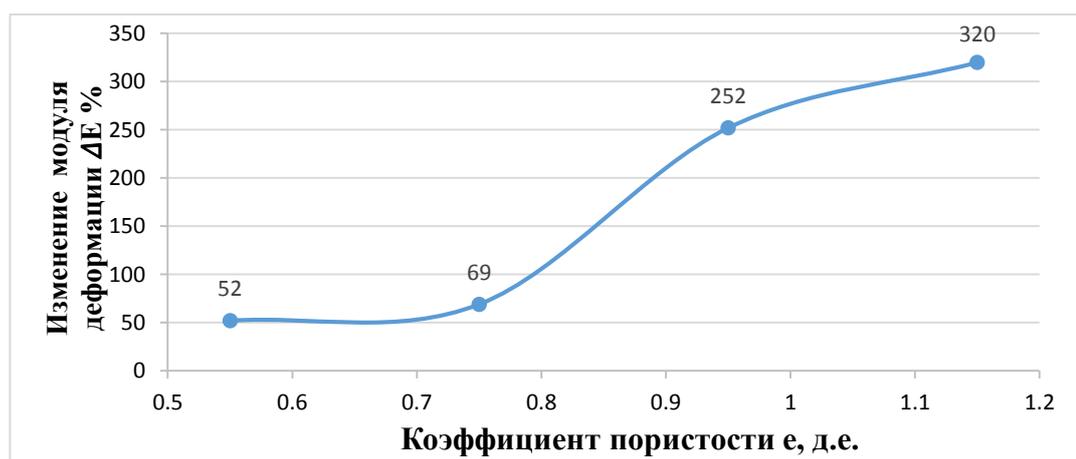


Рисунок 3.9. График зависимости  $\Delta E$  от  $e$  при давлении цементации  $p_{\text{цем}} = 0,4 - 0,6$  МПа

Проведённые расчеты (рисунок 3.9) показывают, что после нагнетания раствора при давлении от 0,4 до 0,6 МПа в пролетной части увеличивается модуль деформации грунтов для суглинка полутвердого на 52% ( $e=0,55$ ), для тугопластичного суглинка на 69% ( $e=0,55$ ), для мягкопластичного суглинка на

252% ( $e=0,95$ ), для текучепластичного суглинка на 320% ( $e=1,15$ ). Данная закономерность показывает, что эффективность инъектирования гидроразрывами повышается с ростом коэффициента пористости грунтов что эффективно для слабых грунтов мягко–текучепластичной консистенцией.

### **3.3. Влияние опрессовки и цементации грунтового массива на изменение НДС основания и несущей способности свай при усилении фундаментов**

**Допущение:** Приведенные в работе вопросы изменения НДС основания рассматриваются в упругой линейной постановке. Данное допущение базируется на общепринятых подходах, во–первых: по причине незначительности проявления нелинейных свойств в виду небольших относительных деформаций грунтов во–вторых: устанавливает «верхнюю» оценку изменения напряженного состояния основания, которое в условиях проявления таких взаимосвязанных процессов как релаксация и ползучесть могут в определенной степени снижать эффект первоначального «наведенного» напряженного состояния. Вопросами остаточного напряженного состояния занимались такие ученые как: Арипов Н.Ф [2], Мозгачева О.А. [52], Тер–Мартirosян З.Г. [86], Шулятьев О.А. [103]. На основании данных полученных в работах снижение начальных напряжений может составлять от 50 до 80%, то есть остаточные напряжения могут составлять от 50 до 20% от первоначальных, что необходимо учитывать при инженерных расчетах.

При опрессовке и создании гидроразрывов в массиве грунта изменяется его НДС, сваи фундамента обжимаются со всех сторон.

#### **3.3.1. Опрессовка грунтового основания**

Рассмотрим систему усиления свайного фундамента переустройством его в комбинированный с опрессовкой и цементацией основания.

Для расчета дополнительных боковых давлений применим решение И.Х. Митчела [75]. Найдем величины главных напряжений  $\sigma_1$  и  $\sigma_3$  по боковой поверхности свай определим боковые напряжения  $\sigma_{бокi}$  по формуле:

$$\sigma_{бокi} = \sigma_{3i} \cos \alpha_i + \sigma_{1i} \sin \alpha_i \quad 3.23$$

Распределение дополнительных боковых напряжений по длине рассматриваемой сваи представлено на рисунке 3.11.

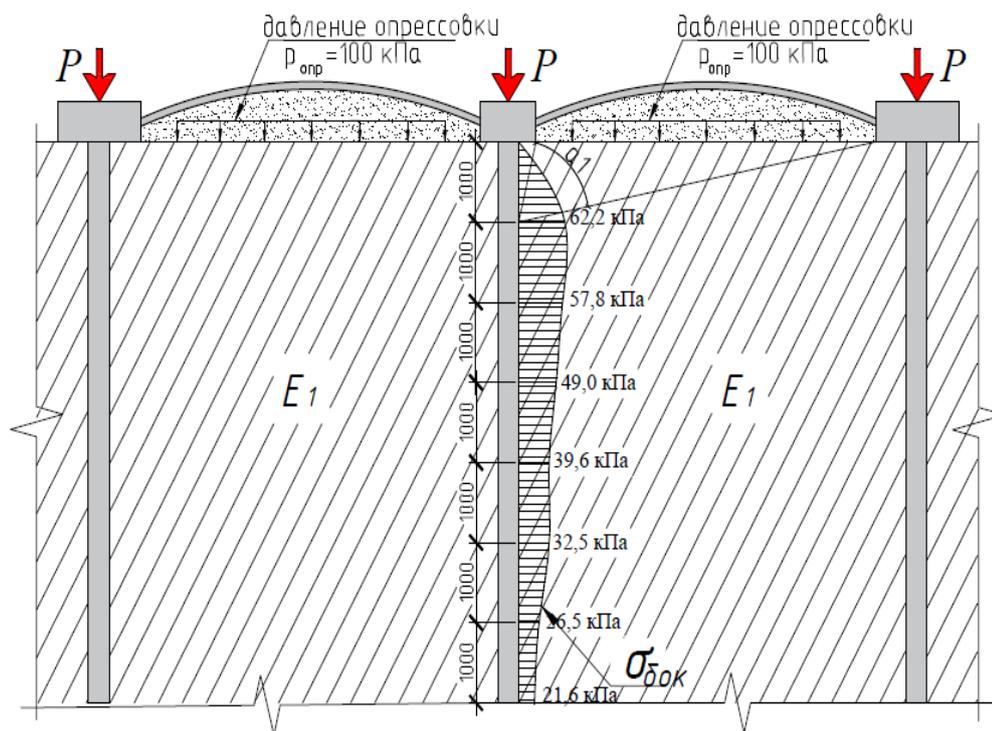


Рисунок 3.11. Эпюра распределения напряжений  $\sigma_{\text{бок}}$

Согласно СП 24.13330 «несущую способность  $F_d$ , кН висячей забивной и вдавливаемой сваи и железобетонной сваи-оболочки, погружаемой без выемки грунта, работающей на вдавливающую нагрузку, следует определять как сумму расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности по формуле» [83]:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i) \quad 3.24$$

Для рассматриваемого расчетного случая  $F_d = 160,5 \text{ кН}$ .

Увеличение несущей способности сваи при действии дополнительного бокового давления  $P_{\text{доп}}^i$  вычисляем по формуле [92, 93]:

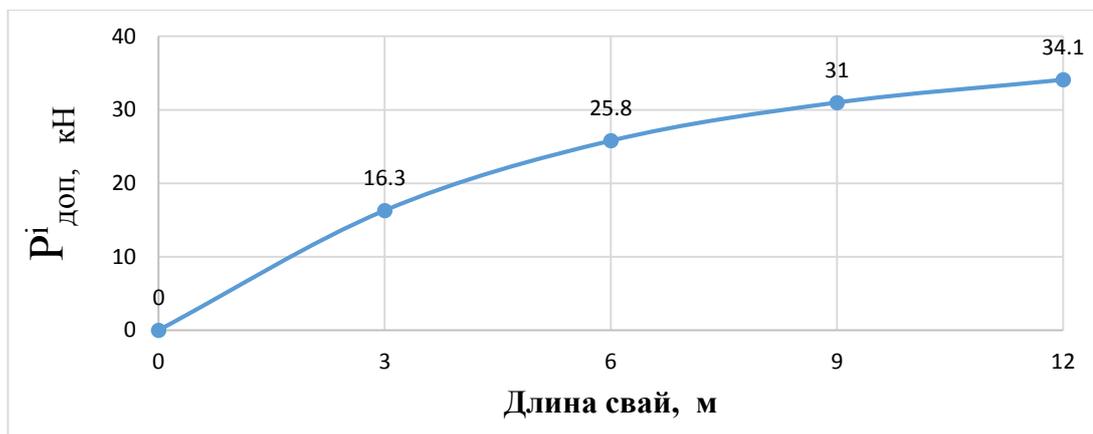
$$P_{\text{доп}}^i = (\sum \sigma_{\text{бок}}^i \text{tg} \varphi u h_i) \quad 3.25$$

где  $\sigma_{\text{бок}}^i$  – напряжения от бокового давления, кПа;

$h_i$  – высота участка, м;

$u$  – периметр сечения сваи, м.

Для рассматриваемого расчетного случая  $\sum_{i=1}^7 P_{\text{доп}}^i = 27,6 \text{ кН}$ .



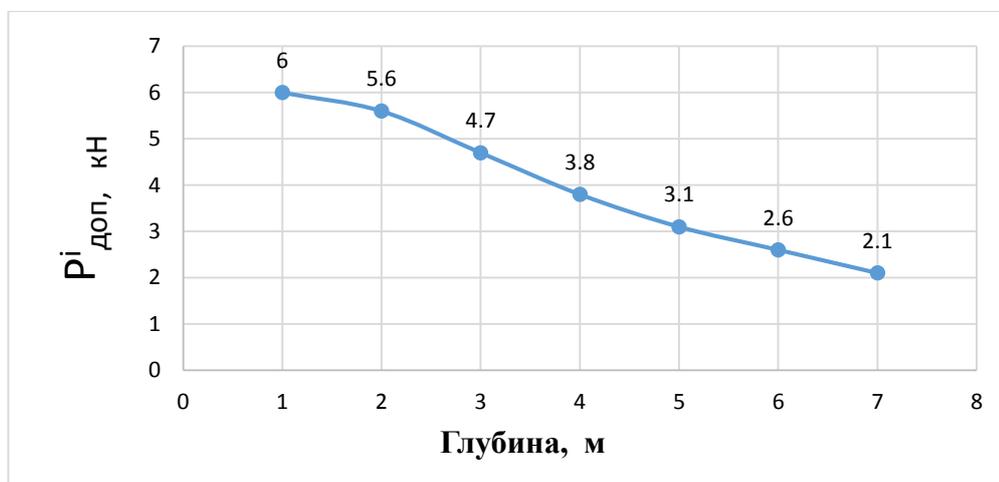
**Рисунок 3.12.** График зависимости приращения несущей способности свай  $P^i_{доп}$  от их длины при давлении опрессовки  $p_{опр}=100$  кПа

Из графика следует, что при увеличении длины погружения свай, дополнительная несущая способность свай увеличивается в абсолютных величинах, рост несущей способности затухает с увеличением длины свай. При максимальной длине рассматриваемых свай – 12 м, увеличение дополнительной несущей способности составило 34,1 кН.

Таким образом, суммарная несущая способность свай с учетом величины  $P_{доп}$  увеличилась на 17,5%, и составляет:

$$F'_d = F_d + \sum_{i=1}^7 P_{доп} = 160,5 + 27,6 = 188,6 \text{ кН} \quad (3.26)$$

Сверху вниз по длине свай численная величина  $P^i_{доп}$  снижается до 65% (рисунок 3.13). Также рассмотрен пример, когда при нагнетании раствора на контактной поверхности опрессовки увеличивается несущая способность крайних свай в среднем на 9%.



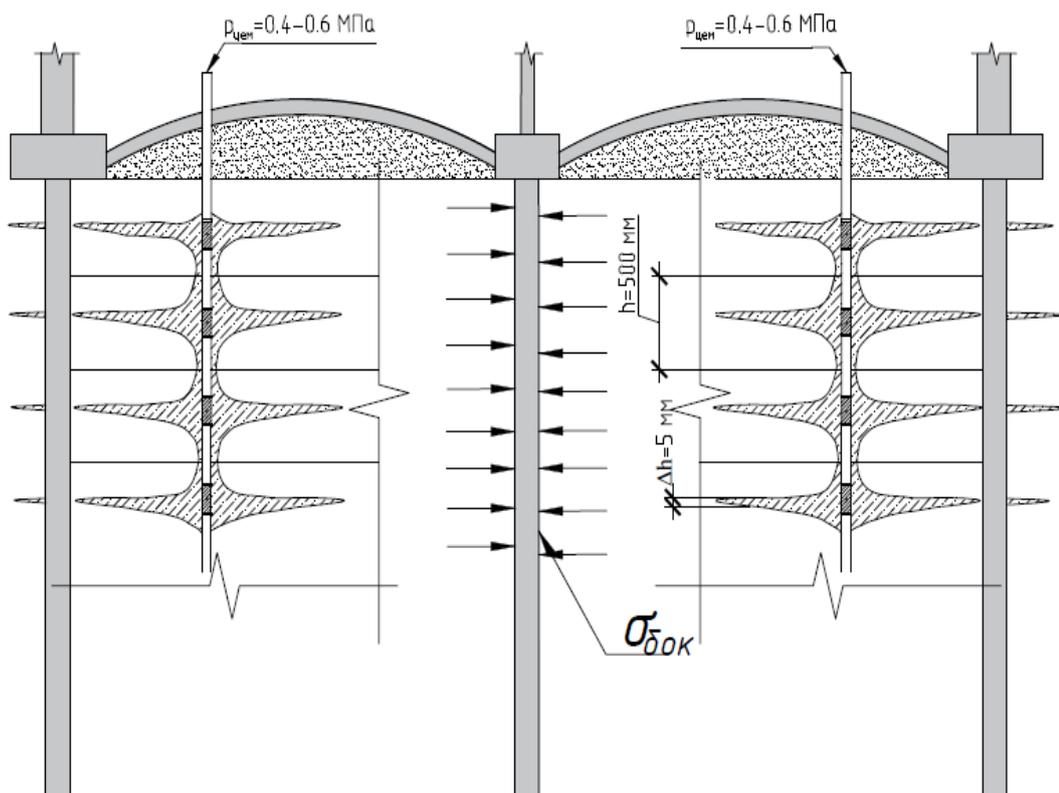
**Рисунок 3.13.** График зависимости приращения  $P^i_{доп}$  по длине свай

Проведённые расчеты показывают, что после нагнетания раствора в пролетной части увеличивается несущая способность сваи (сечением 300x300 мм, длиной 7 м) за счет обжатия ее грунтом: для суглинка полутвердого на 27% при  $e=0,65$ ; для тугопластичного суглинка на 22% при  $e=0,95$ ; для мягкопластичного суглинка на 18% при  $e=0,95$ ; для текучепластичного суглинка на 10% при  $e=1,15$ .

### 3.3.2. Цементация по манжетной технологии

Для оценки изменения несущей способности свай при нагнетании раствора в грунтовый массив (цементации) рассмотрен случай усиления основания под конструкцией фундамента. Грунтовое основание и конструкции фундамента аналогичны расчету приставленному в разделе 3.2.2.

Схема к определению дополнительных горизонтальных напряжений относительно боковой поверхности сваи представлена на рисунке 3.14.



**Рисунок 3.14.** Схема к определению дополнительных горизонтальных напряжений относительно боковой поверхности сваи

Для оценки влияния шага перфорации иньекторов и толщины линз гидроразрывов на величину обжатия свай был выполнен алгоритм расчета. Расчётная схема представлена на рисунке 3.14. Основание по длине иньектора разбито на слои высотой  $h$ , где  $h$  - расстояние между иньекционными отверстиями.

В результате гидроразрывов грунтового массива образуется линза толщиной  $\Delta h$ , на величину которой происходит деформация элементарного слоя.

Значение относительной деформации рассчитывается по формуле:

$$\varepsilon = \Delta h/h \quad 3.27$$

где  $\Delta h$  - толщина линзы гидроразрыва в массиве грунта, мм;

$h$  - высота участка мм;

Согласно Закону Гука вертикальные напряжения определяются по формуле:

$$\sigma_z = E * \varepsilon \quad 3.28$$

где  $E$  - модуль деформации грунта основания, МПа;

$\varepsilon$  - относительная деформация грунта.

Величина горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  определяется по закону Гука:

$$\sigma_x = \sigma_z * \xi \quad 3.29$$

$\sigma_z$  - вертикальный напряжение кПа;

$\xi$  - коэффициент бокового давления.

Распределение дополнительных горизонтальных напряжений относительно боковой поверхности сваи представлено на рисунке 3.15.

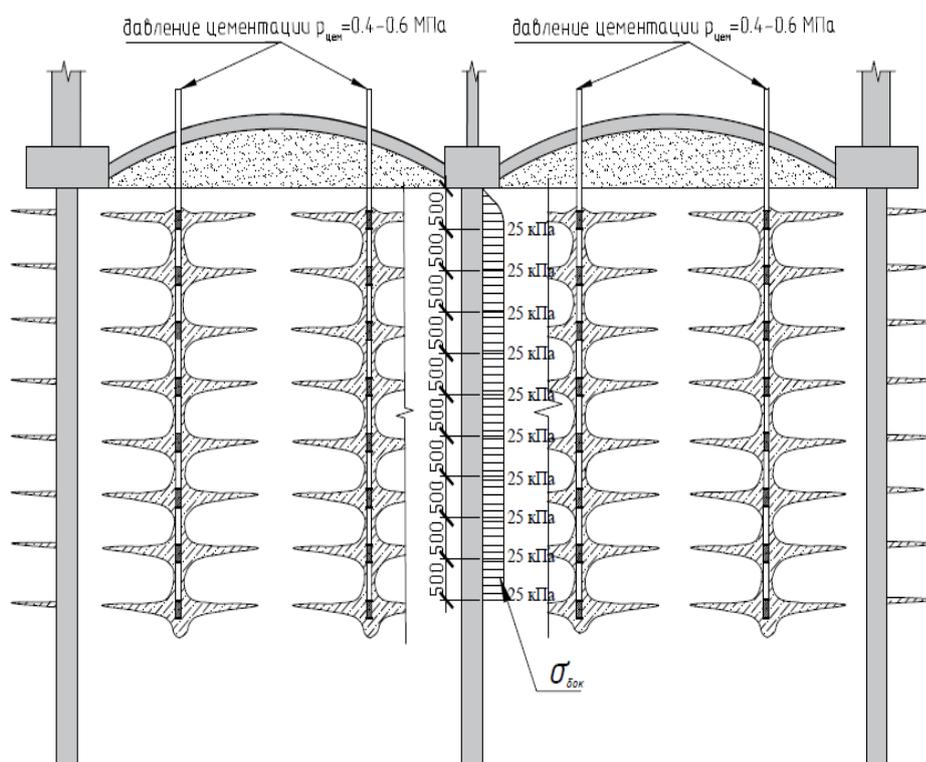


Рисунок 3.15. Эпюра дополнительных горизонтальных напряжений  $\sigma_{бок}$

Основание фундамента задано суглинком мягкопластичной консистенции, характеристики которого приведены в разделе 3.2.2 [83].

Приращение несущей способности семиметровой сваи, возникающее за счет повышения горизонтальных напряжений, составило  $\sum_{i=1}^7 P_{\text{доп}} = 56,2$  кН.

Таким образом:

$$F'_d = F_d + \sum_{i=1}^7 P_{\text{доп}} = 160,5 + 56,2 = 216,7 \text{ кН.} \quad (3.30)$$

Увеличение несущей способности составило в среднем 35%. Учитывая односторонний характер обжатия крайнего ряда свай гидроразрывами, предлагается учитывать уменьшение эффекта обжатия в половину. Для рассмотренного случая увеличение несущей способности свай крайнего ряда произойдет в среднем на 17,5%.

Таким образом, суммируя воздействия от опрессовки и инъецирования, в упругой постановке задачи следует ожидать увеличения несущей способности свай за счет дополнительного бокового обжатия на 45-55% в условиях слабых пылевато-глинистых грунтов.

Как отмечалось выше, предложенные задачи решались в упругой постановке и в реальных грунтах будет. Проявляться релаксация напряжений. Таким образом, обобщая выполненное расчетное моделирование с учетом сохранения остаточных напряжений, установлено, что применение предлагаемого метода переустройства ленточных свайных фундаментов в комбинированные может увеличить до 15–20% несущую способность свай.

#### **3.4. Численное исследование взаимодействия системы усиления ленточных свайных фундаментов с основанием**

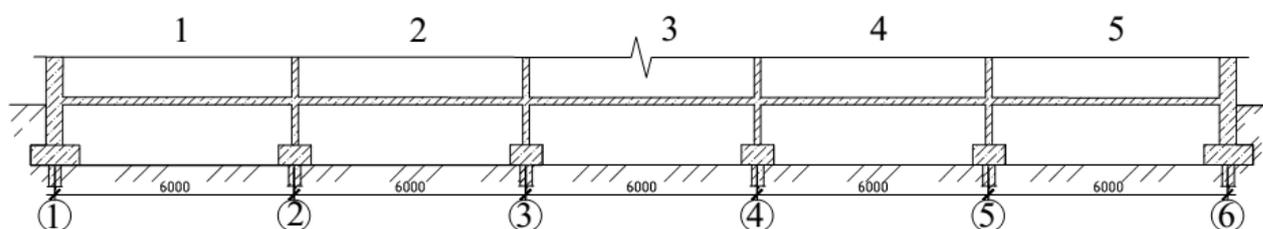
Численное исследование взаимодействия геотехнической системы усиления ЛСФ при их переустройстве в комбинированный с учетом изменения физико-механических характеристик грунтов и несущей способности свай выполнено в расчетном комплексе Plaxis 2D. Использована упругая идеально-пластическая модель Мора-Кулона.

В рамках моделирования рассмотрены четыре расчётных случая:

1. Моделирование взаимодействия грунтового основания и ленточного свайного фундамента многоэтажного здания, имеющего сверхнормативные осадки.
2. Моделирование НДС системы «основание - фундамент» при переустройстве в комбинированные фундаменты с опрессовкой пролетной зоны (см. раздел 3.2.1 и 3.3.1).
3. Моделирование НДС системы «основание - фундамент» при цементации грунтового массива по глубине по манжетной технологии с образованием гидроразрывов (см. раздел 3.2.1 и 3.3.2).
4. Моделирование взаимодействия системы «основание - фундамент» при переустройстве ленточных свайных фундаментов в комбинированные с опрессовкой и цементацией массива основания.

Численные исследования выполнялись для определения деформаций здания на ленточных свайных фундаментах, а также конечных осадок в условиях их усиления при отдельном использовании технологий опрессовки и цементации и совместного применения этих технологий для максимального использования резервов несущей способности и жесткости основания.

Разрез по зданию представлен на рисунке 3.16. Решается задача плоской деформации. Нагрузка от здания по осям 1 и 6 составляет 375 кН/м, по осям 2-5 составляет 600 кН/м.



**Рисунок 3.16.** Конструктивная схема модели (1...5 - номера пролетов)

Для моделирования грунтового основания принят мягкопластичный суглинок со следующими физико-механическими характеристиками:  $\gamma_{sat} = 19,5 \text{ кН/м}^3$ ,  $\gamma_{unsat} = 19,5 \text{ кН/м}^3$ ,  $E=5\text{МПа}$ ,  $c=10 \text{ кН/м}^2$ ,  $\varphi = 15^0$ ,  $\nu=0,35$ .

Забивные сваи, находящиеся в глинистом грунте мягкопластичной консистенции, моделируются опцией «Ряд погруженных свай» (Embedded pile row). Сваи сечением 300x300 мм, длиной 7 м с шагом 1 м. Так как несущая способность элементов «Ряд погруженных свай» является входным параметром, а не результатом конечно-элементного расчета, несущая способность свай определена по [137] и составляет 160,5 кН.

Надземные конструкции жилого дома представлены элементом «Плита» (Plate) со следующими жесткостными характеристиками:  $EA=5,600E6$ кН/м,  $EI=20,00E3$ кН\*м<sup>2</sup>/м,  $\nu=0,2$ .

Ленточные ростверки представлены кластерным элементом, реализованным в линейно упругой модели (Linear elastic) с назначением физических и механических свойств бетона класса В15 (М200).

Основной фильтрационной характеристикой грунта, используемой при численном моделировании, является коэффициент фильтрации. Учитывая то, что грунт является мягкопластичным суглинком (слабый грунт) с низкими фильтрационными характеристиками, при приложении нагрузки в нем возникают избыточные поровые напряжения, релаксация которых связана со временем. Поэтому численное моделирование проводится с учетом консолидации в условиях избыточных поровых напряжений. Для качественного прогноза развития напряженно-деформированного состояния и при отсутствии необходимых характеристик, коэффициент фильтрации принят по USDA\Van Genuchten\Loam.

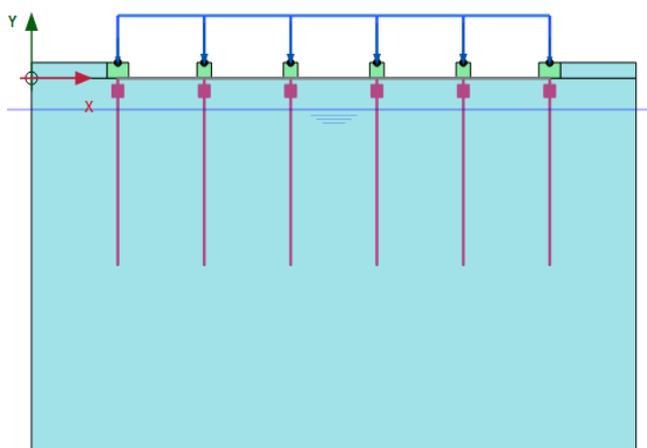


Рисунок 3.17. Общий вид расчетной модели

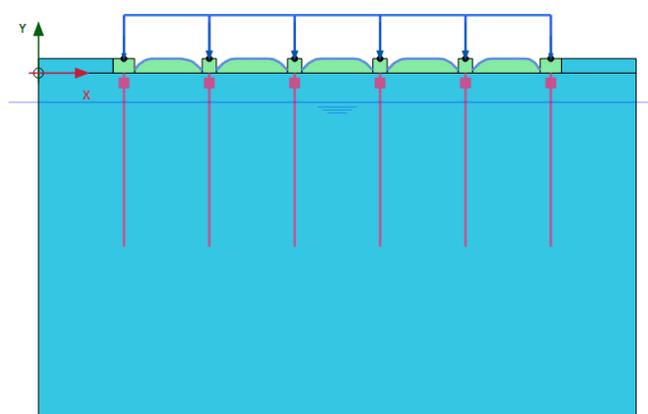
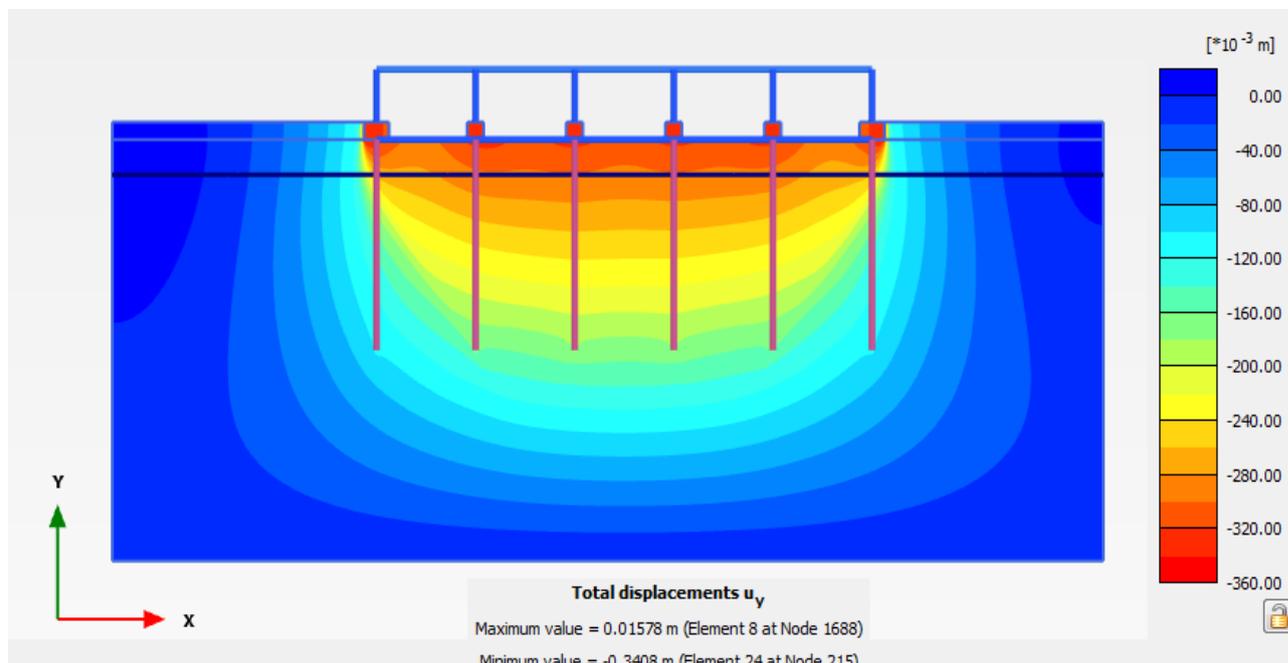


Рисунок 3.18. Участок расчетной схемы

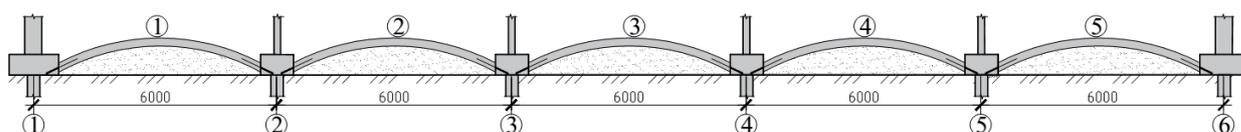
**Расчетный случай №1.** По результатам расчета установлено, что значения конечной максимальной осадки фундамента при условии стабилизации основания составляет 340,8 мм, что является величиной, превышающей почти в два раза нормируемые предельные значения 18см (рисунок 3.19) [134].



**Рисунок 3.19.** Изолинии конечных перемещений при ленточном свайном фундаменте

Таким образом установлено, что при недостаточной несущей способности свай в составе ленточных свайных фундаментов с учетом включения ростверков в работу характер осадки носит затухающий характер, ее значение может значительно превышать нормативные значения и как следствие может привести к существенному снижению эксплуатационной надежности объекта, к отказу несущих и ограждающих конструкций.

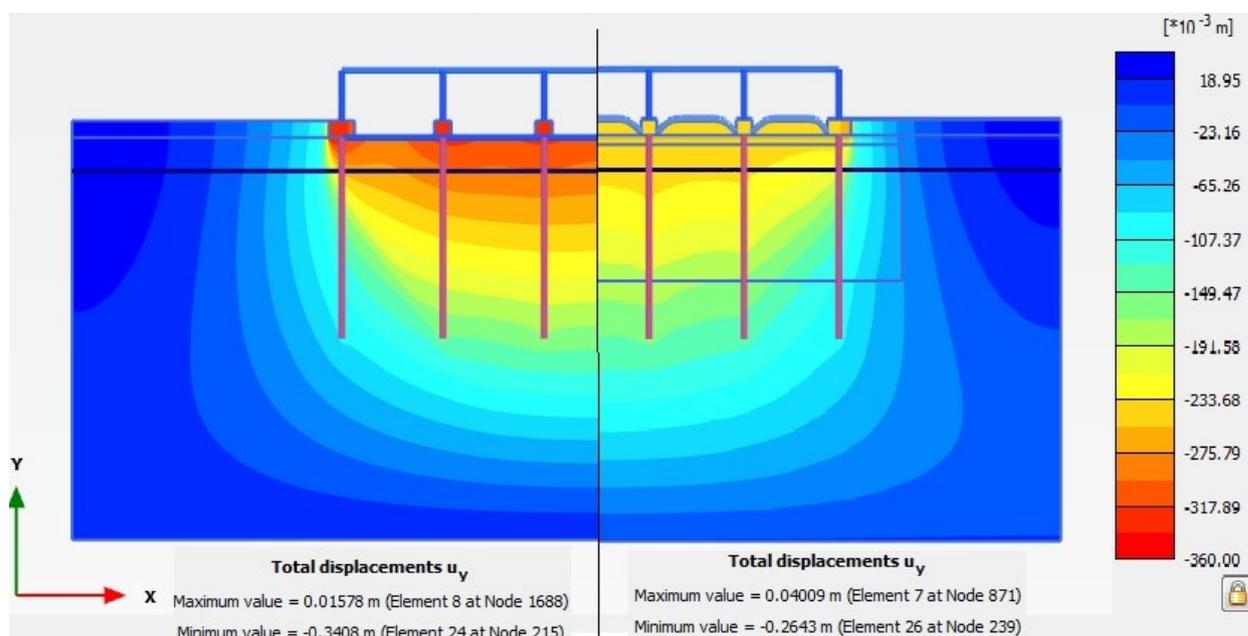
**Расчетный случай №2.** Выполняется усиление ленточного свайного фундамента его переустройством в комбинированный с выполнением оболочечных конструкций между лентами (рисунок 3.20). Общий вид расчетной модели приведен на рисунке 3.18.



**Рисунок 3.20.** Схема усиления ленточного свайного фундамента его переустройством в комбинированный

Усиление фундаментных конструкций в численной модели производилось в момент времени равный 1000 дней эксплуатации здания, на этом этапе осадка здания составляла 187 мм (расчетный случай №1, рисунок 3.21).

Процесс нагнетания раствора под оболочку (опрессовка) моделировался созданием давления 100 кПа между оболочкой и песчаным криволинейным основанием. В расчетную модель вводились измененные характеристики грунтового основания и несущей способности свай, полученные на основании исследований, проведенных в п. 3.2.1 и 3.3.1 данной работы. Конечная расчетная осадка фундамента при переустройстве фундамента в комбинированный и опрессовке основания составила 264,3 мм (рисунок 3.21) при условии начала работ по усилению: 1000 дней с начала нагружения основания фундаментом.



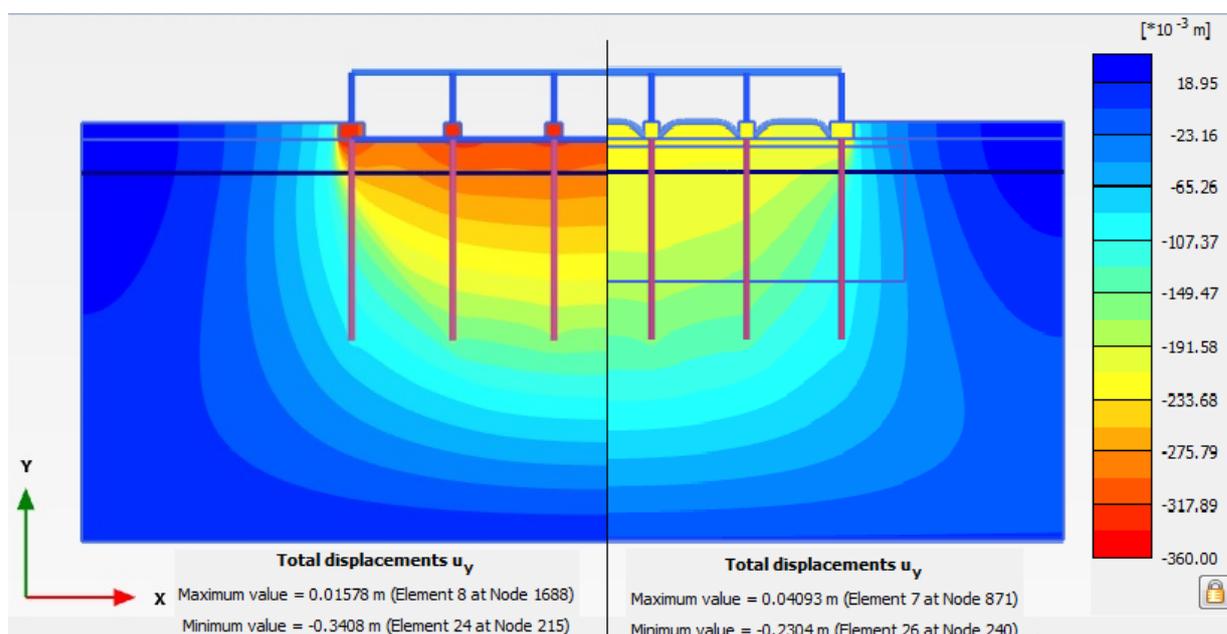
**Рисунок 3.21.** Изолинии конечных перемещений с использованием опрессовки. Слева расчетный случай №1 и справа расчетный случай №2

Таким образом установлено, что после переустройства фундамента в комбинированный и опрессовке основания, остаточная деформация, как разница конечной осадки и осадки на 1000 день эксплуатации, снизилась с 155мм (для ленточного свайного фундамента) до 77мм.

**Расчетный случай №3.** Рассматривается цементация основания по манжетной технологии с устройством гидроразрывов. Принимается шаг

гидроразрывов по глубине инъекторов равный 1м, на всю глубину свай (7 метров) с образованием цементных разрывов толщиной 1см.

Результаты моделирования процесса осадки фундамента во времени с учетом увеличения модуля деформации грунтов основания и увеличения несущей способности свай (раздел 3.3.2) приведены на рисунке 3.23. «Стартовой» точкой принят момент времени равный 1000 дней с момента приложения нагрузки на фундамент ( $s=187\text{мм}$ ). Величина конечной расчетной осадки фундамента в данном случае составила 230,4 мм.



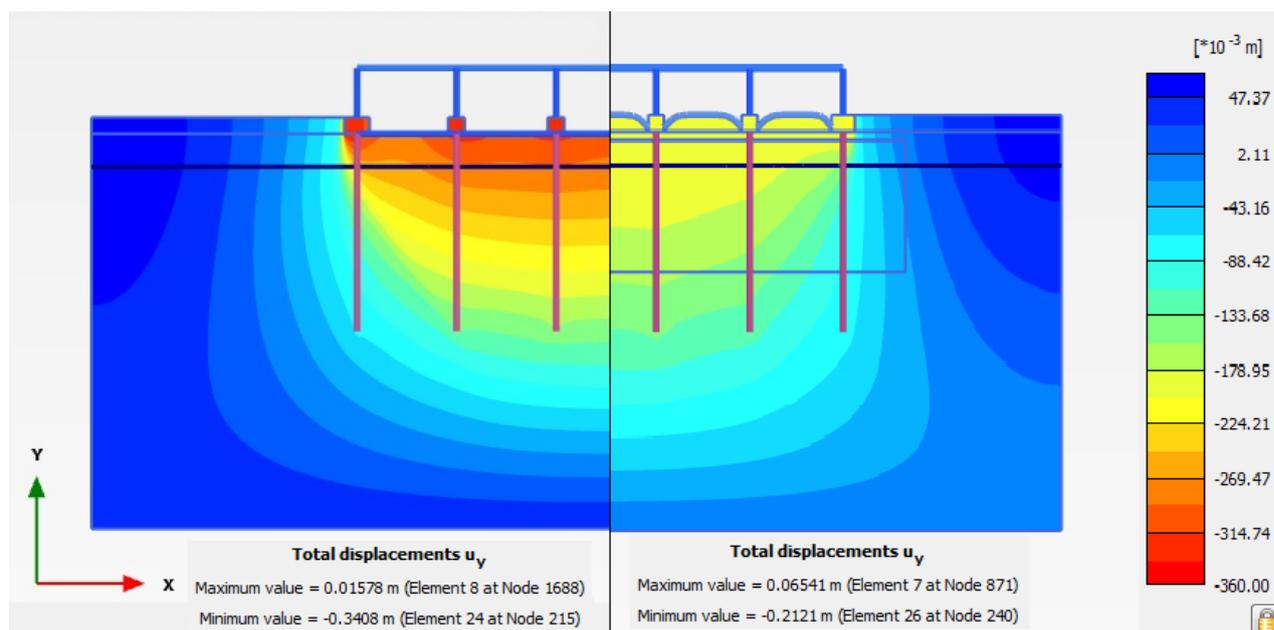
**Рисунок 3.22.** Изолинии конечных перемещений при цементации.  
Слева расчетный случай №1, справа расчетный случай №3

Установлено, что при усилении основания цементацией по манжетной технологии с образованием гидроразрывов, остаточная деформация, как разница конечной осадки и осадки на 1000 день эксплуатации, снизилась с 155мм (для ленточного свайного фундамента) до 47мм.

#### **Расчетный случай №4**

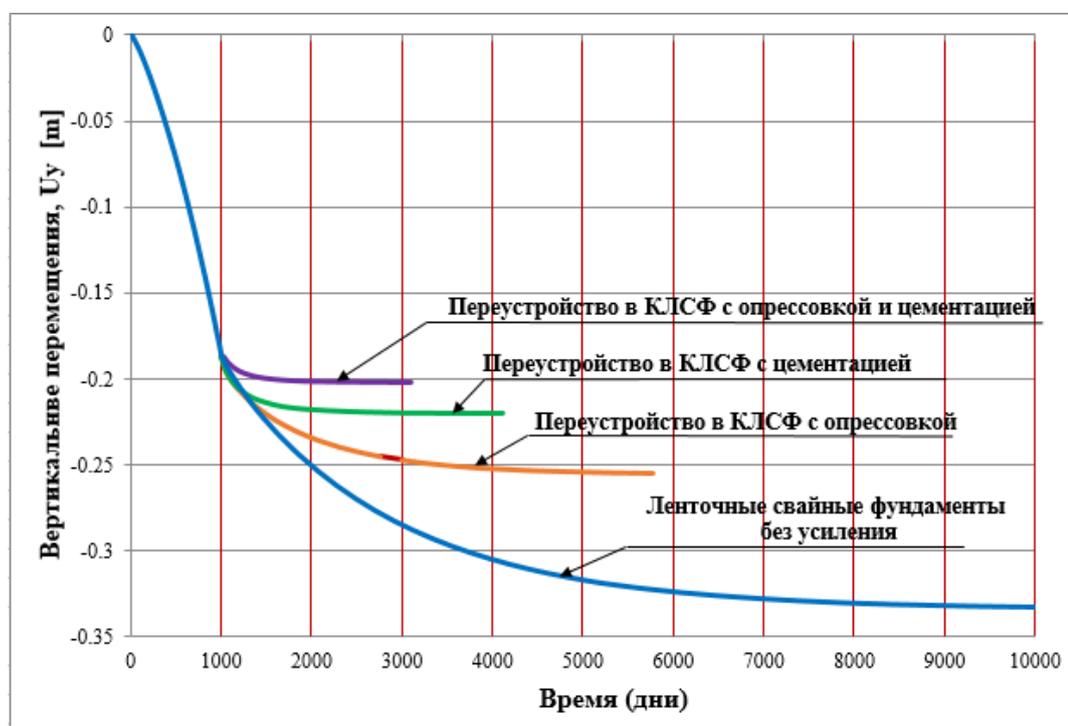
Реализовано моделирование (с учетом рассмотренных в случае 2 и 3 примерах) технологии переустройства ленточного свайного фундамента в комбинированный с опрессовкой грунтового основания и его цементацией гидроразрывами. Конечная расчетная осадка фундамента при совместном применении: переустройства фундамента, его опрессовки и цементации основания

составила 212,1 мм (рисунок 3.23), при условии начала работ по усилению: 1000 дней с начала нагружения основания фундаментом.



**Рисунок 3.23.** Изолинии конечных перемещений переустройства ленточного свайного фундамента в комбинированный с опрессовкой грунтового основания и его цементацией. Слева расчетный случай №1 и справа расчетный случай №4

На рисунке 3.24. показаны графики осадок в зависимости от времени для всех рассмотренных четырех расчетных случаев.



**Рисунок 3.24.** График зависимости осадки во времени в процессе эксплуатации: расчетный случай №1, расчетный случай №2, расчетный случай №3, расчетный случай №4

Таким образом численное моделирование показывает, что в процессе эксплуатации конечная осадка фундамента при отсутствии мероприятий по усилению составляет 340,8 мм, при переустройстве фундамента в комбинированный и опрессовке грунтового основания – 264,3 мм, при цементации грунтового массива по манжетной технологии с образованием гидроразрывов – 230,4 мм, при совместном применении переустройства фундамента, его опрессовки и цементации основания – 212,1мм.

Приведенный пример расчетного моделирования показывает, что в условиях, приближенных к реальной ситуации, например, при реализации части полных осадок и их нарастании во времени, переустройство ленточного свайного фундамента в комбинированный с реализацией резервов основания по несущей способности и жесткости за счет опрессовки и цементации грунтов значительно (до 7 и более раз) позволяет снизить величину нереализованной осадки. Обеспечивает полные осадки в пределах допустимых значений и сохраняет эксплуатационную надежность надземной конструкции.

### **3.5. Расчетное прогнозирование взаимодействия системы «основание-фундамент» при усилении основания за счет опрессовки и цементации с учетом технологии производства работ**

При аналитическом прогнозе осадки системы комбинированных ленточных свайных фундаментов (КЛСФ), выполненных с усилением основания опрессовкой и цементацией, применяется инженерный метод [70], модернизированный под эксплуатационный режим усиливаемого фундамента. Физико-механические характеристики грунтов приложены в пункте 3.2.4, геометрические размеры свайных фундаментов представлены на рисунке 3.10.

В рамках аналитического расчета рассматриваются два случая:

**Случай 1: Недостаточная несущая способность свай** в режиме эксплуатации здания, например, при ошибке инженерных изысканий или проектирования. На первом этапе определяется дефицит несущей способности с учетом всех факторов и возможность увеличения модуля деформации грунтов активной зоны и несущей способности свай за счет опрессовки и цементации грунтового массива (создания гидроразрывов).

**Случай 2: Увеличение нагрузки на ленточные свайные фундаменты**, например, при надстройке этажей, с появлением в этом случае дефицита несущей способности свай. Для недопущения перегрузки свай и соблюдения предельных значений осадок выполняется усиление по рассматриваемой технологии с сохранением параметров расчетной модели.

**Случай 1:** Учитывается поэтапная необходимость использования всех компонентов усиления комбинированной системы:

- в данном случае опрессовка выполняется для включения пролетной части в работу;
- повышение несущей способности свай за счет опрессовки идет в запас надёжности.

Алгоритм расчета представлен на рисунке 3.25.

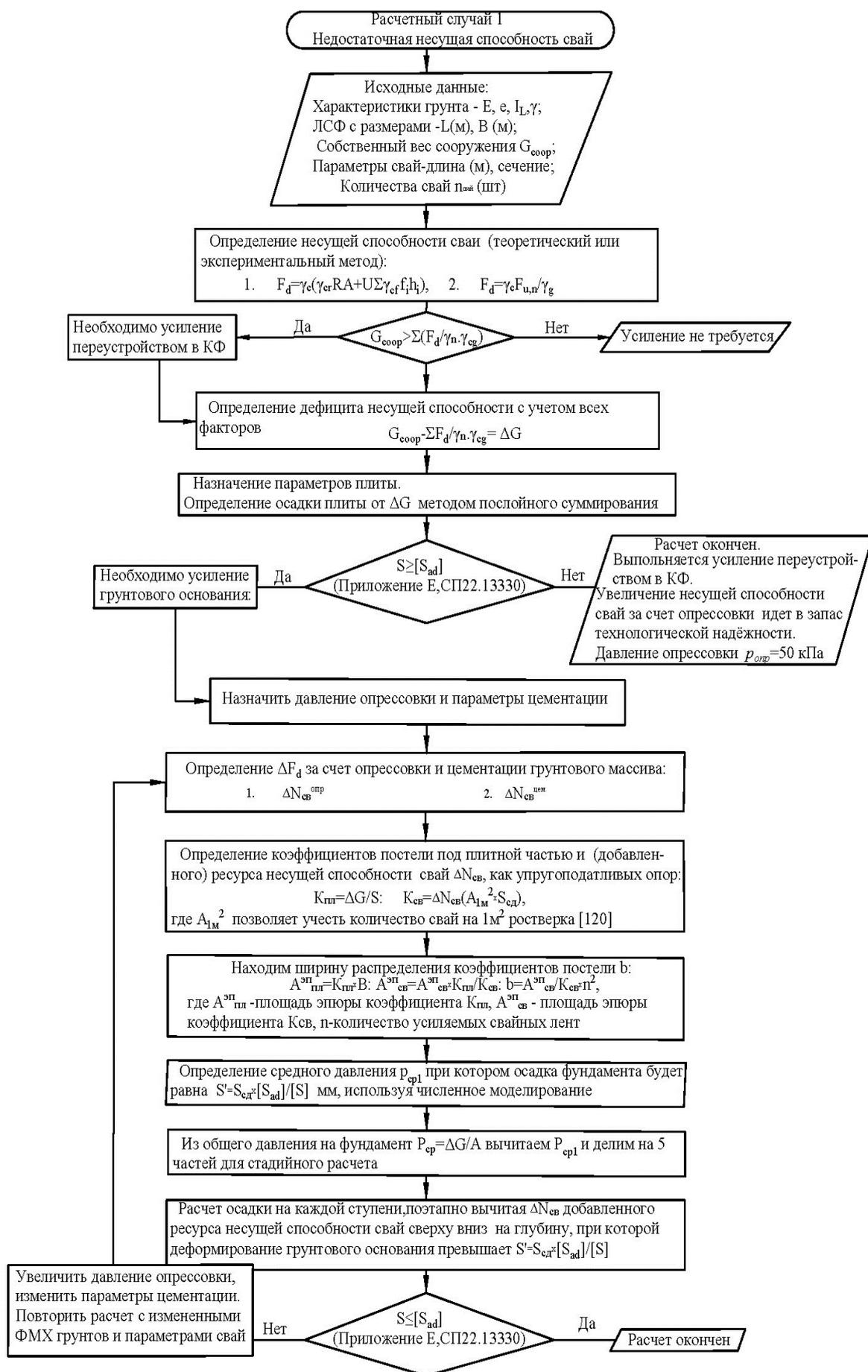
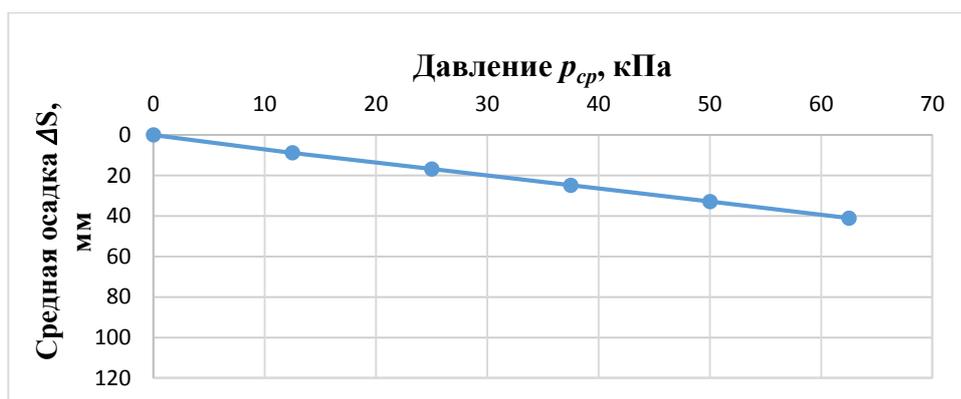


Рисунок. 3.25. Блок-схема прогноза осадки КЛСФ для расчетного случая №1

График зависимости дополнительной осадки  $\Delta S$  фундамента от среднего давления  $p_{cp}$  для расчетного случая №1 представлен на рисунке 3.26.



**Рисунок 3.26.** График зависимости дополнительной осадки  $\Delta S$  фундамента от среднего давления  $p_{cp}$

Таким образом, рассчитанная по методике, изложенной в работе Степанова М.А. [75], дополнительная осадка составила  $\Delta S = 41,1$  мм (рисунок 3.26).

$$S_{\text{общ}} = S_{\text{эксп}} + \Delta S = 30 + 4,11 = 34,11 \text{ см.}$$

**Во втором случае** был рассмотрен вариант, когда к многоэтажному зданию было надстроено три дополнительных этажа. Фундамент здания во время проектирования не был рассчитан для дополнительных нагрузок, что выявлено путем расчета, учитывая фактическую осадку фундамента. Принято решение, что для надстройки дополнительных этажей необходимо сделать усиление фундамента здания. Для усиления фундамента использовался новый метод усиления путем переустройства его в комбинированный с опрессовкой и цементацией грунтового основания.

Учитывается поэтапная необходимость использования всех компонентов усиления комбинированной системы:

- в данном случае опрессовка выполняется для включения пролетной части в работу
- повышение несущей способности свай за счет опрессовки идет в запас надёжности.

Алгоритм расчета представлен на рисунке 3. 27.

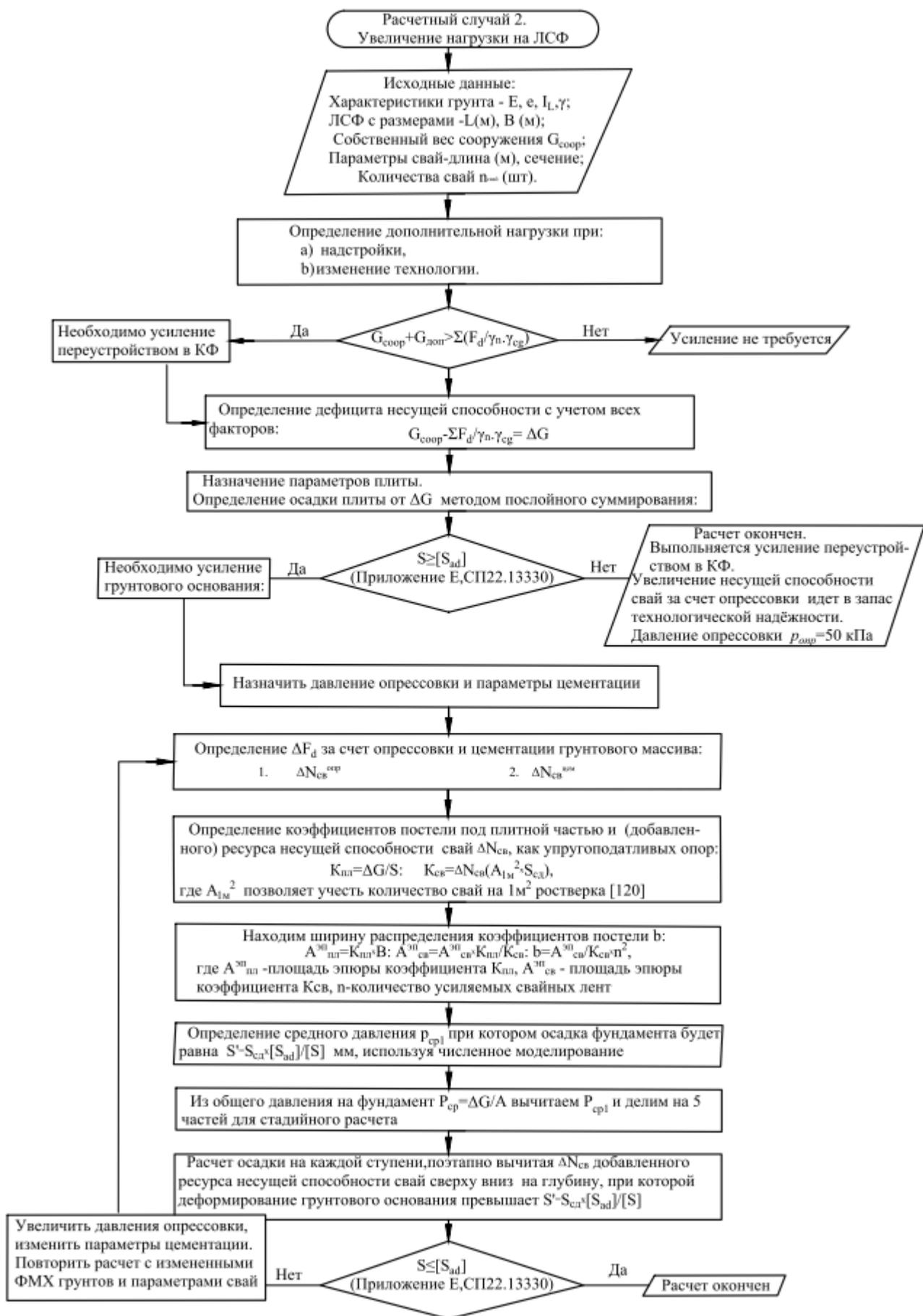
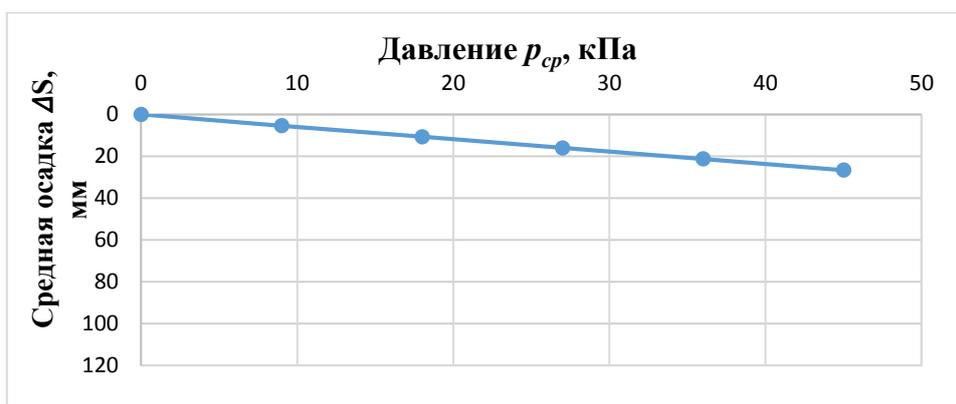


Рисунок 3.27. Блок–схема прогноза осадки КЛСФ для расчетного случая №2

График зависимости дополнительной осадки  $\Delta S$  фундамента от среднего давления  $p_{cp}$  для расчетного случая №2 представлен на рисунке 3.28.



**Рисунок 3.28.** График зависимости дополнительной осадки  $\Delta S$  фундамента от среднего давления  $p_{cp}$

Таким образом, дополнительная осадка КЛСФ составила  $\Delta S = 26,6$  мм (рисунок 3.28).

$$S_{\text{общ}} = S_{\text{эксп}} + \Delta S = 100 + 26,6 = 126,6 \text{ мм.}$$

Таким образом, расчетное значение осадки здания при воздействии дополнительной нагрузки составило 126,6 мм, что не превышает нормативной величины 150 мм для данного вида здания [101]. Данный алгоритм расчета позволяет определить конечную осадку здания при увеличении общей нагрузки, при усилении основания опрессовкой и цементацией.

### 3.6. Выводы по главе 3

1. Установлено, что воздействие давления опрессовки создает дополнительное обжатие, которое в соответствии с законом Кулона увеличивает силы трения на контакте свая-грунт, повышая несущую способность свай.

2. Доказано, что при воздействии опрессовки модуль деформации основания в зависимости от пористости основания изменяется нелинейно, зависимость носит полиномиальный характер с выраженным экстремумом. Для мягкопластичного суглинка при коэффициенте пористости  $e = 0,8 \div 0,95$  наблюдается максимальное повышение средневзвешенного модуля деформации на величину до 35%, для полутвердого суглинка на величину до 15%.

3. Установлено, что при опрессовке контактной поверхности в пролетной части давлением приблизительно равным среднему давлению от здания несущая способность свай среднего ряда увеличивается в среднем на 17%, крайнего ряда 9%, для основания сложенного суглинком мягкопластичным.

4. Установлено, что в пролетной части после проведения цементации в грунтовом массиве, сложенного суглинком мягкопластичным, несущая способность свай среднего ряда увеличивается в среднем на 35 %, крайнего ряда на 17%.

5. Расчетным моделированием установлено, что после создания гидроразрывов раствором по методу манжетной технологии несущая способность свай (сечением 300x300 мм, длиной 7 м) увеличивается: для суглинка полутвердого на 27% при  $e=0,65$ ; для тугопластичного суглинка на 22% при  $e=0,95$ ; для мягкопластичного суглинка на 18% при  $e=0,95$ ; для текучепластичного суглинка на 10% при  $e=1,15$ .

6. Установлено, что используя опрессовку и цементацию основания, в упругой постановке задачи, следует ожидать увеличения несущей способности свай за счет дополнительного бокового обжатия на 45–55% в условиях слабых пылевато-глинистых грунтов. Как отмечалось выше, предложенные задачи решались в упругой постановке и в реальных грунтах. Проявляется релаксация напряжений. Таким образом, обобщая выполненное расчетное моделирование с учетом сохранения остаточных напряжений, устанавливаем, что применение предлагаемого метода переустройства ленточных свайных фундаментов в комбинированные может увеличить до 15–20% несущую способность свай.

7. Разработана и представлена модифицированная методика М.А. Степанова, для определения дополнительных осадок фундаментов в случае недостаточной несущей способности ленточных свайных фундаментов на стадии эксплуатации и при надстройке сооружения.

8. Численным моделированием показано, что прогнозируемую нереализованную сверхнормативную конечную осадку фундамента можно уменьшить до семи и более раз поредлагаемым в работе способом. Так, при

отсутствии мероприятий по усилению конечная осадка (при текущей осадке 187мм, на 1000 день эксплуатации) составляет 340,8 мм; при переустройстве фундамента в комбинированный и опрессовке грунтового основания – 264,3 мм; при цементации грунтового массива по манжетной технологии с образованием гидроразрывов – 230,4 мм; при совместном применении переустройства фундамента, его опрессовки и цементации основания – 212,1мм.

## ГЛАВА 4

# ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ СИСТЕМЫ УСИЛЕНИЯ ЛЕНТОЧНЫХ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ С ОСНОВАНИЕМ В НАТУРНЫХ УСЛОВИЯХ

Для подтверждения эффективности данного способа усиления, полученного в рамках проведенных экспериментальных лабораторных и теоретических исследований (глава 2, 3) выполнены работы по усилению строительного объекта с сопоставлением экспериментальных результатов с расчетными положениями.

### 4.1. Объект исследования

Экспериментальные исследования на реальном объекте проводились автором в 2017 году. Усиление двухподъездного панельного 9-этажного жилого дома (13,2 - 45,0 м) с поперечными несущими стенами, в микрорайоне «Тура» в районе озера «Оброчное», в городе Тюмени на улице Домостроителей. Фундаменты: ленточные одно- и двухрядные свайные. Длина свай – 12м, шаг свай – в среднем 1м. Здание получило неравномерные, сверхнормативные осадки, достигающие 55см, которые привели к крену в продольном и поперечном направлениях с превышением к предельным значениям до 5,5 раз. Здание было расселено, усилено рассматриваемым в работе методом после усиления подлежало выравниванию его геометрическое положение за счет подъема на домкратах.

Работам по усилению объекта предшествовало техническое обследование и уточнение инженерно-геологических условий площадки строительства. Геолого-литологическое строение территории экспериментальной площадки состоит из нерасчлененных средне-позднечетвертичных озерно-аллювиальных отложений надпойменной террасы, представленных глинисто-песчаными отложениями от текучей до мягкопластичной консистенции с прослоями песка и примесью органики, на поверхности перекрытые техногенными отложениями – насыпными (намывными) грунтами (таблица 4.1).

**Таблица 4.1.** Сводная таблица характеристик грунтов основания исследуемого объекта

Вид грунта	Песок мелкий, средней плотности (техногенный)	Суглинок текучий	Глина текучепластичная	Песок мелкий, рыхлый, насыщенный водой
Номер инженерно-геологического элемента	ИГЭ-1	ИГЭ-2	ИГЭ-3	ИГЭ-4
Глубина отбор проб, м	0,0 - 5,0	5,0 - 9,4	9,4 - 15,8	15,8 - 30,0
Мощность, м	5,0	4,4	6,4	-
$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	1,8	1,62	1,89	1,90
$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	2,65	2,68	2,66	2,64
$\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	1,64	1,32	1,09	1,09
$W$ , %	22,3	37,6	51,1	54,6
$W_L$ , %	-	36,1	51,1	-
$W_p$ , %	-	21,8	33,0	-
$I_p$ , %	-	14,3	18,1	-
$I_L$ , д.ед.	-	1,10	1,00	-
$e$ , д.ед.	0,62	1,03	1,44	1,42
$S_r$ , д.ед.	0,95	0,97	0,94	1,01
$\varphi^\circ$ , град	30	6	20	20
$C$ , кПа	1	17	9	1
$E_{комт}$ , МПа	15	5	12	19,0

На основании пространственной изменчивости частных значений показателей плотности грунтов, по данным статического зондирования, с учетом данных о геологическом строении и литологических особенностей, в разрезе площадки по глубине 20,0 м выделено 4 геологических слоя:

**Слой 1** – Насыпной грунт – представлен песком мелким, ниже уровня грунтовых вод – водонасыщенным и средней степени водонасыщения – до уровня грунтовых вод.

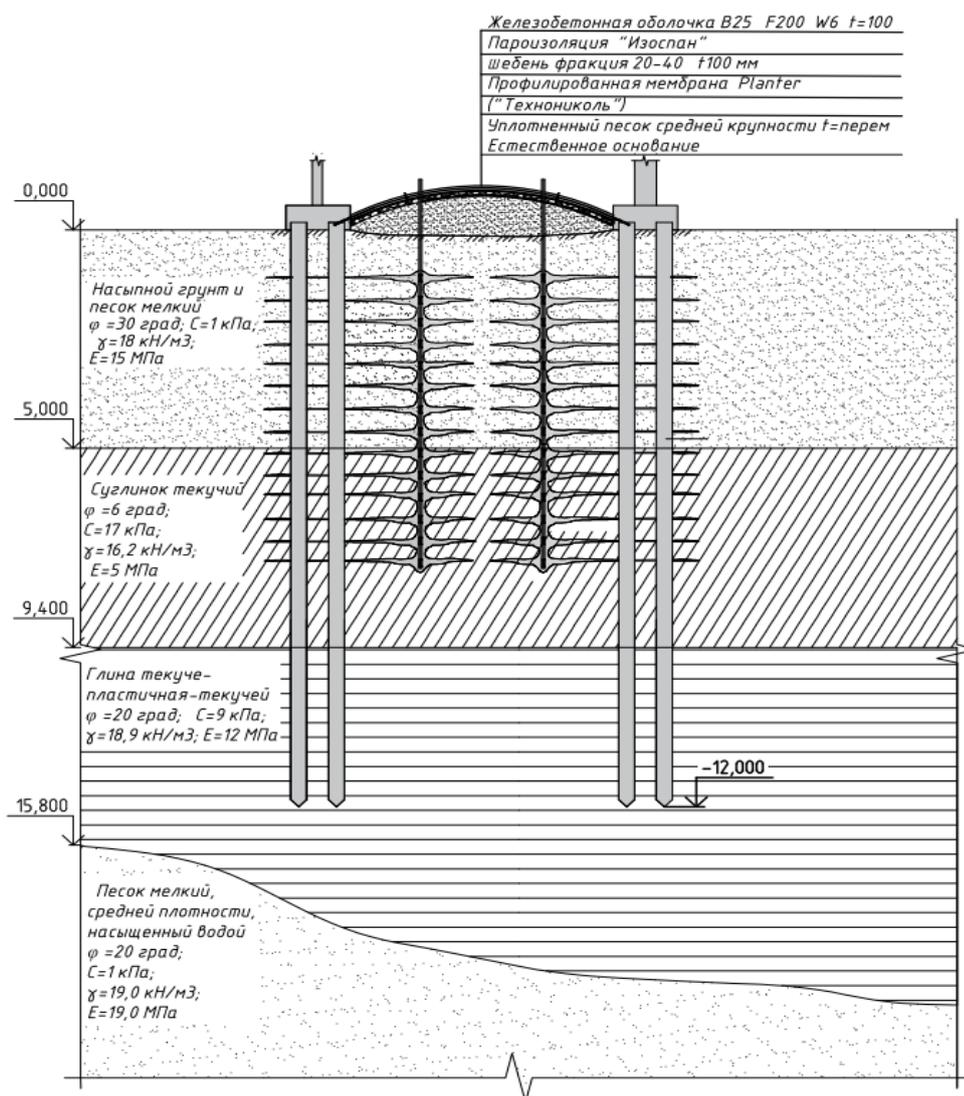
**Слой 2** – Намывной песок, перемешанный с суглинком текучим, с большим содержанием растительных остатков. Слой залегает ниже насыпных грунтов с глубины 5,0-9,4 м, мощность слоя 4,4 м. Данный слой сформирован искусственно во время отсыпки территории. Без доступа кислорода, так как с поверхности залегает большой мощности насыпные грунты в водонасыщенном состоянии, растительные остатки разлагаются и образуют газы, которые не имеют выхода на поверхность. При вскрытии этого слоя существует вероятность выхода газа на поверхность.

**Слой 3** – Глина от текучепластичной до текучей консистенции с примесью органических веществ, заиленная. Слой залегают в виде прослоев, линз, слоев, залегающих хаотично, различной мощности.

**Слой 4** – Песок мелкий, песок средней плотности, насыщенный водой с примесью органических веществ. Слой заиленный. Слой залегают в виде прослоев, линз, слоев, залегающих хаотично, различной мощности.

Грунтовые воды вскрыты на глубине - 1,3 м.

По проектным данным, слой, на который опирается свая, состоит из мелкого песка средней плотности, мощностью 4 м, с модулем общей деформации  $E=19$  МПа. Однако при инженерно-геологических изысканиях было выявлено, что сваи опираются в глину текучепластичную, а слой песка, в зоне максимальных осадков, находится на глубине более 15,8 м (рисунок 4.1).



**Рисунок 4.1.** Принятые решения по усилению основания существующих

#### 4.2. Технология работ по переустройству ленточных свайных фундаментов в комбинированные на объекте исследования

Для стабилизации осадки фундаментов и устранения аварийного деформирования надземной части жилого дома предложен рассмотренный в настоящей работе способ усиления ленточных свайных фундаментов переустройством в комбинированный (пункт 1.4.5).

Ширина существующих продольных свайных лент составляет 0,5м, поперечных – 1,2м. Ростверки образуют замкнутый контур. Система усиления представлена в виде пологой железобетонной оболочки с различными размерами в плане, пролетом до 6 м (рисунок 4.1) с несущим контуром, закрепленным в несущих стенах.

В замкнутом контуре по спланированной песчаной криволинейной поверхности было выполнено искусственное щебеночное основание. Стрела подъема конструкции усиления пролетной части в виде оболочки – до 0,7м. Толщина – 0,1 м. Для обеспечения совместной работы производится анкеровка арматурных выпусков сетки оболочки в тело ростверков. Далее выполняется установка перфорированных труб-инъекторов диаметром 20мм. Для цементации грунтового основания в теле оболочки устанавливались гильзы для прохождения инъекторов – стальных труб 57х3,5 мм, длиной 7,8 м.

Порядок проведения полевых экспериментальных работ на объекте усиления включал в себя следующие этапы:

- I. Подготовительный этап.
- II. Выполнение опрессовки основания пролетной части фундаментов.
- III. Нагнетание под давлением раствора в грунтовый массив (с образованием гидроразрывов) по манжетной технологии.

**I Этап.** Подготовительный этап включает в себя:

- формирование криволинейной формы поверхности (рисунок 4.2);
- изготовление стальных сеток для армирования оболочки усиления;
- изготовление стальных инъекционных труб (d57х3,5мм) длиной 7,84 м и резиновых манжет; установку глубинных марок (рисунок 4.3, 4.4, 4.5);

- отбор проб грунта ненарушенной структуры; установку мессдоз в проектное положение (рисунок 4.6, 4.7);
- устройство по спланированной из песка криволинейной поверхности основания профилированной мембраны (рисунок 4.8);
- укладку по спланированной поверхности щебеночного слоя толщиной 100 мм (фр. 20-40), с оборачиванием щебня по краям ранее уложенной мембраной «Planter». (рисунок 4.9);
- установку марок перемещения в основание (рисунок 4.10);
- установку контактных мессдоз в проектное положение (рисунок 4.11);
- установку инъекционных труб для выполнения опрессовки основания пролетной части (рисунок 4.12);
- бетонирование конструкции пролетной части (B25, F200, W6).



**Рисунок 4.2.** Общий вид исследуемого объекта



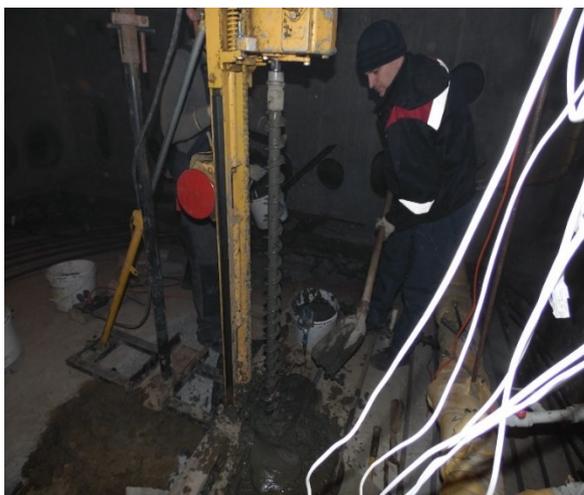
**Рисунок 4.3.** Перфорированные инъекторы



**Рисунок 4.4.** Криволинейная сетка оболочки усиления



**Рисунок 4.5.** Глубинные марки



**Рисунок 4.6.** Бурение скважины для установки подготовленных мессдоз



**Рисунок 4.7.** Проектное положение внедренных мессдоз



**Рисунок 4.8.** Профилированная мембрана «Planter»



**Рисунок 4.9.** Укладка щебеночного слоя толщиной 100 мм



**Рисунок 4.10.** Установка глубинных марок перемещения в проектное положение



**Рисунок 4.11.** Установка датчиков давления на контактной поверхности «фундамент – грунтовое основание»



**Рисунок 4.12.** Установка в проектное положение оболочки и инъекторов

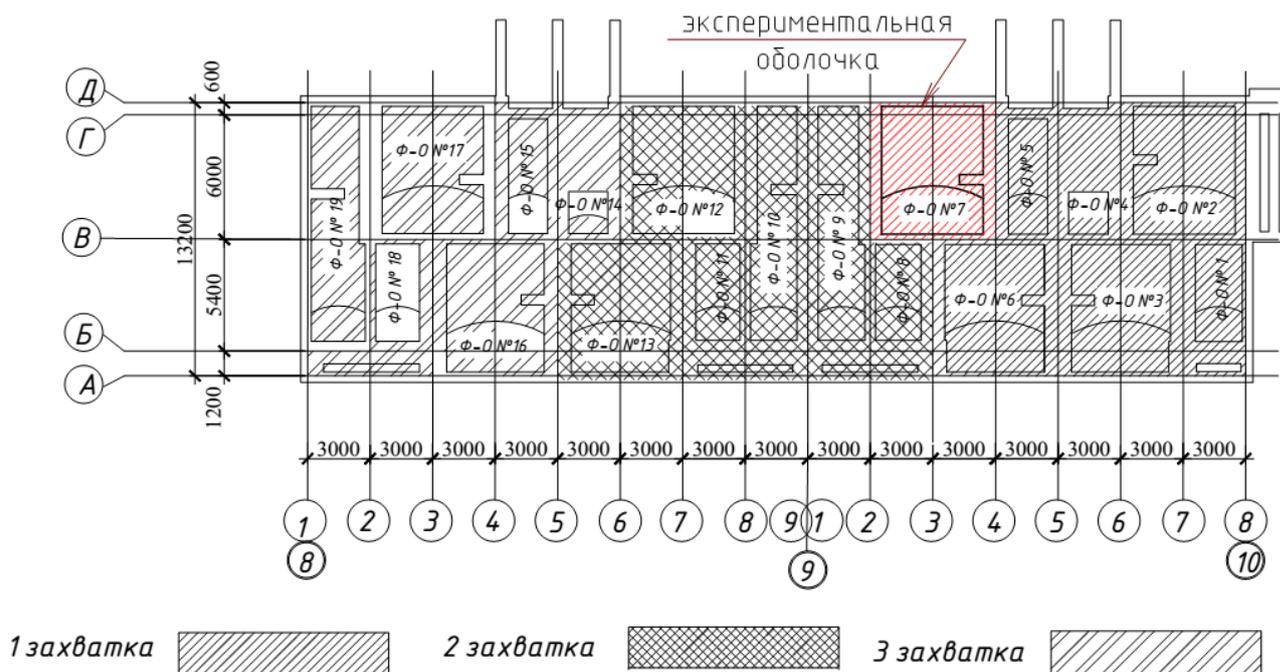


**Рисунок 4.13.** Бетонирование оболочки усиления

Подключение месдоз к тензометрической аппаратуре выполнялось после изготовления системы усиления. До начала следующего этапа предусматривался «отдых» основания продолжительностью 2 недели.

**II Этап.** На данном этапе выполняется нагнетание растворной смеси в основание пролетной части, под оболочку. Среднее давление на основание – 110 кПа (9-этажная секция здания, расчетный вес – 9500т). При данных условиях было принято давление опрессовки, равное 110 кПа. Производство работ второго этапа было разбито на 3 захватки (рисунок 4.14).

- *В первую захватку* входили опрессовка основания оболочек №1-№6 и экспериментальной оболочки №7.
- *Во вторую захватку* входили опрессовка основания оболочек №8-№13.
- *В третью захватку* входили опрессовка основания оболочек №14-№19.



**Рисунок 4.14.** Схема расположения захваток выполнения работ на II- III этапах

**III Этап.** Выполнение цементации основания (давление  $p_{\text{цем}}=0,4-0,6\text{МПа}$ ). Работы проводились в несколько циклов с движением подачи растворной смеси снизу-вверх.

Нагнетание раствора в грунтовый массив (образование гидроразрывов) также разделено на три захватки (рисунок 4.14):

- На первой захватке нагнетание раствора в грунтовый массив (образование гидроразрывов) основания оболочки №1-№6;
- На второй захватке нагнетание раствора в грунтовый массив (образование гидроразрывов) основания оболочки №8- №13, в работы на данной захватке также включено нагнетание раствора в основание, оснащенное датчиками;
- На третьей захватке нагнетание раствора в грунтовый массив (образование гидроразрывов) основания оболочки №14-№19.

Программой эксперимента предусматривалось:

- измерение осадок опорных ростверков и конструкции пролетной части в составе системы усиления в процессе выполнения всех технологических операций;
- регистрация изменения значений контактных напряжений под фундаментами системы усиления;

- регистрация изменения напряженно-деформированного состояния основания на каждом технологическом этапе и в процессе мониторинга;
- исследование процесса разгрузки основания усиляемых ленточных свайных фундаментов.

Измерение послойных деформации грунта основания происходило посредством фиксации перемещений, установленных глубинных винтовых марок.

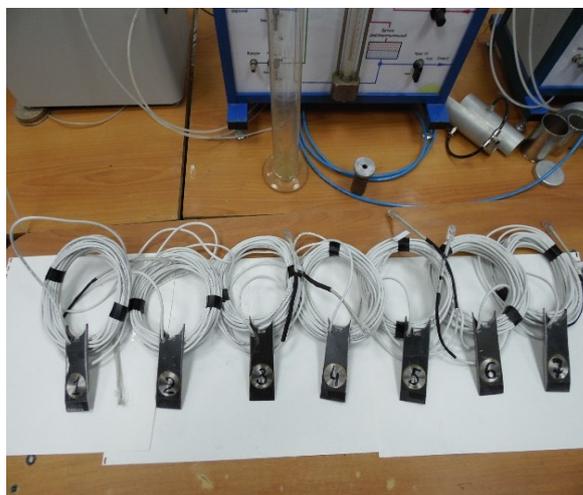
Мессдозы для регистрации изменения значений напряжений в грунтовом массиве и на контакте «фундамент-грунт» использовались мембранные и были изготовлены с учетом данных научных исследований А. В. Голли, Б. И. Далматова и других ученых [23, 31 и др.] (рисунок 4.16). Мессдозы выполнены из титана марки ВТ1. Каждая прошла тарировку в грунтовой среде и барокамере.

Изменения значений напряжений регистрировались для каждой мессдозы в режиме реального времени на протяжении всех технологических операций и после завершения работ.

а)



б)



**Рисунок 4.15.** Изготовленные образцы мессдоз перед внедрением:

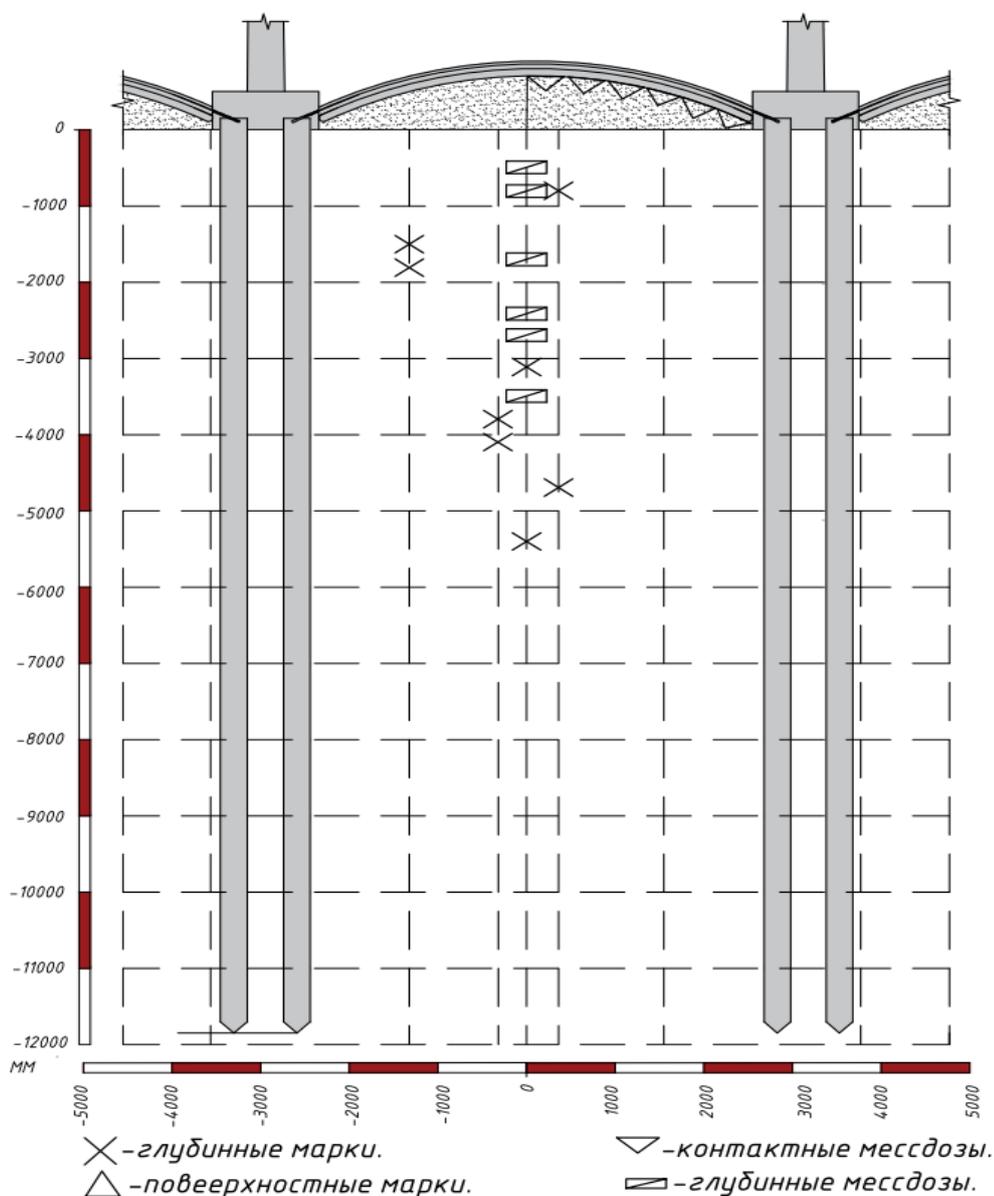
а) контактные; б) глубинные

Заполнение цементным раствором искусственного щебеночного основания оболочки проводилось через перфорированные иньекторы под давлением, рассчитанным исходя из общего веса здания, с последующим отдыхом. Общий расчетный вес 9-этажной секции здания составляет около 9500 тонн. Среднее

давление на основе 110 кПа, что и было принято за давление опрессовки - 110 кПа. Использование больших давлений приводило к росту растягивающих усилий в конструкции оболочки и анкерах крепления, а в пределе, и к возможному отрыву свай от ростверков.

Схема расположения мессдоз и марок представлена на рисунке 4.16.

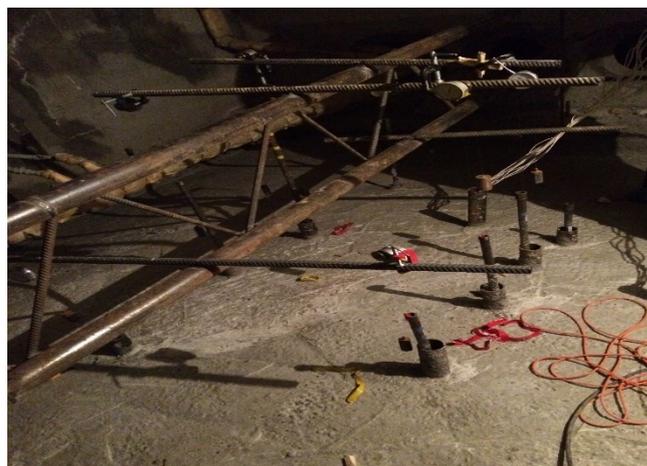
Специальная внедряющая установка обеспечила вдавливание мессдоз для регистрации напряжений в стенки скважины (рисунок.4.6). Вдавливание происходило снизувверх. Общий вид устройства для внедрения глубинных мессдоз [21, 26] представлен на рисунке 4.17.



**Рисунок. 4.16.** Схема расположения мессдоз и марок



**Рис. 4.17.** Внедряющая в грунт установка для мессдоз



**Рис. 4.18.** Устройство реперной системы для измерения осадок фундаментов и послойных деформаций грунта



**Рисунок 4.19.** Общий вид объекта усиления

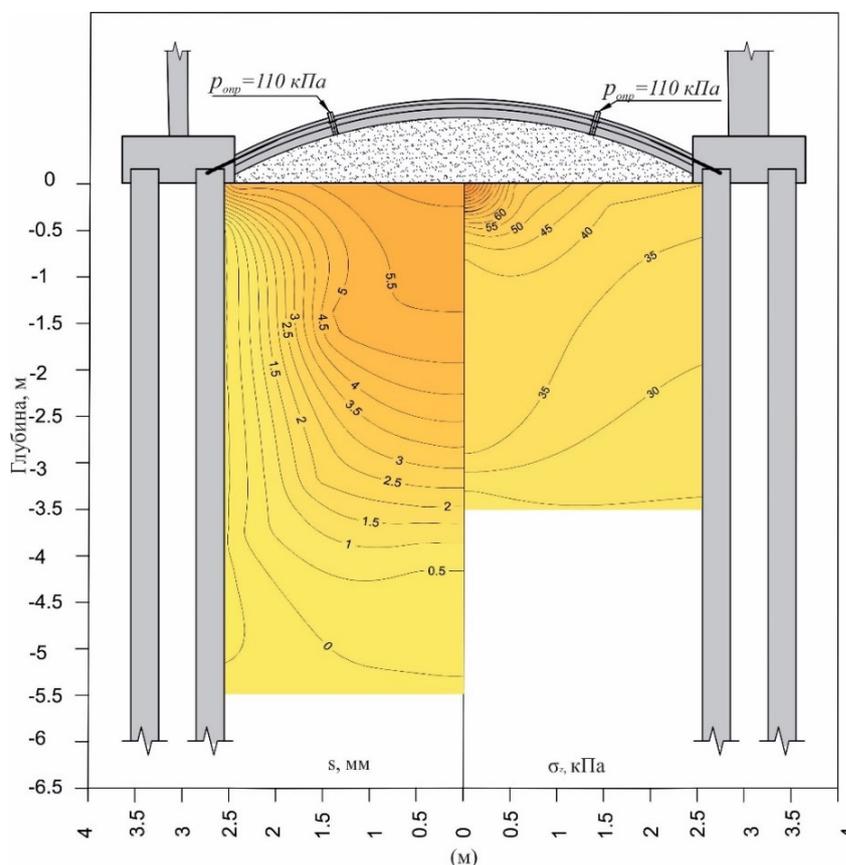
Для замера перемещения глубинных марок и точек фундамента использовались прогибомеры 6-ПАО. Датчики были установлены на специальной реперной системе (рисунок.4.18).

### 4.3. Результаты экспериментальных исследований взаимодействия системы усиления ленточных свайных фундаментов с основанием

#### 4.3.1. Технологический процесс опрессовки основания и включения в работу конструкции пролетной части

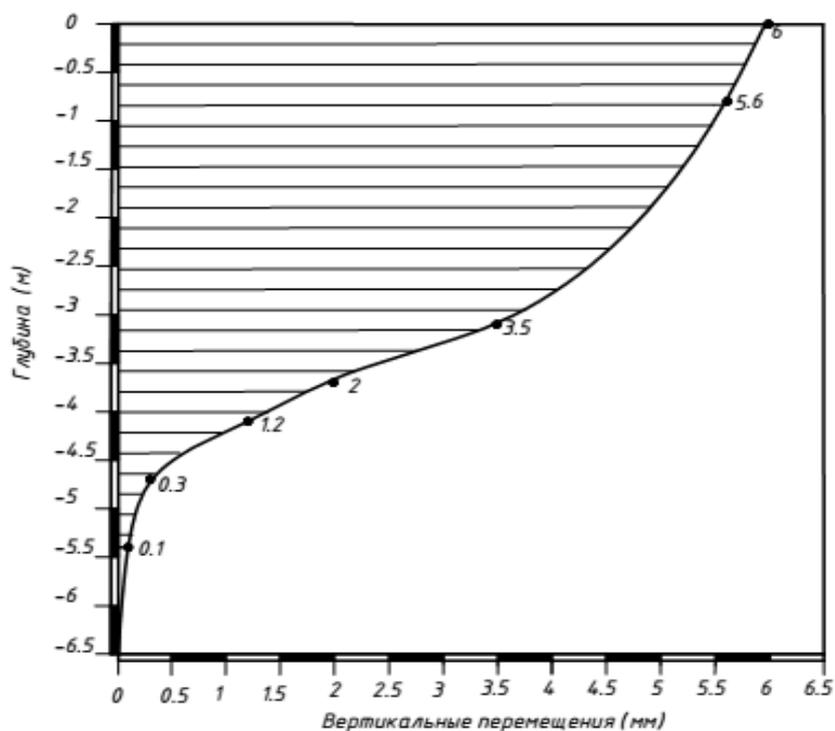
С целью анализа данных работы глубинных винтовых марок в условиях нестабилизированных осадок здания использовались также данные перемещений геодезических марок, расположенных на несущих стенах здания.

На рисунке 4.20 представлены результаты изменения вертикальных напряжений и перемещений грунта в активной зоне деформирования основания при опрессовке.



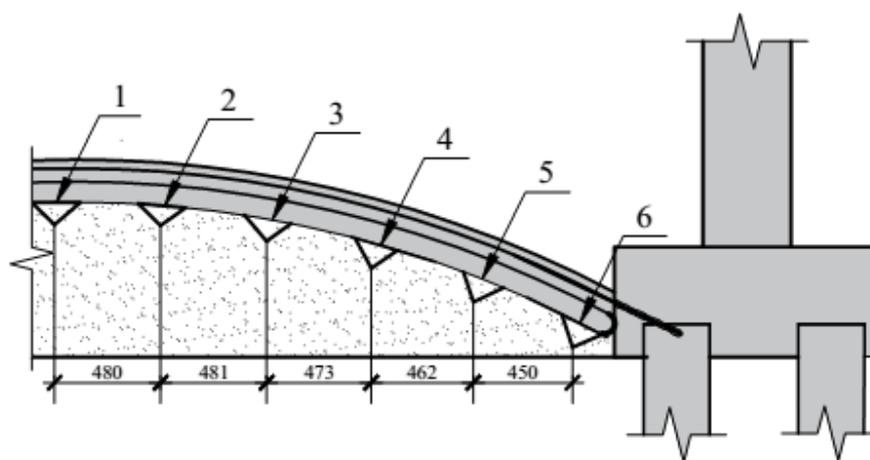
**Рисунок. 4.20.** Результаты изменения напряженно-деформированного состояния основания исследуемого объекта на участке экспериментальной оболочки №7 (II этап,  $p_{опр} = 110$  кПа): вертикальные перемещения  $S$  [мм] (слева) и вертикальные нормальные напряжения  $\sigma_z$  [кПа] (справа)

Вертикальные деформации основания в пролетной части фундамента на II технологическом этапе (при  $p_{опр} = 110$  кПа) достигают 6 мм (рисунок. 4.20). Активная зона деформирования основания распространяется на глубину до  $1,1 B$ , где  $B$  – ширина пролета (рисунок. 4.21).



**Рисунок. 4.21.** Эпюра развития вертикальных перемещения грунта под центром пролетной части исследуемого объекта (II этап,  $p_{опр} = 110$  кПа)

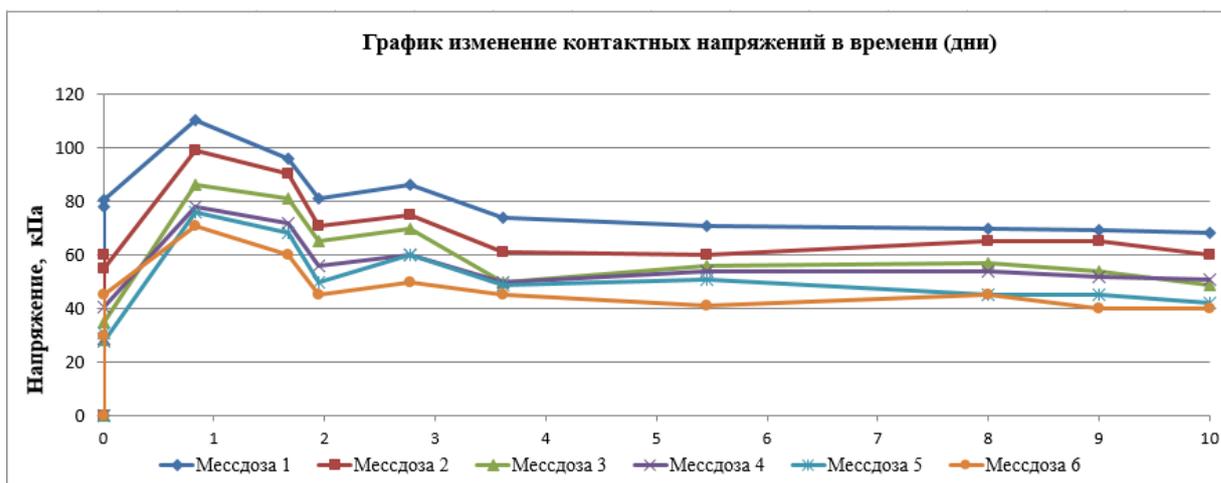
Оценивание вертикального напряжения в массиве грунта и на контакте осуществилось путем оснащения активной зоны грунтового основания мессдозами (рисунок 4.22, 4.23).



**Рис. 4.22.** Схема расположения контактных мессдоз

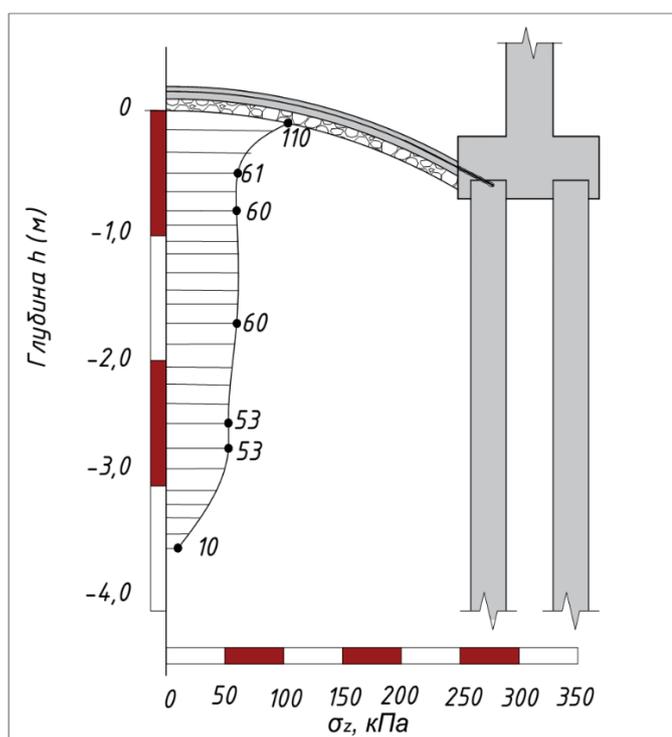
При увеличении давления нагнетания раствора также зафиксирован процесс подъема оболочки на величину 10,2 мм, что свидетельствует о включении пролетной части усиления в работу.

На рисунке 4.23 представлена зависимость изменения давления на контакте «фундамент – грунт» в процессе проведения работ II этапа.



**Рисунок. 4.23.** График зависимости изменения давления на контакте «фундамент – грунт» в процессе проведения работ II этапа

Изменения напряжений грунтового массива зафиксированы до глубины 0,6-0,65В (рисунке. 4.24).



**Рисунок. 4.24.** Эпюра изменения вертикальных нормальных напряжений в массиве грунта под центром пролетной части исследуемого объекта (II этап,  $p_{онр} = 110$  кПа)

Эпюра контактных напряжений имеет криволинейный характер с максимальными значениями под центром оболочки до 110 кПа и уменьшением к краям – до 70 кПа (рисунке. 4.25). Результаты эксперимента аналогичны данным экспериментов, полученных авторами [32, 57, 70, 72 и др.].

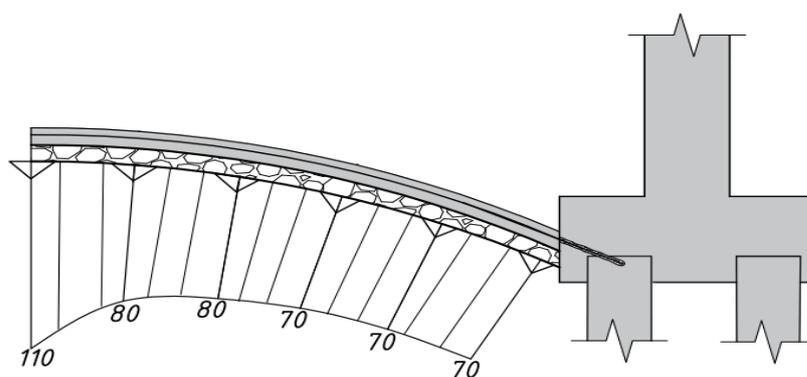
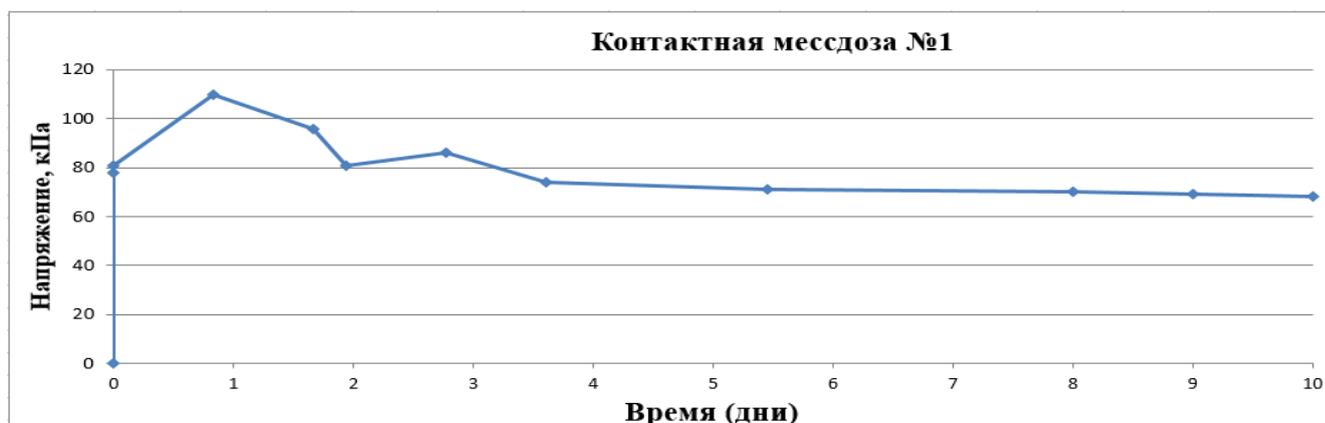


Рисунок. 4.25. Эпюры контактных напряжений (II этап,  $p_{опр}=110$  кПа)

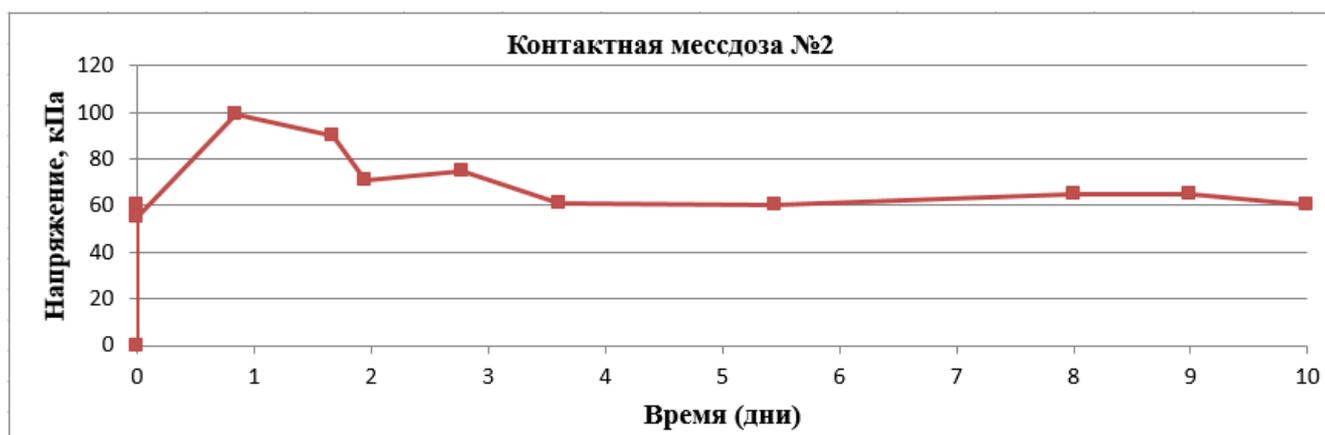
Прокачка раствором смеси грунтового основания пролетной части фундамента (подоболочечное пространство) под давлением  $p_{опр}=110$  кПа выполнялась в течение 2,5 часов (рисунке 4.26, а-е). Величина контактных напряжений в пролетной части исследуемой секции фундамента жилого дома достигает 110 кПа. Среднее значение - 60 кПа.

Во время «отдыха» (240 часов) напряжения падают до 40-50кПа.

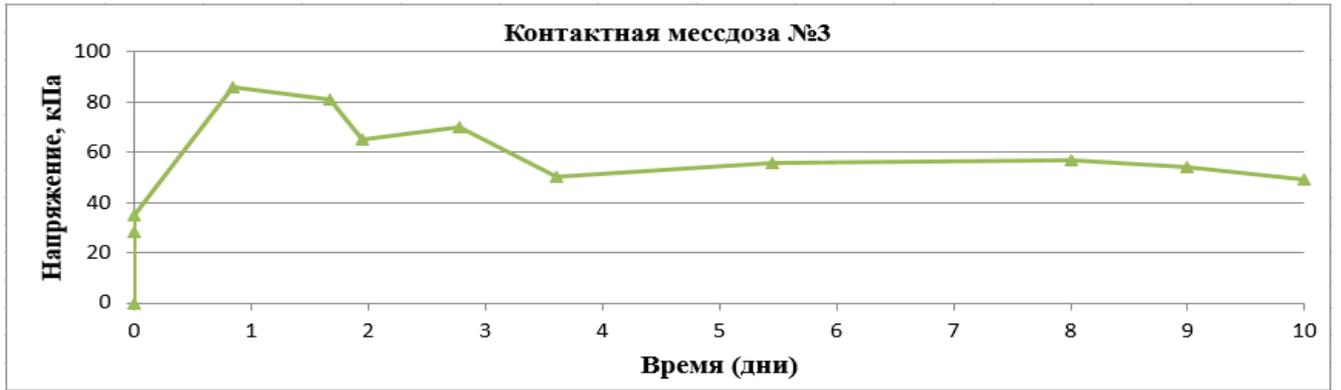
а)



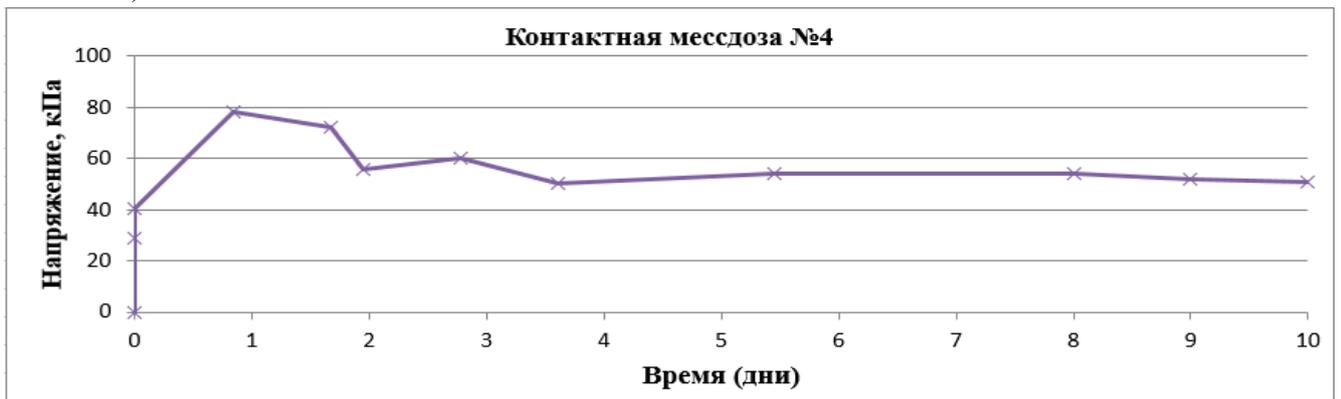
б)



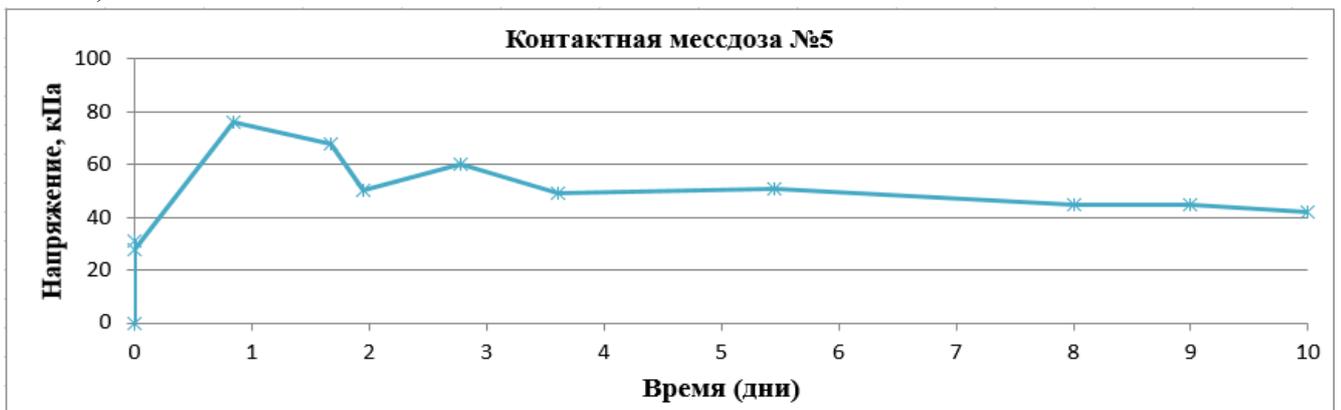
в)



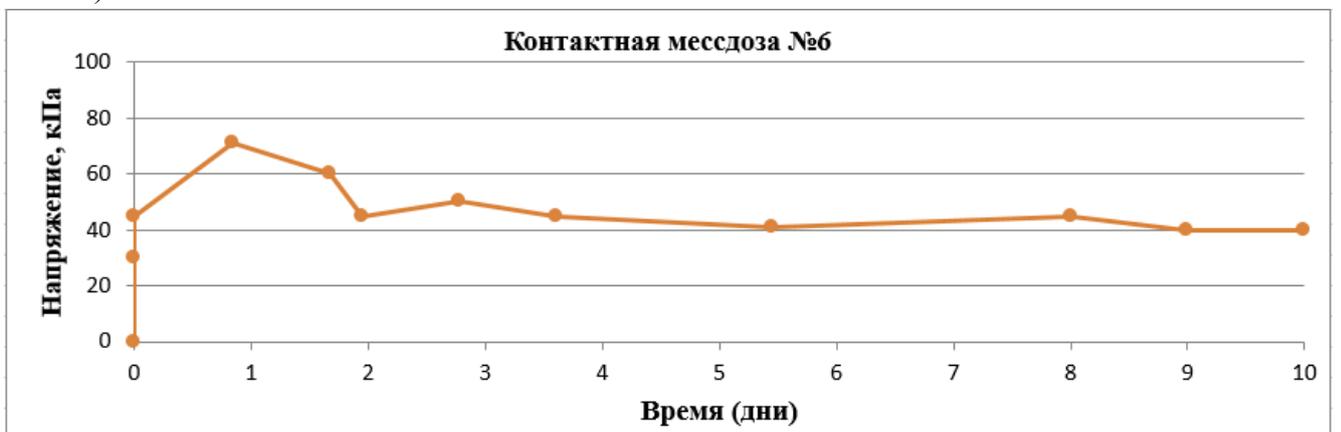
г)



д)

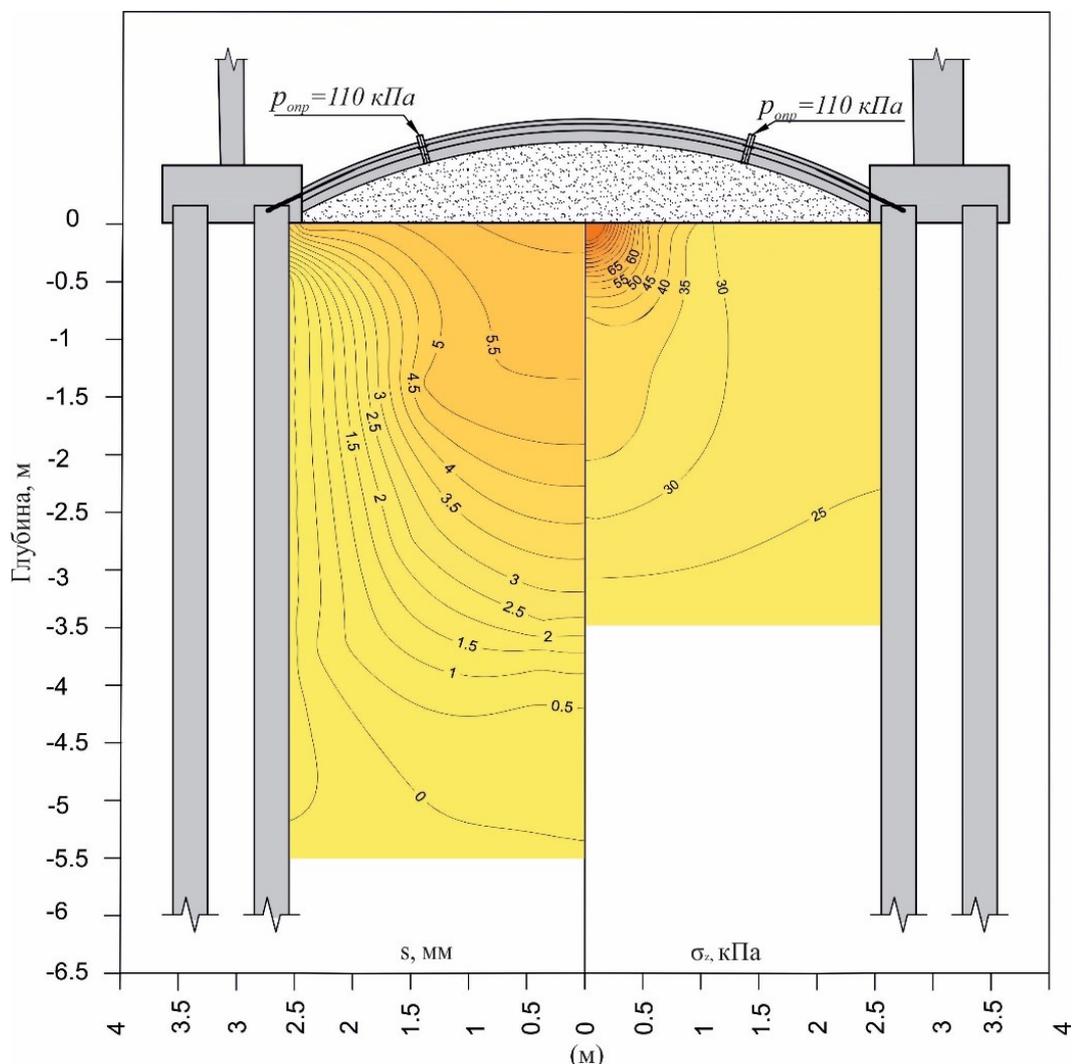


е)



**Рисунок. 4.26.** График изменения напряжений в контактной зоне «фундамент – грунт» с учетом последующей релаксации напряжений

При прокачке на II этапе на второй захватке в соседних оболочках №8-№13 (пункт 4.2) максимальные вертикальные перемещения в рассматриваемой оболочке №7 не изменились, напряжение возросло под центром пролетной части оболочки до 65 кПа (рисунок 4.27).

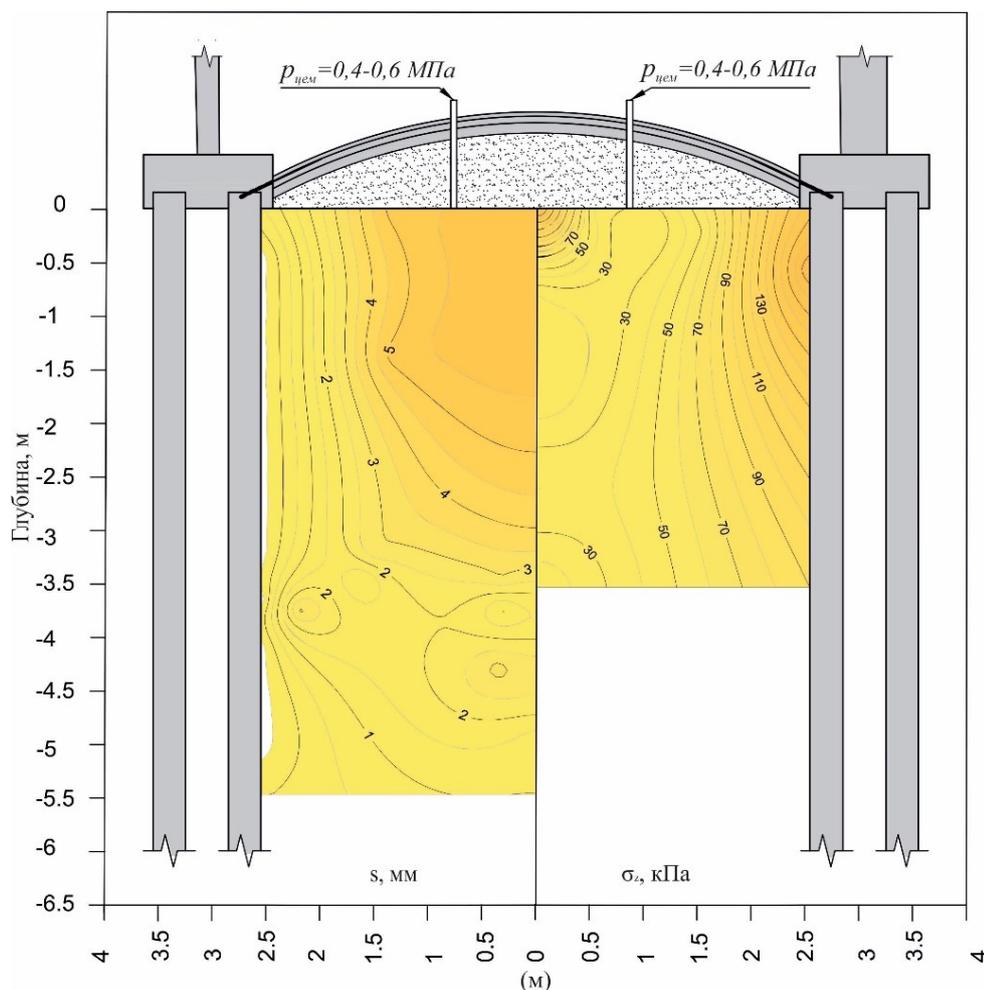


**Рисунок. 4.27.** Результаты изменения напряженно-деформированного состояния основания исследуемого объекта на участке экспериментальной оболочки №7 в процессе работ на соседних захватках (II этап,  $p_{опр} = 110$  кПа): вертикальные перемещения  $S$  [мм] (слева) и вертикальные нормальные напряжения  $\sigma_z$  [кПа] (справа)

#### 4.3.2. Цементация основания по методу манжетной технологии с образованием гидроразрывов.

При нагнетании на III этапе первой захватки в оболочках №1-№6 (см. пункт 4.2) при давлении ( $p_{цем} = 0,4-0,6$  МПа) в грунтовой массив максимальные вертикальные перемещения не изменились (рисунке 4.28), максимальное

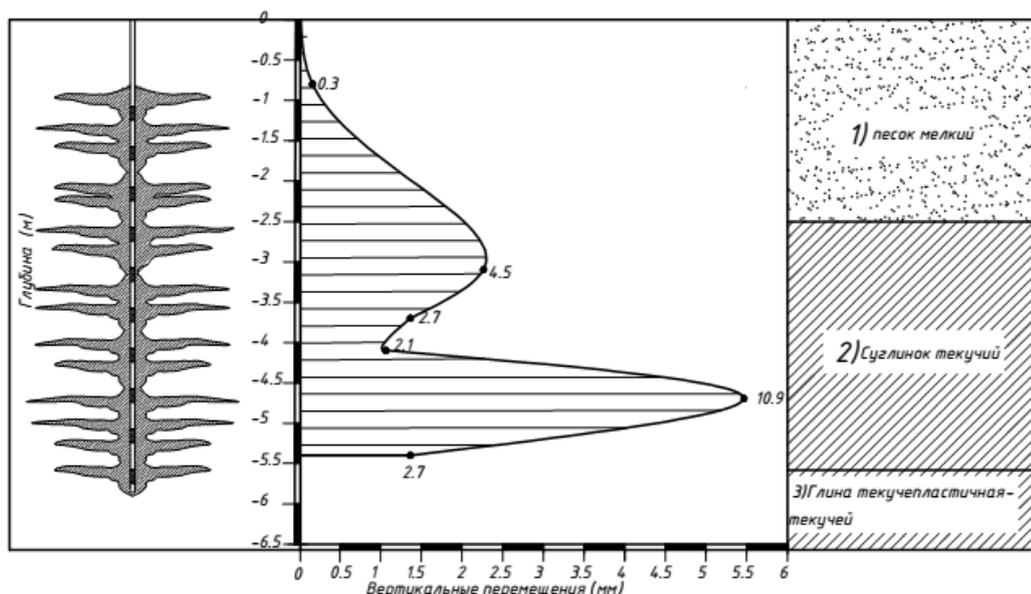
увеличение напряжений зафиксировано ближе к краю пролетной части исследуемой области.



**Рисунок. 4.28.** Результаты изменения напряженно-деформированного состояния основания исследуемого объекта на участке экспериментальной оболочки №7 в процессе работ на соседней захватке (III этап, первая захватка,  $p_{\text{цем}}=0,4-0,6$  МПа): вертикальные перемещения  $S$  [мм] (слева) и вертикальные нормальные напряжения  $\sigma_z$  [кПа] (справа)

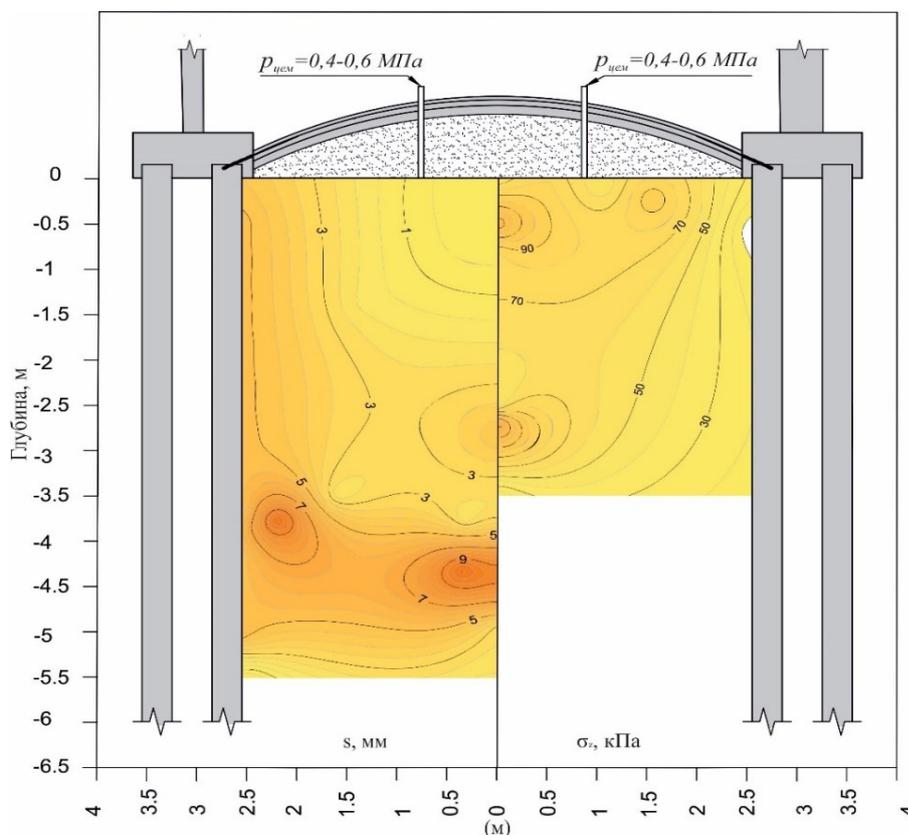
При нагнетании раствора на III этапе на первой захватке в соседних оболочках №1-№6 (пункт 4.2) (при  $p_{\text{цем}}=0,4-0,6$  МПа) в грунтовой массив максимальные вертикальные перемещения в рассматриваемой оболочке №7 составили 5,6 мм (рисунок 4.28).

В процессе выполнения работ III-го технологического этапа на исследуемой секции (оболочка №7) минимальные перемещения зафиксированы на глубине 0,16В (0,3мм), а максимальные – на глубине 0,96 В (10,9мм) (рисунок 4.29). Изменения параметров перемещений грунта связаны с образованием в основании линзовидных гидроразрывов по уровням расположения инъекционных отверстий.



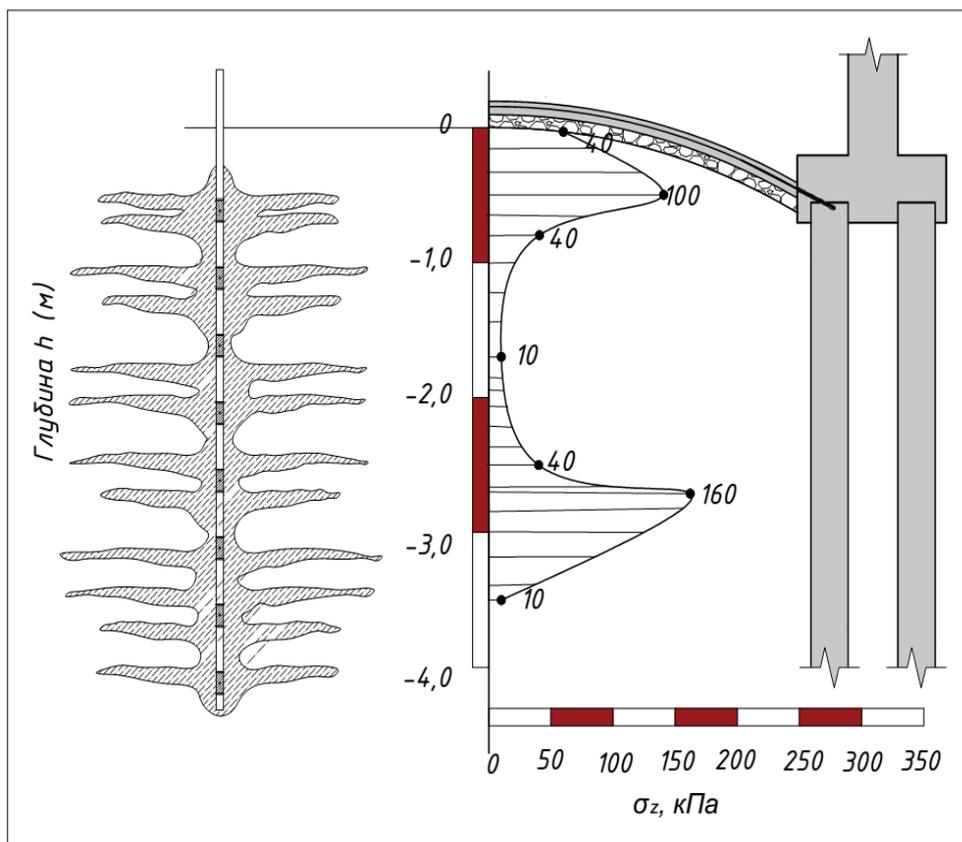
**Рисунок 4.29.** Эпюра изменения вертикальных перемещения грунта под центром пролетной части исследуемого объекта (III этап, исследуемая секция,  $p_{\text{цем}} = 0.4-0.6$  МПа)

На рисунке 4.30 представлены результаты изменения вертикальных напряжений и перемещений грунта в активной зоне деформирования основания при цементации исследуемого участка на III-м технологическом этапе.



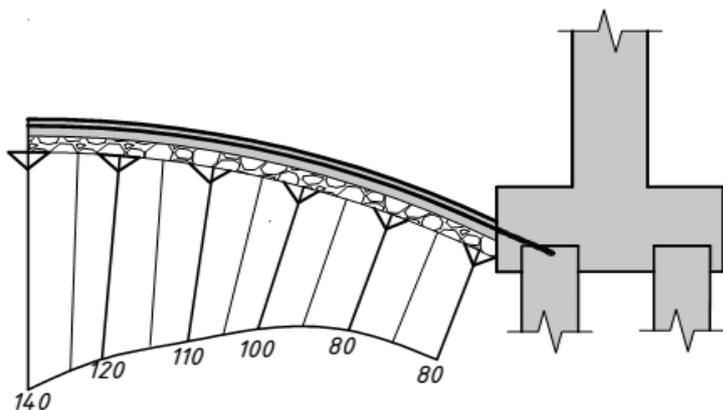
**Рисунок. 4.30.** Результаты изменения напряженно-деформированного состояния основания исследуемого объекта на участке экспериментальной оболочки №7 в процессе работ на соседней захватке (III этап, исследуемый участок,  $p_{\text{цем}} = 0.4-0.6$  МПа): вертикальные перемещения  $S$  [мм] (слева) и вертикальные нормальные напряжения  $\sigma_z$  [кПа] (справа)

Увеличение вертикальных нормальных напряжений также зафиксировано в областях уровней расположения инъекционных отверстий. Значения достигают 160 кПа на глубине 0,6В (рисунке 4.31).



**Рисунок 4.31.** Эпюра изменения вертикальных напряжений грунта под центром пролетной части исследуемого объекта (III этап)

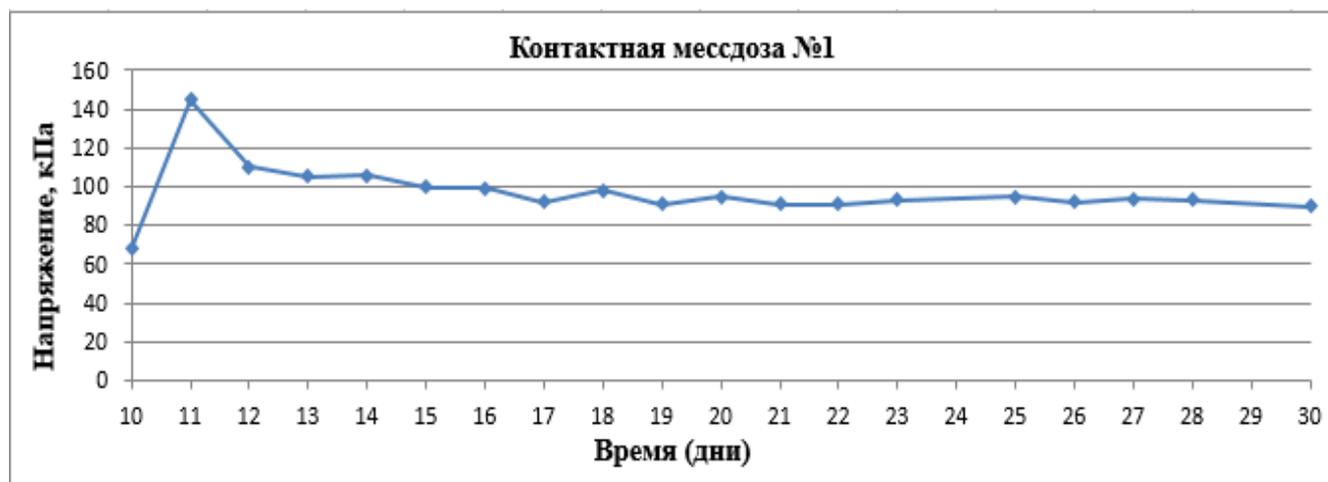
При нагнетании раствора в грунтовой массив (с образованием гидроразрывов) при давлении  $p_{\text{цем}} = 0,4-0,6$  МПа контактные давления под центром пролетной части составили 140 кПа. Эпюра контактных напряжений имеет криволинейный характер, с максимальным значением под центром ближе к опорным ростверкам значения уменьшаются до 80 кПа (рисунке 4.32).



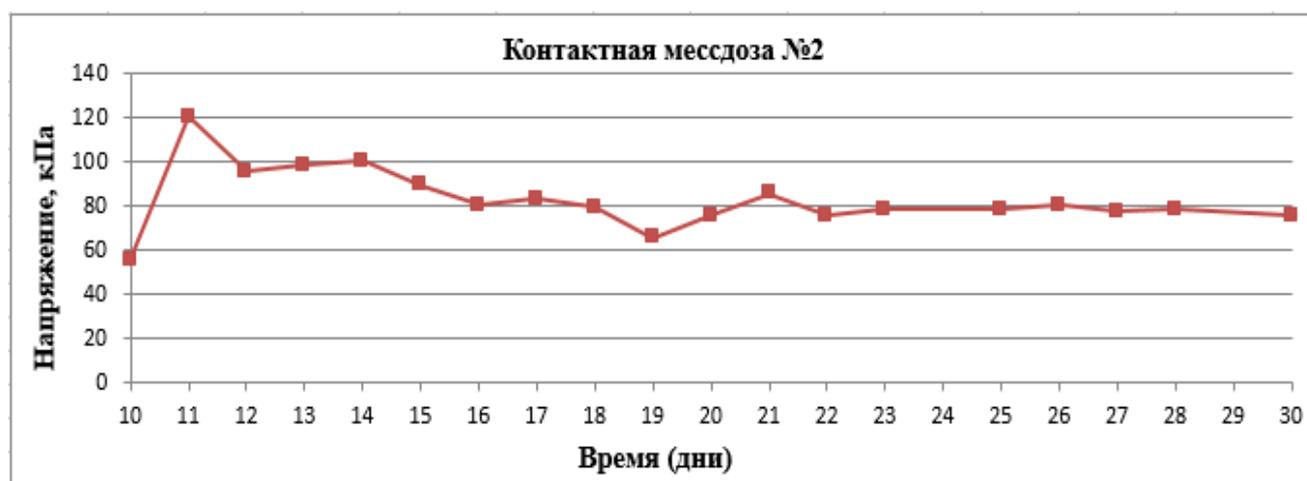
**Рисунок 4.32.** Эпюры контактных напряжений (III этап,  $p_{\text{цем}} = 0,4-0,6$  МПа)

При нагнетании растворной смеси в грунтовом массиве под давлением  $p_{цем} = 0,4-0,6$  МПа течение 2 часов (рисунок 4.333, а-е) максимальные значения напряжений возрастают от 40 до 140 кПа. Во время отдыха в течение 30 дней напряжения падают от 100 до 40кПа.

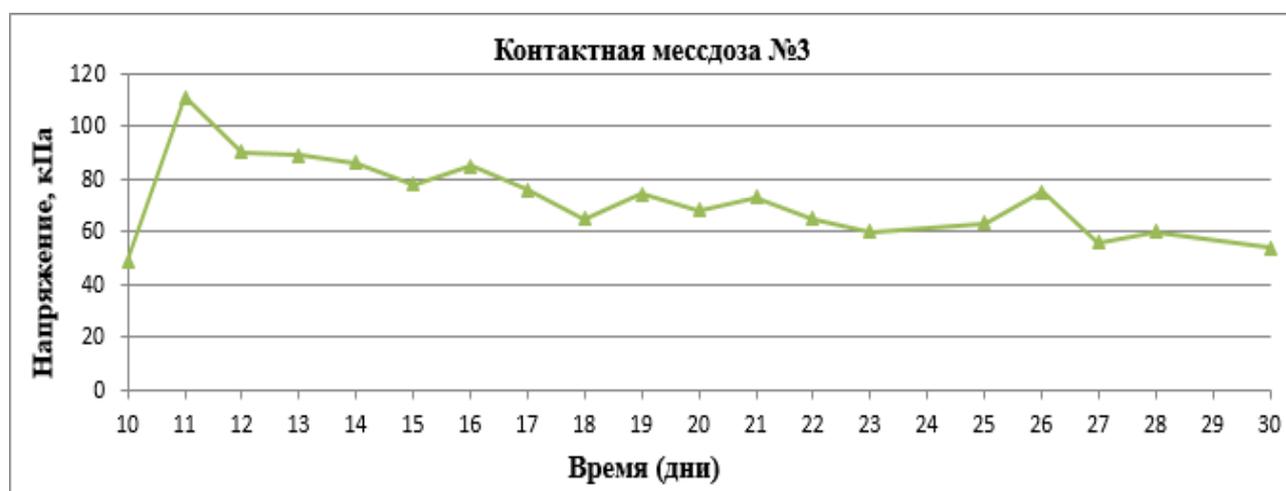
а)



б)



в)



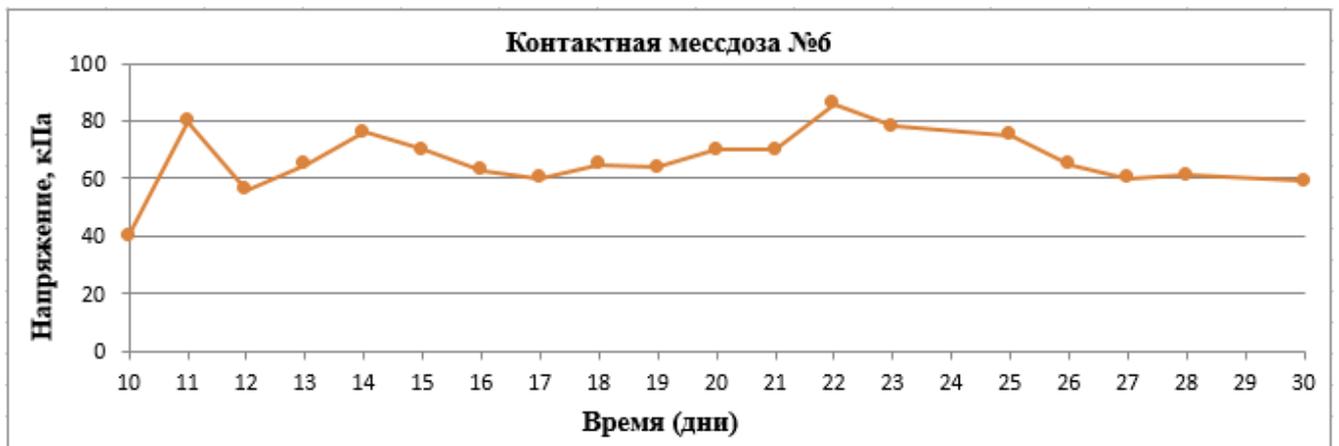
г)



д)



е)



**Рисунок. 4.33.** График изменения напряжений в контактной зоне «фундамент – грунт» с учетом последующей релаксации напряжений ( $p_{\text{цем}} = 0,4-0,6$  МПа)

При цементации грунтового основания под оболочками №14–№19 (пункт 4.2) при давлении ( $p_{\text{цем}} = 0,4-0,6$  МПа) также отмечаются изменения перемещений грунта и вертикальных нормальных напряжений в них (рисунке 4.34, 4.35).

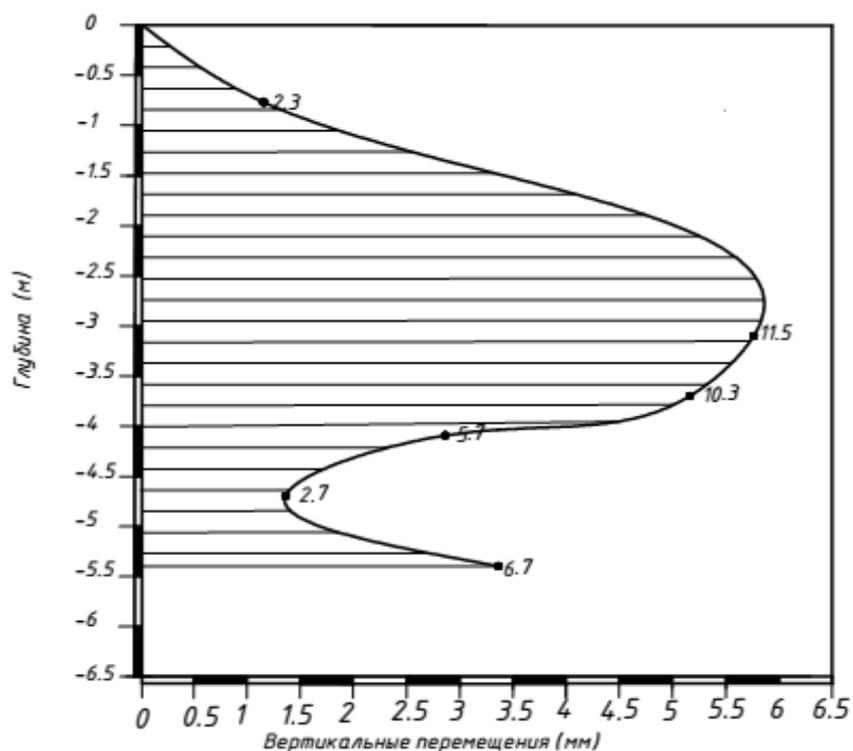


Рисунок 4.35. Эпюра вертикальных перемещений грунта ( $p_{\text{цем}} = 0,4-0,6$  МПа) на третьей захватке

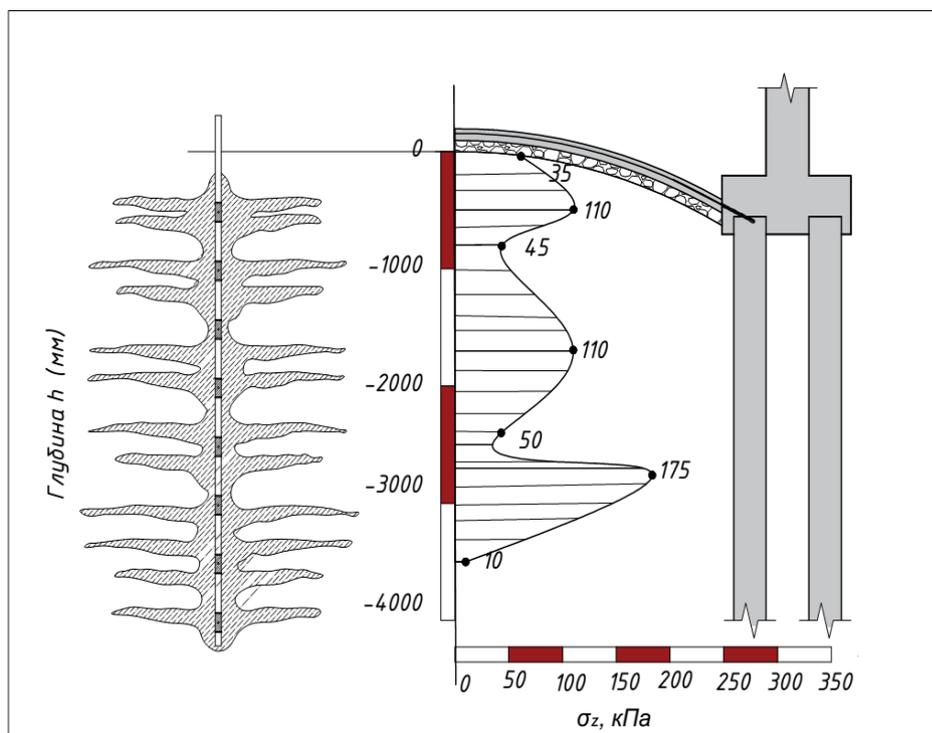
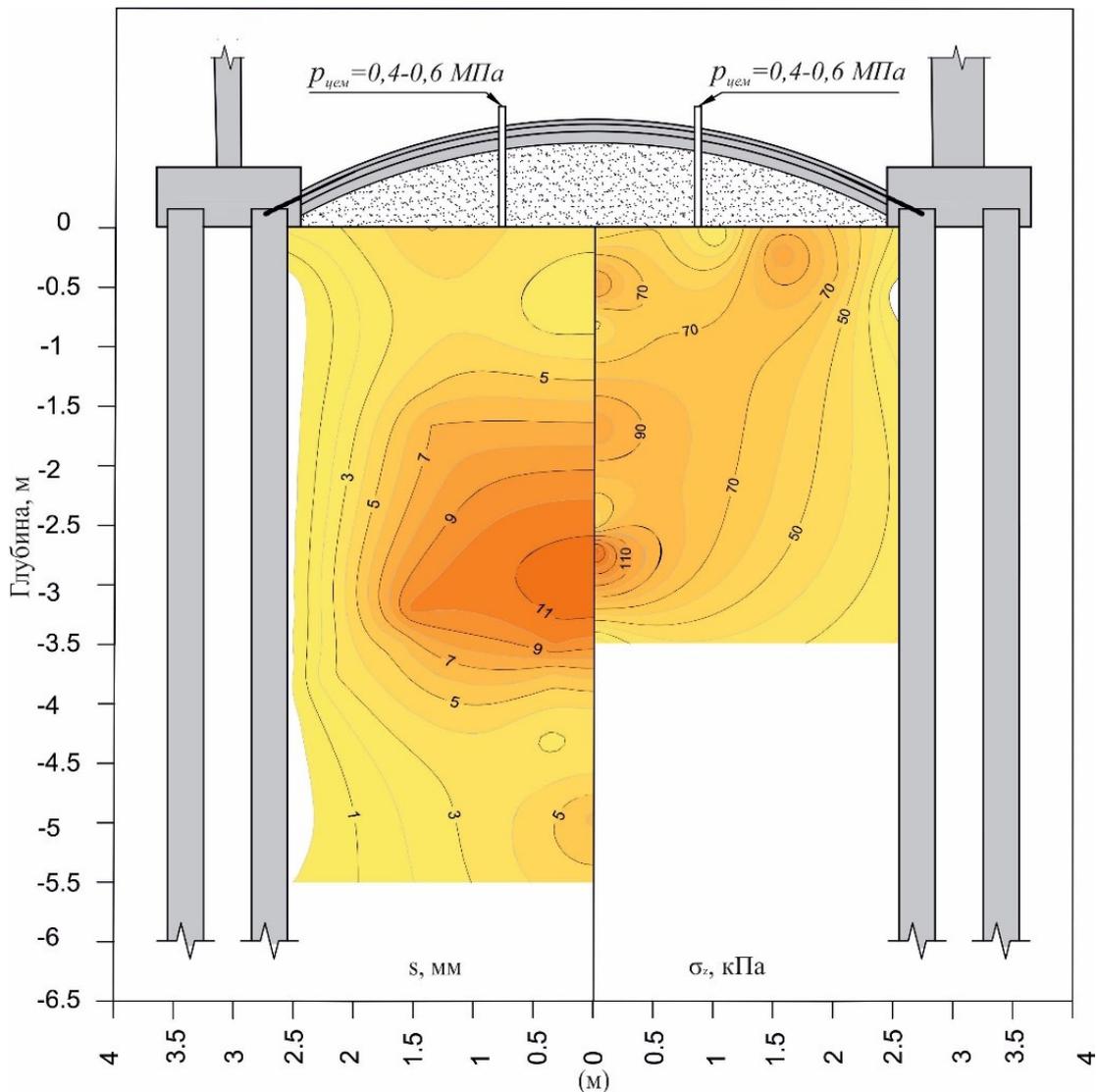


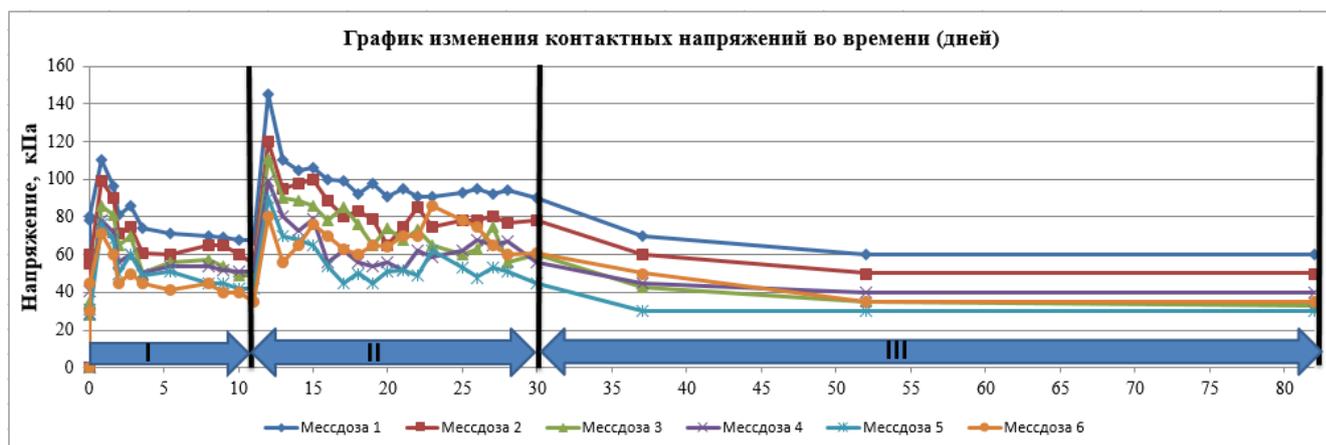
Рисунок 4.35. Эпюра изменения вертикальных напряжений грунта под центром пролетной части исследуемого объекта (III этап) на третьей захватке

Изолинии вертикальных давлений (рисунок 4.36) максимальных значений напряжений концентрируются ближе к ростверку пролетной части оболочки.



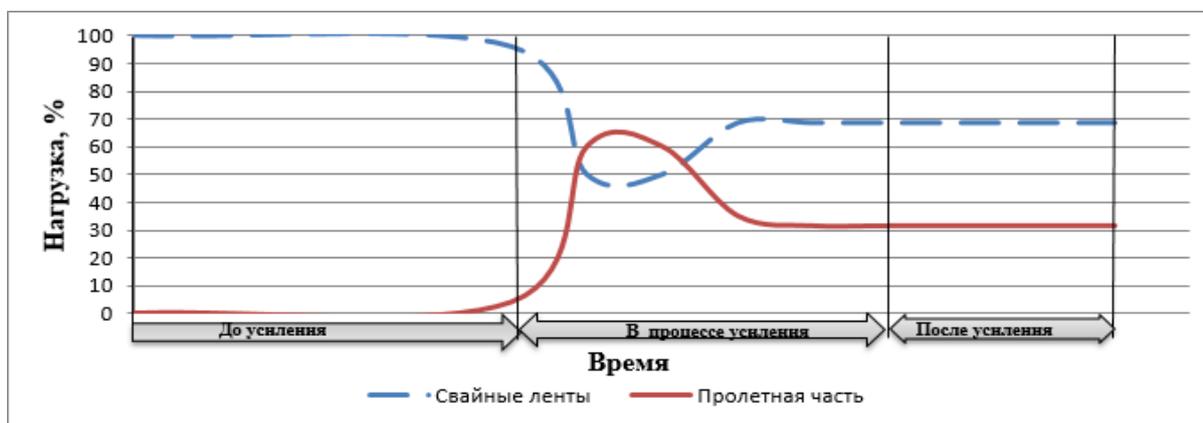
**Рисунок 4.36.** Результаты изменения напряженно-деформированного состояния основания исследуемого объекта на участке экспериментальной оболочки №7 в процессе работ на соседней захватке (III этап, третья захватка,  $p_{цеm} = 0.4-0.6$  МПа): вертикальные перемещения  $S$  [мм] (слева) и вертикальные нормальные напряжения  $\sigma_z$  [кПа] (справа)

При нагнетании растворной смеси в грунтовый массив (с образованием гидроразрывов) при давлении  $p_{цеm} = 0,4-0,6$  МПа зафиксированы максимальные значения напряжений в контактной зоне от 40 до 140 кПа. Во время отдыха в течение 30 дней значения напряжений падают от 100 до 40 кПа (рисунок. 4.37). Таким образом, по завершении работ получены значения изменения контактных давлений, связанных с релаксацией напряжений в основании.



**Рисунок 4.37.** График изменения напряжений на контакте «грунт-фундамент» в пролетной части:

I - нагнетание раствора в подбололочное пространство; II- цементация (с образованием гидроразрывов); III – процесс релаксации напряжений после завершения работ



**Рисунок 4.38.** Схема перераспределения процента общей нагрузки, воспринимаемой усиленными свайными лентами и основанием пролетной части в процессе и после выполнения работ

Таким образом, установлено, что выполненные работы по усилению согласно показаниям, контактных мессдоз, позволили до 31% разгрузить свайные ленты, с учетом релаксации напряжений во времени (рисунке 4.38).

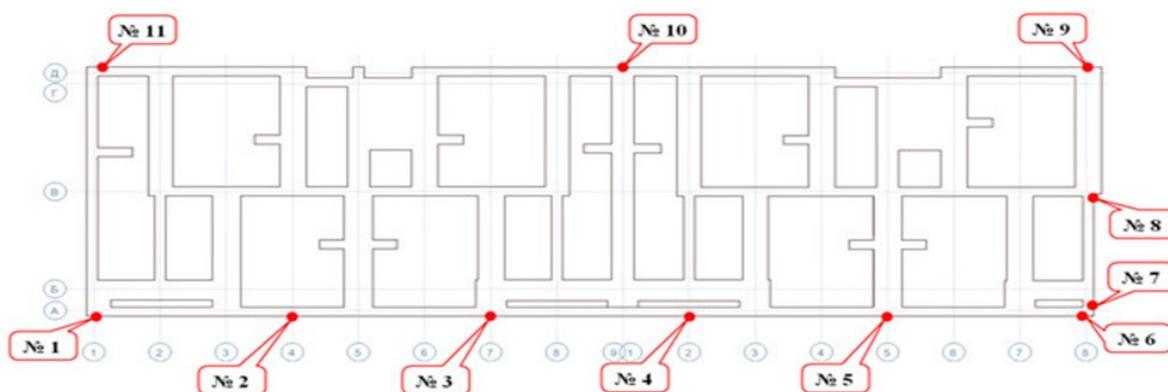
### 4.3.3. Осадки исследуемой системы усиления

Геотехнический мониторинг за осадками здания проводился в период с середины сентября 2016 года путем высокоточного нивелирования. Для анализа развития неравномерных осадок основания фундамента во времени на объекте исследования проводится геодезическое наблюдение при помощи тахеометра LEICA TS09 plus R500. Геодезическое наблюдение осуществляется при помощи

измерения высотных отметок марок относительно неподвижных и независимых реперов, расположенных в цокольной части соседних зданий. Марки представляют собой стальной стержень, закрепленный при помощи эпоксидного состава в цокольной панели здания, и приваренную к нему плоской частью треугольную стальную пластину, обращенную вершиной вверх. Марки с порядковыми номерами с 1 по 6 расположены в цокольной части фасада "8–10", с номерами с 7 по 8 – в цокольной части фасада "А–Д", с номерами с 9 по 11 – в цокольной части фасада "10–8" (рисунок 4.39, 4.40).

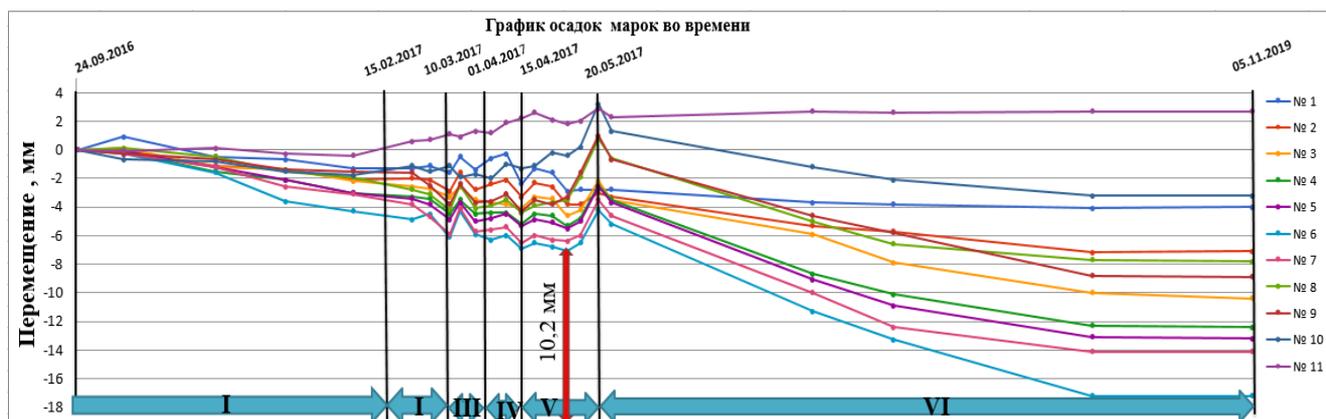
Для выявления характера деформаций жилого здания проводится геодезический мониторинг, позволяющий выявлять, например, следующее:

1. Максимальную разницу осадок фундаментов.
2. Относительную неравномерность осадок ростверка в продольном направлении.
3. Неравномерную осадку ростверка, сопровождающуюся его прогибом в центральной части.



**Рисунок 4.39.** Схема размещения марок в плане

По данным измерений до начала проведения работ по усилению установлено наличие незатухающего характера развития неравномерных осадок здания (рисунок 4.40). В процессе выполнения работ зафиксирован подъем здания на величину до 1–1,5мм на II–м технологическом этапе и до 1–1,2 – на III–м. После завершения работ наблюдались обратные перемещения здания на величину до 2,0мм по причине релаксации напряжений в основании с последующей их полной стабилизацией.



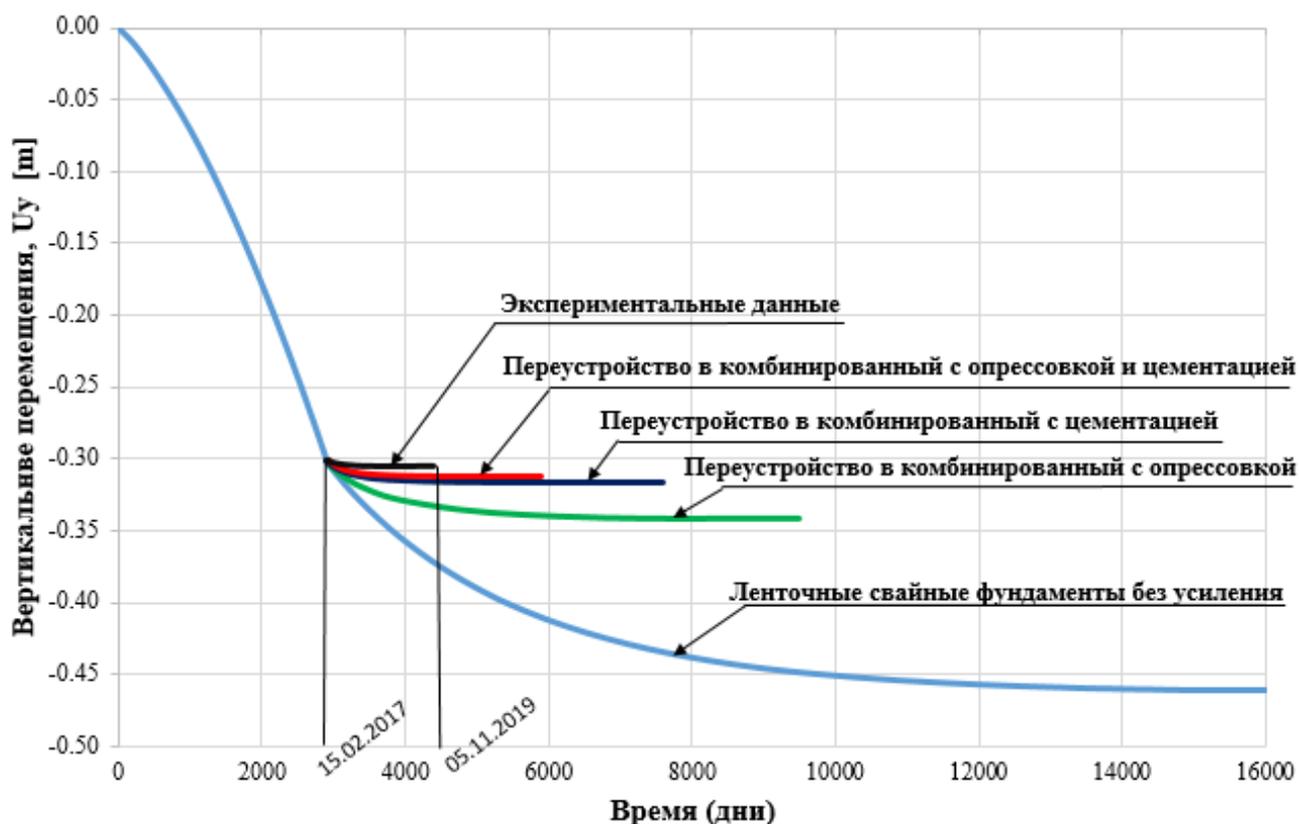
**Рисунок. 4.40.** График вертикальных перемещений геодезических марок во времени:  
 I - до начала усиления; II – проведение подготовительных работ; III-IV- проведение опрессовки основания; V- выполнение цементации (создание гидроразрывов);  
 VI- после завершения работ

Для сопоставления экспериментальных данных с результатами численного моделирования, которые были выполнены с помощью программного комплекса Plaxis 2D, рассмотрены следующие расчётные случаи:

1. Моделирование взаимодействия грунтового основания и ленточного свайного фундамента многоэтажного здания, имеющего сверхнормативные осадки.
2. Моделирование НДС системы «основание-фундамент» при переустройстве в комбинированные фундаменты с опрессовкой пролетной зоны (пункт 3.2.1 и 3.3.1).
3. Моделирование НДС системы «основание-фундамент» при цементации грунтового массива по глубине по манжетной технологии с образованием гидроразрывов (пункт 3.2.1 и 3.3.2).
4. Моделирование взаимодействия системы «основание-фундамент» при переустройстве ленточных свайных фундаментов в комбинированные, с совместным использованием опрессовки и цементации грунтового массива.

Моделирование данных случае в программном комплексе производилось аналогично алгоритму, представленному в пункте 4.1.

Результаты деформирования основания, полученные в ходе численного моделирования, показаны на рисунке 4.41.



**Рисунок 4.41.** Графики теоретических и экспериментальных осадок

Таким образом численное моделирование показывает (рисунок 4.41), что в процессе эксплуатации конечная осадка фундамента при отсутствии мероприятий по усилению составляет 460,2 мм (фактическая до 550мм). В момент накопления осадки равной 300мм при переустройстве фундамента в комбинированный и опрессовке грунтового основания – 341,7 мм; при цементации грунтового массива по манжетной технологии с образованием гидроразрывов – 318,1 мм; при совместном применении переустройства фундамента, его опрессовки и цементации основания – 311,8 мм.

По результатам геотехнического мониторинга, после усиления фундамента дополнительная осадка здания за неполных два года эксплуатации составила – 10,2 мм, что сопоставимо с результатами численного моделирования по 4 расчетному случаю – 11,8 мм.

По результатам численного моделирования установлено, что время консолидации для ЛСФ без усиления превышает 16000 дней, при переустройстве фундамента в комбинированный и опрессовке время консолидации составляет

9500 дней; при цементации грунтового массива по манжетной технологии с образованием гидроразрывов составило 7590 дней; при совместном применении переустройства фундамента, его опрессовки и цементации составила 5900 дней.

#### 4.4. Выводы по главе 4

1. При переустройстве ленточных свайных фундаментов в комбинированные с опрессовкой грунтового основания и его цементацией, возможно управляемое регулирование напряженно-деформируемым состоянием системы «основание-фундамент-здание».

2. При нагнетании растворной смеси под давлением, сопоставимым давлению от здания ( $p_{опр} = 110$  кПа), происходит включение в работу пролетной части фундамента, грунт уплотняется. Значения контактных давлений под ростверками снижаются, происходит их подъем на величину до 2,5мм, что свидетельствует о существенной разгрузке свайного фундамента.

3. После инъекции раствора и его твердении в подбололочном пространстве происходят процессы релаксации напряжений с сохранением остаточных величин от 40 до 10% (в среднем до 25%) от первоначального давления, при этом изменения геометрического положения железобетонной оболочки пролетной части не происходят, что подтверждает их надежное включение в работу.

4. Выявлено, что при производстве работ по цементации основания (режим нагнетания –  $p_{цем} = 0,4-0,6$  МПа) величины напряжений достигают значений 30-140 кПа, которые после «отдыха» снижаются на величину до 20%. Это свидетельствует о том, что до определенной остаточной величины в грунтовом основании происходит релаксация напряжений.

5. Глубина развития вертикальных деформаций при опрессовке пролетных зон, при давлении опрессовки 110 кПа составила 1,1 В, где В – ширина пролета, увеличение вертикальных напряжений зафиксировано до глубины 0,7 В.

6. Таким образом, разработанный метод усиления позволяет обеспечить суммарный эффект от: улучшения свойств грунтов опрессовкой; повышения

несущей способности свай за счет опрессовки и цементации; уменьшения сжимаемости грунта. Так, после выполнения работ по усилению фундаментов 9-этажного жилого дома в г. Тюмени распределение нагрузок, передаваемых на основание под пролетной частью и основания свай составляет 70% и 30% соответственно. Зафиксировано, что дополнительные технологические осадки являются незначительными.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. В представленном исследовании разработан способ усиления ленточных свайных фундаментов, основанный на идее максимального использования ресурсов несущей способности активной зоны грунтового основания. Так, при усилении используется суммарный эффект от: улучшения свойств грунтов опрессовкой, повышения несущей способности свай за счет опрессовки, уменьшения сжимаемости грунта и повышения несущей способности свай за счет цементации, что позволяет значительную часть общего веса здания передать на ранее ненагруженное основание при одновременном увеличении несущей способности свай.

2. Выполненные на маломасштабных моделях экспериментальные исследования показали, что опрессовка грунтового основания в пролетной части свайно-плитного фундамента в размере 40% от общей конечной нагрузки позволила уменьшить осадку фундамента на 37%. После опрессовки приращение осадки уменьшилось в два раза по отношению к осадке аналогичного фундамента без опрессовки грунтового основания. Применение опрессовки позволило снизить глубину сжимаемой толщи на 23%.

3. В рамках разработки методики расчета системы усиления установлено изменение модуля деформации грунта в зависимости от коэффициента пористости. Так, увеличение модуля деформации при  $e$  от 0,8 до 0,95 в рассматриваемом варианте составляет 35–42% в верхнем слое, увеличение средневзвешенного значения модуля деформации по глубине – 10–35%, удельного сцепления – 22–27 % и угла внутреннего трения – 17–23 %. Выявлено, что суммарное воздействие от опрессовки и цементации в упругой постановке задачи может приводить к увеличению несущей способности свай за счет дополнительного бокового обжатия на 45–55% в условиях слабых пылевато-глинистых грунтов, в условиях релаксации и сохранения остаточных напряжений – на 15–20%.

4. Разработана методика аналитического расчета осадки комбинированных свайных фундаментов, полученных путем переустройства из ленточных свайных фундаментов с учетом особенностей данной геотехнической

системы. Использование данной методики показало достаточную для инженерных расчетов точность в пределах 15–25% по отношению к результатам численного моделирования и экспериментальным данным.

5. Численным моделированием доказано, что при отсутствии мероприятий по усилению осадка ленточных фундаментов на слабых пылевато-глинистых основаниях может значительно превысить нормативные значения и привести к отказу несущих и ограждающих конструкций. Применение предложенного метода усиления ленточных свайных фундаментов за счет опрессовки и цементации грунтового основания позволяет значительно, до семи и более раз снизить величину нереализованной осадки и тем самым может обеспечить полные осадки в пределах допустимых значений.

6. Выполненные натурные исследования напряженно-деформированного состояния основания аварийного здания в процессе его усиления доказали, что после выполнения работ в соответствии с предложенным способом усиления доля передаваемой нагрузки от здания на сваи составила 70% и соответственно оболочек в пролетных частях между ростверками – 30%, при минимальных дополнительных осадках в процессе усиления, не превышающих нескольких миллиметров и величиной конечной нереализованной осадки с прогнозируемым значением не более 20мм.

**Рекомендации и перспективы дальнейшей разработки темы исследования:** определение дополнительной несущей способности свай, в рассматриваемой системе усиления, во времени, в зависимости от реологических свойств грунтов и использование технологии цементации для направленного закрепления грунта в контактном слое стволов свай.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Абелев, М.Ю.** Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах / М.Ю. Абелев. - М.: Стройиздат, 1983. - 248 с.
2. **Арипов, Н.Ф.** Приборы и методика измерения напряжений и порового давления в слабых водонасыщенных глинистых грунтах/ Н.Ф. Архипов// Инженерные изыскания в строительстве. – Киев, 1972. – С.14-19.
3. **Ашихмин, О.В.** Взаимодействие плитно-ребристых фундаментов на свайных опорах с глинистым грунтом основания: автореф. дис. на соискание канд. техн. наук. Т. – 2008г. – 23с.
4. **Амарян, Л.С** Свойства слабых грунтов и методы их изучения. – М.: Недра, 1990. – 220 с.
5. **Бай, В.Ф.** Взаимодействие лопастных свай в составе кустов с окружающим грунтом: автореф. дис... канд. техн. наук. 05.23.02/ Бай Владимир Фёдорович. – Пермь, –1993 г. – 20 с.
6. **Безволев, С.Г.** Методика расчетов комбинированных плитно-свайных и свайно-плитных фундаментов // Тр. НИИОСПа. – 2008г. – Вып. 99. – С. 26-52.
7. **Бартоломей, А.А.** Прогноз осадок свайных фундаментов/ А.А. Бартоломей, И.М. Омельчак, Б.С. Юшков - М.: Стройиздат, 1994. - 384 с.
8. **Бартоломей, А.А.** Расчет осадок ленточный свайных фундаментов/ А.А. Бартоломей, - М.: Стройиздат, 1972. - 125 с.
9. **Бахолдин, Б.В.** Применение свай при реконструкции зданий и сооружений / Б.В. Бахолдин, Х.А. Джантимиров, Э.А. Товмасын // Устройство фундаментов и заглубленных сооружений в условиях реконструкции действующих предприятий и стесненных условиях строительства - Л.: ЛДНТП, 1983. - С. 45-47.
10. **Блескина, Н.А.** Глубинное закрепление грунтов синтетическими смолами / Н.А. Блескина, Б.С. Федоров// - М.: Стройиздат, 1980. - 147 с.
11. **Болдырев, Г.Г.** Механика грунтов. Основания и фундаменты (в вопросах и ответах): учеб. пособие / Г.Г. Болдырев, М.В. Малышев. 4-е изд., перераб. и доп. Пенза: ПГУАС, 2009. 412 с.

12. **Богомоллов, В.А.** Метод высоконапорной инъекции связных грунтов при устройстве и усилении оснований и фундаментов: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Богомоллов Владимир Александрович. - Екатеринбург, 2002. – 18с.
13. **Бройд, И.И.** Струйная геотехнология: Учебное пособие / И.И. Бройд. – М.: Изд-во АСВ, 2004. – 448 с.
14. **Волков, Г.А.** Вдавливание свай под существующие здания / Г.А. Волков // На стройках России. - 1978. - №5 - С.13-15.
15. **Волосюк, Д.В.** Технология устройства комбинированных свайно-плитных фундаментов с опрессовкой основания: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.08/ Волосюк Денис Викторович. – Тюмень, 2019. – 182 с.
16. **Готман, Н.З.** Расчет свайно-плитных фундаментов из забивных свай с учетом образования карстового провала: дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02/ Готман Наталья Залманова. – Москва, 2004. – 348с.
17. **Готман, А.Л.** Сваи и свайные фундаменты. / А.Л. Готман. – Уфа: Монография, 2015г. – 384с.
18. **Готман, А.Л.** Исследование работы комбинированных свайных фундаментов на вертикальную нагрузку/ А.Л. Готман, М.З. Каранаев, // «ОФМГ». – 1991г. - №6. – С.15-18.
19. **Глушков, И.В.** Прогноз осадок комбинированных свайных фундаментов: дис ... канд. техн. наук: 05.23.02/ Глушков Илья Вячеславович. – Пермь, 2007. - 202 с.
20. **Ганичев, И.А.** Устройство искусственных оснований и фундаментов / И.А. Ганичев. - 3-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1981. - 543 с.
21. **Гендель, Э.М.** Инженерные работы по реставрации памятников архитектуры / Э.М. Гендель. – М.: Стройиздат, 1980. – 198 с.
22. **Гильман, Я.Д.** Усиление и восстановление зданий на лессовых просадочных грунтах / Я.Д. Гильман, Е.Д. Гильман. - М.: Стройиздат, 1989. -160с.
23. **Голли, А.В.** Методика измерения напряжений и деформаций в грунтах: учебное пособие / А.В. Голли. – Л.: ЛИСИ, 1984. – 53 с.

**24. Голубев, К. В.** Усиление оснований фундаментов нагнетаемыми несущими элементами: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02/ Голубев Константин Викторович. – Пермь, 2006 г. – 22с.

**25. Гончарова, Л.В.** Основы искусственного улучшения грунтов (техническая мелиорация) / Л.В. Гончарова. - М.: Моск. ун-т, 1973. – 373 с.

**26. Горбунов-Посадов, М.И.** Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др.; под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. - М.: Стройиздат, 1985. - 480 с.

**27. ГОСТ 5180-84.** Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик. - М.: Минстрой, 1996.

**28. ГОСТ 20276-99.** Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости. - М.: Минстрой, 1996.

**29. ГОСТ 151550-69.** Межгосударственный стандарт машины, приборы и другие технические изделия. – М., 1969 (6ПАО)

**30. Давлатов, Д.Н.** Усиление ленточных свайных фундаментов переустройством в комбинированный с опрессовкой и цементацией основания: Научный доклад о результатах научной квалификационной работы / Давлатов Далер Назуллоевич – Тюмень, – 2018. – 16 с.

**31. Далматов, Б.И.** Особенности устройства фундаментов на пылевато-глинистых грунтах в условиях реконструкции / Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, В.М. Улицкий, Л.К. Пронев // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1986. - №5. - С. 4-6.

**32. Далматов, Б.И.** Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: Учебное пособие / Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, А.В. Голли и др.; под ред. Б.И. Далматова. - 2-е изд. - М.: Изд-во АСВ, 2001. - 440 с.

**33. Дмитриев, Н.В.** Усиление оснований и фундаментов зданий Государственной Третьяковской галереи / Н.В. Дмитриев, Л.И. Малышев, Ю.И. Спицын // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1986. - №4. – С. 6-8.

**34. Егоров, А.И.** Опыт проектирования и строительства фундаментов из буроинъекционных свай / А.И. Егоров, Л.Б. Львович, Н.С. Мирочник // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1982. - №6. – С. 18-21.

**35. Егоров, А.И.** Усиление грунтов основания и фундаментов Спасского собора Заиконоспасского монастыря в г. Москве / А.И. Егоров, И.Я. Харченко // Интернет-журнал «Реконструкция городов и геотехническое строительство». - 1999. - №1.

**36. Есипов, А.В.** Взаимодействие микросвай с грунтовым основанием при усилении фундаментов: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Есипов Андрей Владимирович. – Тюмень, 2002. – 18 с.

**37. Ермолаев, В.А.** Закрепление оснований зданий и сооружений методом гидроразрыва при неоднократном инъектировании: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02. – Санкт – Петербург, 2013. – 166 с.

**38. Зарецкий, Ю.К.** Теория консолидации / Ю.К. Зарецкий. – М.: Наука, 1967. – 268 с.

**39. Землянский, А.А.** Новый метод кольцевого армирования слабых грунтов при строительстве высотных зданий и сооружений / А.А. Землянский // Тр. междунар. конф. по геотехнике. Т.4: Развитие городов и геотехническое строительство. – СПб., 2008.

**40. Зазуля Ю.В.** Обоснование применения ленточного фундамента, подкрепленного вдавливаемыми микросваями: автореф. дис. на соискание ученой степени канд. техн. наук: 05.23.02/ Зазуля Юрий Владимирович: - Тюмень, 2010. – 24 с.

**41. Ильичев, В.А.** Влияние строительства заглубленных сооружений на существующую историческую застройку в Москве / В.А. Ильичев, П.А. Коновалов, Н.С. Никифорова // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2001. - №4. - С. 19-24.

**42. Ибрагимов, М.Н.** Цементация грунтов инъекцией растворов в строительстве / М.Н. Ибрагимов, В.В. Семкин, А.В. Шапошников - М.: Издательство АСВ, 2017. – 266 с.

- 43. Киселёв, Н.Ю.** Работа плитных фундаментов с компенсирующим слоем на грунтовом основании: автореф. дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Киселёв Никита Юрьевич. – Москва: МГСУ, 2017. – 24 С.
- 44. Камбефор, А.** Инъекция грунтов / А. Камфебор. - М.: Энергия, 1971.
- 45. Коновалов, П.А.** Основания и фундаменты реконструируемых зданий / П.А. Коновалов. - 4-е изд., перераб. и доп.- М.: ВНИИТПИ, 2000. - 318с.
- 46. Коновалов П.А.** Основания и фундаменты реконструируемых зданий/ П.А. Коновалов М.: Стройиздат, 1998. - 212 с.
- 47. Лушников, В.В.** Использование мирового опыта при проектировании и строительстве фундаментов высотных зданий с учетом геологических условий Екатеринбурга / В.В. Лушников // Академический вестник УРАЛНИИПРОЕКТ РААСН. – 2009. - №1. – С. 74-80.
- 48. Мангушев, Р.А.** Современные свайные технологии / Р.А. Мангушев, А.В. Ершов, А.И. Осокин/ М.: Издательство АСВ. – 2007. – 160 с.
- 49. Мангушев, Р.А.** Сваи и свайные фундаменты. Конструкции, проектирование и технологии / А.Л. Готман, А.Б. Пономарев// Под ред. Р.А. Мангушева. – М.: Изд-во АСВ, 2015. – 320 с.
- 50. Мальганов, А.И.** Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий / А.И. Мальганов, В.С. Плевков, А.И. Полищук. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. - 456 с.
- 51. Малышкин, А.П.** Усиление фундаментов микросваями с направленным инъецированием / А.П. Малышкин, Я.А. Прозозин // Труды Международной научно-практической конференции по проблемам механики грунтов, фундаментостроению и транспортному строительству. Т. 2. - Пермь, 2004. - С.138-142.
- 52. Мельников, Б.Н.** Создание геотехногенных массивов в основании инженерных сооружений на лессах / Б.Н. Мельников, А.И. Нестеров, В.И. Осипов // Инженерная геология. - 1985. - №6. - С.3-14.
- 53. Мельников, Р.В.** Взаимодействие осесимметричных фундаментов-оболочек с неметаллическим армированием с основанием сложенным пылевато-

глинистыми грунтами: автореф. дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Р.В. Мельников Роман Викторович. – Тюмень, 2011. – 21 С.

**54. Мозгачева, О.А.** Геотехнические аспекты реконструкции московского манежа/ О. А. Мозгачева, В. П. Петрухин, Д. Е. Разводовский, О. А. Шулятьев// Развития городов и геотехнический строительство. №10. 2006.

**55. Мулюков, Э.И.** Усиление оснований и фундаментов существующих зданий / Э.И. Мулюков // Сб. науч. тр. - Уфимский НИИпромстрой, 1990.

**56. Мустакимов, В.Р.** Опыт усиления фундаментов зданий в инженерно-геологических условиях Татарстана / В.Р. Мустакимов // Известия КазГАСУ. – 2009. - №1. – 149-157 С.

**57. Наумкина Ю.В.** Усиление ленточных фундаментов с переустройством в сплошную плиту переменной жесткости с предварительным напряжением грунтового основания: автореферат дисс. канд. техн. наук: 05.23.02 / Наумкина Юлия Владимировна. - Тюмень, 2013 - 24 с.

**58. Невзоров, А.Л.** Основания и фундаменты. Пособие по расчету и конструированию: учебное пособие/ А.Л. Невзоров. – М.: Издательство АСВ, 2018. – 154 с.

**59. Никифоров, А.А.** Методы усиления оснований и фундаментов, применяемые в инженерной реставрации / А.А. Никифоров // Геоэкология. Инженерная геология. Гидрогеология. Геокриология. - 2003. - №2 - С. 181 -188.

**60. Нуждин, М. Л.** Предупреждение неравномерных осадок фундаментной плиты с помощью высоконапорного инъецирования / М.Л. Нуждин // Материалы Международной научно-технической конференции: Опыт строительства и реконструкции зданий и сооружений на слабых грунтах. - Архангельск: Изд-во Арханг. гос. ун-та, 2003. – 232 с.

**61. Осипов, В.И.** Уплотнение и армирование слабых грунтов методом «Геокомпозит» / В.И. Осипов, С.Д. Филимонов // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2002. - №5 - С. 15-21.

**62. Перлей, Е.М.** Свайные фундаменты и заглубленные сооружения / Е.М. Перлей. – Л.: Стройиздат, 1989.

**63. Полищук, А.И.** Анализ причин деформаций эксплуатируемых зданий на пылевато-глинистых грунтах / А.И. Полищук // Материалы 7-й Международной конференции: Обследование, ремонт, усиление и возведение зданий и сооружений. В двух томах. Т 2. - Ноттингем, Великобритания, 2001. - С. 115-120.

**64. Полищук, А.И.** К вопросу усиления оснований деформированных зданий методом высоконапорной инъекции / А.И. Полищук, Т.А. Трепутнева // Тезисы докладов научно-технической конференции: Строительство и архитектура. - Томск: Изд-во ТГАСУ, 2002. – 172 с.

**65. Полищук, А.И.** Основы проектирования и устройства фундаментов реконструируемых зданий /А.И. Полищук. – Нортхэмптон-Томск: STT, 2004. – 476с.

**66. Пономарев, А.Б.** Проблемы строительства в условиях плотной городской застройки / А.Б. Пономарев // Актуальные проблемы проектирования и строительства в условиях городской застройки. В 2т. - Пермь: ПГТУ, 2005. - Т.1. - С. 155-166.

**67. Порошин, О.С.** Взаимодействие цилиндрических бинарных фундаментов-оболочек с глинистым грунтом основания: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Порошин Олег Сергеевич. – Тюмень, 2011. – 21 с.

**68. Пронозин, Я.А.** Взаимодействие системы усиления свайных фундаментов с предварительно опрессованным грунтовым основанием эксплуатируемого сооружения/ Пронозин Я.А., Степанов М.А., Шуваев А.Н., Давлатов Д.Н // «Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура т.9, №3, 2018. с.42-53.

**69. Пронозин, Я.А.** Регулирование напряженно-деформированного состояния основания комбинированных ленточно-свайных фундаментов/ Я.А. Пронозин, М.А. Степанов, Д.В. Волосюк//Основания, фундаменты и механика грунтов. -2016. -№3. -С. 16-20 с.

**70. Пронозин, Я.А.** Взаимодействие ленточно-оболочечных фундаментов с сильносжимаемым грунтовым основанием: дис...д-ра. техн. наук: 05.23.02 / Пронозин Яков Александрович. - Москва, 2016. - 368 с.

**71. Прозин, Я.А.** Технология ремонтных и восстановленных работ/ Я.А. Прозин, Л.Р. Епифанцева, Д.В. Волосюк, Я.В. Горская// учебник Под. ред. Я.А. Прозина – М.: Изд-во АСВ, 2016. – 148с.

**72. Рачков, Д.В.** Взаимодействие системы «основание-фундамент» при криволинейной форме контактной поверхности: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Рачков Дмитрий Владимирович. - Тюмень, 2018. – 164 с.

**73. Ржаницын, Б.А.** Химическое закрепление грунтов в строительстве / Б.А. Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1986. – 263.

**74. Ройтман, А.Г.** Натурные экспериментальные исследования уплотнения основания под фундаментами эксплуатируемых зданий / А.Г. Ройтман // Тр. АКХ им. К.Д. Памфилова. - № 74. ОИТМ. - М., 1971. – С. 138-146.

**75. Степанов, М. А.** Взаимодействие комбинированных ленточных свайных фундаментов с предварительно опрессованным грунтовым основанием: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02/ Степанов Максим Андреевич. - Тюмень, 2015. - 189 с.

**76. Степанов, М.А.** Результаты экспериментального исследования деформирования глинистого основания при взаимодействии со свайно-плитным фундаментом и предварительном напряжении основания / Я.А. Прозин, М.А. Степанов // «Геотехника: теория и практика». – Санкт-Петербург: СПбГАСУ, 2013. - С. 47-52.

**77. Самохвалов, М.А.** Исследования взаимодействия буроинъекционных свай, имеющих контролируемое уширение, с пылевато-глинистым грунтовым основанием в условиях реконструкции: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02/ Самохвалов Михаил Александрович. - Тюмень, 2015. -137 с.

**78. Сотников, С. Н.** Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих сооружений: (Опыт строительства в условиях Северо-Запада СССР) / С. Н. Сотников, В. Г. Симагин, В. П. Вершинин; Под ред. С. Н. Сотникова. — М.: Стройиздат, 1986. — 96 с.

**79. Сахаров, И.И.** Гидроразрывной метод закрепления оснований эксплуатируемых зданий и сооружений / И.И. Сахаров, М. Аббуд // Геотехника. Наука и практика. СПбГАСУ. – 2000. – С.72-76.

**80. Сахаров И.И.** Геотехническое сопровождение закрепления оснований зданий и сооружений высоконапорной инъекцией //Труды Междунар. семинара по механике грунтов, фундаментостроению и транспортным сооружениям / Под общ. ред. проф. А.А. Бартоломея. - М.: Изд-во ПГТУ, 2000. – С. 134-136.

**81. Сотников, С.Н.** Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих сооружений / С.Н. Сотников, В.Г. Симагин, В.П. Вершинин. – М.: Стройиздат, 1986. – 96 с.

**82. СП 22.13330.2016** Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\* [Текст] / Минрегион России. – Москва: Стандартинформ, 2017. – 161 с.

**83. СП 24.13330.2011.** Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85.

**84. Тер-Мартirosян, З.Г.** Механика грунтов: учебное пособие / З.Г. Тер-Мартirosян. – М.: Издательство АСВ, 2005. – 488 с.

**85. Тер-Мартirosян, З.Г.** Обоснование использования свайно-оболочечных фундаментов с предварительно напряженным грунтовым основанием / Тер-Мартirosян З.Г., Пронозин Я.А., Степанов М.А. // Основания, фундаменты, механика грунтов. – 2012. – № 4. – С. 2-5.

**86. Тер-Мартirosян, З.Г.** Напряженно-деформированное состояние слоя грунта в процессе его уплотнения грунтовыми сваями и последующего нагружения его под воздействием внешней нагрузки/ А.С.М. Абдул Малек, А.З. Тер-Мартirosян, И. К. Аинбетов // Вестник МГСУ. – 2008. - №2. С. 81 - 95.

**87. Труфанов, А.Н.** Новый метод определения параметров релаксации грунтов/ А.Н. Труфанов. // Геотехника №03.2016. С. 6-11.

**88. Тетиор, А.Н.** Прогрессивные конструкции фундаментов для условий Урала и Тюменской области / А.Н. Тетиор. – Свердловск: Средне Уральское издательство, 1971. – 91 с.

- 89. Улицкий, В.М.** Комплексное использование струйной технологии для целей реконструкции на слабых грунтах / В.М. Улицкий, С.Г. Богов // Материалы 3-го Международного симпозиума: Реконструкция Санкт-Петербурга. - 2005.
- 90. Улицкий, В.М.** Опыт устройства оснований и фундаментов при реконструкции на слабых грунтах / В.М. Улицкий, Л.К. Пронев. - Л.: ЛДНТП, 1990.
- 91. Улицкий, В.М.** Геотехническое сопровождение развития городов / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин// СПб: Стройиздат Северо-Запад. – 2010. – 560 с.
- 92. Ухов, С.Б.** Механика грунтов, основания и фундаменты: Учеб. пособие для строительных специальностей вузов / С.Б. Ухов, В.В. Семенов, В.В. Знаменский и др.; под ред. С.Б. Ухова. - 2-е изд., перераб. и доп. - М.: Высш. шк., 2002. - 566 с.
- 93. Федоров В.В.** Реконструкция и реставрация зданий. - М.: ИНФРА-М, 2003. - 208 с.
- 94. Хасин, М.Ф.** Струйная технология укрепления грунтов / М.Ф. Хасин, Л.И. Малышев, И.И. Бройд // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1984. - №5. – С. 10-12.
- 95. Цытович, Н.А.** Механика грунтов / Н.А. Цытович. - М.: Высшая школа, 1979. - 272 с.
- 96. Цытович Н.А.** Основания и фундаменты / Н.А. Цытович, Г.В. Березанцев, Б.И. Далматов - М.: Высшая школа, 1970. - 384 с.
- 97. Швец, В.Б.** Усиление и реконструкция фундаментов / В.Б. Швец, В.И. Феклин, Л.К. Гинзбург - М.: Стройиздат, 1985. - 204 с.
- 98. Швецов, Г.И.** Основания и фундаменты: Справочник / Г.И. Швецов, И.В. Носков, А.Д. Слободян, Г.С. Госькова; под ред. Г.И. Швецова. - М.: Высш. шк., 1991. - 383 с.
- 99. Шепелев, Н.П.** Реконструкция городской застройки / Н.П. Шепелев, М.С. Шумилов -М.: ВШ, 2000. - 324 с.
- 100. Шрейбер, К.А.** Вариантное проектирование при реконструкции жилых зданий. - М.: Стройиздат, 1991. – 326

**101. Шашкин, А.Г., Шашкин, К.Г., Васенин, В.А.** Особенности расчета фундаментов высотных зданий с учетом работы надземных конструкций в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2005г. - №9. –С.71-79.

**102. Шулятьев О.А.** Вертикальный геотехнический барьер по методу компенсационного нагнетания/ О. А. Шулятьев, О. А. Мозгачева// Юбилейный сборник трудов НИИОСП им. Н.М. Герсеванова. - Москва, 2006.

**103. Шулятьев, О.А.** Искусственное изменение напряженно-деформированного состояния грунта для решения геотехнических задач / Труды НИИОСП им. Н.М. Герсеванова, 2001.

**104. Abdel-Rahman, M.M.** Ultimate bearing capacity of triangular shell strip footings on sand/ M.M. Abdel-Rahman, A.M. Hanna. – M. Eng. thesis, Dept. of Civil Engrg., Concordia University, Montreal, Quebec, Canada, 1987.

**105. Hanisch, J., Katzenbach, R., Konig, G.** Kombinierte PfahlPlattengründung / In Zusammenar beitmitdem Arbeitskreis «Pfahle» der Deutschen Gesellschaft fur Geotechnik (DGGT). Ernst&Sohn, 2002.

**106. Jumikis, A.R.** Foundation engineering / A.R. Jumikis // Robert E. Krieger Publishing Company, Malabar, Florida, USA, 1987.

**107. Kumar, A.** Soil-structure interaction in a combined pile-raft foundation – A case study. M. Patil, D. Choudhury. Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering, 170 (2), Article No. 1600075, 2017.-117-128.

**108. Lee, T.-H.** An experimental study for reinforcing the ground underneath a footing using micropiles. J.-C. Im, C. Kim, M. Seo. Geotechnical Testing Journal. Volume 41, Issue 4, 2018. Pp. 648-663.

**109. Lizzi, F.** Practical engineering in structurally complex formations / F. Lizzi // International Symposium on the Geotechnics of Structurally Complex Foundations, Capri, Associazione Geotechnica Italiana. - 1977.

**110. Lizzi, F.** The Static Restoration of Monuments / F. Lizzi // Sagep Publisher. - Genova, Italy, 1982.

**111. Pronozin, Ya.A.** “Normal” bored injection pile with increased bearing capacity. I.S. Salnyi & D.V. Volosyuk. Proceedings in Earth and geoscience. Volume 2. Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New Materials, Structures, Technologies and Calculations, 2019. pp. 296-300.

**112. Shamsi Sosahab, J.** Physical and Numerical Modeling of Piled Raft Foundation in Chamkhaleh Sand. M. Jamshidi Chenari, R. Jamshidi Chenari, M. Karimpour Fard. International Journal of Civil Engineering. Volume 17, Issue 6, 1, Pp. 2019.- 765-779.

**113. Stepanov, M.A.** Experimental studies of soil compaction effect on pile operation. G.I. Rybak, Proceedings in Earth and geoscience. Volume 2. Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New Materials, Structures, Technologies and Calculations, 2019. pp. 357-362.

**114. Toma-Sabbagh, T.M. & Al-Abboodi, I.** Model tests on piled raft subjected to lateral soil movement. International Journal of Geotechnical Engineering, 12 (4), 2017. pp. 357-367.

**115. Utenov, E.S.** Interaction Analysis of Adjacent Foundations of Renovated Buildings. A.T. Mukhamedzhanova, A.Z. Zhusupbekov, B.O. Kaldanova, S.N. Sotnikov. Soil Mechanics and Foundation Engineering. T. 54. № 1. 2017. Pp. 17-23.

## ПРИЛОЖЕНИЯ

### Приложение А. Справка о внедрении результатов исследования

---

Общество с ограниченной ответственностью  
**«Завод железобетонных изделий – 3»**  
(ООО «Завод ЖБИ-3»)

---

625014, Россия, Тюменская область, г. Тюмень, 50 лет Октября ул., д. 215  
Факс (3452) 58-18-09 тел. 58-18-18. E-mail: [jbi-3@jbi-3.ru](mailto:jbi-3@jbi-3.ru) [www.jbi-3.ru](http://www.jbi-3.ru), [тюмень-жби-3.рф](mailto:тюмень-жби-3.рф)  
ОКПО 26158767, ОГРН 1147232045014, ИНН/КПП 7203321348/720301001, БИК 047102651  
Р/с 40702810867020103856, К/с 30101810800000000651 Западно-Сибирское отделение № 8647 ПАО Сбербанк

---

№ 197 от 11.02.2020г.

Акт о внедрении  
результатов научно-исследовательской работы  
Давлатова Далера Назулловича

При усилении грунтового основания и фундаментов жилого дома ГП-1 в микрорайоне «Тура» в районе озера Оборочное, расположенного по адресу: г. Тюмень, ул. Домостроителей, 34 были применены проектные и конструктивные решения, разработанные автором.

Усиление ленточных свайных фундаментов выполнялось их переустройством в комбинированный с опрессовкой и цементацией грунтового основания. Проектные решения по усилению фундаментов и основания здания разработаны в рамках научно-исследовательской работы, выполняемой по теме диссертационного исследования автора.

Исполнительный директор



А.В.Соловьев