

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
Пермский национальный исследовательский политехнический университет

На правах рукописи



НУЖДИН Матвей Леонидович

**УСИЛЕНИЕ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ ЗДАНИЙ
МЕТОДОМ ПАКЕТНОГО ВЫСОКОНАПОРНОГО ИНЪЕЦИРОВАНИЯ**

05.23.02 – Основания и фундаменты, подземные сооружения

ДИССЕРТАЦИЯ

на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук, профессор
Пономарев Андрей Будимирович

Пермь, 2021 г.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	5
ГЛАВА 1. АНАЛИЗ МЕТОДОВ УСИЛЕНИЯ НАГНЕТАНИЕМ ПОДВИЖНЫХ РАСТВОРОВ И АРМИРОВАНИЕМ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ.....	12
1.1. Исторические сведения об опыте усиления грунтов нагнетанием подвижных растворов.....	12
1.2. Некоторые понятия и термины.....	14
1.3. Классификация методов усиления грунтового основания нагнетанием растворов.....	16
1.4. Высоконапорное инъецирование.....	18
1.4.1. Достоинства и недостатки метода.....	18
1.4.2. Инъекторы с конструктивными особенностями, способствующими направленному инъецированию.....	21
1.4.3. Технологические приемы и приспособления, локализирующие распространение инъекционного раствора или не допускающие образования трещин гидроразрыва.....	25
1.4.4. Инъекционные тела, сформированные высоконапорным инъецированием.....	28
1.5. Армирование грунтового основания вертикальными элементами.....	33
1.6. Выводы по главе 1 и задачи исследований.....	36
ГЛАВА 2. ИССЛЕДОВАНИЕ ФОРМЫ ИНЪЕКЦИОННЫХ ТЕЛ, ПОЛУЧЕННЫХ ПРИ НАГНЕТАНИИ ПОДВИЖНОГО РАСТВОРА ПАКЕТНЫМ ВЫСОКОНАПОРНЫМ ИНЪЕЦИРОВАНИЕМ.....	39
2.1. Обоснование концепции метода пакетного высоконапорного инъецирования.....	39

2.2. Экспериментальное подтверждение в лабораторных условиях...	42
2.3. Экспериментальное подтверждение в натуральных условиях.....	50
2.4. Выводы по главе 2.....	56
ГЛАВА 3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ОБОСНОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ	
УСИЛЕНИЯ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ МЕТОДОМ	
ПАКЕТНОГО ВЫСОКОНАПОРНОГО ИНЪЕЦИРОВАНИЯ.....	
	58
3.1. Задачи лабораторных исследований.....	58
3.2. Влияние схемы расположения армоэлементов на деформации грунтового основания фундаментов мелкого заложения.....	59
3.3. Влияние схемы расположения армоэлементов на деформации грунтового основания фундаментов мелкого заложения при усилении контурным армированием.....	66
3.4. Влияние схемы расположения твердых включений на деформации грунтового основания свайных фундаментов.....	75
3.5. Усиление грунтового основания свайных фундаментов под машины с динамическими нагрузками.....	85
3.6. Выводы по главе 3.....	89
ГЛАВА 4. ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-	
ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ,	
УСИЛЕННОГО ТВЕРДЫМИ ВКЛЮЧЕНИЯМИ.....	
	91
4.1. Задачи численных исследований и параметры расчетных моделей.....	91
4.2. Влияние схемы расположения армоэлементов на деформации грунтового основания фундаментов мелкого заложения.....	94
4.3. Влияние схемы расположения армоэлементов на деформации грунтового основания свайных фундаментов.....	106
4.3.1. Контурное армирование.....	106
4.3.2. Усиление основания под нижними концами свай.....	112

4.3.3. Усиление межсвайного пространства.....	115
4.4. Влияние схемы расположения армоэлементов на деформации грунтового основания плитных фундаментов.....	119
4.5. Выводы по главе 4.....	129
ГЛАВА 5. УСИЛЕНИЕ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ ЗДАНИЙ МЕТОДОМ ПАКЕТНОГО ВЫСОКОНАПОРНОГО ИНЪЕЦИРОВАНИЯ	132
5.1. Подход к усилению грунтового основания пакетным высоконапорным инъецированием.....	132
5.2. Усиление фундаментов методом пакетного высоконапорного инъецирования.....	135
5.3. Особенности усиления фундаментов мелкого заложения малоэтажных и исторических зданий.....	146
5.4. Усиление свайных фундаментов.....	149
5.5. Усиление плитных фундаментов.....	153
5.5.1. Корректировка вертикального положения зданий и сооружений на плитных фундаментах.....	153
5.5.2. Осадка плитных фундаментов на грунтовом основании, усиленном твердыми инъекционными телами.....	158
5.6. Снижение параметров колебаний свайных фундаментов под машины с динамическими нагрузками.....	162
5.7. Выводы по главе 5.....	166
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	168
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	170
ПРИЛОЖЕНИЕ 1. Примеры усиления грунтового основания зданий методом пакетного высоконапорного инъецирования.....	190
ПРИЛОЖЕНИЕ 2. Патенты на изобретения.....	218
ПРИЛОЖЕНИЕ 3. Акты о внедрении результатов исследований.....	221

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследований. Последние десятилетия строительство в крупных городах России активно развивается в направлении полного использования пространства. Площадки, считавшиеся ранее малопригодными, активно осваиваются. В центральных районах многих городов, например, Сибири или Урала, существует большое количество свободных территорий привлекательных для инвестиций в недвижимость. Грунтовое основание этих площадок часто характеризуется сложными инженерно-геологическими условиями: неоднородным рельефом, наличием техногенных, слабых или просадочных грунтов значительной мощности, переменным уровнем грунтовых вод, присутствием подземных коммуникаций, фрагментов заброшенных строений и т.д. Параллельная тенденция современного городского строительства – рост этажности возводимых зданий, приводящий к увеличению нагрузок. В итоге, на практике нередко приходится сталкиваться с необходимостью усиления грунтового основания как строящихся, так и в случае реконструкции или ухудшения физико-механических свойств грунтов, существующих зданий.

Усиление, часто, целесообразно выполнять высоконапорным инъецированием – нагнетанием подвижного цементно-песчаного раствора под давлением, превышающим структурную прочность грунта, что приводит к нарушению сплошности массива в виде щелевых разрывов с последующим их заполнением инъекционной смесью. В результате твердения формируются тела с высокими физико-механическими характеристиками, армирующие основание и уплотняющие окружающий грунт.

С помощью высоконапорного инъецирования можно решать разные геотехнические задачи: усиливать грунтовое основание аварийных и реконструируемых зданий; уплотнять насыпные и лессовые просадочные грунты; закреплять грунтовое основание для повышения устойчивости откосов; выполнять инженерную подготовку под новое строительство; создавать противодиффузионные завесы, геотехнические барьеры и пр.

Однако, образование разрывов в грунте при нагнетании (их количество, размеры и направление) часто носит случайный характер, что приводит к формированию твердых инъекционных тел непредсказуемой формы и ставит под сомнение качество инъекционных работ. Это особенно выразительно проявляется в городских условиях со слабыми, насыпными и техногенными грунтами, при наличии подземных коммуникаций, погребенных строений, подвалов и т.д.

Традиционно, надежность усиления высоконапорным инъецированием обеспечивается увеличением объема нагнетаемого раствора, что ведет к существенному росту трудозатрат и удорожанию работ.

Таким образом, совершенствование метода усиления грунтового основания зданий высоконапорным инъецированием цементно-песчаного раствора является актуальной геотехнической задачей и имеет практическое значение.

Цель работы – создание эффективного метода усиления грунтового основания зданий твердыми инъекционными телами, сформированными пакетным высоконапорным инъецированием цементно-песчаного раствора.

Задачи исследований.

1. Выполнить анализ существующих методов усиления грунтового основания и фундаментов нагнетанием цементно-песчаного раствора.
2. Установить форму твердых инъекционных тел, полученных пакетным высоконапорным инъецированием цементно-песчаного раствора в грунтовый массив на основании результатов лабораторных и натурных экспериментов.
3. На основе экспериментальных и численных исследований выявить закономерности изменения деформационного состояния основания при разных схемах усиления фундаментов мелко заложения, плитных и свайных фундаментов твердыми инъекционными телами.
4. Разработать метод усиления грунтового основания фундаментов мелко заложения, плитных фундаментов, свайных фундаментов, в том числе под машины с динамическими нагрузками, твердыми инъекционными телами, сформированными пакетным высоконапорным инъецированием.

Объект исследований – грунтовое основание, усиленное твердыми инъекционными телами, сформированными пакетным высоконапорным инъецированием цементно-песчаного раствора.

Предмет исследований – форма и размеры инъекционных тел, создаваемых пакетным высоконапорным инъецированием цементно-песчаного раствора, основные закономерности поведения грунтового основания фундаментов при разных схемах расположения твердых инъекционных тел.

Научная новизна работы заключается в следующем:

1. Экспериментально определена форма твердых инъекционных тел, полученных при нагнетании цементно-песчаного раствора пакетным высоконапорным инъецированием при разном расположении инжекторов в различных грунтовых условиях.

2. На основе экспериментальных и численных исследований выявлены закономерности формирования деформационного состояния грунтового основания фундаментов мелкого заложения, плитных и свайных фундаментов при разных схемах расположения твердых инъекционных тел, сформированных пакетным высоконапорным инъецированием цементно-песчаного раствора.

3. Разработан метод усиления грунтового основания фундаментов мелкого заложения, плитных фундаментов, свайных фундаментов, в том числе под машины с динамическими нагрузками, твердыми инъекционными телами, сформированными пакетным высоконапорным инъецированием цементно-песчаного раствора.

Научная новизна подтверждена, в том числе, 7 патентами на изобретения РФ («Способ усиления грунтового основания» № 2259446, опубл. 27.08.05, Бюл. № 24 [82]; «Способ усиления грунтового основания» № 2259447, опубл. 27.08.05, Бюл. № 24 [83]; «Способ корректировки вертикального положения зданий и сооружений на плитном фундаменте» № 2352723, опубл. 20.04.09, Бюл. № 11 [95]; «Способ усиления свайного фундамента» № 2722901, опубл. 04.06.20, Бюл. № 16 [99]; «Способ усиления свайного фундамента» № 2728052, опубл. 28.07.20, Бюл. № 22 [100]; «Способ устройства свайного фундамента под машины с динамиче-

скими нагрузками и виброчувствительное оборудование» № 2728077, опублик. 28.07.20, Бюл. № 22 [101]; «Способ устройства свайного фундамента под машины с динамическими нагрузками и виброчувствительное оборудование» № 2729818, опублик. 12.08.20, Бюл. № 23 [102]).

Теоретическая значимость работы состоит:

1. В определении закономерностей формирования твердых инъекционных тел в основании, сложенном глинистыми грунтами, при нагнетании цементно-песчаного раствора пакетным высоконапорным инъецированием.

2. В выявлении зависимостей осадок грунтового основания фундаментов мелкого заложения, плитных и свайных фундаментов от схемы расположения твердых инъекционных тел.

Практическая значимость заключается: в разработке метода усиления грунтового основания фундаментов мелкого заложения, плитных фундаментов, свайных фундаментов, в том числе под машины с динамическими нагрузками твердыми инъекционными телами, сформированными пакетным высоконапорным инъецированием; в реализации предложенного метода на объектах строительства.

Практическая значимость работы подтверждена, в том числе, 13 актами о внедрении с экономическим эффектом более 30 млн. рублей.

Методология и методы исследований. Лабораторные и натурные эксперименты были выполнены с соблюдением условий простого подобия. Численные исследования осуществлялись в современных сертифицированных программных комплексах. Для аналитического и графического анализа результатов применялись стандартные компьютерные программы. Усиление грунтового основания фундаментов на практике выполнялось с использованием апробированного, поверенного оборудования и средств измерений.

Личный вклад автора заключается в постановке цели и задач работы; в разработке и экспериментальном обосновании метода пакетного высоконапорного инъецирования; выполнении, обработке и анализе результатов лабораторных экспериментов и численных исследований по оценке влияния схем усиления грунтового основания твердыми инъекционными телами на формирование де-

формационного состояния; в разработке метода усиления грунтового основания фундаментов мелкого заложения, плитных фундаментов, свайных фундаментов, в том числе под машины с динамическими нагрузками твердыми инъекционными телами, сформированными пакетным высоконапорным инъецированием.

Основные положения, выносимые на защиту:

1. Результаты лабораторных и натурных экспериментов по созданию инъекционных тел установленной формы пакетным высоконапорным инъецированием цементно-песчаного раствора.

3. Результаты лабораторных экспериментов и численных исследований по выявлению закономерностей изменения деформационного состояния основания при различных схемах усиления фундаментов мелкого заложения, свайных и плитных фундаментов твердыми инъекционными телами.

3. Метод усиления фундаментов мелкого заложения, плитных фундаментов, свайных фундаментов, в том числе под машины с динамическими нагрузками, твердыми инъекционными телами, сформированными пакетным высоконапорным инъецированием.

Достоверность работы обеспечивается результатами большого числа экспериментов, выполненных в лабораторных и натурных условиях с использованием апробированных и поверенных приборов и оборудования; результатами численных исследований в современных сертифицированных программных комплексах; результатами мониторинга за техническим состоянием зданий и сооружений в процессе и после выполнения работ по усилению грунтового основания фундаментов пакетным высоконапорным инъецированием.

Результаты исследований реализованы на ряде строительных объектов в Сибири и на Дальнем Востоке, наиболее значимые из которых: жилой дом № 13 в микрорайоне «Закаменский», жилые дома №№ 37/3 и 39 по ул. Волховской, жилые дома №№ 7 и 9 по ул. Вилюйской, корпус 1А и 1Б 10-этажного жилого дома № 17 по ул. Громова, секции №№ 1.1 и 1.2 25-этажного жилого дома № 242/1 по ул. Дуси Ковальчук, жилые дома №№ 9, 9/1, 9/2 и 9/3 по ул. Кузьмы Минина, жилой дом № 2/2 по ул. Залесского, секции №№ 1, 2 и 3 5-секционного жилого дома

№ 116/1 по ул. Кропоткина, жилой дом № 40 по ул. Октябрьской, здание клуба Новосибирского военного института им. генерала армии И.К. Яковлева Войск Национальной Гвардии РФ в Новосибирске; жилой дом № 39 и здание № 35 детского сада «Аленький цветочек» по ул. Набережная Оруджева в Надыме Ямало-Ненецкого автономного округа.

Апробация работы. Основные положения работы докладывались и обсуждались более чем на 30 конференциях по геотехнике, наиболее значимые из которых: международная конференция по геотехнике «Реконструкция исторических городов и геотехническое строительство» (Санкт-Петербург, 2003); Международная научно-практическая конференция по проблемам механики грунтов, фундаментостроению и транспортному строительству (Пермь, 2004); международная конференция по геотехнике «Геотехнические проблемы мегаполисов» (Москва, 2010); 14th ARC «Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Challenges and Solutions» (Hong Kong, 2011); ВНТК «Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении» (Новочеркасск, 2012); IVth CAGS «Geo-Engineering for Construction and Conservation of Cultural Heritage and Historical Sites. Challenges and Solutions» (Samarqand, 2012); МНТК «Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении» (Новочеркасск, 2015); XVI ECSM «Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development» (Edinburgh, 2015); 15th ARC «Soil Mechanics and Geotechnical Engineering» (Fukuoka, 2015); 8th AYGEC «Challenges and Innovations in Geotechnics» (Астана, 2016); МНТК «Геотехника Беларуси: наука и практика» (Минск, 2018); 4th ICGH «Geotechnics for Sustainable Development» (Hanoi, 2019); XII ВМНПК «Современные технологии в строительстве. Теория и практика» (Пермь, 2020); XIII МНТК «Актуальные вопросы архитектуры и строительства» (Новосибирск, 2020).

Публикации. Результаты диссертационной работы представлены в 36 научных статьях, из них 3 размещены в журналах, включенных в Перечень рецензируемых научных изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на

соискание ученой степени доктора наук, 5 включены в международную базу цитирования Scopus. Получено 7 патентов на изобретения РФ.

Объем и структура работы. Диссертационная работа состоит из введения, 5 глав, списка литературы из 167 наименований и 3 приложений. Она изложена на 189 страницах основного текста, содержит 85 рисунков и 27 таблиц.

Область исследований соответствует паспорту научной специальности ВАК 05.23.02 – Основания и фундаменты, подземные сооружения: «Разработка новых методов расчета, высокоэффективных конструкций и способов устройства оснований и фундаментов в особых инженерно-геологических условиях: на слабых, насыпных, просадочных, засоленных, набухающих, закарстованных, вечномерзлых, пучинистых и других грунтах» (п. 5); «Разработка новых методов расчета, конструирования и устройства оснований, фундаментов и подземных сооружений при реконструкции, усилении и ликвидации аварийных ситуаций» (п. 7); «Создание новых инженерных методов преобразования грунтов для повышения несущей способности оснований зданий и сооружений (уплотнением, укреплением, армированием, замораживанием и др.)» (п. 11).

ГЛАВА 1. АНАЛИЗ МЕТОДОВ УСИЛЕНИЯ НАГНЕТАНИЕМ ПОДВИЖНЫХ РАСТВОРОВ И АРМИРОВАНИЕМ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ

1.1. Исторические сведения об опыте усиления грунтов нагнетанием подвижных растворов

Принцип усиления грунтов нагнетанием подвижных растворов известен более двухсот лет. Первый достоверно подтвержденный случай закрепления грунта датируется 1802 годом – работы проводились во Франции в порту Дьеппа, под руководством инженера С. Verigny [161].

В 1864 г. при проходке шахты была впервые применена цементация, часто используемая с того времени в горном строительстве. В 1938 г. в США нагнетанием цементного раствора было усилено земляное полотно на участке Пенсильванской железной дороги. С начала XX века цементация находит широкое применение в гражданском, промышленном, транспортном и гидротехническом строительстве. В частности, она используется для упрочнения скальных и полускальных трещиноватых пород и песчано-галечниковых грунтов. С ее помощью усиливалось грунтовое основание Ингурской, Братской, Красноярской и других гидростанций. Нагнетанием цементного раствора ликвидируют карстовые полости, например, в 2000-х годах в Москве была осуществлена цементация закарстованных известняков в основании отеля «Ritz Carlton» на ул. Тверской и здания пятиуровневой подземной стоянки Многофункционального комплекса «Арбат-центр». Цементацией усиливалось грунтовое основание большого количества строительных объектов, в том числе уникальных исторических зданий и сооружений – фундаментов Невской ограды Летнего сада в Санкт-Петербурге, Успенского собора и церкви Ризоположения в Московском Кремле и др.

Усиление грунтов силикатизацией впервые было осуществлено в Германии в конце XIX века. В Советском Союзе методы химического закрепления активно

исследовались и применялись, начиная с 30-х годов – в 1931 г. Б.А. Ржаницыным был разработан двухрастворный, а в 1939 г. В.Е. Соколовичем однорастворный способ силикатизации. В 70-х годах была внедрена технология газовой силикатизации и электрохимического закрепления грунтов. Силикатизацией было усилено грунтовое основание близкорасположенных к трассе метро зданий при строительстве первой очереди московского метрополитена. Известным примером закрепления грунтового основания служит Одесский театр оперы и балета. Силикатизацией проводилось усиление основания здания Арсенала в Московском Кремле, цехов Горьковского автозавода, жилых домов в Волгодонске и др. Видным строительным объектом является Асуанская плотина в Египте. В 1965-1970 гг. при научно-технической поддержке советских гидростроителей, с помощью химического закрепления грунтов по манжетной технологии в ее основании была выполнена многорядная противодиффузионная завеса глубиной 170 м, при этом объем закрепленного грунта превысил 1,5 млн. м³.

Глинизация была разработана в Советском Союзе А.И. Гертнером в 1931 г. [121] и с тех пор успешно применяется для заполнения пустот при проходке шахт в закарстованных известняках и тампонирувания пород. Например, глинизацией были ликвидированы пустоты закарстованной горной гряды вдоль берега Меденского водохранилища.

Метод усиления грунтов нагнетанием различных смол был создан в 50-х годах XX века [129]. Смолязацией грунтов было усилено основание Московской консерватории, набережной около Мариинского театра и Московского вокзала в Санкт-Петербурге, фундаменты сооружений Ново-Липецкого металлургического комбината и др.

Во второй половине прошлого века сотрудниками ГУП «БашНИИСтрой» был предложен способ защелачивания [9]. Защелачиванием усиливалось грунтовое основание здания Гостиного двора и «Терминала 2» международного аэропорта Уфы, жилых домов в Ханты-Мансийске и других строительных объектов.

Метод высоконапорного инъецирования подвижного цементно-песчаного раствора начал разрабатываться в Западной Европе и в Советском Союзе в 70-х

годах XX века [48]. Активное развитие высоконапорного инъецирования в России приходится на 90-е годы. Этим методом проводилось усиление грунтового основания большого количества жилых и общественных зданий в разных регионах России: в Москве, Санкт-Петербурге, Новосибирске, Екатеринбурге, Кемерове, Ростове, Белгороде и в других городах. Он также часто используется для усиления грунтовых насыпей железнодорожных путей и автомобильных дорог.

Способ струйной цементации (Jet Grouting Method) был запатентован в 1971 г. в Японии [164]. Первые экспериментальные работы по его внедрению в отечественную строительную практику были проведены институтами «Гидроспецпроект» и НИИОСП им. Н.М. Герсевича в 80-х годах XX века [22, 147]. В настоящее время Jet Grouting широко применяется в геотехническом строительстве во всем мире. В России этим способом были выполнены работы на многих объектах, включая строительство зданий комплекса «Москва-Сити», международного выставочного центра «Крокус Экспо» в Москве, Второй сцены Мариинского театра в Санкт-Петербурге и др.

1.2. Некоторые понятия и термины

Необходимо отметить, что терминология, относящаяся к *нагнетанию растворов в грунтовое основание* до настоящего времени не является общепринятой и часто можно встретить различные наименования одних и тех же процессов, технологических приемов и пр.

Например, *нагнетание растворов* в грунтовое основание под давлением называют: *инъецированием* (С.Г. Богов, В.А. Богомолов, А.В. Лубягин, Л.В. Нуждин, М.Л. Нуждин, А.А. Петухов, В.П. Писаненко, А.И. Полищук и др. [4, 5, 41, 56, 58, 104, 107, 109]); *инъектированием* (Ф.Е. Волков, А.Е. Захаров, М.Я. Крицкий, А.Л. Ланис, В.И. Осипов, И.И. Сахаров и др. [10, 21, 34, 88, 124]) и *инъекцированием* (В.А. Ермолаев, Р.А. Мангушев [15]).

Процесс *нагнетания растворов* под давлением, превышающим структурную прочность грунта, именуют: *высоконапорной инъекцией* (В.А. Богомолов,

О.В. Герасимов, В.В. Лушников, В.Р. Мустакимов, Л.В. Нуждин, М.Л. Нуждин, А.А. Петухов, В.П. Писаненко, А.И. Полищук, И.И. Сахаров [5, 42, 53, 56, 58, 104, 107, 109, 115, 124]); *напорной инъекцией* (М.Я. Крицкий, А.Л. Ланис [33, 40]); *низконапорной инъекцией* (С.Г. Богов, И.А. Запевалов [4]); *разрывной инъекцией* (М.Н. Ибрагимов, В.В. Семкин [24]); *методом (режимом) гидроразрыва* (Б.И. Далматов, В.А. Ермолаев, М.Н. Ибрагимов, М.А. Самохвалов, О.А. Шулятьев и др. [15, 23, 68, 122, 151]).

Технологию «*Jet Grouting*» (англ.), известную под названием *струйной технологии или струйной цементации* (И.И. Бroyд, С.О. Зега, А.Г. Малинин, Р.А. Мангушев, М.И. Смородинов, Б.С. Федоров и др. [22, 46, 49, 127, 147]), также называют *высоконапорной инъекцией* (С.Г. Богов, А.Б. Пономарев, В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин и др. [4, 112, 145]).

В публикациях, посвященных вопросам нагнетания растворов в грунтовое основание нередко встречаются расхождения и в других наименованиях. Большинство формулировок понятны и узнаваемы, но некоторые прямо противоречат друг другу.

Ниже приведены определения основных терминов используемых в диссертации. Определения взяты из действующих нормативных документов, современных справочных и учебных изданий.

Нагнетание (инъекция): нагнетание раствора различных веществ под давлением в грунт с целью повышения его прочности или водонепроницаемости. Нагнетаются растворы химических веществ, суспензии и эмульсии [67].

Инъекция в режиме пропитки: процесс нагнетания закрепляющих растворов в режиме с соблюдением величин расхода и давления, не вызывающих в грунте разрывов и выхода за пределы зоны закрепления [133].

Инъекция в режиме гидроразрывов (высоконапорное инжецирование): образование трещин в массиве грунта при инъекции растворов [133] под давлением, превышающим сопротивление разрыву грунта [67].

Гидроразрыв: образование трещин в массиве грунта при инъекции растворов [133].

Струйная цементация (Jet Grouting): закрепление грунта технологиями, позволяющими разрушать грунт струей цементного раствора (jet1), или струей цементного раствора, усиленной воздушным потоком (jet2), или струей воды с последующей подачей цементного раствора (jet3) для смешения его с грунтом и создания элемента из закрепленного грунта, обладающего заданными прочностными свойствами [132].

1.3. Классификация методов усиления грунтового основания нагнетанием растворов

Известные методы усиления грунтового основания нагнетанием растворов можно разделить на три класса (Таблица 1.1).

Таблица 1.1 – Классификация методов усиления грунтового основания нагнетанием растворов

Наименование метода	Отличительный признак	Давление нагнетания, МПа	Результат
Инъекция в режиме пропитки	Давление нагнетания не превышает структурной прочности грунта	0,3...0,6	Сплошные массивы закрепленного грунта
Высоконапорное инъецирование	Давление нагнетания превышает структурную прочность грунта	0,5...10	Твердые инъекционные включения, геокомпозитные массивы
Струйная цементация (Jet Grouting)	Давление нагнетания существенно превышает структурную прочность грунта	30...80	Грунтоцементные конструкции

Инъекция в режиме пропитки осуществляется под давлением, не превышающим структурной прочности грунта (как правило, в пределах от 0,3 до 0,6 МПа). Поровое пространство и пустоты заполняются инъекционным раствором, вступающим в химическую реакцию и со временем, образующим твердый

цементный камень, гель или другие соединения, придающие грунтовому основанию прочность и водонепроницаемость. В итоге, формируется сплошной массив с более высокими, механическими и деформационными характеристиками. Усиление грунтового основания этим способом может быть осуществлено при условии постепенного проникновения раствора в грунт без нарушения его структуры. В противном случае в грунтовом массиве будут образовываться трещины, нарушающие его сплошность, а распространение раствора примет неконтролируемый характер. Отсюда, возможность усиления основания в режиме пропитки имеется только для проницаемых грунтов [29, 42, 112, 117, 129, 136 и др.] Расчетное обоснование проектных параметров (размеры зон инъекции, требуемый объем раствора, скорость нагнетания и др.) базируется на решении классических и специальных фильтрационных задач.

Изучением инъекции в режиме пропитки занимались многие ученые: М.Ю. Абелев, А.Н. Адамович, В.В. Аскалонов, В.М. Безрук, Н.А. Блескина, А.К. Бугров, Г.Б. Вайсфельд, Ф.Е. Волков, С.Д. Воронкевич, Л.В. Гончарова, А.Л. Готман, Н.З. Готман, Х.А. Джантимиров, Г.Н. Жинкин, М.Н. Ибрагимов, М.Т. Кулеев, И.М. Литвинов, В.М. Марголин, Э.И. Мулюков, Н.И. Никитенко, Н.С. Никифорова, С.М. Простов, Б.А. Ржаницын, Е.Н. Самарин, В.В. Семкин, В.И. Сергеев, В.Е. Соколович, А.Н. Токин, А.В. Шапошников, J. Arnold, D. Bruce, C. Caron, R. Glosop, R. Karol, G. Murrau, G. Reh binder, G. Tallard, K. Weaver, W. Wittke и др.

Техническая сущность **высоконапорного инъецирования**, напротив, заключается в нарушении сплошности грунтового массива в виде щелевых разрывов с их последующим заполнением инъекционным раствором, что достигается нагнетанием под давлением, превышающим структурную прочность грунта (в зависимости от грунтовых условий и глубины горизонта инъецирования – до 10 МПа). В результате чего, формируются твердые инъекционные тела, армирующие основание и уплотняющие грунт. При соответствующей форме и расположении, они могут образовывать геокомпозитное основание, служить компрессионными стенками, фильтрационными завесами, геотехническими барьерами и пр.

Вопросы усиления грунтового основания с помощью высоконапорного инъецирования исследовались: М. Аббудом, В.С. Бадеевым, В.И. Брониним, В.А. Богомоловым, О.В. Герасимовым, К.В. Голубевым, В.А. Ермолаевым, Б.Н. Исаевым, М.Я. Крицким, М.В. Кузнецовым, А.Л. Ланисом, В.В. Логутиным, А.В. Лубягиным, В.В. Лушниковым, Р.А. Мангушевым, В.С. Мироновым, Л.В. Нуждиным, В.И. Осиповым, А.И. Осокиным, А.А. Петуховым, В.П. Писаненко, А.И. Полищуком, А.Б. Пономаревым, И.К. Попсуенко, Я.А. Пронозиным, М.А. Самохваловым, И.И. Сахаровым, Н.Т. Фатеевым, С.Д. Филимоновым, О.А. Шулятьевым, Н. Cambefort, J. Comer, M. Hubbert, D. Willis, С.І. Головка и др.

Технология **струйной цементации** (Jet Grouting) предполагает подачу жидкого цементного раствора в грунт с расходом до 350 л/мин под давлением от 30 до 80 МПа и более, через специальное буровое оборудование – монитор с соплами. За счет высокой энергии истечения струи подаваемый раствор разрушает окружающий грунт и перемешивается с ним. В результате, образуются твердые плоские элементы, а при перемещении монитора вверх по скважине с вращением вокруг своей оси, объемные элементы – цементно-грунтовые сваи.

Результаты исследований процесса струйной цементации приведены в работах: С.Г. Богова, И.И. Бройда, А.Л. Готмана, Ю.А. Готмана, Х.А. Джантемирова, С.О. Зеге, В.А. Ильичева, О.А. Маковецкого, А.Г. Малинина, Л.И. Малышева, В.Н. Парамонова, М.И. Смородинова, П.В. Струнина, З.Г. Тер-Мартиросяна, В.М. Улицкого, Б.С. Федорова, М.Ф. Хасина, А.В. Чернякова, А.Г. Шашкина, D. Coomber, G. Guatteri, K. Hirayama, P. Pettit, T. Yahiro, H. Yoshida, J. Welsh и др.

1.4. Высоконапорное инъецирование

1.4.1. Достоинства и недостатки метода

Метод высоконапорного инъецирования подвижного цементно-песчаного раствора успешно применяется для решения многих геотехнических задач: усиления грунтового основания и фундаментов аварийных и реконструируемых зданий [16, 27, 74, 77, 116, 123]; выравнивания неравномерных деформаций и кренов зда-

ний и сооружений [31, 47, 94, 98, 114]; усиления свайных фундаментов [35, 87, 89, 118, 138]; компенсационного нагнетания при близкорасположенном строительстве [17, 69, 151]; изменения напряженно-деформированного состояния грунтового основания зданий и сооружений в процессе строительства или реконструкции [43, 60, 78]; изготовления инъекционных, буроинъекционных и напорнонабивных свай [85, 104, 110, 122]; уплотнения насыпных грунтов, грунтов содержащих органические включения [1, 34, 35, 92]; стабилизации лессовых просадочных грунтов [35, 42, 73, 76, 93]; усиления вечномерзлых и искусственно замороженных грунтов [21, 124, 125]; закрепления грунтового основания для повышения устойчивости откосов и склонов [66, 86, 103]; выполнения защитных мероприятий при устройстве котлованов [151]; усиления и лечения земляного полотна железных и автомобильных дорог [33, 36, 40]; инженерной подготовки под новое строительство (создание геомассивов и геокомпозитных оснований) [26, 42, 44]; создания противofильтрационных завес [35, 72, 146], геотехнических барьеров и регулирования напряженно-деформированного состояния грунтового массива [97, 150, 151]; преднапряжения грунтового основания плитных фундаментов и фундаментных оболочек [54, 138]; повышения несущей способности буронабивных свай по боковой поверхности и по нижнему концу [152, 160].

К достоинствам метода высоконапорного инъецирования можно отнести: техническую простоту, возможность использования недорогого оборудования и доступных материалов; низкую себестоимость при относительно высокой эффективности; возможность проведения работ в широком диапазоне грунтовых условий; использование малогабаритного оборудования, возможность проведения работ в стесненном пространстве; возможность ведения работ без выселения жильцов, остановки производства или движения транспорта; отсутствие негативных динамических воздействий при проведении работ; возможность оперативного изменения проектного решения и параметров производства работ; экологическую чистоту метода.

Однако существенным недостатком высоконапорного инъецирования является неопределенность количества, направления и размеров трещин, возникаю-

щих в результате нарушения сплошности грунтового массива при давлении нагнетания, превышающем структурную прочность грунта (Рисунок 1.1, 1.2) [23, 34, 35, 41, 42, 122, 126, 153 и др.]

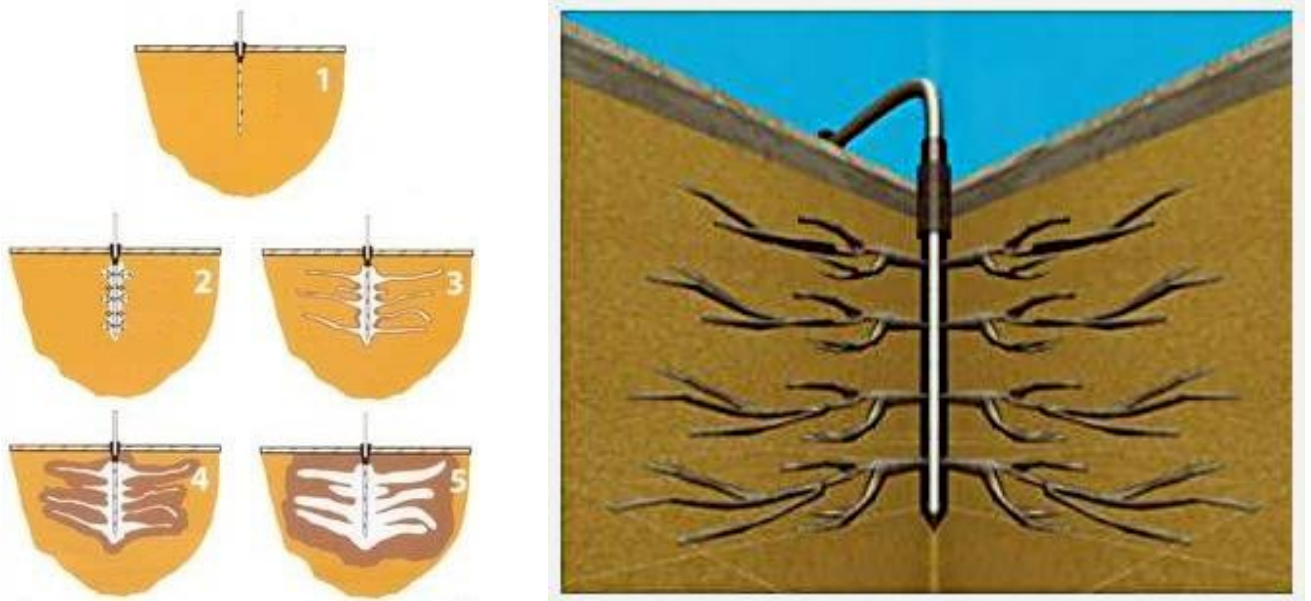


Рисунок 1.1. Схематическое представление распространения инъекционного раствора в грунте при нагнетании через одиночный иньектор¹.



Рисунок 1.2. Трещины в грунте, заполненные инъекционным раствором при нагнетании по манжетной технологии (М.А. Самохвалов, 2016 г. [122]).

¹ www.geomassiv.ru

Отсутствие возможности управления и даже предсказания траектории распространения инъекционного раствора в грунтовом массиве вокруг одиночного инъектора, в определенной мере, ставит под сомнение качество и надежность применения метода высоконапорного инъецирования в целом. Более того, в отдельных случаях, напряженно-деформируемое состояние грунтового основания, сформированное в результате инъекционных работ, может привести к негативным последствиям вплоть до ухудшения строительной ситуации [25, 123].

В том числе и по этой причине, до 90-х годов XX века усиление грунтового основания высоконапорным инъецированием не имело широкого распространения, а СНиП 2.02.01-83* «Основания зданий и сооружений» предписывал назначать предельное давление нагнетания исходя из «условия исключения возможности разрывов сплошности закрепляемого грунта» (п. 16.13) [128].

В настоящее время можно выделить 3 подхода к решению этой проблемы:

- использование инъекторов (и другого оборудования) с конструктивными особенностями, способствующими направленному инъецированию;
- выполнение технологических приемов и использование приспособлений локализирующих распространение инъекционного раствора в грунте;
- выполнение технологических приемов, не допускающих образования трещин гидроразрыва.

1.4.2. Инъекторы с конструктивными особенностями, способствующими направленному инъецированию

В строительной практике часто применяется «манжетная технология». Инъецирование ведется через металлические перфорированные трубы с отверстиями, расположенными по высоте с определенным шагом. Снаружи отверстия перекрываются резиновыми манжетами, выполняющими роль обратного клапана. Пространство между грунтом и трубой заполняется раствором, при твердении которого образуется обойма толщиной 3...5 см, не позволяющая инъекционному раствору распространяться вдоль инъектора вверх (Рисунок 1.3).

Инъектор с двойным тампоном (пакером) погружается до проектного горизонта – уровня соответствующих отверстий. Давление нагнетания разрывает манжету и обойму, инъекционный раствор внедряется в грунт, при этом пакер препятствует движению раствора внутри инъектора.

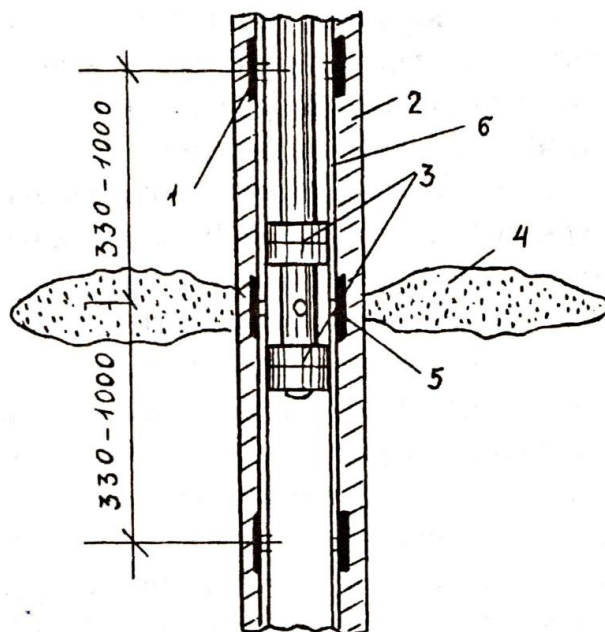


Рисунок 1.3. Схема манжетной колонны². 1 – резиновая манжета; 2 – обойма; 3 – пакер; 4 – инъекционный раствор; 5 – выпускное отверстие; 6 – инъектор.

Разработана технология «многократного инъецирования», предусматривающая повторное нагнетание на тех же горизонтах. Это приводит к более эффективному уплотнению грунта за счет образования новых трещин в грунтовом массиве в непосредственной близости от существующих, заполненных затвердевшим раствором [15, 23].

А.Л. Ланис и др. предлагает конструкцию инъектора в виде двухстороннего усеченного конуса состыкованного большими основаниями с непрерывными винтовыми лопастями, буровым наконечником и выпускными отверстиями. Лопасть в верхней части конуса имеет обратное направление навивки относительно нижней. При проходке скважины разрыхленный буровым наконечником, грунт пере-

² Основания и фундаменты. Ч. 2. Основы геотехники: Учебник / Под ред. Б.И. Далматова. – М.: АСВ, 2002. – 392 с.

мещается по винтовой лопасти вверх и создает в средней части грунтовую пробку, препятствующую распространению инъекционного раствора и ограничивающую зону инъецирования (Рисунок 1.4) [71].

В изобретении М.Я. Крицкого, А.Л. Ланиса и др. запатентована конструкция иньектора с резцами, создающими концентраторы напряжений путем разрушения структуры грунта при его погружении. Это снижает значение давления необходимого для разрыва грунтового массива и обеспечивает движение раствора в первую очередь в этих направлениях (Рисунок 1.4) [70].

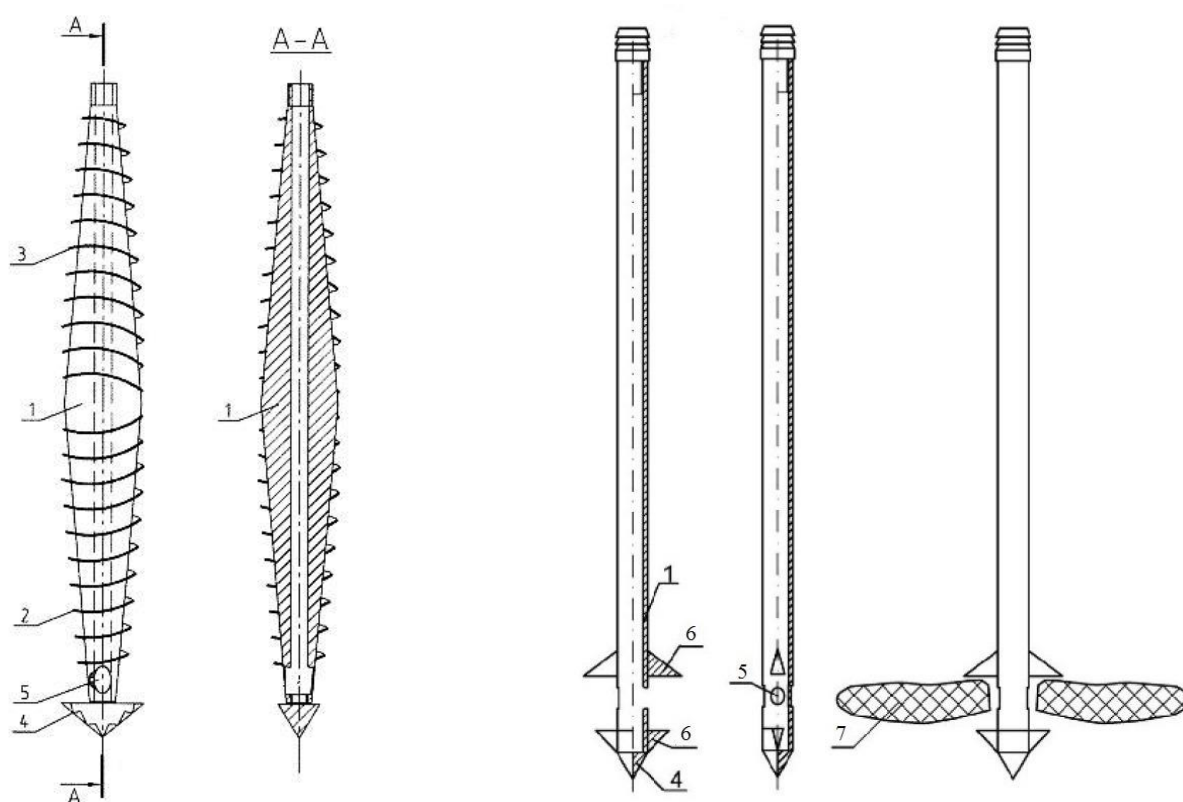


Рисунок 1.4. Схемы иньекторов конструкции М.Я. Крицкого, А.Л. Ланиса и др.

- 1 – иньектор; 2, 3 – винтовые лопасти; 4 – буровой наконечник;
 5 – выпускные отверстия; 6 – основной и дополнительный резцы;
 7 – иньекционный раствор.

В.Ф. Карякин и др. предлагает бурить скважину ниже подошвы фундамента, заполнять ее глинистым раствором и помещать в нее полый цилиндр с концентраторами напряжений в виде засечек. При нагнетании «раствор по концентраторам

напряжений прорывает цилиндр как гидроклин и образует горизонтальные трещины гидроразрыва» [90].

Б.Н. Кузин, Б.Н. Исаев и др. рекомендуют концентратор напряжений на стенке скважины выполнять резцом, установленным на инжекторе [2]. В соответствии с текстом другого патента на изобретение Б.Н. Исаева и др. создание продольных пазов в стенках скважины осуществляется «выдвижным вдавливающим и вращающимся диском в форме чечевицы». Сверху скважину тампонируют быстротвердеющим материалом, а инъецирование производят через перфорированный конец инжектора с теряемой манжетой [84].

В.И. Осипов и С.Д. Филимонов для усиления грунта «методом гидроразрыва» предлагают использовать инжекторы с отверстиями, перекрытыми заглушками, разрушающимися под давлением инъецирования. После гидроразрыва осуществляется обжатие грунта путем расширения трещин повторной подачей цементного раствора [92].

Конструкция напорноабивной сваи А.И. Полищука, А.А. Петухова и др. состоит из инжекторной трубы с конусным наконечником – круглым диском, превышающим диаметр трубы и режущих пластин выступающих за основания диска. При погружении между трубой и стенкой скважины образуется зазор препятствующий засорению отверстий инжектора, одновременно пластинами нарезаются продольные пазы ослабляющие грунт пристенной области. Образованную скважину сверху тампонируют и через инжектор нагнетают цементно-песчаную смесь. При этом разрыхление пристенной области грунта способствует проникновению раствора и созданию уплотненной зоны (Рисунок 1.5) [81].

Конструкция другой сваи А.И. Полищука и А.А. Петухова, представлена обсадной трубой с теряемым конусным наконечником и инжекторной трубой внутри нее, оборудованной дополнительными упорами в виде дисков с диаметрами равным внутреннему диаметру обсадной трубы. Инжектор между упорами имеет перфорацию. После погружения инжектора на проектную отметку его фиксируют и нагнетают цементно-песчаный раствор, распространяющийся между упорами. Трубу приподнимают и продолжают процесс инъецирования (Рисунок 1.5) [85].

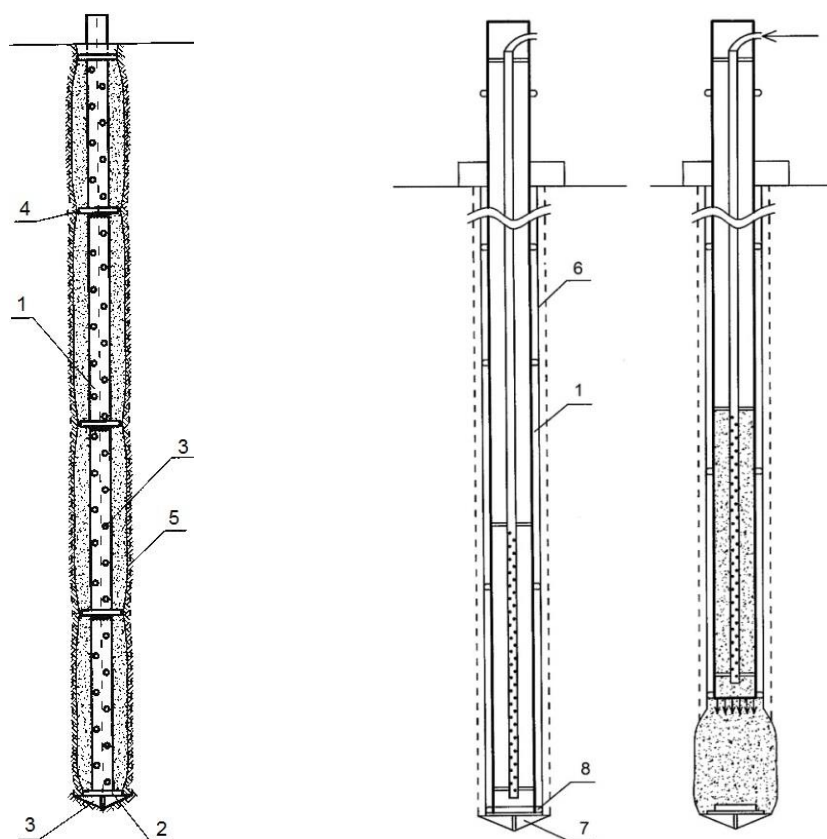


Рисунок 1.5. Схемы свай конструкции А.И. Полищука, А.А. Петухова и др.
 1 – инъекторная труба; 2 – уширение в виде диска; 3 – режущие пластины;
 4 – промежуточные уширения в виде дисков; 5 – тело выполненной сваи;
 6 – обсадная труба; 7, 8 – упоры.

1.4.3. Технологические приемы и приспособления, локализирующие распространение инъекционного раствора или не допускающие образования трещин гидроразрыва

В изобретении В.С. Миронова и А.В. Лубягина [74] усиление грунтового основания фундаментов высоконапорным инъецированием предлагается производить в 2 этапа. На первом этапе выполняется инъецирование грунта по контуру усиливаемой зоны с целью создания непроницаемого экрана, препятствующего распространению раствора за его пределы. На втором, нагнетание производится внутри ранее оконтуренной зоны (Рисунок 1.6).

М.Я. Крицкий и А.Л. Ланис предполагают ограничивать усиливаемую зону путем инъецирования цементно-песчаного раствора в вертикальную щелевую полость образованную стальной струной натянутой между оконтуривающими инъекторами при их погружении. «Образованная с помощью натянутой стальной струны вертикальная полость обеспечивает создание сплошной стенки, ограничивающей распространение раствора» (Рисунок 1.6) [35, 91]. О.И. Лобов и др. планирует создавать контур нагнетанием через двухщелевые инъекторы [80]. А.М. Голованов и др. рекомендует выполнять оконтуривающий экран из буронабивных свай (Рисунок 1.6) [96].

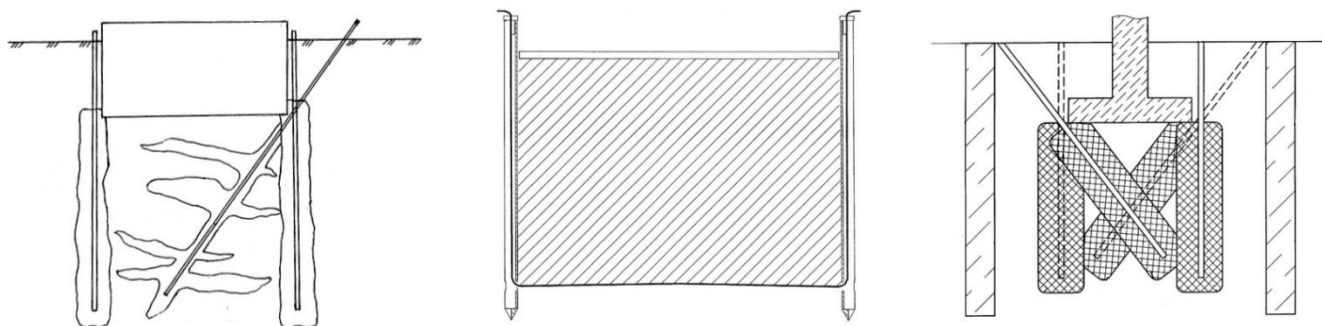


Рисунок 1.6. Иллюстрации к изобретениям В.С. Миронова и А.В. Лубягина, М.Я. Крицкого и А.Л. Ланиса, А.М. Голованова и др.

В.И. Осипов и С.Д. Филимонов, напротив, для уплотнения водонасыщенных грунтов в основании плитных фундаментов производят подачу цементного раствора через инъекторы установленные рядами в радиальном направлении от центра к периферии с целью отжатия и отвода воды [92].

И.К. Попсуенко и О.А. Шулятьев предлагают выполнять инъецирование под фундаменты существующих зданий в следующей последовательности: бурение технологической скважины с установкой в нее кондуктора; заполнение ее цементным раствором с последующим разбуриванием затвердевшего цементного камня и бурением ее до проектной глубины; образование под фундаментом горизонтальной полости высокоскоростной струей цементного раствора; установка

манжетного иньектора и заполнение полости цементно-песчаным раствором под давлением (Рисунок 1.7) [97].

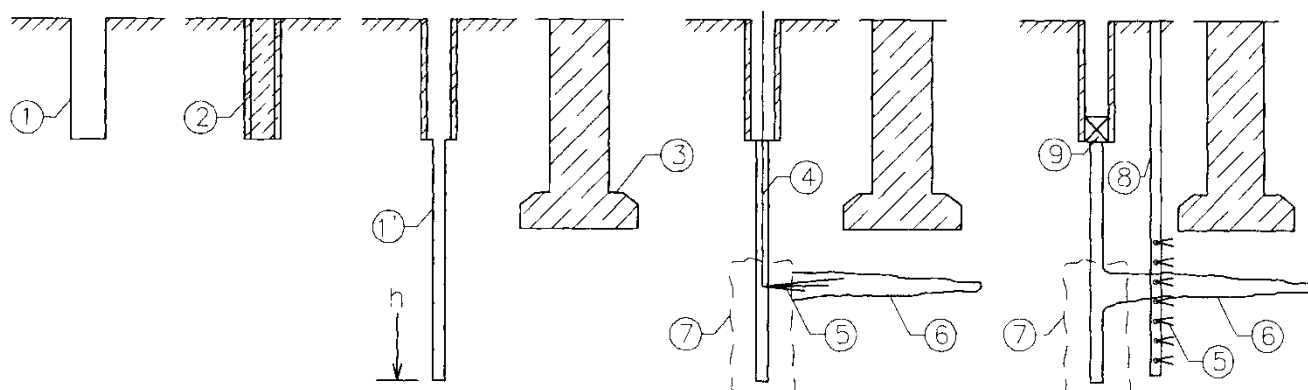


Рисунок 1.7. Иллюстрации к патенту И.К. Попсуенко и О.А. Шулятьева.

- 1 – технологическая скважина; 2 – кондуктор; 3 – усиливаемый фундамент;
 4 – монитор; 5 – высокоскоростная струя цементного раствора;
 6 – горизонтальная полость; 7 – цилиндрическая полость; 8 – иньектор.

Для создания уширенной пяты буроиньекционных свай определенной формы А.Б. Пономарев и К.В. Голубев предлагают надевать на нижний перфорированный конец иньектора эластичную резиновую камеру, растягивающуюся в процессе иньектирования и образующую в грунте шаровидное тело [13] Я.А. Пронозин и М.А. Самохвалов рекомендуют использовать мембрану-стакан [122]. Конструкция сваи фирмы «Soilex» предусматривает крепление к нижнему концу арматурного каркаса – сложенной специальным образом оболочки из пачки металлических листов, раскладывающейся при подаче бетонной смеси.

Для устранения возможности неконтролируемого распространения раствора в грунте при иньектировании через одиночный иньектор В.В. Лушников и В.А. Богомоллов нагнетают раствор с кратковременными паузами для «самозалечивания» возникающих трещин и разрывов в грунтовой массе. После, выполняется предварительное ослабление пристенного слоя в пределах образуемой полости с целью формирования оболочки из слабого грунта, препятствующей образованию трещин и производится нагнетание раствора под давлением, не превышающим

величины давления гидроразрыва с опрессовкой грунта высоким давлением после завершения процесса инъецирования (Рисунок 1.8) [5, 6, 42].

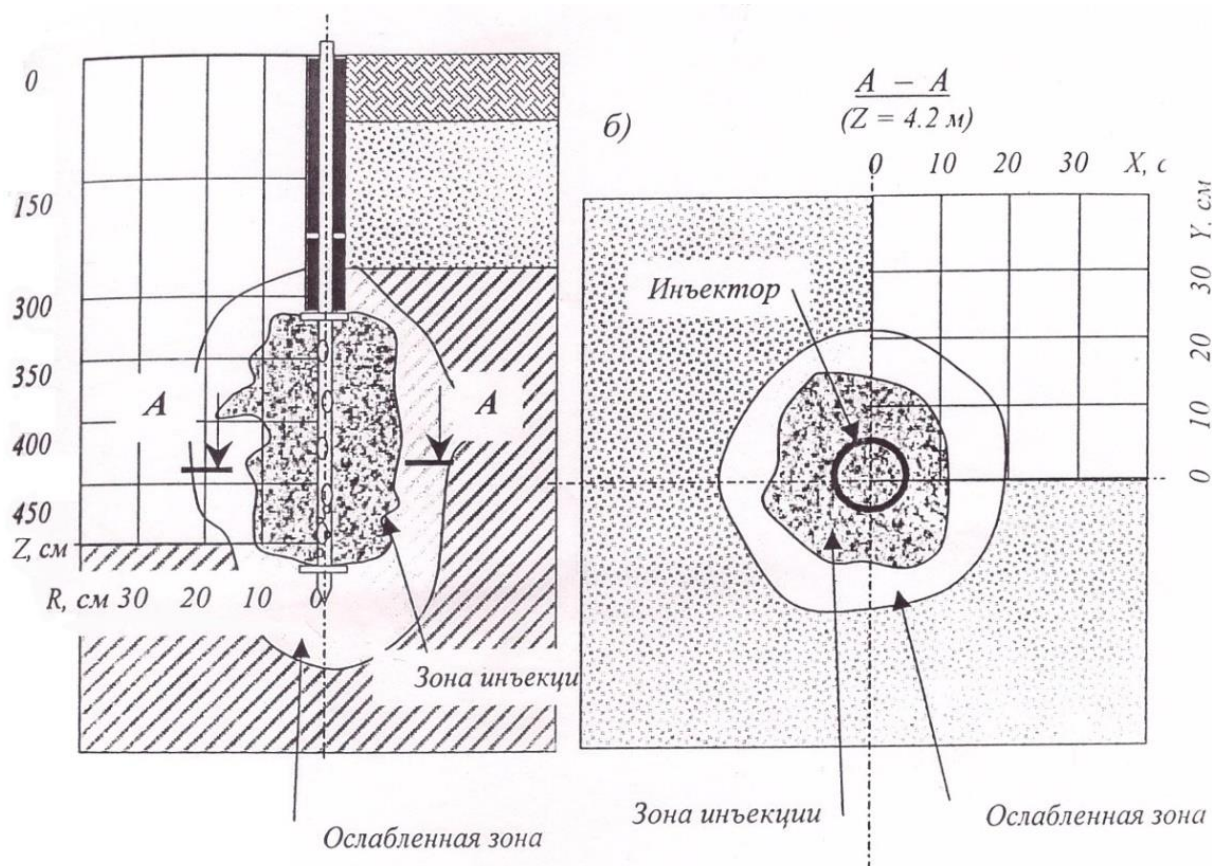


Рисунок 1.8. Принципиальная схема инъецирования с предварительным ослаблением пристенного слоя (В.В. Лушников, В.А. Богомолов, 2002 г.)

1.4.4. Инъекционные тела, сформированные высоконапорным инъецированием

Характер усиления грунтового основания высоконапорным инъецированием подвижного цементно-песчаного раствора и изменения физико-механических характеристик грунта после усиления до настоящего времени однозначно не определены.

Существует мнение, что при нагнетании через одиночный инъектор в грунтовом массиве возможно создание твердых инъекционных включений заданной

формы. Например, «вертикальных регулируемых плоских элементов» [3, 75], «линзовидного тела, условно состоящего из двух конусов, заданного проектом объема» [56] или в виде звезд с различным количеством лучей [27, 38] (Рисунок 1.9), уплотняющих и армирующих грунт.

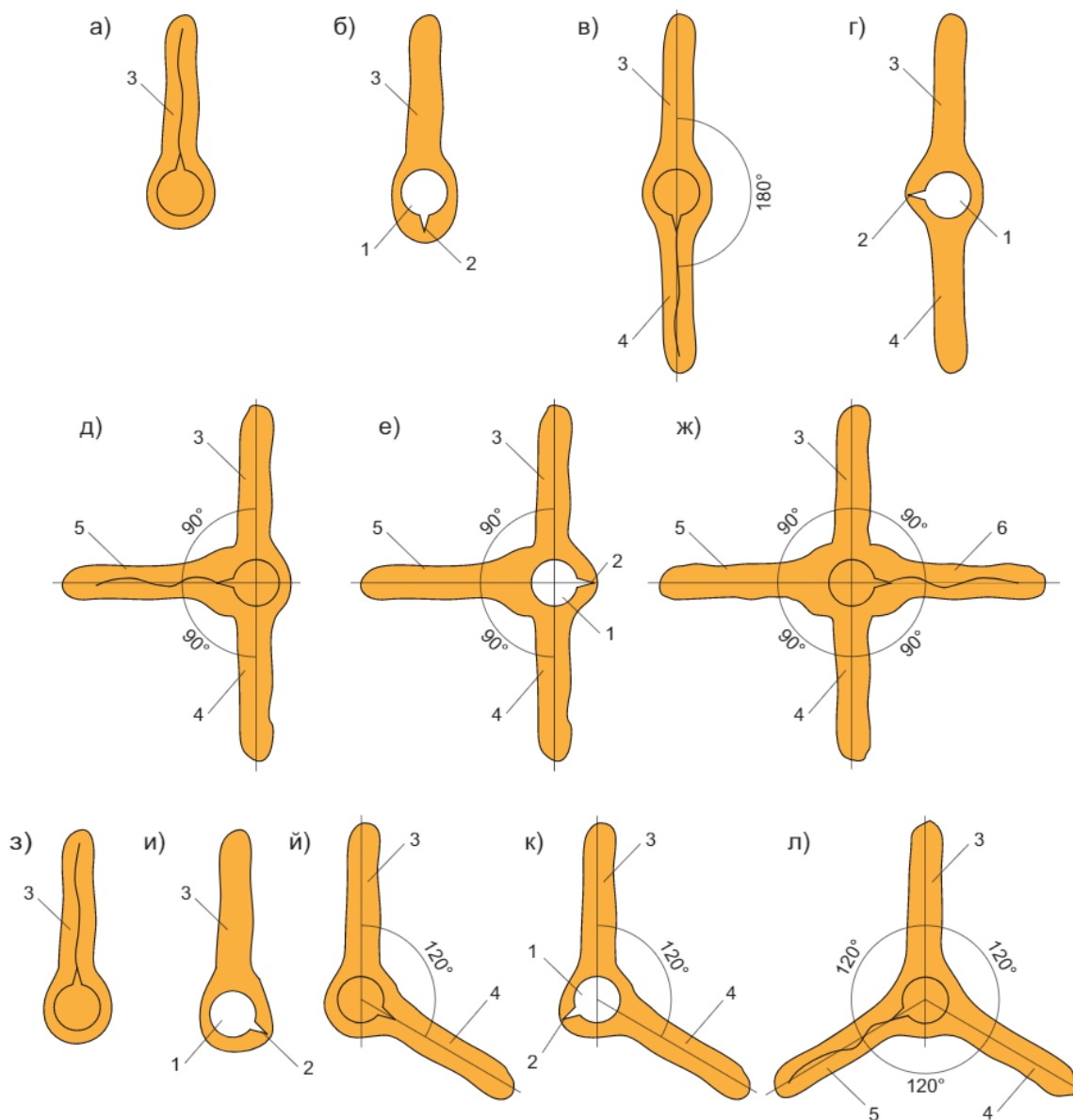


Рисунок 1.9. Иллюстрации к изобретениям Б.Н. Исаева и др. [27, 38].

1 – скважина; 2 – продольный концентратор напряжений; 3...6 – армоэлементы.

Натурные исследования В.А. Ермолаева, М.Я. Крицкого, А.Л. Ланиса, Р.А. Мангушева, И.И. Сахарова и др. [15, 34, 40, 124] показывают, что форма и разме-

ры инъекционных тел, образованных нагнетанием раствора через одиночный иньектор могут быть абсолютно разными: в виде столбов, пластин, линз неправильной формы, трещин, прослоек и пр. При этом геометрические размеры включений находятся в широких пределах – от незначительных (менее 10 миллиметров) до нескольких десятков сантиметров. Степень уплотнения окружающего грунта также существенно изменяется – часто заметного уплотнения не происходит уже на расстоянии более 10 см от инъекционного тела, а в некоторых случаях уплотнения окружающего грунта не наблюдается вовсе [34, 40].

Так, из материалов натуральных исследований М.А. Самохвалова следует, что максимальное повышение плотности грунта вокруг буринъекционной сваи, изготовленной по манжетной технологии в мягкопастичном суглинке ($\gamma = 18,4 \dots 19,6 \text{ кН/м}^3$, $E = 7,7 \dots 8,0 \text{ МПа}$), составляет 20...22% на расстоянии 10 см и падает до 8% на расстоянии 50 см от иньектора. Модуль деформации растет на 60...65% и на 15...20% соответственно [122].

А.Л. Ланис приводит данные, что в 5 см от инъекционного тела в форме «массива» диаметром около 40 см плотность грунта увеличивается на 12% и на 3% на расстоянии 60 см ($1,54 \text{ г/см}^3$ и $1,42 \text{ г/см}^3$, против значения плотности грунта $1,38 \text{ г/см}^3$ до иньецирования). При этом модуль деформации увеличивается до 7,8 МПа и до 2,8 МПа при первоначальном значении 1,8 МПа. На расстоянии 5 см от инъекционного тела в форме пластины толщиной 1...2 см наблюдается увеличение плотности грунта на 7% ($1,48 \text{ г/см}^3$) и не наблюдается вовсе на расстоянии 30 см при возрастании модуля деформации до 4,0 МПа и до 1,9 МПа [40].

В.А. Ермолаев, основываясь на результатах условного сопротивления динамическому зондированию до и после инъекционных работ по манжетной технологии на строительных площадках Санкт-Петербурга, определяет радиус закрепления – зону повышения модуля деформации пылеватого песка на 30% (при исходном значении 10 МПа), в 0,7...0,8 м вокруг иньектора [15].

А.А. Петухов в ходе натуральных экспериментов зафиксировал увеличение плотности сухого грунта с $1,3 \text{ г/см}^3$ до $1,4 \text{ г/см}^3$ на расстоянии 10 см от ствола

инъекционной сваи и на расстоянии 20 см от ее уширения диаметром около 30 см [104].

М.Я. Крицкий, А.Л. Ланис и др. по результатам контроля качества инъекционных работ отмечают, что плотность в зоне уплотнения основания сложенного сухими рыхлыми насыпными грунтами с большим содержанием органики, увеличилась до 1,64...1,68 г/см³ (при первоначальном значении 0,96 г/см³), а модуль деформации возрос в 18 раз – до среднего значения $E = 14$ МПа. При этом на площадке сложенной лессовыми просадочными суглинками после нагнетания цементно-песчаной смеси плотность сухого грунта вне зоны контакта с линзами затвердевшего раствора выросла не так сильно – с 1,43 г/см³ до 1,52 г/см³, при модуле деформации $E = 4,1$ МПа. А в условиях влажных лессовидных суглинков физико-механические свойства усиленного грунта практически не изменились [34].

Интересны данные численного эксперимента по моделированию напряженно-деформированного состояния грунта при инъектировании в программном комплексе PLAXIS приведенные в статье Е.С. Вознесенской и др. [8]. Отмечено повышение модуля деформации до 5,555 МПа в уплотненной зоне (до 6,450 МПа в районе разрыва) относительно исходного модуля $E = 2,639$ МПа. При этом, сделано допущение, что разрыв распространяется в радиальном направлении на 0,6 м от оси манжетной колонны и имеет правильную клиновидную форму.

Однако большинство исследователей сходятся в том, что формирование в грунтовом основании инъекционных тел в форме объемных линз приводит к существенному уплотнению окружающего грунта и повышению его модуля деформации.

М.Я. Крицкий зарегистрировал значительное увеличение плотности грунта на расстоянии до 1 метра вокруг линзы затвердевшего раствора толщиной более 40 см [34]. В ходе лабораторных экспериментов К.В. Голубев, зафиксировал увеличение модуля деформации песка в уплотненной зоне на 40% при диаметре элемента (шарообразного инъекционного тела) 0,2 м и на 60% при диаметре 0,6 м (при размерах уплотненной зоны 3,1...3,2d в плане и 0,5d под элементом) [13, 111]. А.Е. Захаров констатирует повышение значения модуля деформации мерз-

лого грунта до 2 раз на расстоянии 30...40 см от инъекционной линзы [21]. В.С. Бадеев, в ходе натурных экспериментов, отметил 10-кратное увеличение модуля деформации усиленного основания между инъекционными скважинами круглого сечения, расположенными на расстоянии 1,7 м друг от друга [3].

Существуют разные мнения об оптимальных схемах армирования грунтового основания инъекционными телами и о подходах к расчетному обоснованию проектных параметров усиления.

Например, в работах А.П. Криворотова и др. [11, 14, 31 и 120] делается вывод, что «влияние формы включений на показатели деформируемости геокомпозитной среды, определенные с применением расчетных методов нелинейной механики грунтов, сравнительно невелико; более существенным при прочих равных условиях, является процентное содержание включений». Приведенное выше утверждение авторы основывают на результатах сравнения материалов лабораторных экспериментов, проведенных в малом лотке на песчаном основании, с численными расчетами по модели Мора-Кулона с использованием интегрального модуля деформации или эквивалентного модуля деформации полидисперсной среды с цилиндрическими включениями.

А.Л. Ланис при определении параметров сжимаемости «армированного инъектированным раствором грунта», в том числе, модуля деформации грунта после его упрочнения, использует только показатель объемной доли инъектированного раствора $k_p = V_p / V_d$ (где V_p – суммарный объем раствора, V_d – объем области инъектирования), игнорируя форму инъекционных тел и их расположение в грунтовом массиве [40].

А.В. Лубягин и В.К. Федоров предлагают не учитывать возможную неоднородность грунтового основания усиленного инъектированием и использовать в расчетах усредненные деформационные характеристики – между модулем деформации инъекционных включений и модулем деформации грунта. По их мнению, усиленное основание можно представить в виде геокомпозитной среды состоящей из большого количества «элементарных объемов» обладающих аналогичными параметрами. Размеры «элементарного объема» равны расстоянию между инъекто-

рами, т.к. «максимальная неоднородность геокомпозитной среды проявляется в зоне расположения инъекторов, а минимальная – в середине между ними» [41].

Физико-механические свойства самих инъекционных тел, сформированных высоконапорным инъецированием, также могут существенно различаться. А.Л. Ланис приводит диапазон значений модуля деформации затвердевшего инъекционного раствора в возрасте 28 суток определенного штамповыми испытаниями от 109 МПа до 562 МПа, при удельном сцеплении от 1,24 МПа до 6,92 МПа в зависимости от соотношения компонентов сухой смеси и водоцементного соотношения [40]. По данным В.А. Ермолаева прочность стандартных образцов раствора на основе ПЦ 400-Д0 при В/Ц = 0,5 с различными химическими добавками (кальциевая соль соляной кислоты CaCl_2 – 2%, кремнефтористоводородная кислота H_2SiF_6 – 0,06%, жидкое стекло $\text{Na}_2\text{O} \cdot n\text{SiO}_2$ – 1%) в возрасте 28 суток составляет $\sigma = 25 \dots 38$ МПа [15]. Модуль деформации инъекционных тел определенный испытаниями отобранных образцов на одноосное сжатие М.Я. Крицким и др. [34] находился в пределах $E = 41,5 \dots 105,0$ МПа.

1.5. Армирование грунтового основания вертикальными элементами

Армирование грунта, как способ усиления основания, применяется в строительной практике несколько тысяч лет. Установлены факты использования армоэлементов при строительстве зиккуратов в Месопотамии, участков Великой китайской стены, земляных дамб вдоль Тибра. В качестве армоэлементов использовались тростниковые маты, ветви, деревянные брусья, обрывки ткани, солома и пр. [53].

Современные подходы к усилению грунтового основания армированием начали складываться в XX веке: известен положительный опыт инженеров F. Reed, A. Munster, F. Coin. В широкое употребление термин «армированный грунт» вошел в 1962 г. после опубликования Н. Vidal работы «Принцип армирования грунта» [163]. Н. Vidal также является одним из основоположников армирования грунтового основания полимерными материалами.

Армоэлементы по характеру работы, подразделяются на воспринимающие растягивающие напряжения, возникающие в грунтовом массиве от воздействия проектных нагрузок – преимущественно тонкие, гибкие, синтетические листовые материалы, и, на работающие на сжатие или растяжение, усиливающие и упрочняющие грунтовый массив – в основном, вертикальные элементы повышенной прочности. Последние могут выполняться пробивкой, продавливанием и раскаткой скважин с последующим их заполнением бетоном; представлять собой грунтоцементные, буроинъекционные, песчаные, известковые забивные или набивные сваи; устраиваться путем закрепления грунта силикатизацией, смолязацией и другими химическими растворами, а также с помощью высоконапорного инъецирования [136]. При этом согласно Таблице 7.21, приведенной в «Справочнике геотехника. Основания, фундаменты, подземные сооружения» [136] армоэлементы, сформированные высоконапорным инъецированием могут использоваться для укрепления и упрочнения оснований, сложенных всеми видами грунтов и выполняться вертикальными, горизонтальными и наклонными.

Вертикальное армирование может устраиваться под подошвой или по контуру усиливаемых фундаментов, армоэлементы – изготавливаться из разных материалов и иметь разную конструкцию. Так, например, Л.В. Нуждин, В.П. Писаненко, Е.П. Скворцов и др. усиливали фундаменты мелкого заложения контурным армированием – бетонными стержнями малого диаметра, формируемыми в предварительно устроенных скважинах по периметру вдоль внешних граней (Рисунок 1.10) [39, 55]. Г.Г. Болдырев и А.О. Попов, И.Т. Мирсаяпов и Р.А. Шарафутдинов [18, 19, 52] рассматривали вариант армирования грунтового основания сваями заводского изготовления, в том числе металлическими трубами. S. Murugesan, A. Paul, А.Б. Пономарев и Р.И. Шенкман [149, 154, 159] предлагали использовать грунтовые сваи в оболочке из геосинтетических материалов.

Эффективность вертикального армирования твердыми элементами доказана многими учеными. Одна из первых работ, посвященных вертикальному армированию, опубликована в 1934 г. К. Terzaghi [162]. В Советском Союзе метод усиления грунтового основания вертикальным армированием получил развитие в 70-

х годах XX века. Уменьшение напряжений в грунте под штампом за счет влияния боковых стенок лотка было отмечено в работе М.Н. Варгина, опубликованной в 1966 г. А.П. Рыженко зафиксировал 30-процентное увеличение предельного сопротивления по торцу штампа за счет сил трения возникающих на границе грунта с лотком [119]. А.С. Потапов, исследуя характеристики грунтов, укрепленных песчано-гравийными сваями, оценивал их в качестве приведенных из соотношения площадей армоэлементов и грунтового массива [113]. Некоторые принципы армирования грунта вертикальными элементами рассматривались в работах Я.Д. Гильмана, П.П. Заболотного, И.Б. Рыжкова и др.



Рисунок 1.10. Усиление фундаментов мелкого заложения контурным армированием бетонными стержнями малого диаметра³.

В 1970 г. Г.М. Борликов [7] предложил конструкцию фундамента, опирающегося на песчаную подушку, заключенную в цилиндрическую сборную железобетонную оболочку. В 1976 г. В.И. Крутов и И.К. Попсуенко опубликовали статью «Устранение просадок лессовых грунтов от их собственного веса путем армирования лессовой толщи» [37], содержащую описание технологии изготовления элементов глубинного уплотнения просадочных грунтов. А.В. Голли, А.Ж. Жусупбеков и В.Г. Шатунов пришли к выводу, что осадка фундамента на армированном, предварительно обжатом шпунтом, основании в 5...6 раз меньше осадки

³ Фотографии Е.П. Скворцова.

фундамента на естественном основании и в 4 раза меньше осадки фундамента на горизонтально армированном [12]. Е.А. Сорочаном и Р.Г. Ревазишвили установлено оптимальное расстояние между стенками щелевых фундаментов, при котором деформации минимальны [131]. В работе А.Л. Исакова и др. [28], при экспериментальных исследованиях деформаций грунтового основания, отмечен положительный эффект армирования стержневыми элементами. Высокая эффективность вертикального армирования подтверждается работами В.М. Антонова, Э.М. Доброва, О.Ю. Ещенко, А.П. Кремнева, Л.М. Тимофеевой [144] и других.

Б.Н. Мельников, В.И. Осипов и др. в публикации 1986 г. одними из первых обосновали возможность армирования грунта геотехногенными массивами [50]. Впоследствии многие исследователи отмечали высокую эффективность выполнения вертикального армирования инъецированием цементно-песчаного раствора [3, 38, 53, 136, 148].

Вопросы усиления грунтов армированием рассматривали в своих работах: В.М. Антонов, В.С. Бадеев, В.Ф. Бай, В.А. Барвашов, Г.Г. Болдырев, К.В. Голубев, Э.М. Добров, П.В. Дыба, Д.Г. Золотозубов, О.Ю. Ещенко, А.М. Караулов, Т.П. Кашарина, А.М. Кидакоев, В.И. Клевеко, И.В. Королева, А.Н. Краев, А.П. Кремнев, С.А. Кудрявцев, М.В. Кузнецов, А.Л. Ланис, В.В. Логутин, Р.А. Мангушев, Р.В. Мирошниченко, И.Т. Мирсаяпов, В.Р. Мустакимов, А.Л. Невзоров, Ю.А. Новиков, Л.В. Нуждин, С.А. Овчинников, В.Г. Офрихтер, В.П. Писаненко, А.Б. Пономарев, А.О. Попов, С.П. Санников, Е.П. Скворцов, Г.М. Скибин, Д.А. Татьянников, А.З. Тер-Мартиросян, З.Г. Тер-Мартиросян, Л.М. Тимофеева, Р.А. Усманов, И.И. Хусаинов, Р.А. Шарафутдинов, Р.И. Шенкман, D. Alexiew, H. Brandl, V. Guido, D. Jones, H. Kempfert, S. Murugesan, A. Paul, F. Schlosser, M. Raithek, S. Varaksin, H. Vidal и др.

1.6. Выводы по главе 1 и задачи исследований

Выполненный обзор научно-технической литературы по теме исследований позволяет сделать следующие выводы.

1. Высоконапорное инъецирование подвижного цементно-песчаного раствора – эффективный метод усиления грунтового основания. Формирование инъекционных тел может привести к существенному уплотнению окружающего грунта и повышению его деформационных характеристик; строительные свойства грунтового основания могут быть значительно улучшены за счет армирования твердыми инъекционными телами.

Ключевую роль при усилении инъецированием играет форма и размеры инъекционных тел: заметное улучшение физико-механических свойств грунта происходит около «массивных» линз шаровидной формы и практически отсутствует вокруг включений небольшого размера (прослойка, «лучей» и пр.) Эффективность армирования грунтового основания, также напрямую зависит от геометрических параметров инъекционных тел и их расположения в массиве.

2. Существенным недостатком метода высоконапорного инъецирования является невозможность предсказания путей распространения цементно-песчаного раствора в грунтовом массиве вокруг одиночного инъектора. Как следствие, форма и размеры создаваемых инъекционных тел не поддаются надежному прогнозированию.

К настоящему времени разработан ряд технологических приемов нагнетания и конструкций инъекторов, позволяющих, в той или иной степени, влиять на результат инъекционных работ. Однако большинство из них весьма трудоемки и (или) материалозатратны, а некоторые, очевидно, и недостаточно надежны.

3. Одним из эффективных способов усиления фундаментов является вертикальное армирование грунтового основания. Армоэлементы воспринимая сжимающие напряжения, повышают его несущую способность и снижают деформативность.

Армоэлементы могут иметь разнообразную конструкцию и выполняться из любых материалов с деформационными характеристиками, превышающими деформационные характеристики грунта. Во многих случаях, армирование грунтового основания целесообразно выполнять, высоконапорным инъецированием цементно-песчаного раствора.

Исходя из вышеприведенного были поставлены следующие **задачи исследований**.

1. Выполнить анализ существующих методов усиления грунтового основания и фундаментов нагнетанием цементно-песчаного раствора.

2. Установить форму твердых инъекционных тел, полученных пакетным высоконапорным инъецированием цементно-песчаного раствора в грунтовый массив на основании результатов лабораторных и натурных экспериментов.

3. На основе экспериментальных и численных исследований выявить закономерности изменения деформационного состояния основания при разных схемах усиления фундаментов мелкого заложения, плитных и свайных фундаментов твердыми инъекционными телами.

4. Разработать метод усиления грунтового основания фундаментов мелкого заложения, плитных фундаментов, свайных фундаментов, в том числе под машины с динамическими нагрузками, твердыми инъекционными телами, сформированными пакетным высоконапорным инъецированием.

ГЛАВА 2. ИССЛЕДОВАНИЕ ФОРМЫ ИНЪЕКЦИОННЫХ ТЕЛ, ПОЛУЧЕННЫХ ПРИ НАГНЕТАНИИ ПОДВИЖНОГО РАСТВОРА ПАКЕТНЫМ ВЫСОКОНАПОРНЫМ ИНЪЕЦИРОВАНИЕМ

2.1. Обоснование концепции метода пакетного высоконапорного инъецирования

Результаты исследований и опыт работ по усилению грунтового основания фундаментов зданий и сооружений высоконапорным инъецированием (глава 1) опровергают возможность предсказания направления движения инъекционного раствора при нагнетании через одиночный инъектор [24, 25, 122 и др.]. Распространение цементно-песчаной смеси в этом случае зависит от множества как задаваемых, так и случайных параметров: геометрической формы инъектора и способа его погружения, режима инъецирования, состава и консистенции инъекционного раствора, физико-механических, в т.ч. анизотропных свойств грунтов, неоднородности грунтового основания и пр. Следовательно, для изменения неопределенности условий разрыва инъецируемого массива в нужном направлении, необходимо вводить дополнительные факторы, способные повлиять на его напряженно-деформируемое состояние.

В.П. Писаненко, при участии автора, выполнил анализ распределения напряжений в бесконечной однородной среде при равномерном нагружении внутренней поверхности двух круглых полостей [107]. Напряженное состояние среды определялось на основании решения Ламе для толстостенного цилиндра под действием внутреннего и внешнего давления, и заключалось в преобразовании напряжений от каждой нагруженной полости к общей системе координат и последующего сложения соответствующих компонент (Рисунок 2.1).

В итоге преобразований был сделан вывод, что в горизонтальной плоскости, проходящей через центры нагруженных полостей, наблюдается концентрация главных напряжений, которые характеризуют состояние чистого сдвига. Из чего

следует, что этот участок наименее устойчив по сравнению с остальным пространством, так как он находится под воздействием дополнительных напряжений от смежных нагруженных полостей, что должно способствовать его первоочередному разрушению.

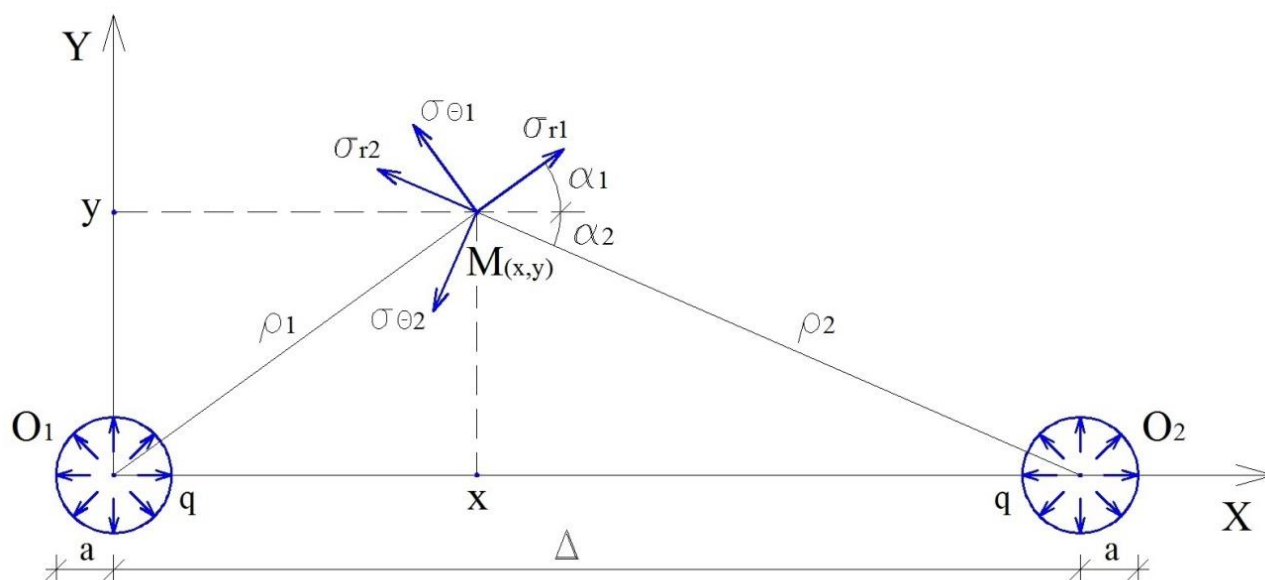


Рисунок 2.1. Схема определения напряжений в точке M при одновременном воздействии двух нагруженных полостей.

Опираясь на вышесказанное и принимая во внимание результаты некоторых исследований в области разработки нефтяных и газовых месторождений [79] было сделано предположение, что дополнительными факторами, способными повлиять на напряженно-деформируемое состояние грунтового основания, может являться установка нескольких источников инъецирования расположенных в определенном геометрическом порядке и одновременное нагнетание раствора через все источники.

Согласно этому предположению было установлено, что расположение иньекторов вдоль прямой линии формирует вертикальную плоскость разрыва (Рисунок 2.2); при расположении иньекторов, в вершинах равностороннего треугольника плоскость разрыва направлена горизонтально [105, 106, 108]. Для создания

вертикального инъекционного тела в грунте под нижними концами иньекторов выполняются линейные полости – иньекторы с теряемыми наконечниками погружаются до проектной отметки и частично извлекаются на высоту $10d...20d$ (здесь и далее в главе 2, d – диаметр иньектора).

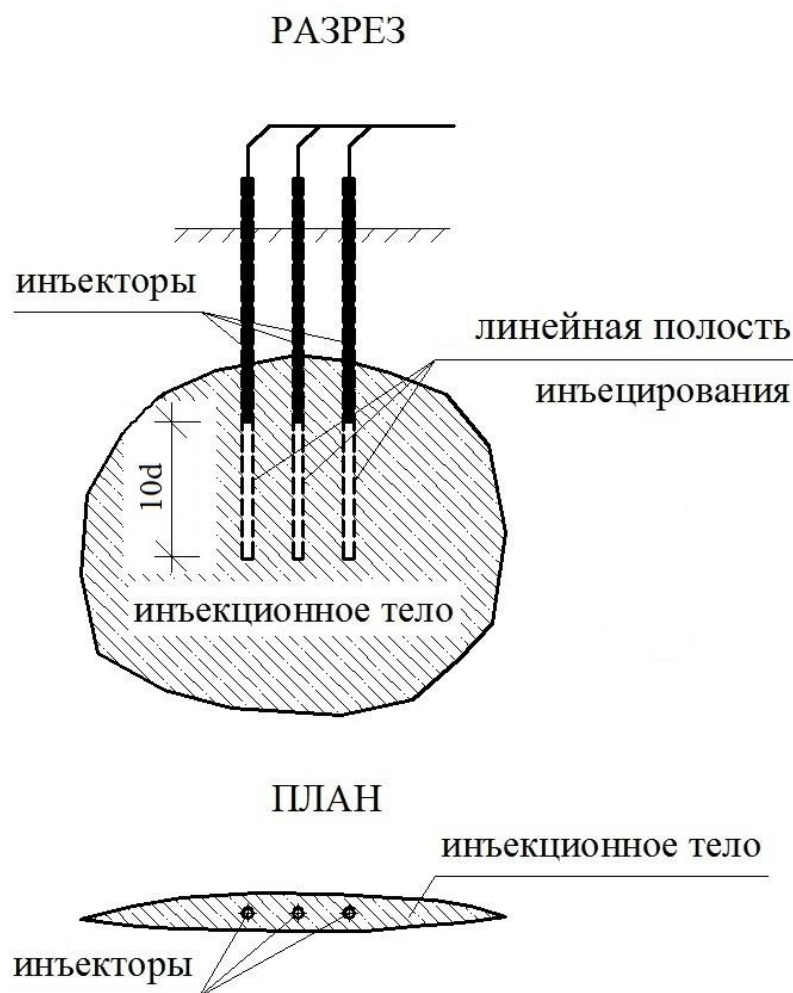


Рисунок 2.2. Принципиальная схема формирования вертикального инъекционного тела пакетным высоконапорным иньекцированием.

Для создания горизонтального тела иньекторы приподнимаются на высоту $1d...3d$, тем самым формируя точечные полости (Рисунок 2.3).

Способ формирования инъекционных тел установленной формы пакетным высоконапорным иньекцированием защищен двумя патентами на изобретения РФ «Способ усиления грунтового основания» (№ 2259446 и № 2259447, опубл. 27.08.05, Бюл. № 24) (Приложение 2) [82, 83].

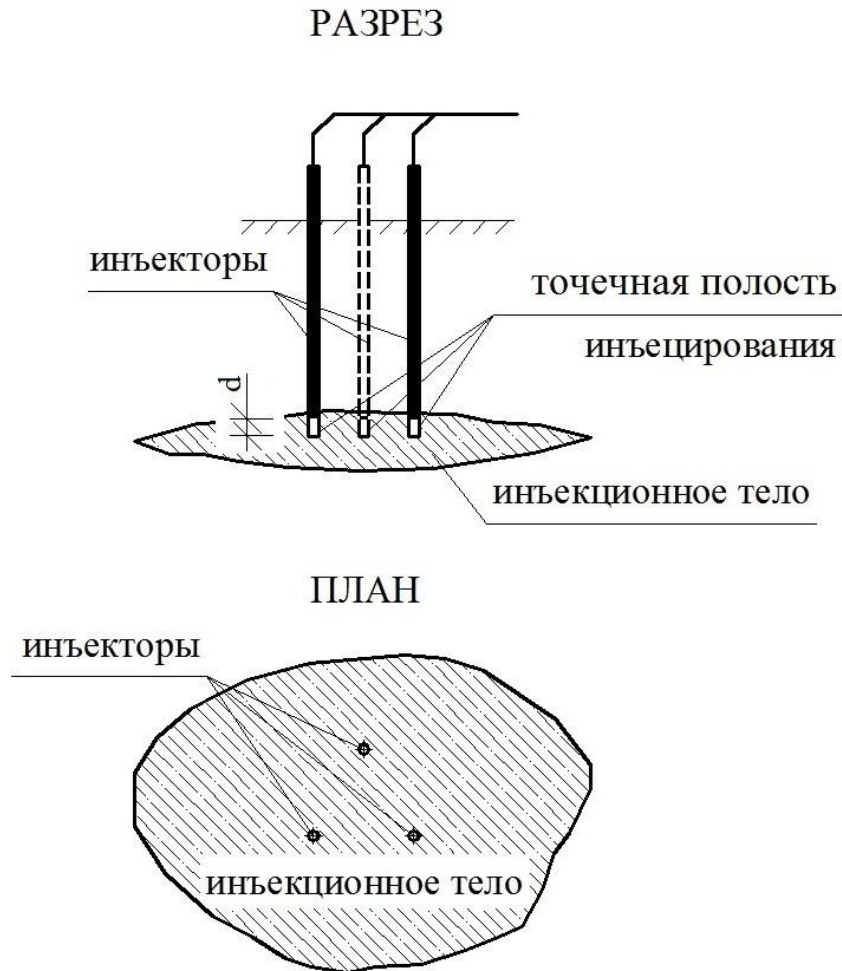


Рисунок 2.3. Принципиальная схема формирования горизонтального иньекционного тела пакетным высоконапорным иньекцированием.

2.2. Экспериментальное подтверждение в лабораторных условиях

Опытная проверка возможности создания вертикальных и горизонтальных иньекционных тел была выполнена в лабораторных условиях на монолитах грунта ненарушенного сложения отобранных из разных инженерно-геологических элементов:

- супеси пылеватой малой степени водонасыщения твердой слабонабухающей непрсадочной, $\rho = 1,80 \text{ г/см}^3$, $w = 8\%$, $I_p = 0,04$, $I_L < 0$, $\varphi = 29^\circ$, $C = 16 \text{ кПа}$, $E = 10,9 \text{ МПа}$ (ИГЭ-1);

- супеси песчанистой малой степени водонасыщения твердой ненабухающей непросадочной, $\rho = 1,85 \text{ г/см}^3$, $w = 8\%$, $I_p = 0,03$, $I_L < 0$, $\varphi = 29^\circ$, $C = 14 \text{ кПа}$, $E = 13,7 \text{ МПа}$ (ИГЭ-2);
- суглинка легкого пылеватого средней степени водонасыщения тугопластичного слабонабухающего непросадочного, $\rho = 1,86 \text{ г/см}^3$, $w = 23\%$, $I_p = 0,12$, $I_L < 0$, $\varphi = 18^\circ$, $C = 39 \text{ кПа}$, $E = 7,0 \text{ МПа}$ (ИГЭ-3).

Было проведено 6 экспериментов – 3 по созданию вертикальных инъекционных тел – в ИГЭ-1, ИГЭ-2 и в ИГЭ-3, и соответственно, 3 – горизонтальных. Каждый эксперимент повторялся 3 раза. Из каждого ИГЭ было отобрано по 6 стандартных монолитов диаметром 122 мм, высотой 150...250 мм. Герметизирующие оболочки для сохранности природной структуры грунта не снимались (Рисунок 2.4).

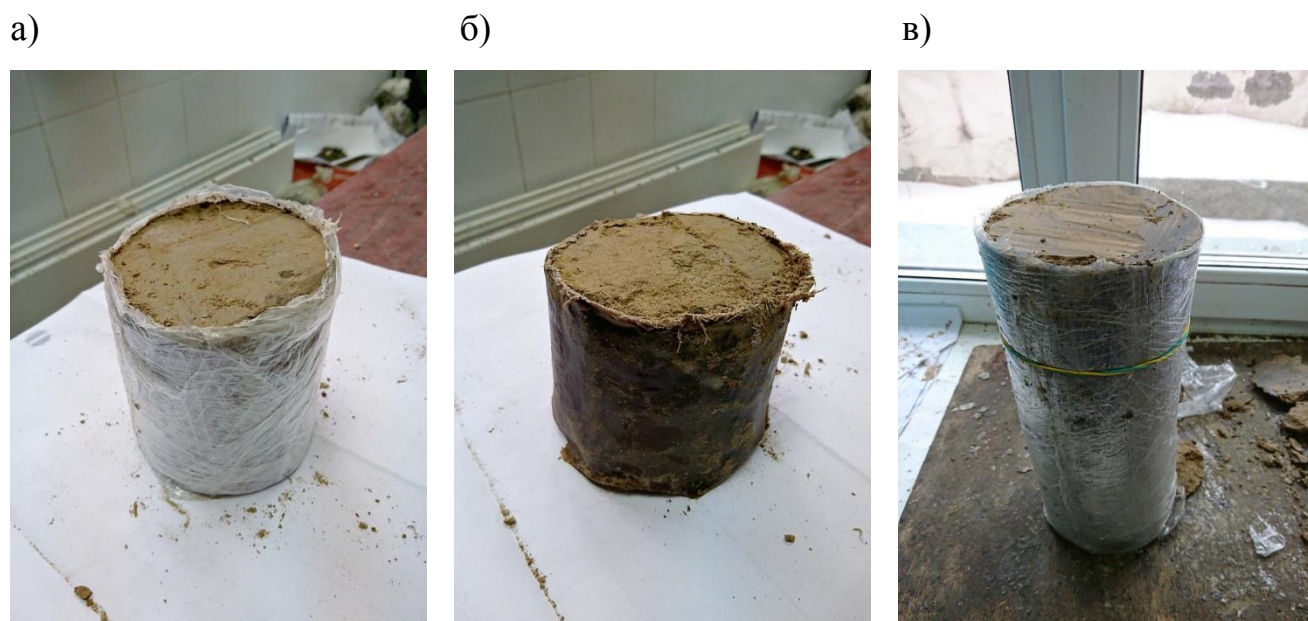
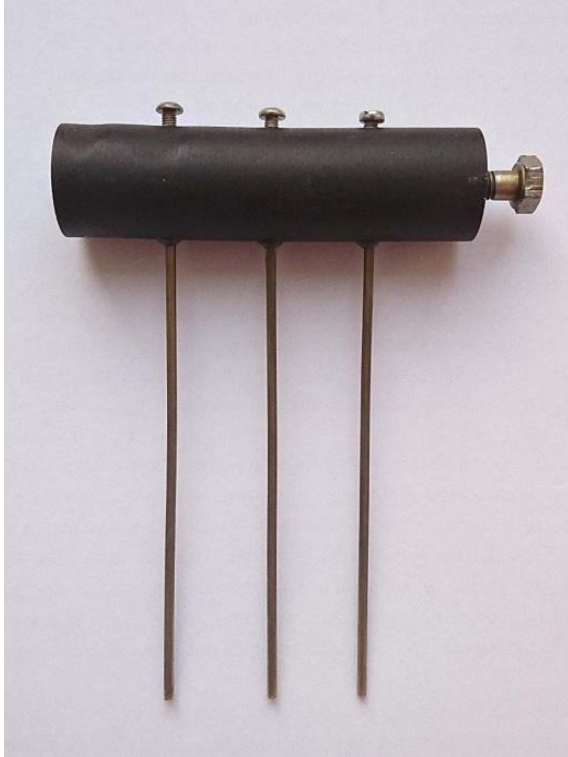


Рисунок 2.4. Монолит: а – супеси пылеватой малой степени водонасыщения (ИГЭ-1); б – супеси песчанистой малой степени водонасыщения (ИГЭ-2); в – суглинка пылеватого средней степени водонасыщения (ИГЭ-3).

В качестве инъекторов использовались латунные трубки длиной 90 мм, диаметром 2,0 мм, с толщиной стенки 0,25 мм (Рисунок 2.5).

а)



б)

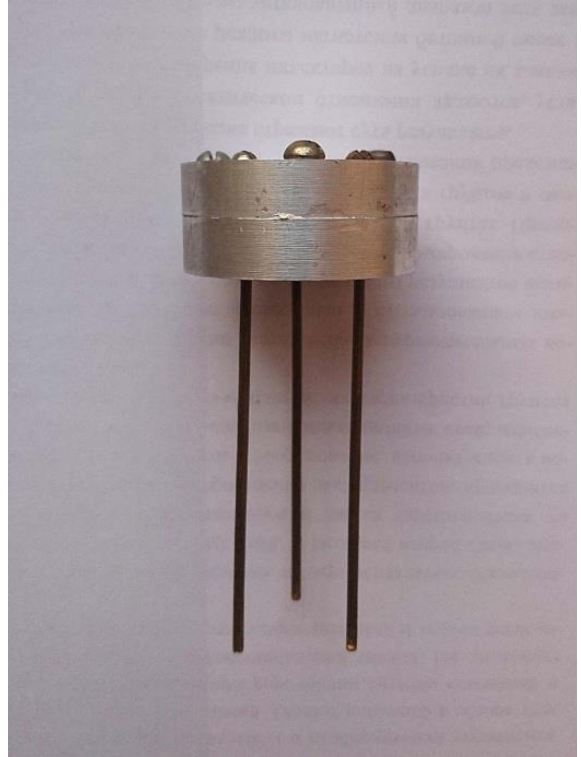


Рисунок 2.5. Инъекторы – латунные трубки диаметром 2,0 мм, объединенные в группы по 3 штуки: а – расположенные вдоль прямой линии; б – расположенные в вершинах равностороннего треугольника.

Верхний конец трубок, расположенных в определенном геометрическом порядке – группами по 3 штуки, закреплялся в специально изготовленных распределительных устройствах. Три трубки, размещенные вдоль прямой линии на расстоянии 20 мм (10d) друг от друга – в горизонтальном пластиковом цилиндре диаметром 22 мм и длиной 80 мм. Трубки, расположенные в вершинах равностороннего треугольника со сторонами по 20 мм (10d) крепились к вертикальному металлическому цилиндру диаметром 42 мм. К распределительным устройствам на резьбе присоединялся шланг диаметром 5 мм.

Конструкция распределительных устройств обеспечивала одновременную равномерную подачу инъекционной смеси во все инъекторы (Рисунок 2.6).

а)



б)



Рисунок 2.6. Распределительные устройства: горизонтальный пластиковый (а) и вертикальный металлический (б) цилиндр.

Вертикальная плоскость разрыва грунтового массива формировалась одновременным нагнетанием раствора через 3 инжектора, расположенных вдоль прямой линии, объединенных горизонтальным пластиковым цилиндром (Рисунок 2.7).

а)



б)



в)



Рисунок 2.7. Погружение группы из трех инжекторов, расположенных вдоль прямой линии, в монолит ИГЭ-1 (а), ИГЭ-2 (б) и ИГЭ-3 (в).

Ињекторы вдавливались в грунт на всю длину и для создания линейных полостей ињектирования приподнимались на 30 мм (15d) после чего их положение фиксировалось. Для предотвращения попадания грунта внутрь ињекторов использовались тераемые наконечники.

Образование горизонтальной плоскости разрыва производилось одновременным нагнетанием через группу из трех ињекторов, расположенных в вершинах равностороннего треугольника (Рисунок 2.8). Для создания точечных полостей ињекторы после погружения приподнимались на 3 мм (1,5d).

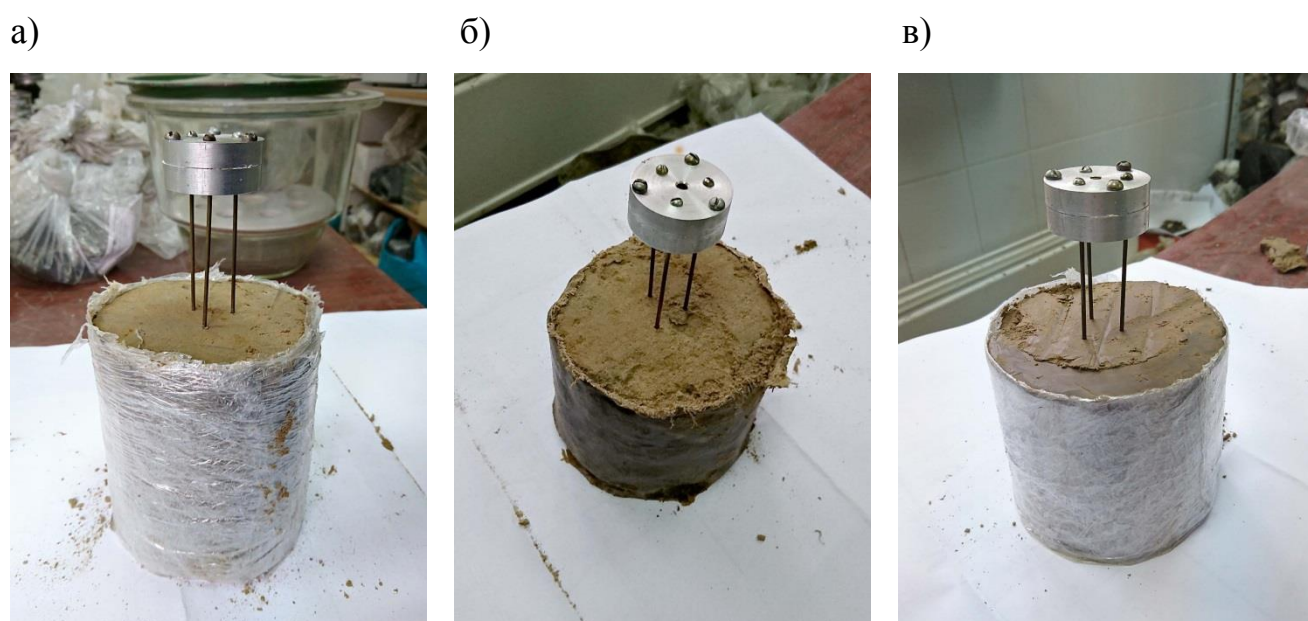


Рисунок 2.8. Погружение группы из трех ињекторов, расположенных в вершинах равностороннего треугольника в монолит ИГЭ-1 (а), ИГЭ-2 (б) и ИГЭ-3 (в).

В качестве ињекционного раствора в лабораторных экспериментах использовалась жидкая эпоксидная смола с отвердителем. Для уменьшения вязкости в нее добавлялся ацетон и перед процессом ињектирования она разогревалась.

Шланг, оборудованный манометром класса точности 0,4, подключался к ручному насосу. Момент разрыва грунтового массива при ињектировании отчетливо фиксировался по резкому падению величины нагнетающего давления (достигающего при разрыве грунта 0,6...0,9 МПа).

В ходе экспериментов по формированию вертикальных инъекционных тел закачивалось около 40 см^3 эпоксидной смолы, при формировании горизонтальных тел расход составлял $70 \dots 80 \text{ см}^3$. Через двое суток после начала эксперимента, монолиты освобождались от оболочки, и грунт размывался струей воды.

Схемы размещения инъекторов в лабораторных экспериментах по формированию вертикальной и горизонтальной плоскости разрыва представлены на Рисунке 2.9.

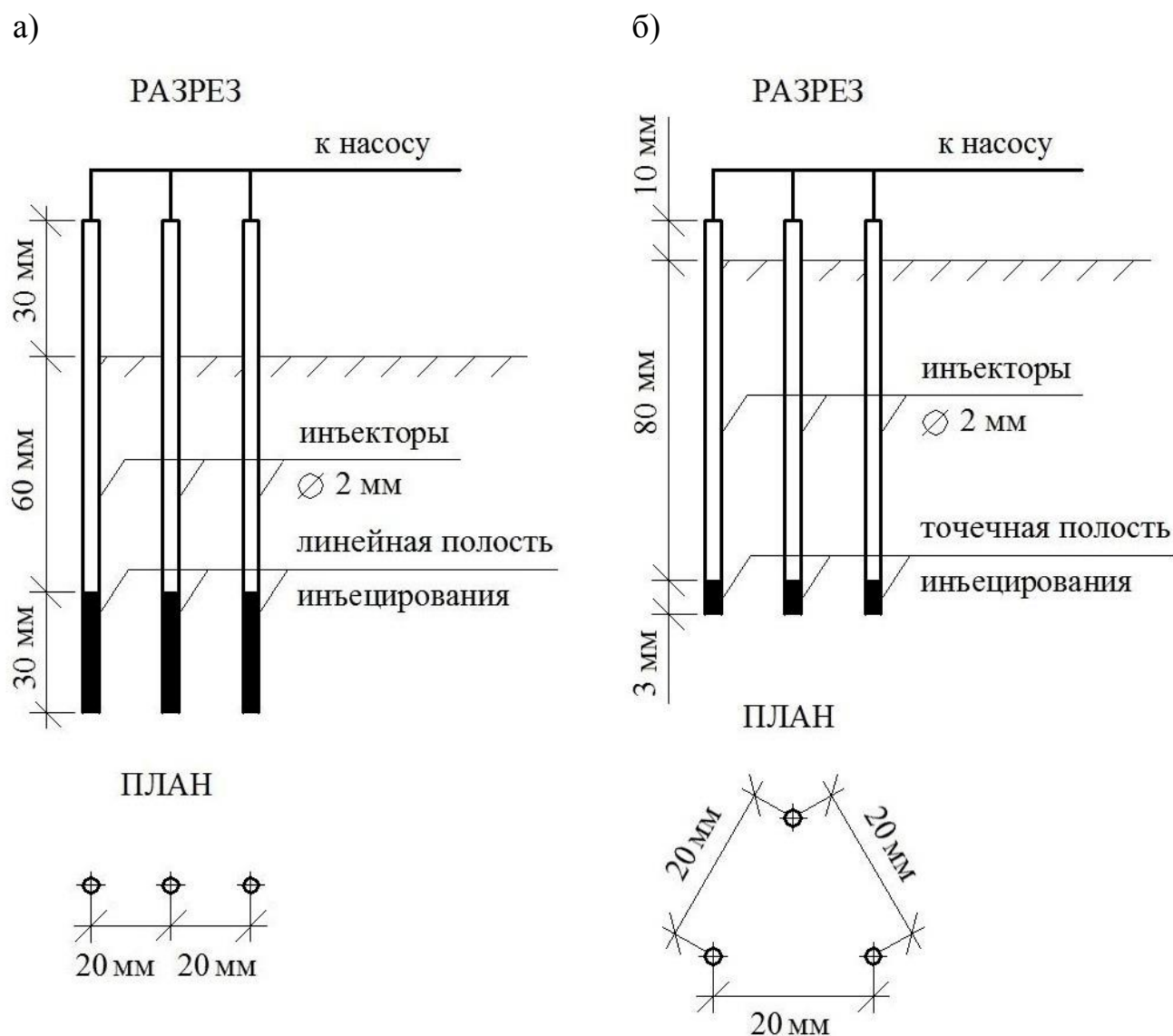


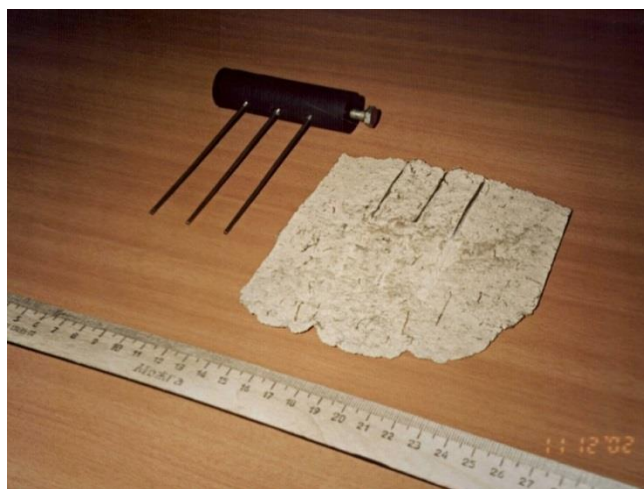
Рисунок 2.9. Схемы размещения инъекторов в лабораторных экспериментах по формированию вертикальной (а) и горизонтальной (б) плоскости разрыва.

При расположении инжекторов вдоль прямой линии были образованы плоские тела толщиной от 1 мм до 4 мм, длиной 120...125 мм и высотой 110...150 мм, разрывающие монолиты вертикальной трещиной, проходящей через 3 инжектора, контуры которых хорошо прослеживались. Затвердевший раствор в трещинах выходил к верхнему торцу монолитов, спускался по боковым поверхностям и заглублялся на 20...60 мм ниже линейных полостей инжецирования (Рисунок 2.10).

а)



б)



в)



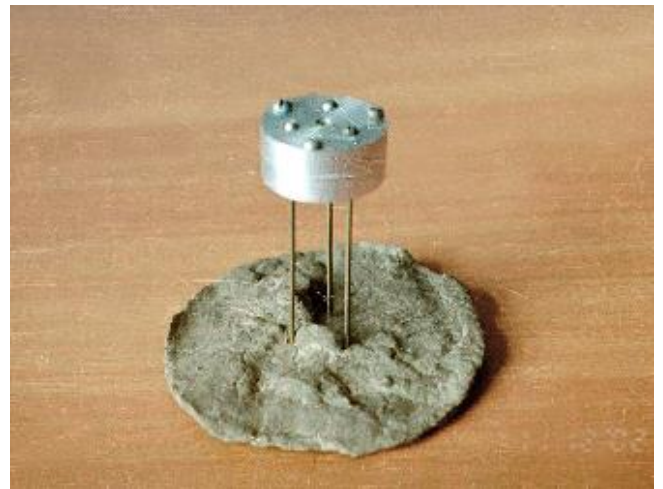
Рисунок 2.10. Вертикальные инъекционные тела, полученные в ходе лабораторных экспериментов: а – в монолите ИГЭ-1, б – ИГЭ-2; в – ИГЭ-3.

При расположении инжекторов в вершинах равностороннего треугольника в монолитах были образованы горизонтальные тела дискообразной формы, выходящие к боковой поверхности образцов практически по всему периметру. Диаметр всех дисков был около 120 мм, толщина колебалась от 2 мм (на участках, примыкающих к боковым поверхностям) до 15 мм и более в центре. Утолщение в центральной части, наблюдалось с обеих сторон диска (Рисунок 2.11).

а)



б)



в)

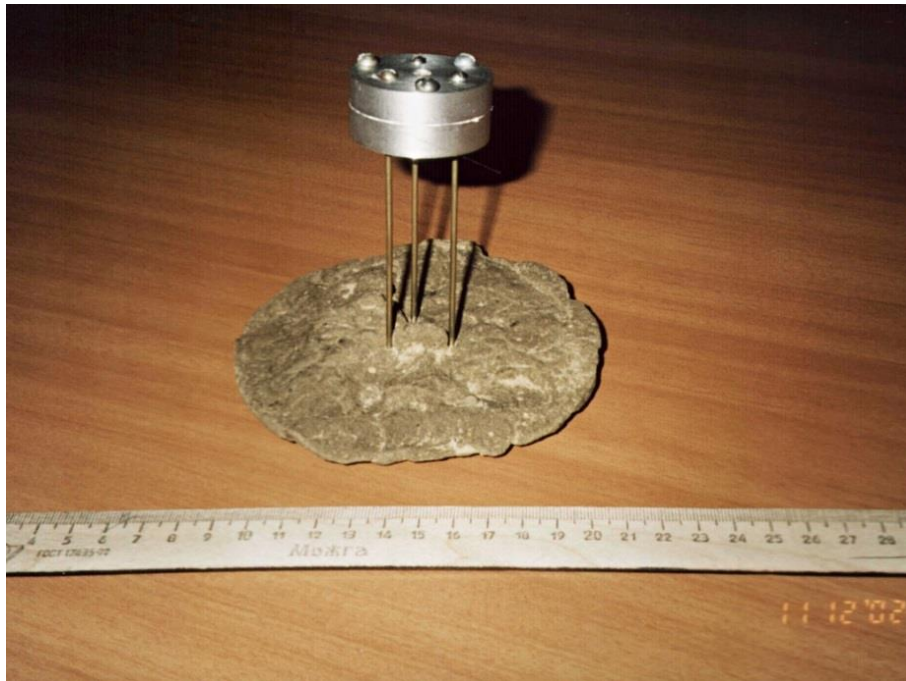


Рисунок 2.11. Горизонтальные инъекционные тела, полученные в ходе лабораторных экспериментов: а – в монолите ИГЭ-1, б – ИГЭ-2; в – ИГЭ-3.

2.3. Экспериментальное подтверждение в натуральных условиях

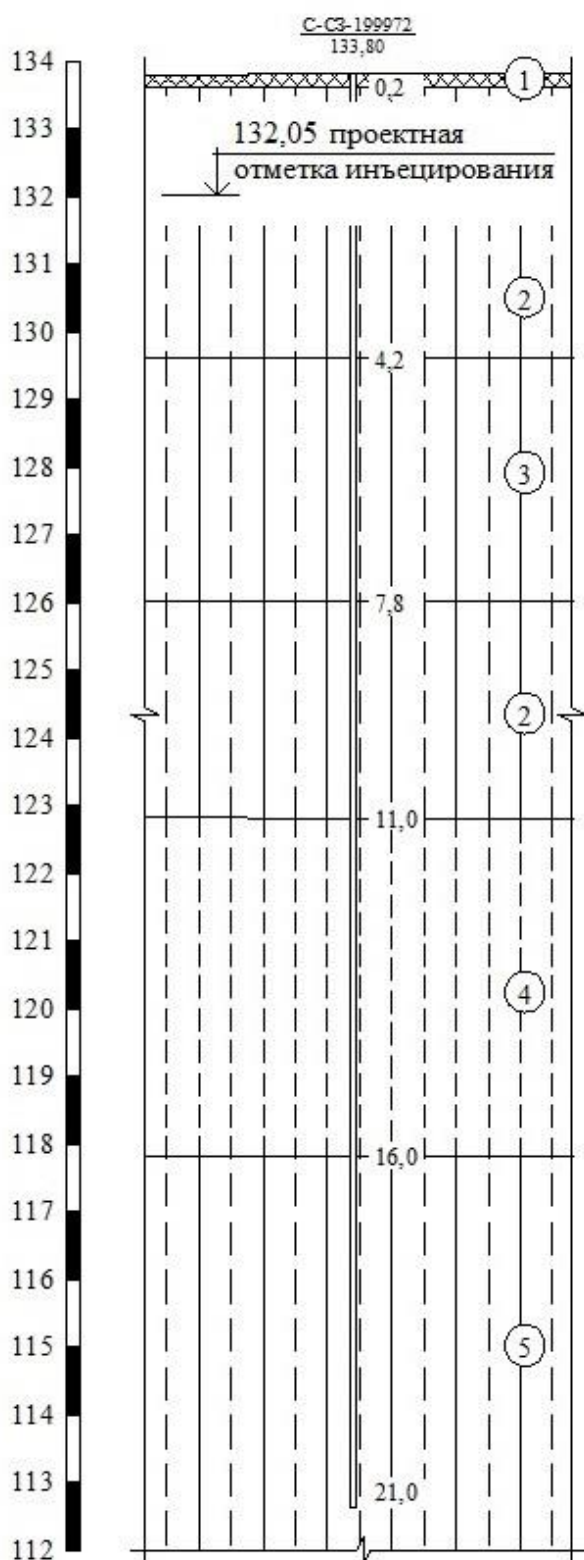


Рисунок 2.12. ИГ разрез
опытной площадки.

Эксперименты по созданию вертикальных инъекционных тел пакетным высоконапорным инъецированием в натуральных условиях были выполнены на площадке строительства жилого дома № 15 по ул. Телевизионной в Ленинском районе Новосибирска.

Инженерно-геологический разрез площадки до глубины 21,0 м (Рисунок 2.12) был представлен грунтами:

ИГЭ-1. Насыпной грунт: смесь суглинка и почвы с включениями строительного мусора мощностью до 0,2 м.

ИГЭ-2. Суглинок легкий пылеватый средней степени водонасыщения тугопластичный слабонабухающий непрсадочный мощностью 4,0 м.

ИГЭ-3. Суглинок легкий пылеватый средней степени водонасыщения полутвердый ненабухающий непрсадочный с прослоями твердого мощностью 3,6 м.

ИГЭ-2. Суглинок легкий пылеватый средней степени водонасыщения тугопластичный слабонабухающий непрсадочный мощностью 3,2 м.

ИГЭ-4. Супесь пылеватая средней степени водонасыщения твердая ненабу-

хающая непресадочная с прослоями суглинка мощностью 5,0 м.

ИГЭ-5. Суглинок легкий пылеватый средней степени водонасыщения твердый ненабухающий непресадочный вскрытой мощностью 5,0 м.

Горизонт инъецирования находился на глубине 1,75 м от поверхности – в суглинке легком пылеватом средней степени водонасыщения тугопластичном, $\rho = 1,86 \text{ г/см}^3$, $w = 23\%$, $I_p = 0,12$, $I_L < 0$, $\varphi = 18^\circ$, $C = 39 \text{ кПа}$, $E = 7,0 \text{ МПа}$ (ИГЭ-2).

Для создания вертикальных тел 3 инъектора размещались вдоль прямой линии на расстоянии 600 мм ($\sim 10d$) друг от друга. Линейные полости инъецирования формировались их поднятием на 750 мм ($\sim 13d$) после погружения до проектной отметки с последующей фиксацией на этом уровне (Рисунок 2.13).

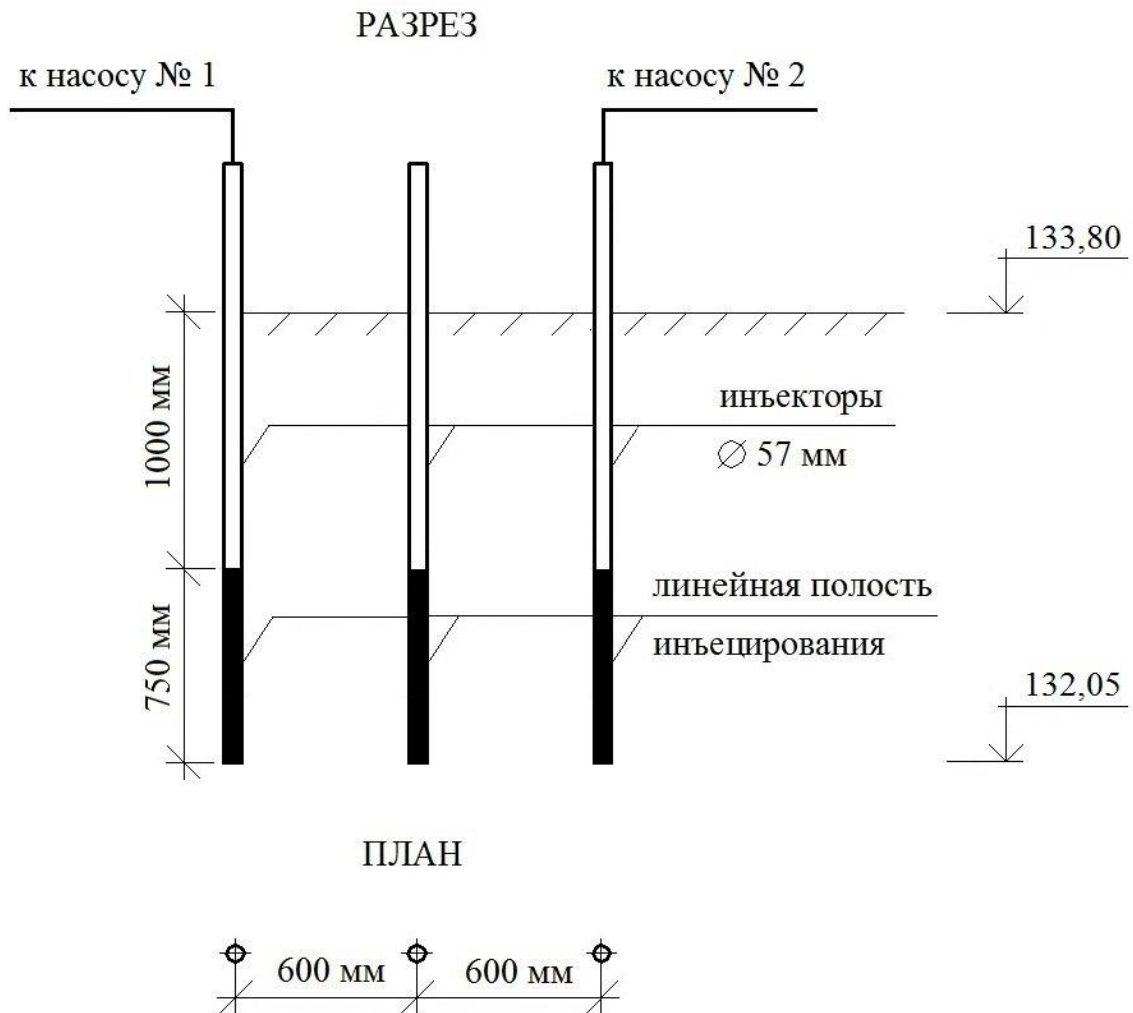


Рисунок 2.13. Схема размещения инъекторов для образования вертикального инъекционного тела.

В качестве иньекторов использовались металлические трубы диаметром 57 мм с толщиной стенки 3,5 мм, длиной 3,0 м. К верхним концам присоединялись шланги высокого давления, на нижние концы надевались металлические теряемые наконечники, препятствующие попаданию грунта внутрь иньекторов при их погружении (Рисунок 2.14).



Рисунок 2.14. Иньектор с теряемым наконечником.

Погружение осуществлялось агрегатом вибрационного бурения АВБ-2М на шасси автомобиля ГАЗ-66 на глубину 1,75 м. Цементно-песчаный раствор подавался растворонасосами СО-49 с постоянным расходом 40 л/мин. Измерение давления в подающих магистралях производилось манометрами МП2-УУ2. Иньектирование выполнялось одновременно через 2 крайних иньектора подсоединенных к двум независимо работающим насосным станциям (Рисунок 2.15, 2.16).

Центральный иньектор погружался с целью создания дополнительных предпосылок для разрыва грунтовой среды в вертикальной плоскости, нагнетание через него не производилось.

Иньекционная смесь приготавливалась на строительной площадке в бетоносмесителе СБ-133 в пропорции: цемент – 1 часть, бентонитовый порошок – 1 часть, песок мелкий – 7 частей, вода – до необходимой пластичности смеси.



Рисунок 2.15. Группа инъекторов, установленная в проектное положение.



Рисунок 2.16. Одновременная подача инъекционного раствора двумя независимо работающими насосными станциями.

Эксперимент по формированию вертикальных инъекционных тел в натуральных условиях был повторен трижды. В процессе инъектирования контролировались значения подающего давления, и объем закаченной смеси. При этом отчетливо прослеживалось 4 режима нагнетания (Рисунок 2.17).

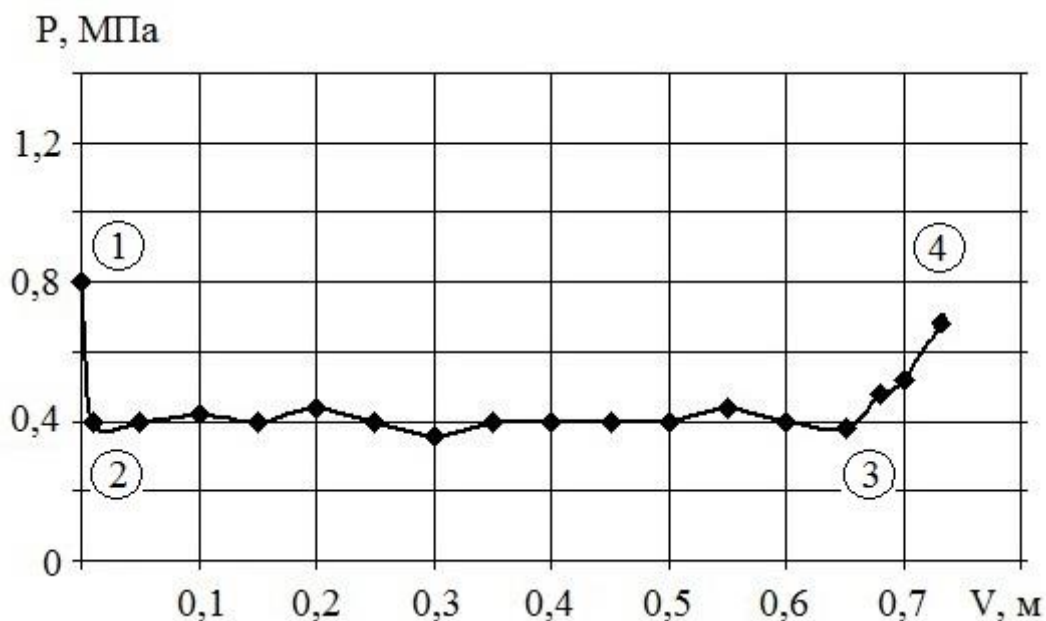


Рисунок 2.17. Характерный график изменения давления нагнетания и объема закаченной смеси в ходе натуральных экспериментов по формированию вертикальных инъекционных тел.

На первом этапе инъекционный раствор заполнял линейные полости, сформированные в грунтовом основании, и уплотнял окружающий грунт – участок «0-1» (здесь и далее на примере графика, представленного на Рисунке 2.17 – подающее давление росло до 0,8 МПа).

Второй этап соответствовал разрыву грунтового массива, образованию вертикальной трещины и ее расширению – участок «1-2» (давление «падало» до ~ 0,4 МПа при объеме закаченной смеси $V \approx 0,02 \text{ м}^3$).

Третий этап характеризовался максимально возможным заполнением трещины инъекционным раствором и уплотнением окружающего грунта – участок «2-3» (значение установившегося давления нагнетания ~ 0,4 МПа, $V \approx 0,65 \text{ м}^3$).

На последнем этапе – участок «3-4», при значениях давления близких к давлению разрыва ($P \approx 0,7 \dots 0,8 \text{ МПа}$), для предупреждения повторного нарушения сплошности грунтового массива, инъекционные работы останавливались.

В ходе натуральных экспериментов закачивалось 0,5...0,7 м³ цементно-песчаного раствора.

После окончания работ для предотвращения возможного разлива инъекционной смеси и пассивной опрессовки на инъекторы устанавливались металлические заглушки (Рисунок 2.18). Проходка шурфов осуществлялась через 14 суток после инъекционных работ.

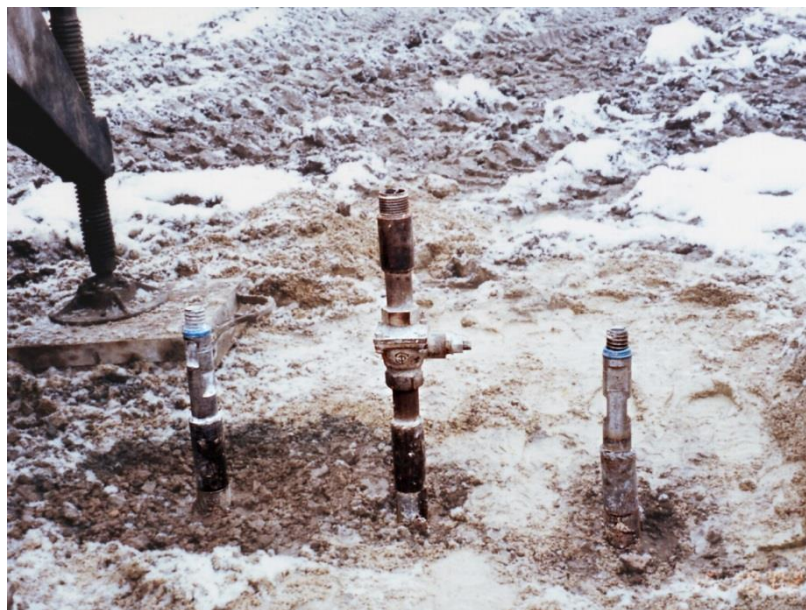


Рисунок 2.18. Инъекторы с установленными металлическими заглушками.

В результате экспериментов были получены плоские вертикальные тела толщиной 250...350 мм и более (в области верхней кромки – 50...150 мм) с ориентировочными габаритными размерами (l×h) 1,9×1,6 м; 1,8×1,8 м и 2,1×1,7 м, «выходящие» в стороны за оси инъекторов на 0,3...0,6 м (Рисунок 2.19).

Твердые инъекционные тела, образованные в ходе натуральных экспериментов, имели такую же форму, как и тела, полученные при лабораторных исследованиях по инжектированию подвижной смеси в монолиты грунтов ненарушенного строения. Результаты лабораторных и натуральных экспериментов в полной мере подтвердили возможность создания инъекционных тел установленной формы в грунтовом массиве сложенном глинистыми грунтами при нагнетании цементно-песчаного раствора методом пакетного высоконапорного инжектирования.

а)



б)



в)



г)

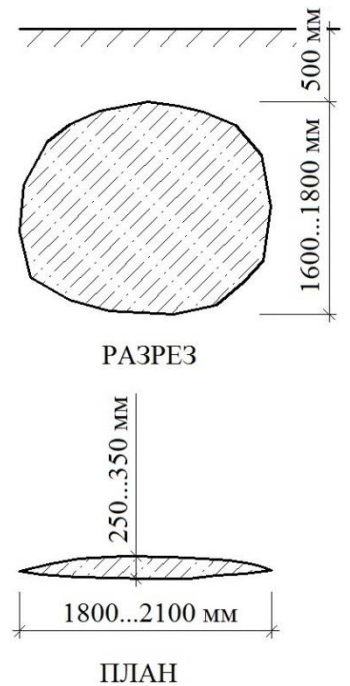


Рисунок 2.19. Вертикальные инъекционные тела, сформированные на опытной площадке: а, б, в – в ходе 1, 2 и 3-го эксперимента; г – габаритные размеры инъекционных тел.

Выводы по главе 2

1. Метод пакетного высоконапорного инъецирования, предусматривающий одновременную подачу цементно-песчаной смеси через несколько инъекторов

расположенных в определенном геометрическом порядке, позволяет при нагнетании создавать в грунтовом массиве инъекционные тела установленной формы, что подтверждается результатами лабораторных и натурных экспериментов.

2. При одновременном нагнетании через инъекторы, расположенные вдоль прямой линии на расстоянии до $20d$ друг от друга, с образованием в грунте линейных полостей под их нижними концами (глубиной $10d \dots 20d$), в грунтовом массиве формируется плоское вертикальное инъекционное тело. Нагнетание раствора через инъекторы, расположенные в вершинах равностороннего треугольника со сторонами до $20d$, с образованием точечных полостей (глубиной $1d \dots 3d$) приводит к формированию горизонтального тела дисковидной формы.

3. Формирование вертикальных и горизонтальных инъекционных тел пакетным высоконапорным инъецированием возможно в широком диапазоне глинистых грунтов. Экспериментальная проверка в супеси малой степени водонасыщения пылеватой и песчанистой, а также в суглинке пылеватом средней степени водонасыщения тугопластичном привела к созданию инъекционных тел одинаковой формы с близкими габаритными размерами.

4. Процесс формирования вертикальных инъекционных тел пакетным высоконапорным инъецированием включает 4 характерных этапа: заполнение нагнетаемым раствором полостей, сформированных под нижними концами инъекторов (давление нагнетания растет до максимального значения – давления разрыва); нарушение сплошности грунтового массива между инъекторами – образование и расширение трещины разрыва (падение давления до установившегося значения); заполнение трещины инъекционным раствором и ее расширение с уплотнением окружающего грунта (плавное возрастание подающего давления); возникновение предпосылок повторного образования трещины в слабой зоне грунтового основания (резкое возрастание давления инъецирования).

Инъекционные работы, для предупреждения повторного (неконтролируемого) нарушения сплошности грунтового массива, следует останавливать на последнем этапе при значении давления близком к давлению разрыва.

ГЛАВА 3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ОБОСНОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ УСИЛЕНИЯ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ МЕТОДОМ ПАКЕТНОГО ВЫСОКОНАПОРНОГО ИНЪЕЦИРОВАНИЯ

3.1. Задачи лабораторных исследований

Метод пакетного высоконапорного инъецирования позволяет создавать в глинистых грунтах инъекционные тела установленной формы – плоские вертикальные тела и горизонтальные в виде диска с утолщением в центральной части (глава 2). Это существенно повышает надежность высоконапорного инъецирования и дает возможность обоснования технических решений по армированию грунтового основания. Горизонтальные инъекционные тела – геотехногенный массив, повышают деформационные качества; вертикальные, сформированные вокруг фундаментов, служат элементами контурного армирования – препятствуют боковому расширению грунта, тем самым снижая осадки.

Актуальным вопросом является определение эффективных схем усиления грунтового основания твердыми инъекционными телами, рассматриваемыми в качестве армоэлементов.

Для оценки влияния схем расположения армоэлементов – твердых включений, их количества и объема на деформации усиливаемого грунтового основания, был выполнен комплекс лабораторных исследований на моделях фундаментов:

- мелкого заложения прямоугольного (ленточного) с усилением грунта в активной зоне основания;
- мелкого заложения прямоугольного (ленточного) с контурным армированием;
- мелкого заложения столбчатого с контурным армированием;
- свайного фундамента с контурным армированием;
- свайного фундамента с усилением межсвайного пространства.

Также был выполнен лабораторный эксперимент по усилению грунтового основания модели свайного фундамента под машину с динамическими нагрузками методом пакетного высоконапорного инъецирования.

Лабораторные эксперименты проводились в малом и большом грунтовых лотках при участии магистрантов кафедры ИГОФ НГАСУ (Сибстрин).

3.2. Влияние схемы расположения армоэлементов на деформации грунтового основания фундаментов мелкого заложения

Для проведения экспериментов по оценке влияния схемы расположения армоэлементов – твердых включений, на деформации грунтового основания фундаментов мелкого заложения использовался малый лабораторный грунтовый лоток с размерами в плане ($l \times b$) 90×37 см и глубиной 50 см. Лоток заполнялся среднезернистым рыхлым песком ($\rho = 1,45$ г/см³, $\varphi = 28^\circ$, $C = 2$ кПа, $E = 15$ МПа).

На грунт поперек лотка без заглубления укладывался металлический жесткий штамп прямоугольной формы в плане шириной $b = 11$ см и длиной $l = 36$ см (Рисунок 3.1) моделирующий ленточный фундамент.

а)



б)



Рисунок 3.1. Оборудование для проведения лабораторных экспериментов:

а – малый грунтовый лоток; б – прямоугольный (ленточный) металлический штамп, винтовой домкрат и пружинный динамометр.

Нагрузка передавалась в виде сосредоточенной силы винтовым домкратом через пружинный динамометр, при этом высокая жесткость штампа обеспечивала равномерное распределение давления на грунт. После каждого нагружения выдерживался период условной стабилизации деформаций. Измерение вертикальных осадок штампа осуществлялось по двум прогибомерам Максимова с ценой деления 0,01 мм, установленным на его торцах.

Армоземента моделировались щебнем мелкой фракции. Зерна щебня имели угловатую или полуокатанную неправильную форму, условно близкую к шарообразной, с эквивалентным диаметром $d \approx 1 \dots 2$ см ($\sim 0,1b \dots 0,2b$).

Песок подавался в лоток послойно, после отсыпки очередного слоя в него внедрялись зерна щебня с небольшим усилием, создающим некоторое уплотнение, условно соответствующее изменению структуры окружающего грунта при инъецировании цементно-песчаного раствора (Рисунок 3.2).

а)



б)



Рисунок 3.2. Слой щебня, уложенного по сетке с шагом $\sim 2d \dots 3d$

на глубине $\sim 1,5d$ от подошвы штампа (а);

засыпка слоя щебня среднезернистым песком (б).

Группа из отдельных зерен щебня, укладываемых вплотную, моделировала возможное нарушение сплошности инъекционного тела большого объема в грунтовом массиве.

Каждый опыт повторялся 7...10 раз. После опытов песок и щебень вынимались из лотка, песок просеивался, и выполнялась подготовка к очередному эксперименту.

В 1-й серии экспериментов, рассматривались следующие варианты усиления (Рисунок 3.3):

- армирование основания под подошвой штампа: 5 уровней по глубине с расположением включений в плане по сетке с шагом $\sim 2d...3d$ при ширине слоя $\sim 2b$ и расстоянием между уровнями $\sim 2d...3d$;
- плотные группы из отдельных включений под углами штампа в интервале глубин $\sim 2d...4d$ от подошвы;
- беспорядочное расположение включений в активной зоне основания штампа до глубины $\sim 1,5b...2b$ при ширине слоя армирования $\sim 2b$.

Во всех опытах использовался одинаковый объем включений – щебня.

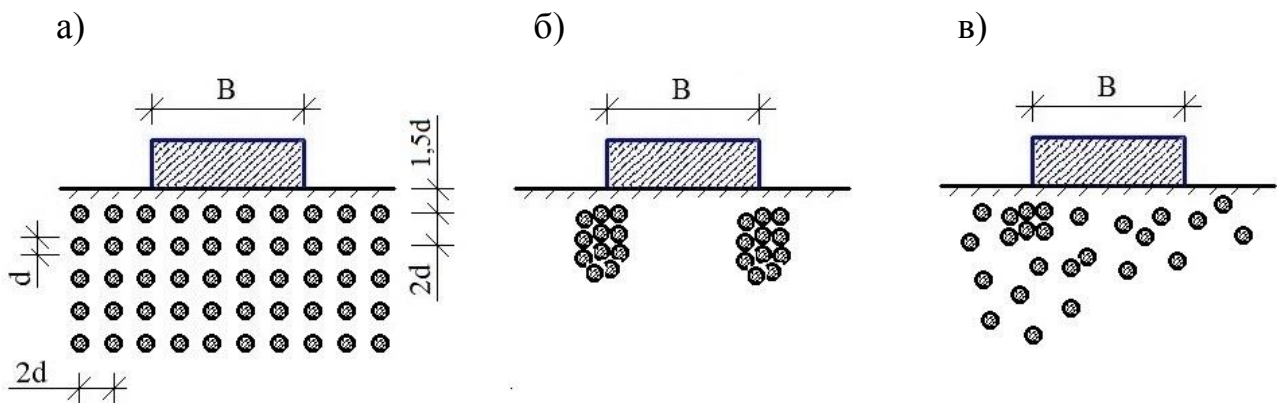


Рисунок 3.3. Расположение включений: а – 5 уровней под подошвой; б – плотные группы под углами штампа; в – беспорядочное расположение.

После обработки результатов были построены осредненные графики осадок штампа на армированном грунтовом основании (Рисунок 3.4).

Как видно из графиков, усиление грунтового массива армоэлементами, независимо от их расположения в основании, имеет положительный эффект и приводит к возможности увеличения нагрузки на 15...180% и более по сравнению с нагрузкой воспринимаемой не усиленным (естественным) основанием.

При расположении армоэлементов по определенным геометрическим схемам осадки штампа имеют высокую сходимость – разница не превышает 5-8% (графики 2 и 3 на Рисунке 3.4). Беспорядочное армирование также приводит к положительному эффекту, но при этом значения осадок имеют большой разброс (графики 4 на Рисунке 3.4).

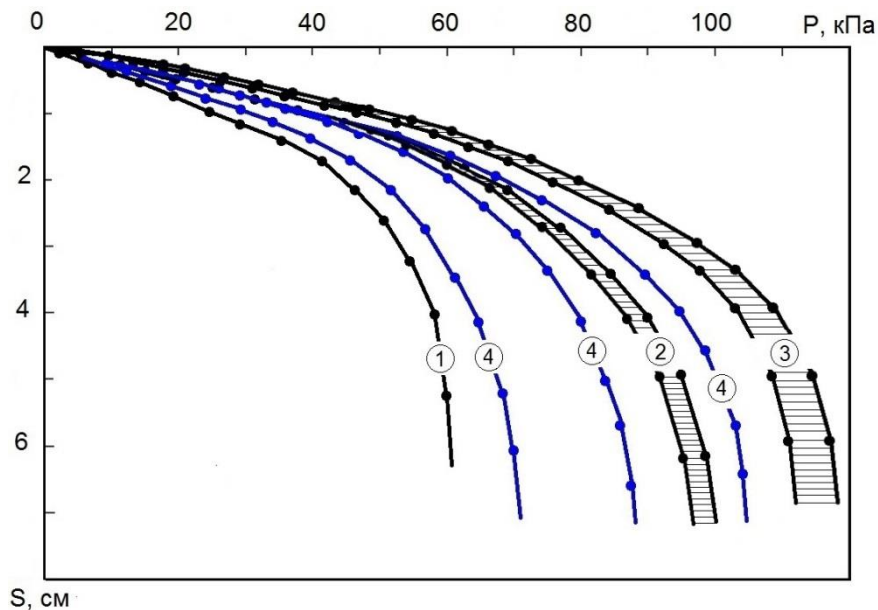


Рисунок 3.4. Графики осадок штампа на грунтовом основании:

- 1 – без усиления; 2 – при послойном расположении включений;
- 3 – при расположении плотных групп включений под углами штампа;
- 4 – при беспорядочном расположении включений в активной зоне основания.

Вторая серия экспериментов была проведена с целью выявления качественных зависимостей деформаций грунтового основания от количества слоев армоэлементов и расположения верхнего слоя относительно подошвы штампа.

Основание армировалось зернами щебня расположенными на трех или пяти уровнях по глубине:

- 3 уровня включений, верхний уровень расположен непосредственно под подошвой штампа (Рисунок 3.5);
- 3 уровня включений, верхний уровень расположен на глубине $\sim 1,5d$ от подошвы штампа;

- 5 уровней включений, верхний уровень расположен непосредственно под подошвой штампа;
- 5 уровней включений, верхний уровень расположен на глубине $\sim 1,5d$ от подошвы штампа.

Во всех экспериментах включения располагались в плане по сетке с шагом $\sim 2d \dots 3d$ при ширине слоя армирования $\sim 2b$ и расстоянием между уровнями $\sim 2d \dots 3d$.

а)



б)

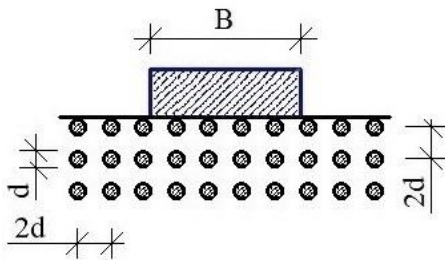


Рисунок 3.5. Щебень, уложенный по сетке с шагом $\sim 2d \dots 3d$:

а – установка штампа на слой щебня; б – приложение вертикальной нагрузки.

Схемы расположения включений во 2-й серии экспериментов приведены на Рисунках 3.6 и 3.7.

а)



б)

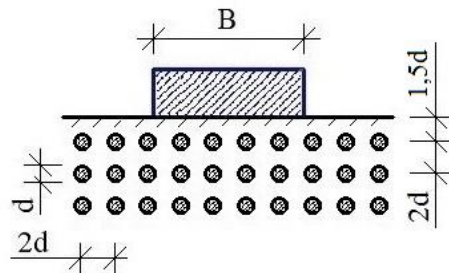


Рисунок 3.6. Расположение включений во 2-й серии экспериментов:

- а – 3 уровня включений, верхний уровень – под подошвой штампа;
- б – 3 уровня включений, верхний уровень – на глубине $\sim 1,5d$ от подошвы.

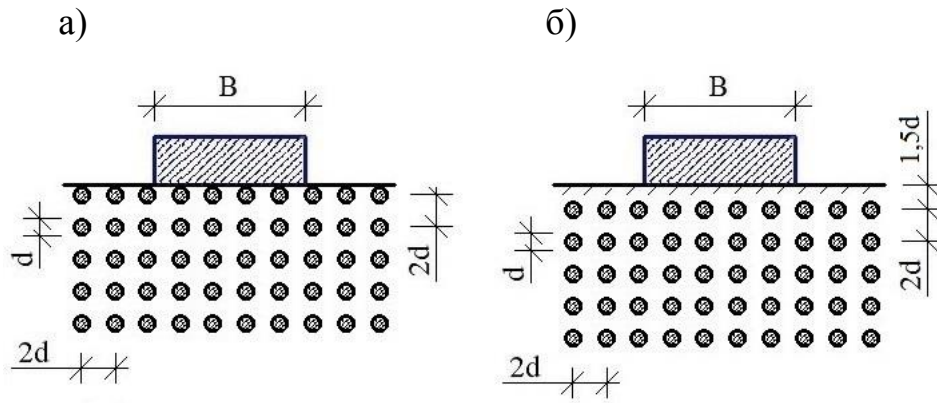


Рисунок 3.7. Расположение включений во 2-й серии экспериментов:
 а – 5 уровней включений, верхний уровень – под подошвой штампа;
 б – 5 уровней включений, верхний уровень – на глубине $\sim 1,5d$ от подошвы.

Графики осадок штампа, построенные по результатам 2-й серии экспериментов, показаны на Рисунках 3.8 и 3.9.

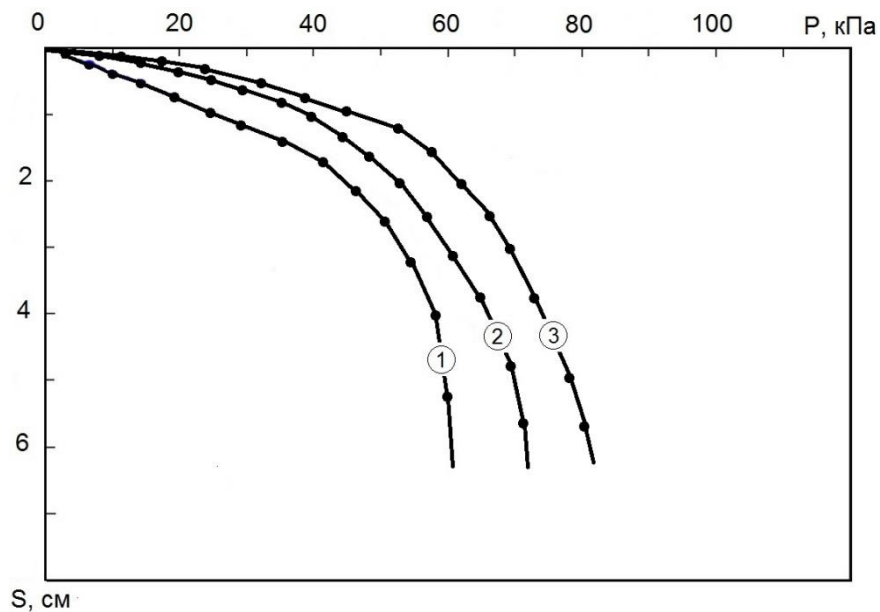


Рисунок 3.8. Графики осадок штампа: 1 – на не усиленном основании;
 на основании, армированном 3 уровнями включений:
 2 – верхний уровень под подошвой штампа;
 3 – верхний уровень на глубине $\sim 1,5d$ от подошвы.

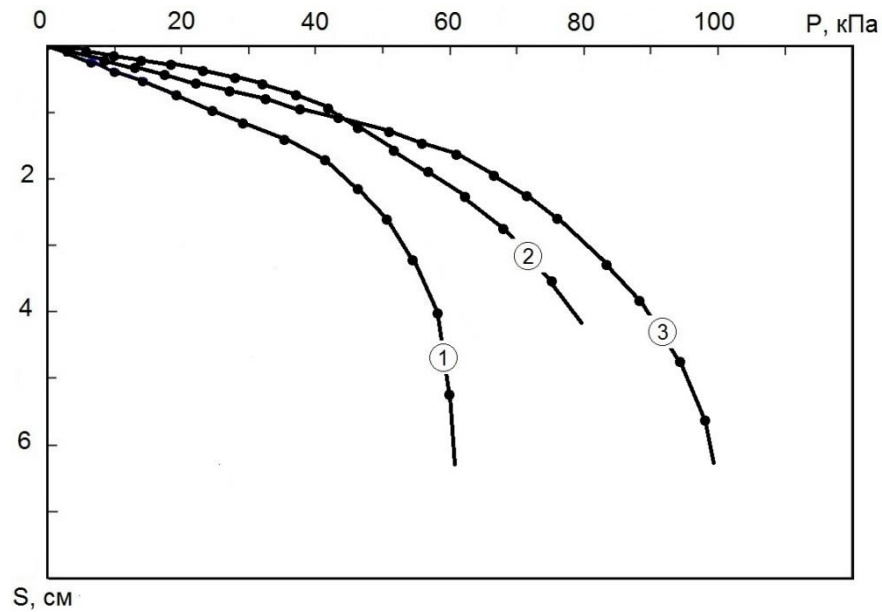


Рисунок 3.9. Графики осадок штампа: 1 – на не усиленном основании;
на основании, армированном 5 уровнями включений:
2 – верхний уровень под подошвой штампа;
3 – верхний уровень на глубине $\sim 1,5d$ от подошвы.

Анализ результатов показывает, что добавление армоэлементов при их равномерном расположении в массиве грунта (за счет дополнительных уровней армирования) приводит к возможности увеличения нагрузки на грунтовое основание на 40...60% (при возрастании объема включений на 67%). Устройство буферного слоя грунта между штампом и первым слоем эффективнее расположения включений непосредственно под подошвой – увеличение нагрузки составляет не менее 20...35%. Последнее утверждение хорошо согласуется с результатами исследований других авторов [30, 55, 139, 144 и др.]

Обобщив сказанное в п. 3.2, можно сделать следующие выводы.

1. Деформационные свойства грунтового основания определяются схемой расположения армоэлементов в грунтовом массиве и зависят от объема твердых включений.

2. Результаты экспериментов с армированием грунтового основания включениями, расположенными по определенным геометрическим схемам, показыва-

ют высокую сходимость, беспорядочному расположению соответствует большой разброс осадок и полное отсутствие повторяемости.

3. Достоверная оценка деформационного состояния армированного грунтового основания, возможна лишь при известной геометрической форме включений и схеме их расположения в грунтовом массиве.

3.3. Влияние схемы расположения армоэлементов на деформации грунтового основания фундаментов мелкого заложения при усилении контурным армированием

Эксперименты по оценке влияния схемы расположения армоэлементов на деформации грунтового основания моделей фундаментов мелкого заложения при усилении контурным армированием проводились в тех же условиях и по аналогичной методике (п. 3.2).

Ленточный фундамент, как и в предыдущих сериях экспериментов, моделировался металлическим жестким штампом шириной $b = 11$ см и длиной $l = 36$ см. Столбчатый – металлическим квадратным штампом толщиной $h = 1$ см со сторонами $b = 10$ см. Армоэлементы – щебнем с эквивалентным диаметром $d \approx 2$ см ($\sim 0,2b$) и $D \approx 4$ см ($\sim 0,4b$). Исследования включали проведение 26 экспериментов (по 13 для каждого штампа), каждый эксперимент повторялся не менее 3 раз.

Варьировались следующие параметры:

- размеры зерен щебня: d и D ;
- шаг контурного армирования в плане: $\sim 1d, 2d, 3d$ и $\sim 1D, 2D$;
- количество уровней армирования: от 4 до 10 для мелких включений (d) и от 3 до 5 для крупных (D);
- расстояние между уровнями по глубине $\sim 1d, 2d, 3d$ и $\sim 1D, 2D$.

Примеры укладки щебня при контурном армировании прямоугольного и квадратного штампа приведены на Рисунках 3.10 и 3.11. Схемы контурного армирования прямоугольного и квадратного штампа твердыми включениями показаны на Рисунках 3.12 – 3.15.

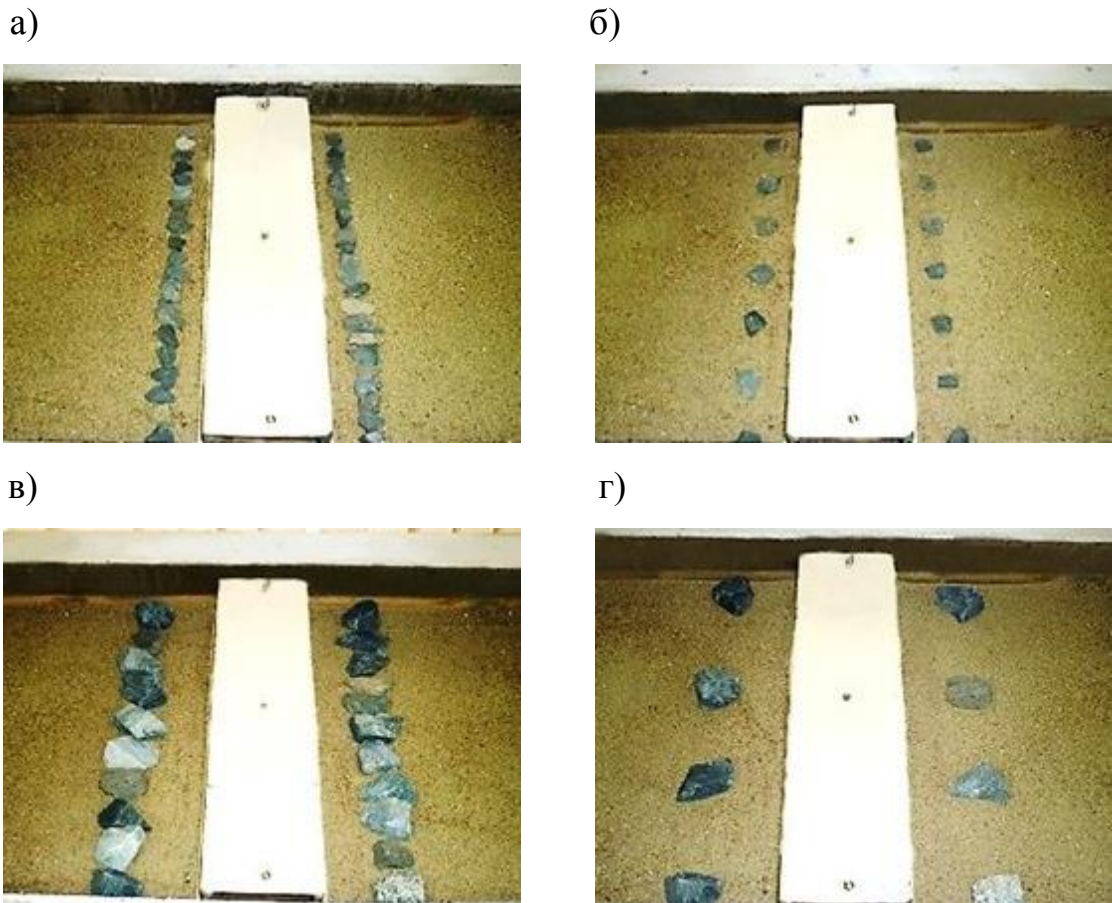


Рисунок 3.10. Контурное армирование прямоугольного штампа: сплошное (а) и прерывистое (б) в плане зернами щебня диаметром d ; сплошное (в) и прерывистое (г) в плане зернами щебня диаметром D .

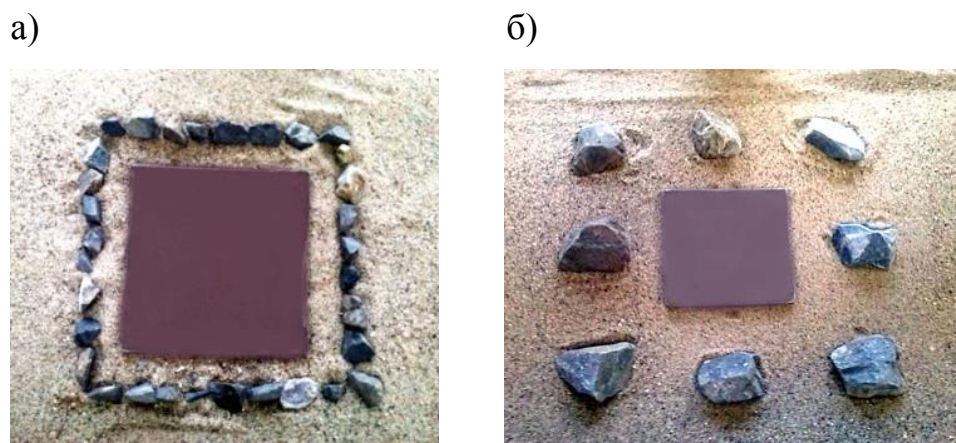


Рисунок 3.11. Контурное армирование квадратного штампа: а – сплошное в плане зернами щебня диаметром d ; б – прерывистое в плане зернами щебня диаметром D .

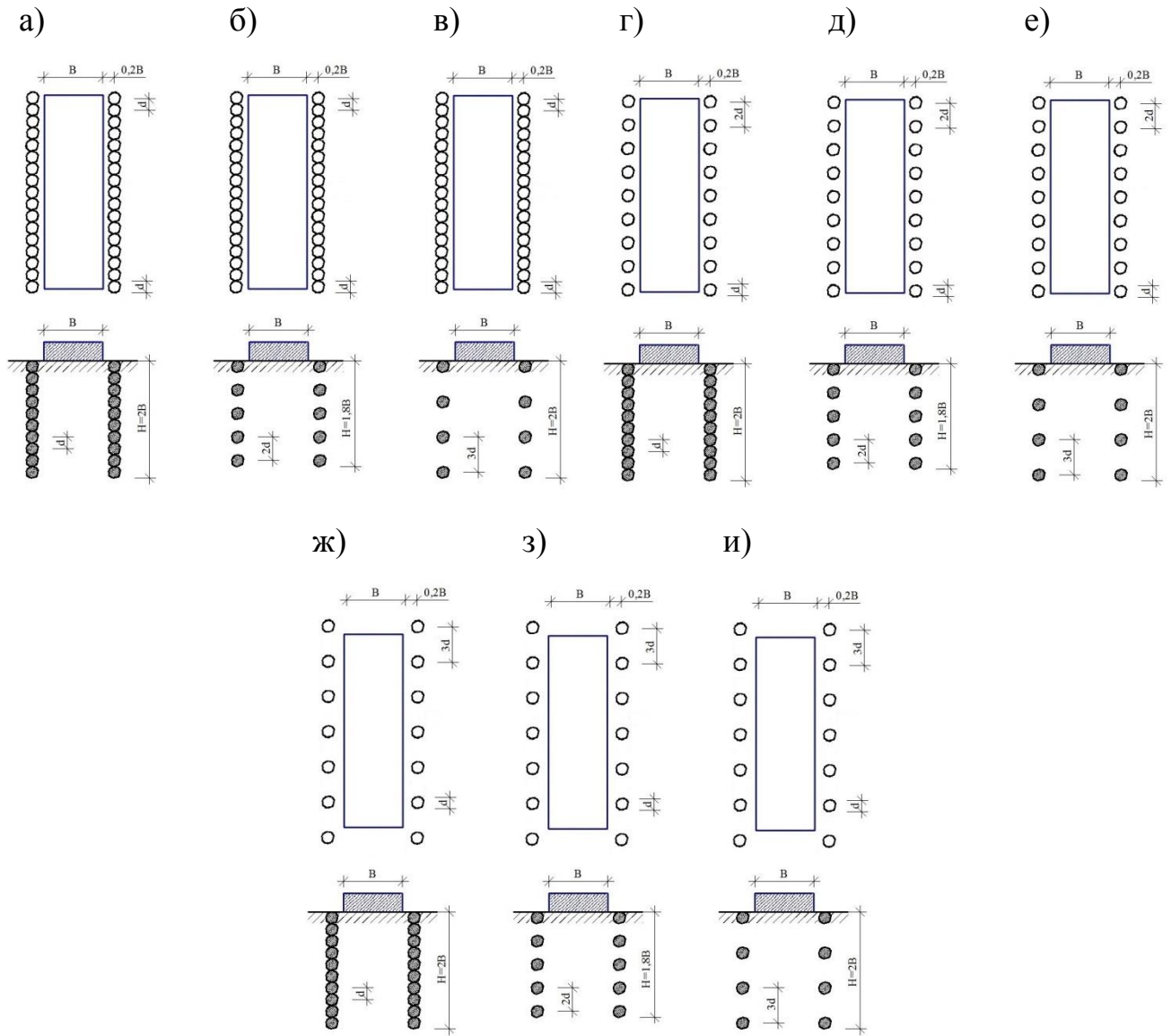


Рисунок 3.12. Расположение включений диаметром d при контурном армировании прямоугольного штампа: а – сплошное расположение в плане и по глубине; б – сплошное расположение в плане, прерывистое по глубине (шаг $2d$); в – сплошное расположение в плане, прерывистое по глубине (шаг $3d$); г – прерывистое расположение в плане (шаг $2d$), сплошное по глубине; д – прерывистое расположение в плане (шаг $2d$) и по глубине (шаг $2d$); е – прерывистое расположение в плане (шаг $2d$) и по глубине (шаг $3d$); ж – прерывистое расположение в плане (шаг $3d$), сплошное по глубине; з – прерывистое расположение в плане (шаг $3d$) и по глубине (шаг $2d$); и – прерывистое расположение в плане (шаг $3d$) и по глубине (шаг $3d$).

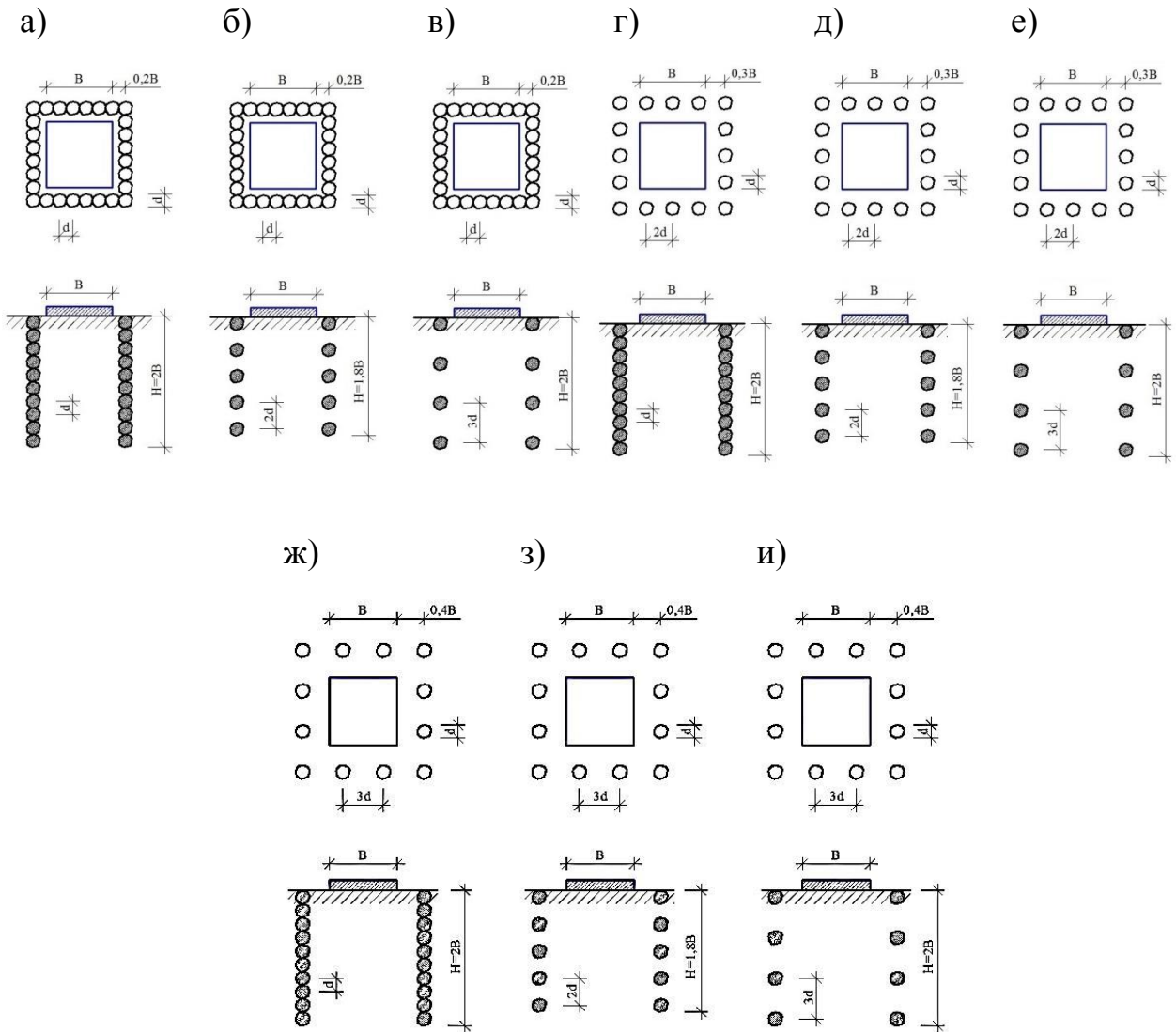


Рисунок 3.13. Расположение включений диаметром d при контурном армировании квадратного штампа: а – сплошное расположение в плане и по глубине; б – сплошное расположение в плане, прерывистое по глубине (шаг $2d$); в – сплошное расположение в плане, прерывистое по глубине (шаг $3d$); г – прерывистое расположение в плане (шаг $2d$), сплошное по глубине; д – прерывистое расположение в плане (шаг $2d$) и по глубине (шаг $2d$); е – прерывистое расположение в плане (шаг $2d$) и по глубине (шаг $3d$); ж – прерывистое расположение в плане (шаг $3d$), сплошное по глубине; з – прерывистое расположение в плане (шаг $3d$) и по глубине (шаг $2d$); и – прерывистое расположение в плане (шаг $3d$) и по глубине (шаг $3d$).

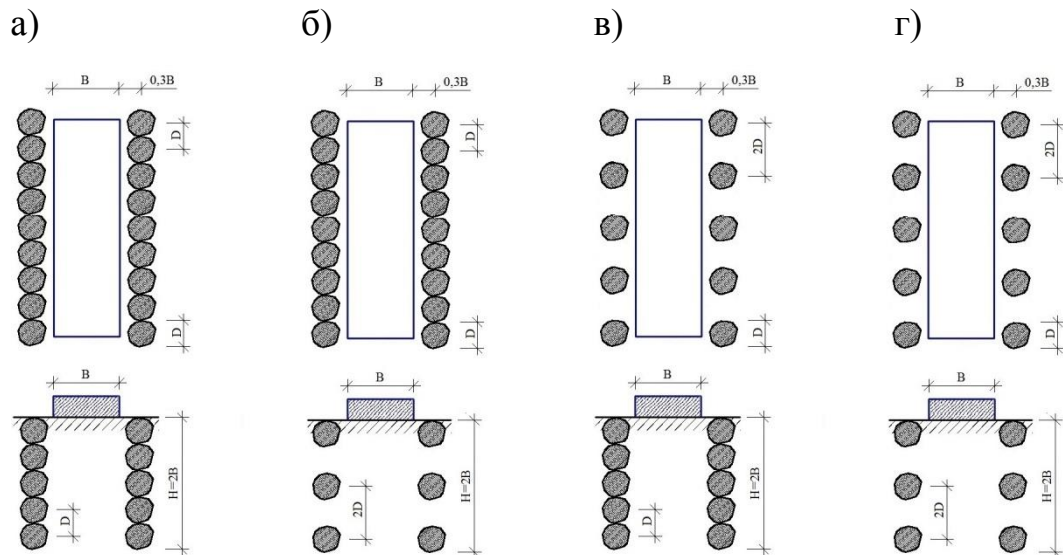


Рисунок 3.14. Расположение включений диаметром D при армировании прямоугольного штампа: а – сплошное расположение в плане и по глубине; б – сплошное расположение в плане, прерывистое по глубине (шаг $2D$); в – прерывистое расположение в плане (шаг $2D$), сплошное по глубине; г – прерывистое расположение в плане (шаг $2D$) и по глубине (шаг $2D$).

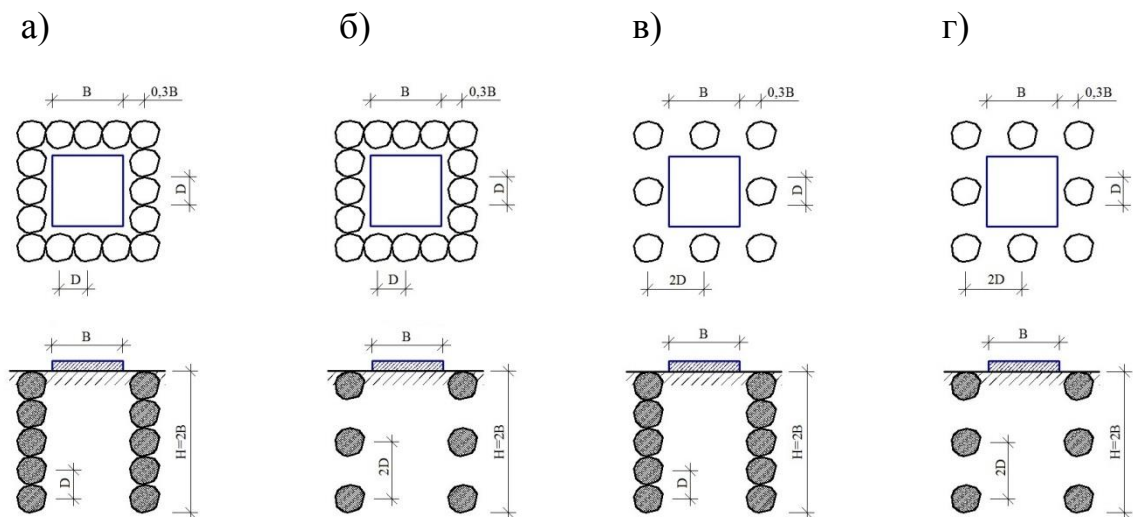


Рисунок 3.15. Расположение включений диаметром D при армировании квадратного штампа: а – сплошное расположение в плане и по глубине; б – сплошное расположение в плане, прерывистое по глубине (шаг $2D$); в – прерывистое расположение в плане (шаг $2D$), сплошное по глубине; г – прерывистое расположение в плане (шаг $2D$) и по глубине (шаг $2D$).

Эффективность разных схем расположения армоэлементов при контурном армировании фундаментов мелкого заложения несложно оценить сравнивая осредненные графики зависимости осадок штампа от величины давления под подошвой (Рисунки 3.16 – 3.20).

Анализируя результаты проведенных экспериментов можно сформулировать следующие выводы.

1. Все схемы армирования грунтового основания моделей фундаментов мелкого заложения в определенной мере положительно влияют на его работу – величину осадок. Даже при схеме с минимальным (из рассматриваемых вариантов) количеством армоэлементов (размер включений – d , шаг в плане – $3d$, 4 уровня армирования с расстоянием между уровнями $3d$) осадка существенно ниже осадки штампа на не усиленном основании – примерно на 25% (Рисунок 3.16).

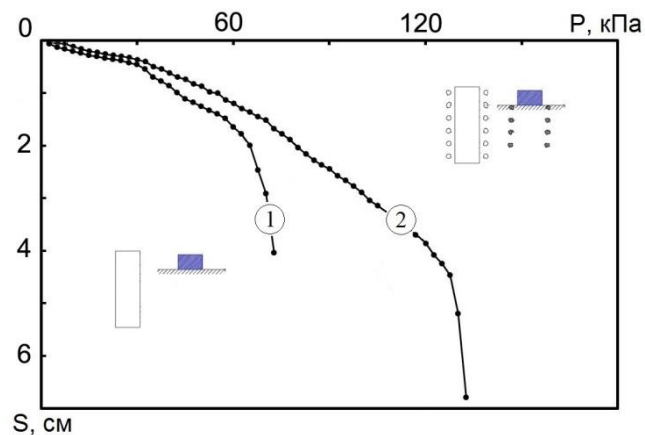


Рисунок 3.16. Графики осадок прямоугольного штампа:

1 – на не усиленном основании; 2 – на основании, армированном включениями диаметром d , расположенными с шагом $3d$ в плане и по глубине.

2. Наибольшее влияние на результат, как для прямоугольного (ленточного) так и для квадратного штампа, оказывает шаг расположения включений – при их внедрении вплотную, как в плане, так и по глубине компрессионный эффект максимален и, соответственно, деформации основания минимальны. В первом случае осадки могут быть в 1,5...2 раза для прямоугольного и в 3...4 раза для квадратного штампа меньше, чем при прерывистом контурном армировании. При этом так-

же, наблюдается существенный рост величины предельного давления на основании (Рисунок 3.17).

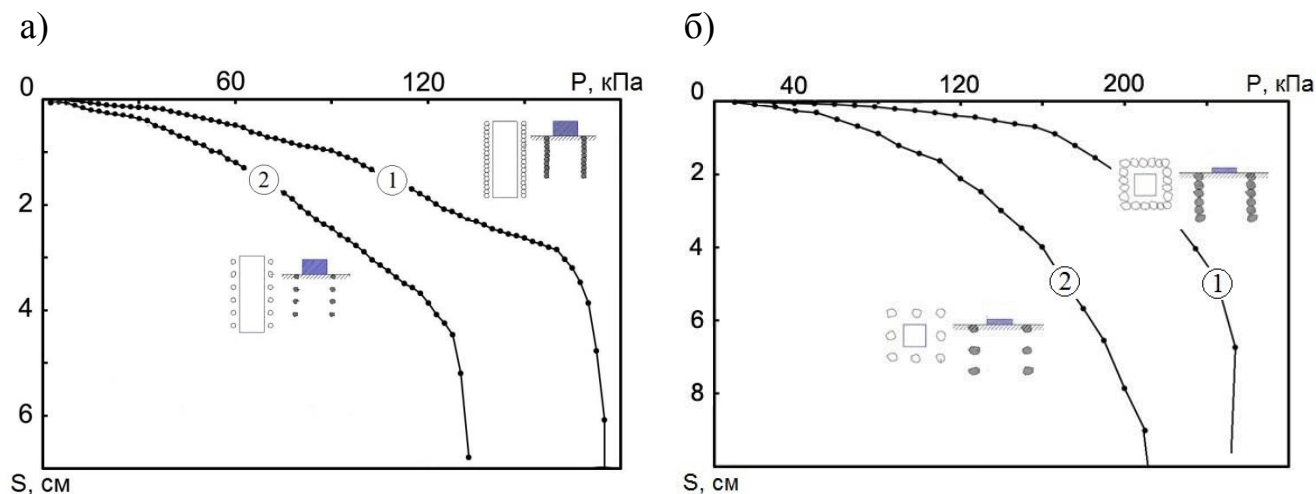


Рисунок 3.17. Графики осадок прямоугольного (а) и квадратного штампа (б):
1 – на основании со сплошным контурным армированием; 2 – на основании,
армированном включениями, расположенными с шагом $3d$ (а) и $2D$ (б)
в плане и по глубине.

3. При одинаковых схемах армирования решающее значение имеет размер армоэлементов: при сплошном контурном армировании крупными включениями (D) осадка штампа на всех этапах загрузки в 2...3 раза меньше, чем при армировании мелкими (d), расположенными по аналогичным схемам. Также при армировании более крупными элементами происходит заметное возрастание величины предельного давления на основание (Рисунок 3.18).

4. При армировании включениями одинакового размера осадка штампа напрямую зависит от расстояния между ними, и с увеличением шага, как в плане, так и по глубине, возрастает (Рисунок 3.19).

При увеличении шага расположения мелких включений (d) в плане до $3d$ (при сплошном армировании по глубине) осадка увеличивается в 2 раза. К примерно такому же значению осадки приводит увеличение расстояния до $3d$ между уровнями по глубине (при сплошном расположении включений в плане).

При сокращении расстояния между армоэлементами, как в плане, так и по глубине, значение предельного давления на основание увеличивается.

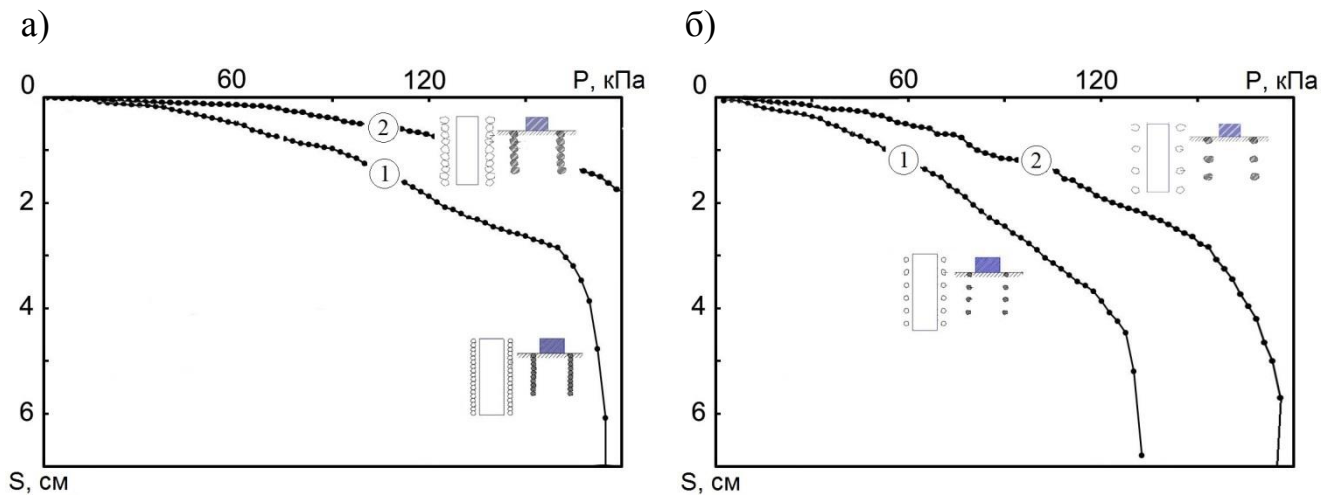


Рисунок 3.18. Графики осадок прямоугольного штампа на основании, армированном включениями диаметром $d - 1$ и $D - 2$ при сплошном контурном армировании (а) и при расположении включений с шагом $3d$ и $2D$ в плане и по глубине (б).

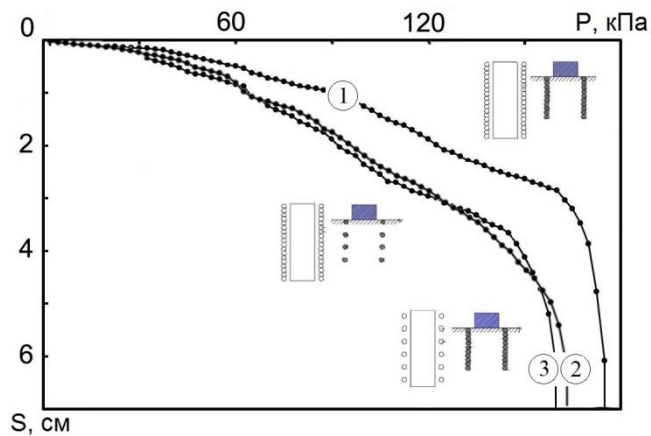


Рисунок 3.19. Графики осадок прямоугольного штампа: 1 – на основании со сплошным контурным армированием включениями диаметром d ; 2 – включениями с шагом $3d$ в плане; 3 – включениями с шагом $3d$ по глубине.

5. Важную роль играет суммарный объем армоэлементов – при армировании мелкими (d) и крупными (D) включениями примерно равного объема, осадки

штампа (как прямоугольного, так и квадратного) имеют близкие значения (Рисунок 3.20). При этом зерна щебня диаметром d , располагаются вплотную, как в плане, так и по глубине, а диаметром D – с шагом $2D$.

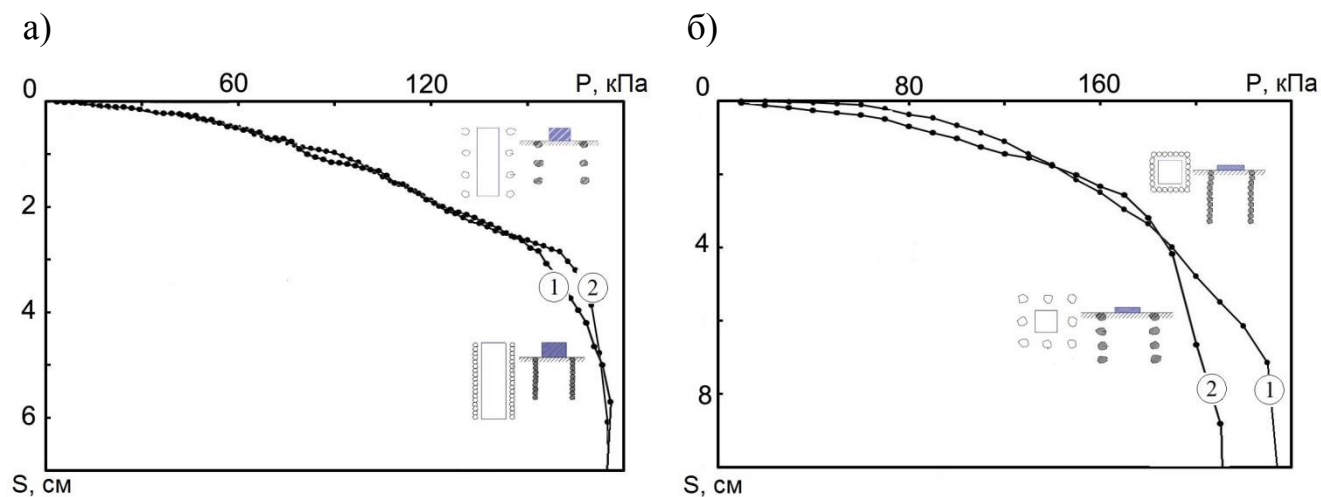


Рисунок 3.20. Графики осадок прямоугольного (а) и квадратного штампа (б):

1 – на основании, армированном включениями диаметром d ;

2 – диаметром D примерно равного объема.

Параметры характерных схем усиления основания прямоугольного штампа контурным армированием твердыми включениями сведены в Таблицу 3.1.

Таблица 3.1 – Характерные схемы усиления основания прямоугольного штампа контурным армированием твердыми включениями

Схема усиления (рисунок)	Размер включений	Кол-во включений и шаг в плане	Кол-во слоев и шаг по глубине	Объем включений	Осадка штампа	Граница линейного участка графика «S-P»
1	2	3	4	5	6	7
Без усиления	-	-	-	-	S	P*

Окончание таблицы 3.1.

1	2	3	4	5	6	7
3.12и	d	7 / 3d	4 / 3d	56d	~ 0,75S	~ 2P*
3.12ж	d	7 / 3d	10 / d	140d	~ 0,5S	~ 2,5P*
3.12в	d	19 / d	4 / 3d	152d	~ 0,5S	~ 2,5P*
3.12а	d	19 / d	10 / d	380d	~ 0,25S	~ 2,75P*
3.14г	D	5 / 2D	3 / 2D	30D ≈ 240d	~ 0,25S	~ 2,5P*
3.14а	D	9 / D	5 / D	90D ≈ 720d	~ 0,1S	> 3P*

Примечание. В графе 3 и 4 первая цифра – количество столбцов и слоев армоэлементов соответственно, вторая – шаг столбцов в плане и уровней по глубине; S – осадка штампа на не усиленном основании при давлении P*; $V_D \approx 8V_d$ [166, 167].

3.4. Влияние схемы расположения твердых включений на деформации грунтового основания свайных фундаментов

Эксперименты по оценке влияния схемы расположения твердых включений на деформации грунтового основания модели свайного фундамента проводились также в малом грунтовом лотке по методике, описанной в п. 3.2 [167].

Сваи моделировались металлическими стержнями диаметром $d_{св} = 0,8$ см и длиной $l = 25$ см, свайный ростверк – металлическим квадратным штампом толщиной $h = 1$ см со сторонами $b = 10$ см. Твердые включения – зерна щебня с эквивалентным диаметром $d \approx 1$ см ($\sim 0,1b$) и $D \approx 2 \dots 3$ см ($\sim 0,3b$) (Рисунок 3.21) [167].

Модель свайного фундамента включала 9 свай, расположенных по сетке с шагом 4,6 см ($5,75d_{св}$). Для ограничения горизонтальных смещений стержни соприкасались со штампом через прослойку пластилина [167].

а)



б)



Рисунок 3.21. Твердые включения – зерна щебня диаметром 1...3 см (а); модель забивной сваи – металлический стержень, $d_{св} = 0,8$ см, $l = 25$ см (б) [167].

Примеры усиления модели свайного фундамента твердыми включениями показаны на Рисунке 3.22.

а)



б)



в)



Рисунок 3.22. Усиление модели свайного фундамента твердыми включениями: а – сплошное твердое тело (плоский камень) под нижними концами стержней; б – 1 уровень включений диаметром d на глубине $0,5l$ от подошвы штампа; в – 1 уровень включений диаметром D под подошвой штампа [167].

Исследования включали 10 экспериментов, каждый эксперимент повторялся не менее трех раз.

Были рассмотрены следующие схемы усиления модели свайного фундамента [167]:

- сплошное твердое тело (плоский камень неправильной формы толщиной 1,5...2,0 см с габаритными размерами в плане $\sim 12 \times 10$ см) под нижними концами стержней на глубине ~ 2 см ($2,5d_{св}$);
- 1 уровень включений диаметром d , состоящий из 2 слоев, расположенных без разрывов в плане и по глубине (здесь и во всех аналогичных случаях), под нижними концами стержней на глубине $\sim 2d$;
- 1 уровень включений диаметром d под подошвой штампа;
- 1 уровень включений диаметром D , расположенных без разрывов в плане (здесь и во всех аналогичных случаях) под подошвой штампа;
- 1 уровень включений диаметром d на глубине $0,5l$ от подошвы штампа;
- 2 уровня включений диаметром d – под штампом и на глубине $0,5l$ от его подошвы;
- 3 уровня включений диаметром d – под штампом, на глубине $0,5l$ от его подошвы и под нижними концами стержней на глубине $\sim 2d$;
- сплошное контурное армирование включениями диаметром D от подошвы до нижних концов стержней вдоль двух противоположных сторон штампа;
- сплошное контурное армирование включениями диаметром D от подошвы до нижних концов стержней вдоль всего периметра штампа;
- сплошное контурное армирование включениями диаметром D от подошвы до нижних концов стержней вдоль всего периметра штампа с внедрением включений диаметром d в пространство между стержнями.

Схемы усиления модели свайного фундамента твердыми включениями приведены на Рисунках 3.23 и 3.24.

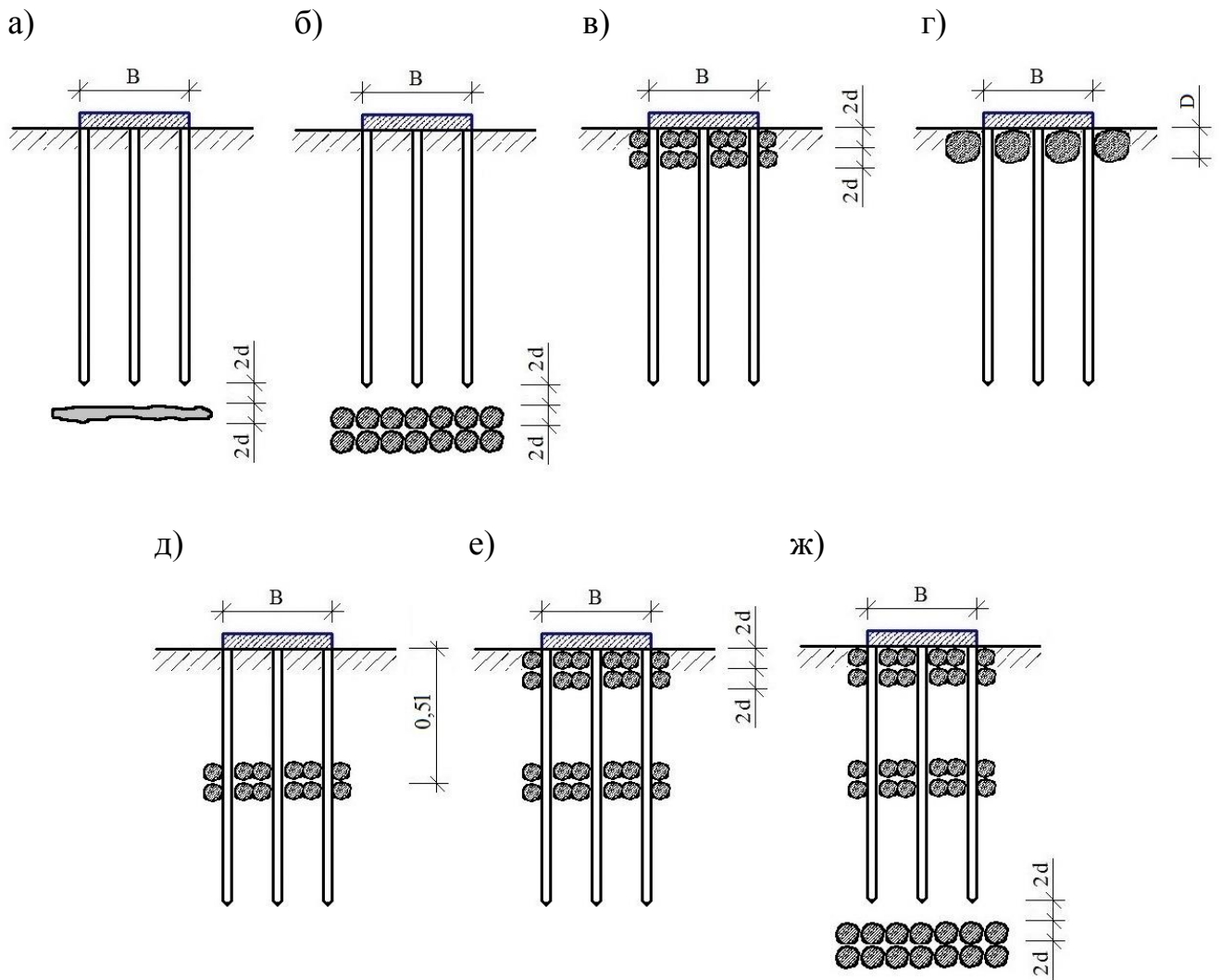


Рисунок 3.23. Схемы усиления модели свайного фундамента:

- а – сплошное твердое тело (плоский камень) под нижними концами стержней;
- б – 1 уровень включений диаметром d под нижними концами стержней;
- в – 1 уровень включений диаметром d под подошвой штампа;
- г – один уровень включений диаметром D под подошвой штампа;
- д – 1 уровень включений диаметром d на глубине $0,5l$ от подошвы штампа;
- е – 2 уровня включений диаметром d – под штампом и на глубине $0,5l$ от его подошвы;
- ж – 3 уровня включений диаметром d – под штампом, на глубине $0,5l$ от его подошвы и под нижними концами стержней на глубине $\sim 2d$.

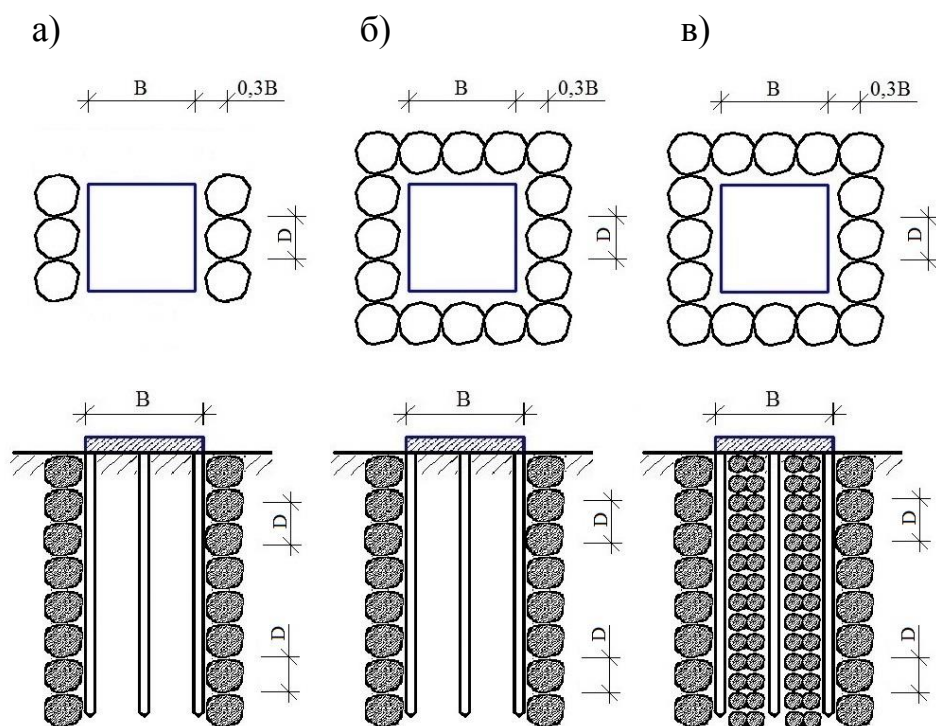


Рисунок 3.24. Схемы усиления модели свайного фундамента контурным армированием включениями диаметром D от подошвы до нижних концов стержней: а – сплошное вдоль двух противоположных сторон штампа; б – сплошное вдоль всего периметра штампа; в – сплошное вдоль всего периметра штампа с внедрением включений диаметром d в пространство между стержнями [167].

Анализируя результаты экспериментов можно сделать следующие выводы.

1. Как и в случае армирования основания прямоугольного (ленточного) и квадратного штампов – моделей фундаментов мелкого заложения, любые схемы усиления модели свайного фундамента внедрением твердых включений положительно влияют на величину осадок. Максимальный эффект достигается при расположении под нижними концами стержней сплошного твердого тела – наблюдается полное затухание деформаций (Рисунок 3.25). Наименее эффективна схема усиления с расположением включений мелкой фракции (d) непосредственно под подошвой штампа – осадки, снижаются на 10...15%, относительно осадок на не усиленном основании. Однако использование зерен крупной фракции (D) снижает деформации уже на 25...50% и более (Рисунок 3.26) [167].

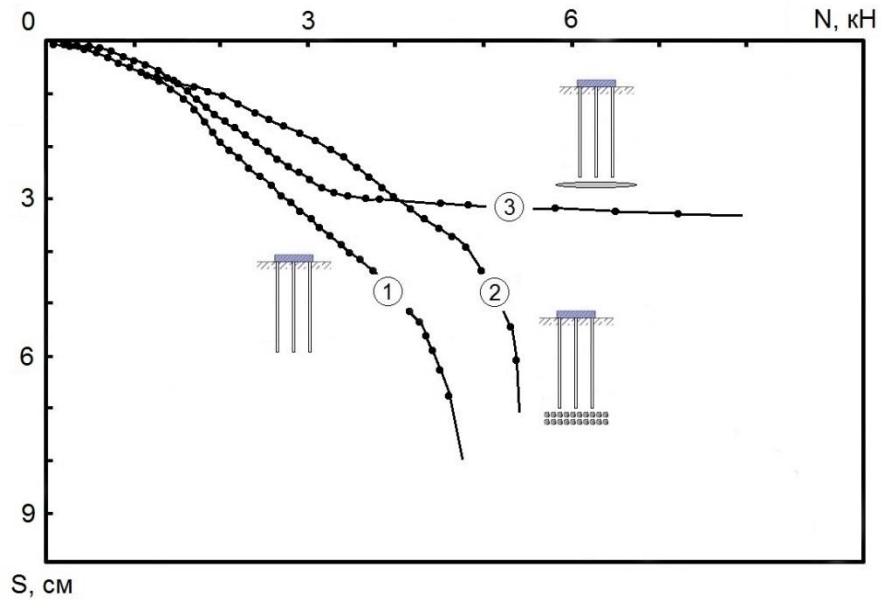


Рисунок 3.25. Графики осадок модели свайного фундамента:
 1 – без усиления; 2, 3 – при расположении под нижними концами стержней
 1 уровня включений диаметром d и сплошного твердого тела.

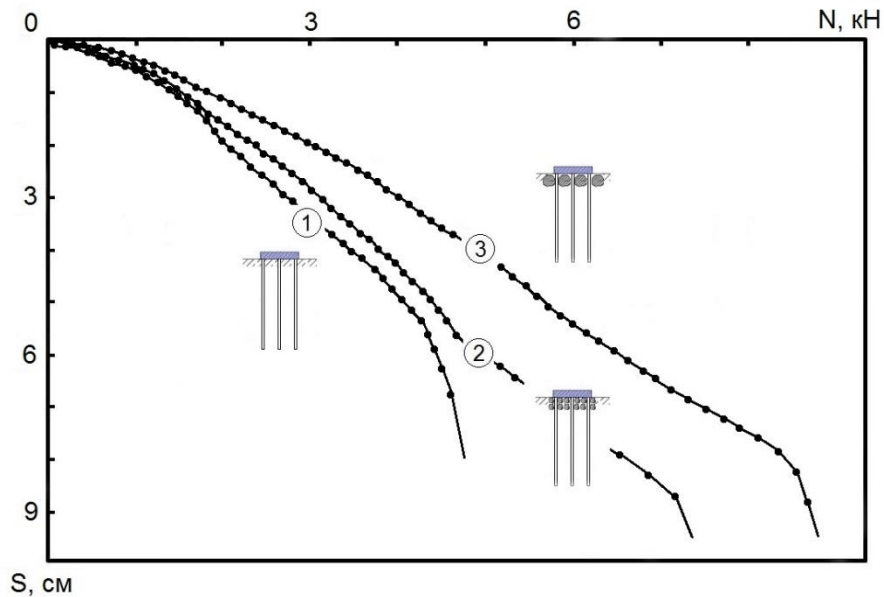


Рисунок 3.26. Графики осадок модели свайного фундамента: 1 – без усиления;
 2, 3 – при расположении под подошвой штампа 1 уровня включений
 диаметром d и 1 уровня диаметром D [167].

2. При всех схемах усиления грунтового основания модели свайного фундамента графики зависимости осадки от нагрузки имеют близкий к линейному

вид, резкой потери несущей способности («срыва») не наблюдается, предельная нагрузка отсутствует (за исключением варианта с расположением 1 уровня включений диаметром d под нижними концами стержней, Рисунок 3.25).

3. Наибольшее влияние на результат оказывает порядок расположения твердых включений, формирующий характер взаимодействия модели свайного фундамента с грунтовым массивом, а не их объем. К максимальному эффекту приводит сплошное контурное армирование включениями диаметром D от подошвы до нижних концов стержней вдоль двух противоположных сторон штампа. Похожие значения деформаций наблюдаются при расположении 3 уровней включений диаметром d – под штампом, на глубине $0,5l$ от его подошвы и под нижними концами стержней. Осадки снижаются в 3 раза, относительно осадок на не усиленном основании, при этом нагрузка может быть увеличена более чем в 2 раза (Рисунок 3.27).

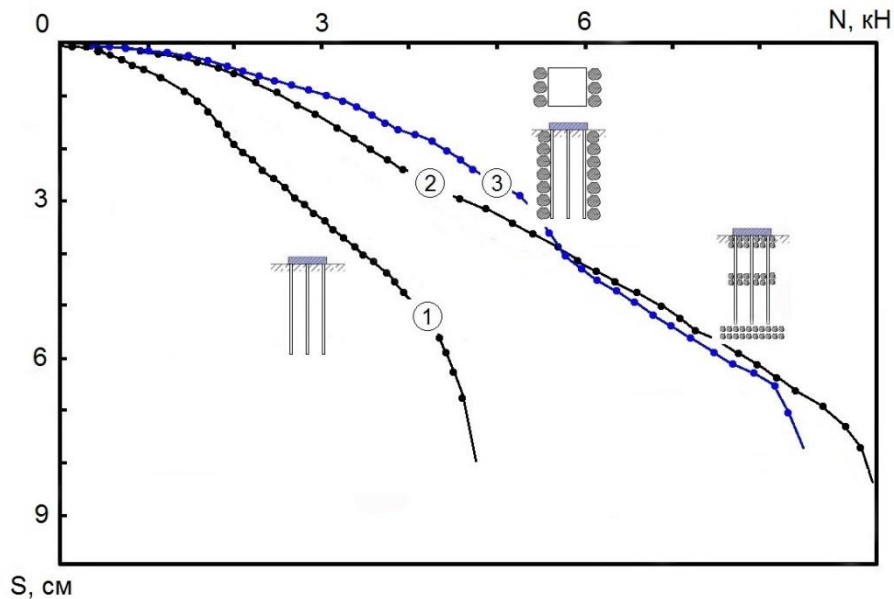


Рисунок 3.27. Графики осадок модели свайного фундамента:

- 1 – на не усиленном основании; 2 – при 3 уровнях включений диаметром d – под подошвой штампа, на глубине $0,5l$ и под нижними концами стержней;
- 3 – при сплошном контурном армировании включениями диаметром D от подошвы до нижних концов стержней вдоль противоположных сторон штампа.

4. В ряде случаев изменение схемы усиления с внедрением дополнительных армоэлементов (имеющих существенный суммарный объем) не оказывает заметного положительного влияния на величину осадок.

Например, разница между осадками модели свайного фундамента, усиленного 1 уровнем (2 слоя включений диаметром d – под нижними концами стержней), 2 уровнями (по 2 слоя включений диаметром d – под штампом и на глубине $0,5l$ от его подошвы) и 3 уровнями (по 2 слоя включений диаметром d – под штампом, на глубине $0,5l$ от его подошвы и под нижними концами стержней) не превышает 10...20% (Рисунок 3.28) [167]. При этом суммарный объем включений увеличивается в 2 и 3 раза соответственно.

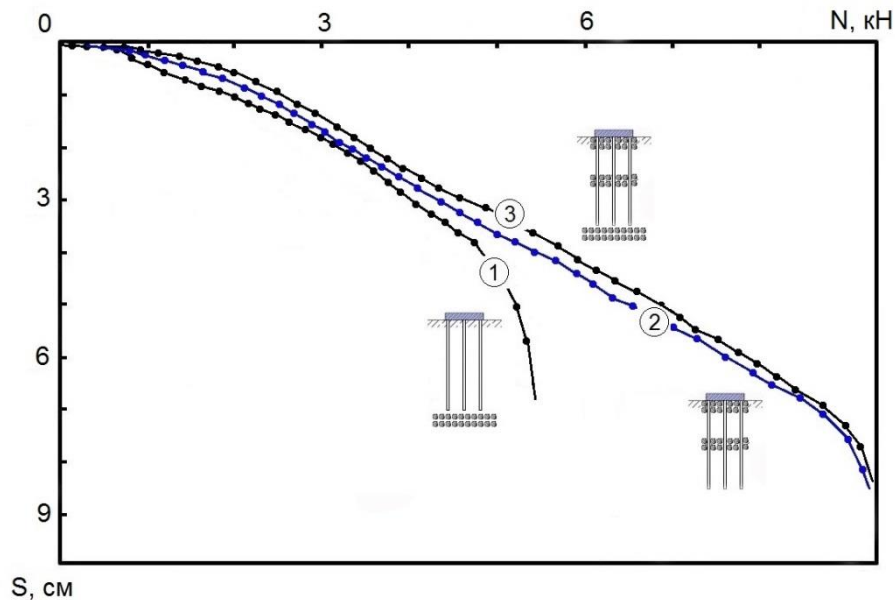


Рисунок 3.28. Графики осадок модели свайного фундамента:

- 1 – при 1 уровне включений диаметром d под нижними концами стержней;
- 2 – при 2 уровнях включений диаметром d – под подошвой штампа и на глубине $0,5l$ от подошвы;
- 3 – при 3 уровнях включений – под подошвой штампа, на глубине $0,5l$ и под нижними концами стержней.

В свою очередь, значения деформаций при армировании по схеме с 2 и 3 уровнями отличаются между собой не более чем на 5...10%, при разнице объема включений в 1,5 раза.

Также, деформации грунтового основания модели свайного фундамента со сплошным контурным армированием включениями диаметром D от подошвы до нижних концов стержней вдоль двух противоположных сторон штампа очень близки к деформациям при сплошном армировании вдоль всего периметра с внедрением включений диаметром d в пространство между стержнями. Усиление модели свайного фундамента сплошным контурным армированием включениями диаметром D от подошвы до нижних концов стержней вдоль двух противоположных сторон штампа эффективнее сплошного армирования вдоль всего периметра (Рисунок 3.29). При этом объем включений отличается более чем в 3 раза в первом и более чем в 2 раза во втором случае (Таблица 2.2).

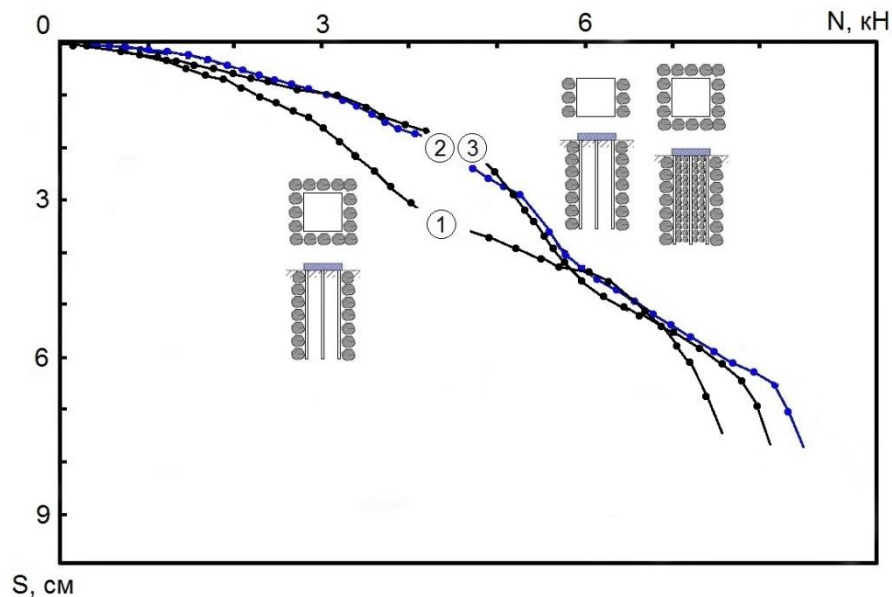


Рисунок 3.29. Графики осадок модели свайного фундамента:

1 – при сплошном контурном армировании включениями диаметром D от подошвы до нижних концов стержней; 2 – при сплошном контурном армировании вдоль двух противоположных сторон штампа; 3 – при сплошном контурном армировании вдоль всего периметра с внедрением включений диаметром d в пространство между стержнями.

Параметры характерных схем усиления модели свайного фундамента твердыми включениями сведены в Таблицу 3.2 [167].

Таблица 3.2 – Характерные схемы усиления модели свайного фундамента твердыми включениями

Схема усиления (рисунок)	Расположение твердых включений и их размер	Объем включений	Осадка фундамента
1	2	3	4
Без усиления	-	-	S
3.23а	сплошное твердое тело под нижними концами стержней	-	$\sim 0,6S$
3.23б	1 уровень включений диаметром d под нижними концами стержней	14d	$\sim 0,6S$
3.23в	1 уровень включений диаметром d под подошвой штампа	12d	$\sim 0,9S$
3.23г	1 уровень включений диаметром D под подошвой штампа	$4D \approx 60d$	$\sim 0,6S$
3.23е	2 уровня включений диаметром d – под подошвой штампа и на глубине 0,5l от подошвы	24d	$\sim 0,6S$
3.23ж	3 уровня включений диаметром d – под подошвой штампа, на глубине 0,5l от подошвы и под нижними концами стержней	38d	$\sim 0,5S$
3.24а	сплошное контурное армирование включениями диаметром D вдоль двух противоположных сторон	$48D \approx 720d$	$\sim 0,4S$
3.24б	сплошное контурное армирование включениями диаметром D вдоль всего периметра штампа	$128D \approx 1920d$	$\sim 0,7S$
3.24в	сплошное контурное армирование включениями диаметром D с внедрением в пр-во между стержнями	$128D + 640d \approx 2560d$	$\sim 0,4S$

Примечание. S – осадка модели свайного фундамента на границе линейного участка графика «S-P»; $V_D \approx 15V_d$.

3.5. Усиление грунтового основания свайных фундаментов под машины с динамическими нагрузками

Известно, что параметры колебаний фундаментов от динамических нагрузок или кинематического возбуждения зависят от параметров жесткости и демпфирования основания, а также от массы колеблющейся системы, состоящей из фундамента, машины и «присоединенного массива» грунта. Так как вес машин, технологических установок, механизмов и пр., как правило, относительно невелик, количество свай даже на очень слабых грунтах принимается конструктивно, исходя из размеров ростверка, диктуемых габаритами размещаемого оборудования. В процессе колебаний свайных фундаментов вся статическая нагрузка передается на сваи, в результате чего грунт под ростверком остается неуплотненным, контакт подошвы с грунтом нарушается, а образовавшиеся зазоры препятствуют совместной работе грунтового массива с фундаментом [136, 137, 140, 141].

Усиление свайных фундаментов под машины с динамическими нагрузками можно выполнять методом пакетного высоконапорного инъецирования. Цементно-песчаный раствор при нагнетании под подошву ростверка ликвидирует возможные зазоры и уплотняет грунт, обеспечивая его совместную работу с фундаментом, а затвердев, «присоединяет» дополнительный объем грунтового массива, заметно увеличивая массу колеблющейся системы, что ведет к снижению параметров как горизонтальных, так и вертикальных колебаний. При этом, твердое инъекционное тело, объединяя сваи, повышает жесткость свайного основания, что также способствует дополнительному снижению параметров колебаний [165].

Экспериментальная проверка эффективности усиления грунтового основания свайных фундаментов под машины с динамическими нагрузками пакетным высоконапорным инъецированием была выполнена в большом грунтовом лотке с размерами в плане 3×3 м и глубиной 2 м (без дна). Он заполнялся мелкозернистым воздушносухим песком ($\rho = 1,70 \text{ г/см}^3$, $w = 1,7\%$, $E = 28 \text{ МПа}$). Песок укладывался слоями толщиной по 20 см и уплотнялся ручной трамбовкой. Мощность

песчаного основания составила 1,5...1,6 м. Подстилающий слой являлась лессовидная маловлажная твердая супесь природного сложения мощностью более 10 метров ($\rho = 1,71 \text{ г/см}^3$, $w = 11\%$, $\varphi = 20^\circ$, $C = 50 \text{ кПа}$, $E = 11 \text{ МПа}$).

В качестве модели фундамента использовался металлический сварной ростверк из швеллеров № 12 и 20 и листового металла толщиной 10 мм с размерами в плане 520×520 мм, опирающийся на 9 металлических полых свай диаметром $d_{\text{св}} = 4,2 \text{ см}$ и длиной $l = 0,92 \text{ м}$, расположенных по сетке с шагом 21 см ($5d_{\text{св}}$). Сваи погружались ручной кувалдой, ростверк устанавливался на сваи без заглубления и через болтовые соединения жестко с ними сопрягался. На ростверк устанавливались инвентарные грузы – металлические диски весом 2...4 кг. Общий вес пригрузки составил 80...90 кг (Рисунок 3.30) [165].



Рисунок 3.30. Модель свайного фундамента в большом грунтовом лотке с установленным 2-вальным вибратором направленного действия.

Колебания возбуждались в горизонтальном и в вертикальном направлении в диапазоне частот от 5 до 40...45 Гц (что соответствует рабочим частотам большинства машин и механизмов с динамическими нагрузками [136]) 2-вальным вибратором направленного действия, установленным на ростверк.

Регистрация параметров колебаний (амплитуд перемещений ростверка) осуществлялась комплектом К001 из трех вибродатчиков типа И001. Два вибродатчика измеряли горизонтальную составляющую колебаний, один – вертикальную. Датчики устанавливались на грани металлического ростверка, ориентировались в пространстве и жестко закреплялись для исключения возможности перемещения относительно фундамента. С помощью проводов они присоединялись к внешнему модулю АЦП (L-CARD E-330) и к персональному компьютеру.

В качестве иньекторов использовались металлические трубы диаметром 25 мм с толщиной стенки 2,5 мм [165]. Для создания под подошвой горизонтального иньекционного тела 3 иньектора устанавливались с разных сторон ростверка – в вершинах равностороннего треугольника на расстоянии 0,60...0,65 м друг от друга. Точечные полости иньецирования формировались вдавливанием иньекторов на глубину 6,0...7,0 см от уровня подошвы ростверка с последующим поднятием на 3,0...4,0 см.

Нагнетание производилось тремя ручными насосами одновременно через все иньекторы. Цементно-песчаный раствор приготавливался на месте в соотношении: цемент – 1 часть, песок – 4 части, вода – до необходимой пластичности смеси. При расходе 0,03 м³ раствора, что примерно соответствует объему горизонтального иньекционного тела диаметром 0,6 м, процесс нагнетания прекращался.

Было выполнено 3 цикла регистрации параметров колебаний модели свайного фундамента:

- на грунтовом основании до усиления;
- на основании, усиленном нагнетанием цементно-песчаного раствора под подошву ростверка (через 6 часов после иньецирования);
- на основании, усиленном твердым иньекционным телом, сформированным под подошвой ростверка (через 28 дней после проведения работ по иньецированию).

В результате были получены амплитудно-частотные графики колебаний модели свайного фундамента до и после его усиления (Рисунки 3.31, 3.32).

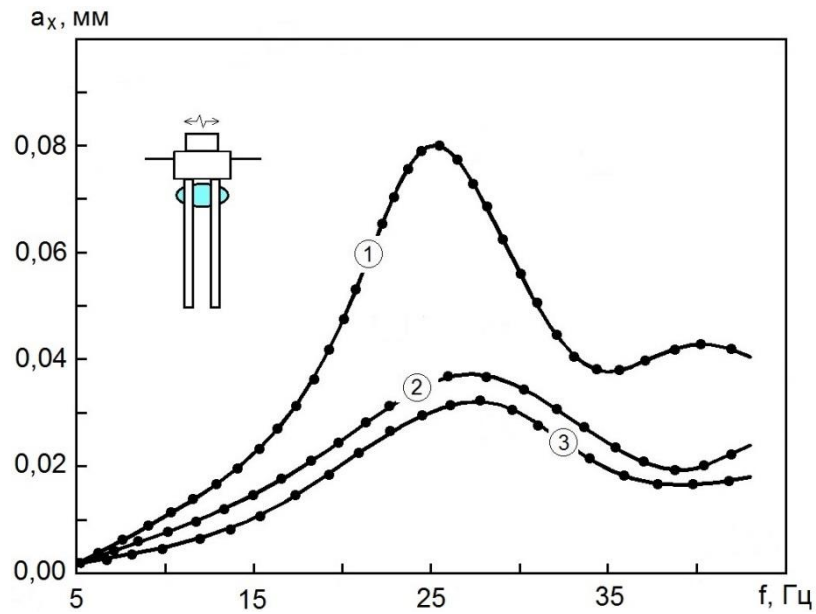


Рисунок 3.31. Графики горизонтальных колебаний свайного фундамента:
 1 – до усиления; 2 – после нагнетания инъецированного раствора;
 3 – после формирования твердого инъецированного тела.

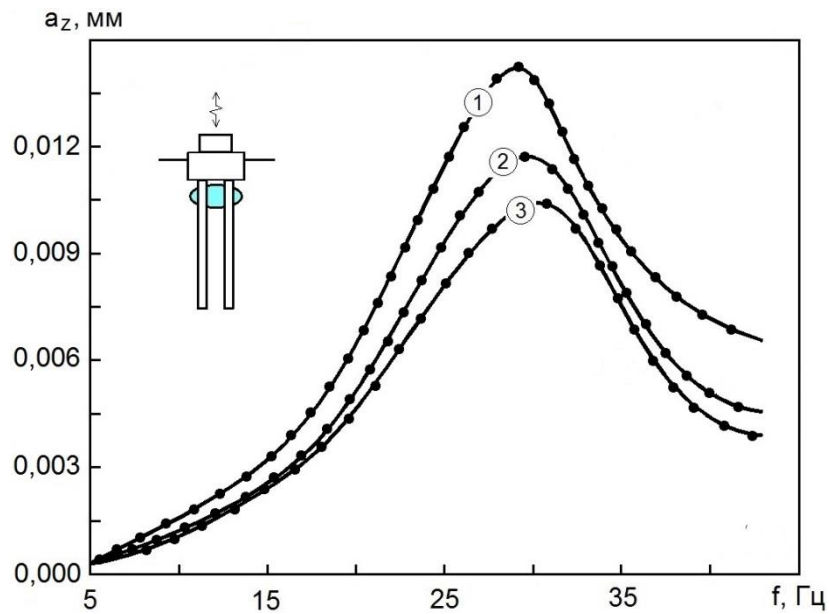


Рисунок 3.32. Графики вертикальных колебаний свайного фундамента:
 1 – до усиления; 2 – после нагнетания инъецированного раствора;
 3 – после формирования твердого инъецированного тела.

Выполнив анализ результатов проведенных экспериментов можно сделать следующие выводы.

1. Нагнетание цементно-песчаного раствора методом пакетного высоконапорного инъецирования под подошву свайного фундамента с целью ликвидации возможных зазоров между ростверком и грунтом, включения грунта межсвайного пространства в работу на динамические нагрузки и его уплотнения приводит к существенному снижению амплитуд колебаний фундамента: горизонтальные колебания могут быть снижены до 2,6 раз, вертикальные – до 1,5 раз.

2. Образование твердого инъекционного тела (через 28 дней после окончания работ), объединяющего сваи и ростверк, способствует дополнительному снижению амплитуд горизонтальных и вертикальных колебаний – на 15...20% [165].

3.6. Выводы по главе 3

1. Деформационные свойства основания, усиленного твердыми включениями, определяются расположением армозащитных элементов в грунтовом массиве и зависят от их объема. Эксперименты с армированием включениями, размещенными по определенным геометрическим схемам, показывают высокую сходимость, беспорядочному расположению соответствует большой разброс и полное отсутствие повторяемости. Важное значение имеет размер армозащитных элементов: деформации грунтового основания, армированного крупными включениями, меньше деформаций основания, армированного мелкими, расположенными по аналогичной схеме [167].

2. Контурное армирование фундаментов мелкого заложения является эффективным способом усиления. Сплошное контурное армирование приводит к значительному снижению осадок (в 1,5...2 раза для ленточного и в 3...4 раза для столбчатого фундамента) [64, 65, 166] и возможности увеличения предельного давления (в 2...3 раза). При прерывистом контурном армировании с максимальным принятым шагом $3d$ в плане и по глубине предельное давление на основание может быть увеличено в 2 раза и более при снижении деформаций на 25%.

Эффективность контурного армирования зависит от шага армоэлементов, как в плане, так и по глубине. Осадки фундаментов армированных включениями, расположенными по разным схемам (прерывистым армированием в плане сплошным по глубине, и, наоборот) с одинаковым суммарным объемом имеют близкие значения.

3. Усиление основания свайных фундаментов твердыми включениями приводит к положительному эффекту: снижению деформаций и возможности существенного увеличения нагрузки. При всех схемах усиления зависимость осадки от нагрузки имеет близкий к линейной вид, резкая потеря несущей способности («срыв») отсутствует. При усилении свайных фундаментов ведущее значение имеет порядок расположения включений, формирующий характер взаимодействия свайного фундамента с грунтовым массивом [167]. В некоторых случаях даже значительное увеличение объема включений не приводит к заметному снижению осадок.

4. Наиболее эффективная схема усиления свайных фундаментов – усиление основания под нижними концами свай, а также межсвайного пространства двумя уровнями мелких включений (под подошвой штампа и на глубине 0,5l от подошвы). В этих случаях нагрузка может быть увеличена на 75...100%, при снижении осадок в 3 раза и более [167].

5. Усиление свайных фундаментов под машины с динамическими нагрузками и при кинематическом возбуждении пакетным высоконапорным инъецированием цементно-песчаного раствора под подошву ростверка позволяет существенно снизить амплитуды горизонтальных (до 2,6 раз) и вертикальных (до 1,5 раз) колебаний. Наибольший эффект наблюдается при заполнении инъекционной смесью пространства между ростверком и грунтом, что приводит к ликвидации зазоров, включению основания в работу и повышению массы колеблющейся системы [165].

ГЛАВА 4. ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ, УСИЛЕННОГО ТВЕРДЫМИ ВКЛЮЧЕНИЯМИ

4.1. Задачи численных исследований и параметры расчетных моделей

Исследования напряженно-деформированного состояния грунтового основания, усиленного твердыми включениями – армозементами, сформированными пакетным высоконапорным инъецированием цементно-песчаного раствора, осуществлялись в программном комплексе MIDAS GTS NX 2019 (v1.1)⁴. Численные исследования включали расчеты усиления:

- фундамента мелкого заложения контурным армированием;
- свайного фундамента контурным армированием;
- свайного фундамента путем устройства слоя из твердых включений под нижними концами свай;
- свайного фундамента путем внедрения твердых включений в межсвайное пространство;
- плитного фундамента контурным армированием;
- плитного фундамента контурным армированием с усилением основания под угловой частью плиты.

Расчеты производились в пространственной постановке с учетом нелинейного характера работы грунта. Основание было представлено упругопластической моделью Мора-Кулона (Mohr-Coulomb), элементы усиления, имеющие существенно большую жесткость – линейной упругой моделью (Linear Elastic). Параметры граничных условий: свобода перемещений по контуру верхней границы и во всех направлениях по нижней границе, ограничение перемещений по вертикальным граням в горизонтальном направлении.

⁴ Работы по численному моделированию выполнялись при поддержке сотрудников кафедры "Геотехника" Тюменского индустриального университета.

Расчетная схема в MIDAS строилась из сетки гексаэдральных и тетраэдрических элементов, включающей: 26070 элементов, 13908 узлов, 42231 степень свободы и 41308 уравнений для расчета контурного армирования фундамента мелкого заложения; 54584 элемента, 29416 узлов, 88824 степени свободы, 85448 уравнений для контурного армирования свайного фундамента; 145712 элементов, 62081 узел, 188799 степеней свободы, 187668 уравнений для усиления основания под нижними концами свай; 14097 элементов, 9388 узлов, 28164 степени свободы, 26960 уравнений для усиления межсвайного пространства; 75950 элементов, 32221 узел, 97635 степеней свободы, 95808 уравнений для контурного армирования и усиления основания под угловой частью плитного фундамента.

Всего было просчитано 67 схем усиления: 20 – фундамента мелкого заложения, 26 – свайного и 21 схема плитного фундамента. Все расчеты выполнялись с учетом истории нагружения последовательно в 3 стадии:

- от собственного веса грунта;
- после устройства фундамента и элементов усиления;
- после приложения нагрузки.

Расчетные схемы имели ряд допущений: фундамент мелкого заложения и плитный фундамент моделировался без заглубления; фундаменты и элементы усиления устраивались одновременно; при моделировании усиления плитного фундамента для устранения крена грунтовое основание принималось однородным, а нагрузка равномерно распределенной; при расчете плитного фундамента жесткость надземных строительных конструкций не учитывалась и др.

Исходя из цели численных исследований – выявления, в первую очередь, качественных зависимостей деформаций основания усиливаемых фундаментов от количества и схемы расположения армоэлементов, принятые допущения можно считать приемлемыми. Главным образом, по причине того, что «точное» решение практических задач по усилению фундаментов инъектированием цементно-песчаного раствора крайне затруднено из-за значительной неопределенности исходных данных существенно влияющих на результаты расчета, например, таких как:

- разброс физико-механических характеристик армоэлементов (модуль деформации инъекционных тел может различаться на порядок, п. 1.4.5);
- разброс габаритных размеров армоэлементов – инъекционных тел (п. 2.3);
- разная ширина зазоров между армоэлементами в плане и по глубине, разные расстояния от армоэлементов до усиливаемых фундаментов;
- наличие факторов, не выявленных изысканиями (неоднородность сложения, неравномерное водонасыщение основания и пр.; деформационная анизотропия; уплотнение грунта около инъекционных тел).

Также, известно, что большое влияние на результаты расчетов в программных комплексах оказывает количество конечных элементов и способ разбиения расчетной схемы. Например, в нашем случае, значения осадки свайного фундамента на естественном основании по расчетной схеме из 14097 элементов (составленной для расчета усиления межсвайного пространства) и по схеме содержащей 145712 элементов (расчет усиления основания под нижними концами свай) отличаются на 27% – 135 мм и 172 мм соответственно. Значение осадки свайного фундамента на естественном основании при моделировании контурного усиления (54584 элементов) – 141 мм (пп. 4.3.1 – 4.3.3). Разная степень детализации сетки конечных элементов («сгущение») в зоне усиления под одним из углов плиты приводит к уменьшению осадки угловой точки плитного фундамента на 2% – на 6 мм (п. 4.4).

Физико-механические характеристики армоэлементов во всех расчетах были установлены следующими: $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$, $\nu = 0,2$, $E = 100 \text{ МПа}$ (п. 1.4.5). Материал всех фундаментов – тяжелый бетон с характеристиками $\gamma = 24 \text{ кН/м}^3$, $E = 30 \times 10^3 \text{ МПа}$.

В качестве показателя эффективности схемы усиления был предложен коэффициент приведенного расхода материала $K_{\text{ПРМ}}$, равный отношению используемого объема твердых включений в кубических метрах к разности осадок фундамента до и после усиления, выраженной в сантиметрах. Таким образом, коэффициент приведенного расхода материала $K_{\text{ПРМ}}$ показывает требуемый объем армоэлементов в метрах кубических для снижения осадки фундамента на 1 сантиметр.

4.2. Влияние схемы расположения армоэлементов на деформации грунтового основания фундаментов мелкого заложения

Расчеты производились для квадратного фундамента мелкого заложения с размерами подошвы в плане $2,4 \times 2,4$ м (Рисунок 4.1), давление на основание – равномерно распределенное $P = 210$ кПа, опорный слой грунта – суглинок средней степени водонасыщения тугопластичный ($\rho = 1,95$ г/см³, $\varphi = 14^\circ$, $C = 15$ кПа, $E = 4,5$ МПа). Указанные размеры и давление под подошвой типичны для фундаментов каркасных железобетонных зданий сельскохозяйственного и производственного назначения. Подобные грунтовые условия часто встречаются на территории Приобского плато в восточной части Новосибирской области – в Черепановском, Сузунском, Искитимском и других районах.

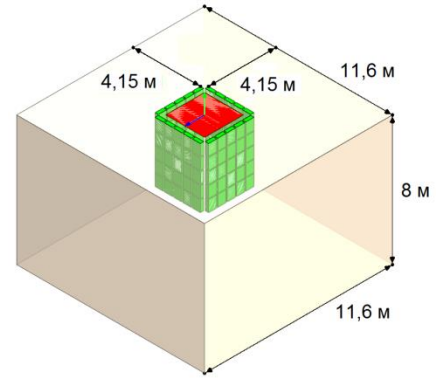
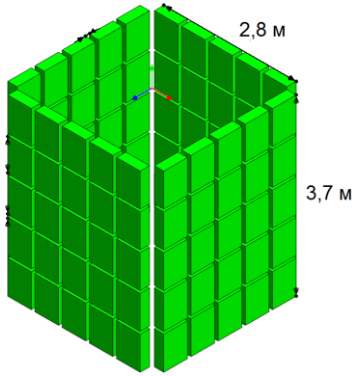
Размеры элементов контурного армирования были приняты: длина $d = 0,50$ м, ширина $s = 0,20$ м, высота $h = 0,70$ м. (Геометрические параметры назначались исходя из габаритов инъекционных тел, полученных в ходе натуральных экспериментов по нагнетанию пакетным высоконапорным инъецированием. Обоснование подхода к назначению проектных размеров и других геометрических параметров армирования приведено в п. 5.1). Зазор между армоэлементами в плане был принят – $0,075$ м, по глубине – $0,05$ м, расстояние от ряда армоэлементов до края фундамента – $0,25$ м.

Были рассмотрены следующие схемы усиления:

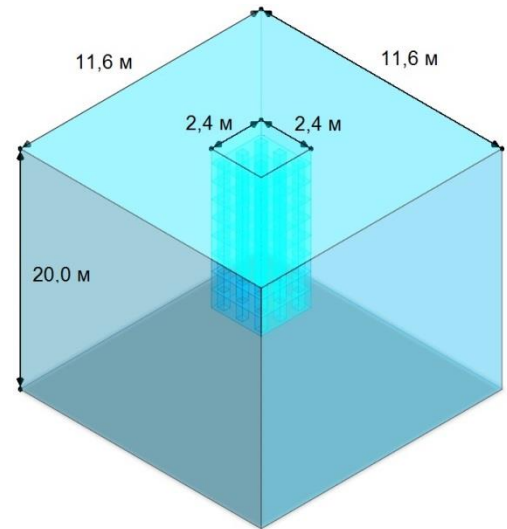
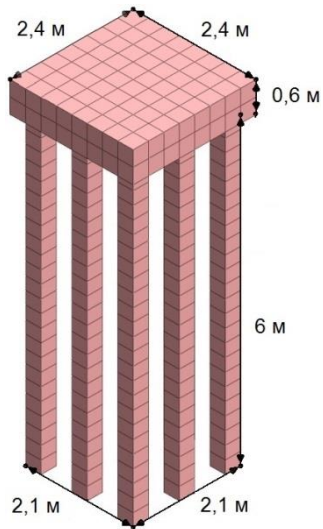
- сплошное и прерывистое контурное армирование (по 5 и по 3 столбца около стороны) вдоль всего периметра фундамента;
- сплошное и прерывистое контурное армирование (по 5 и по 3 столбца) вдоль двух противоположных сторон фундамента.

Для каждой схемы рассчитывались варианты с 5-, 4-, 3-, 2- и одним уровнем армирования. Соответственно, на глубину $3,7$ м от подошвы фундамента (5 уровней армирования – $1,54b$); $2,95$ м (4 уровня – $1,23b$); $2,2$ м (3 уровня – $0,92b$); $1,45$ м (2 уровня – $0,60b$) и $0,7$ м (1 уровень – $0,29b$).

а)



б)



в)

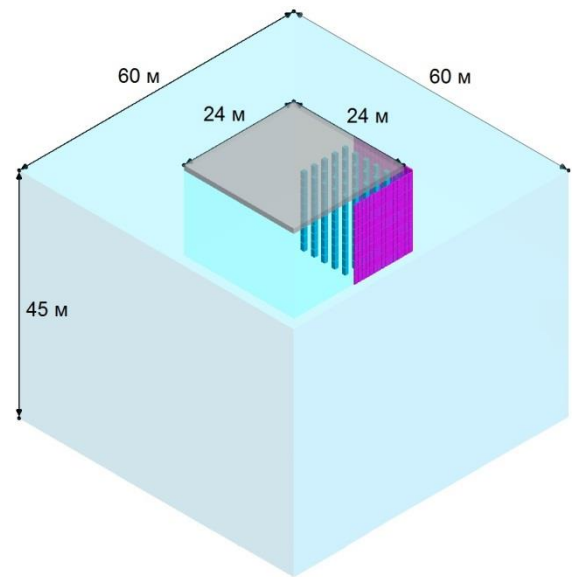
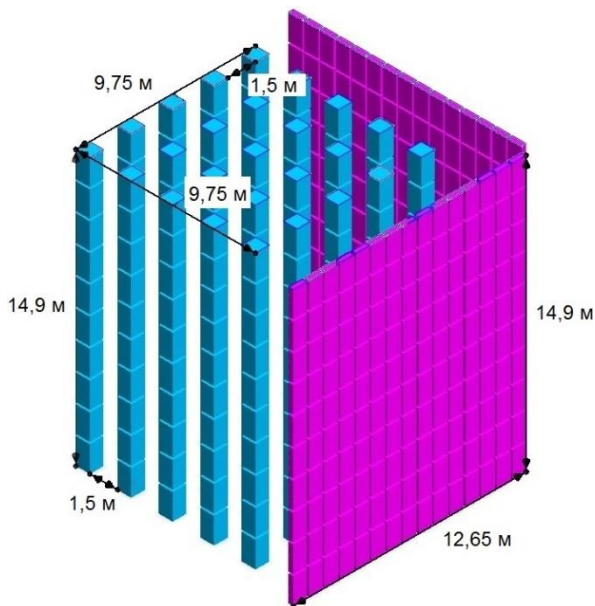
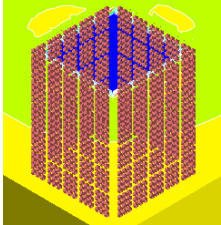
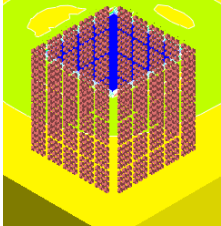
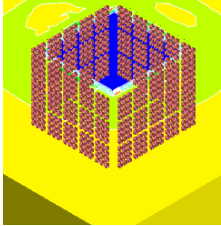
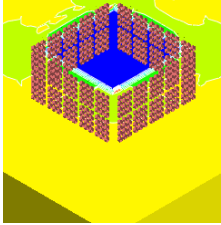
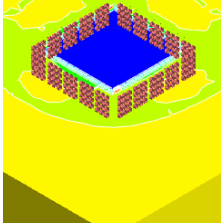


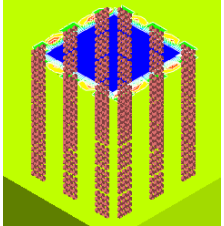
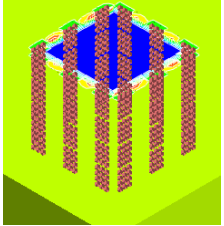
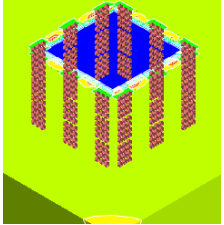
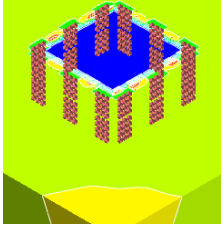
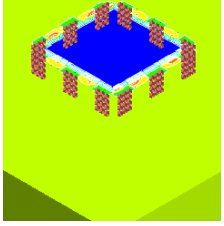
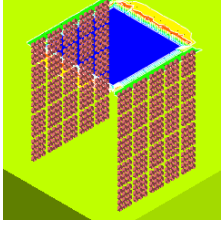
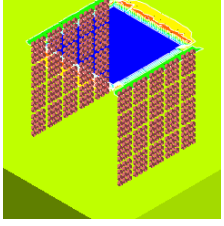
Рисунок 4.1. Расчетные схемы фундамента мелкого заложения (а), свайного (б) и плитного фундамента (в).

Схемы контурного армирования фундамента мелкого заложения приведены в Таблице 4.1 (в обозначении схем в Таблице 4.1, а также в Таблице 4.3 и 4.5 первая цифра – суммарное количество столбцов, вторая – количество уровней армирования по глубине).

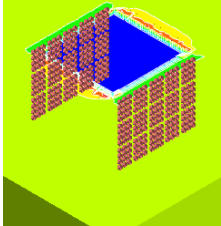
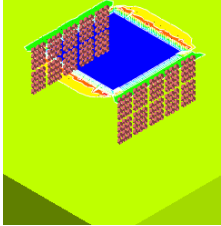
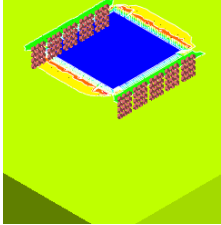
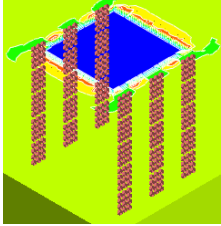
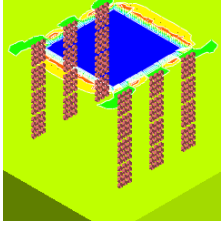
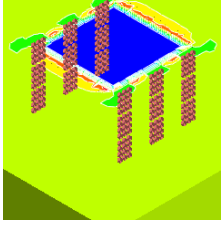
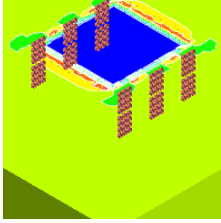
Таблица 4.1 – Схемы контурного армирования грунтового основания фундамента мелкого заложения

№ схемы	Схема усиления	Шаг контурного армирования	Глубина усиления	Объем армоэлементов, м ³
1	2	3	4	5
«20-5»		d	1,54b	7,00
«20-4»		d	1,23b	5,60
«20-3»		d	0,92b	4,20
«20-2»		d	0,60b	2,80
«20-1»		d	0,29b	1,40

Продолжение таблицы 4.1.

1	2	3	4	5
«12-5»		2d	1,54b	4,20
«12-4»		2d	1,23b	3,36
«12-3»		2d	0,92b	2,52
«12-2»		2d	0,60b	1,68
«12-1»		2d	0,29b	0,84
«10-5»		d, вдоль двух противоположных сторон	1,54b	3,50
«10-4»		d, вдоль двух противоположных сторон	1,23b	2,80

Продолжение таблицы 4.1.

1	2	3	4	5
«10-3»		d, вдоль двух противоположных сторон	0,92b	2,10
«10-2»		d, вдоль двух противоположных сторон	0,60b	1,40
«10-1»		d, вдоль двух противоположных сторон	0,29b	0,70
«6-5»		2d, вдоль двух противоположных сторон	1,54b	2,10
«6-4»		2d, вдоль двух противоположных сторон	1,23b	1,68
«6-3»		2d, вдоль двух противоположных сторон	0,92b	1,26
«6-2»		2d, вдоль двух противоположных сторон	0,60b	0,84

Окончание таблицы 4.1.

1	2	3	4	5
«б-1»		2d, вдоль двух противоположных сторон	0,29b	0,42

Размеры расчетной области в плане были приняты 11,6×11,6 м, глубина – 8 м (Рисунок 4.1). В этих и в последующих расчетах размеры устанавливались исходя из условия недопущения влияния границ расчетной области на напряженно-деформированное состояние основания фундамента [51].

Расчетная величина осадки фундамента на не усиленном (естественном) основании составила $S_e = 144$ мм (Рисунок 4.2б), что близко к значению осадки реального фундамента с аналогичными размерами, в подобных грунтовых условиях, с соответствующим давлением под подошвой [20].

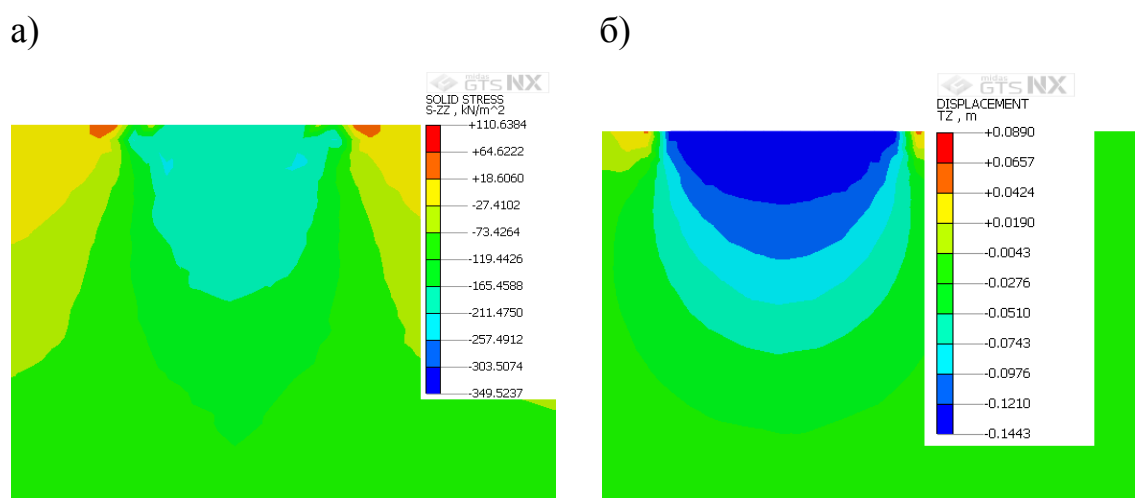
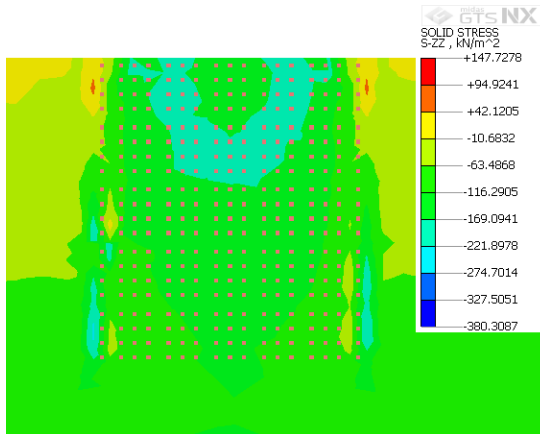


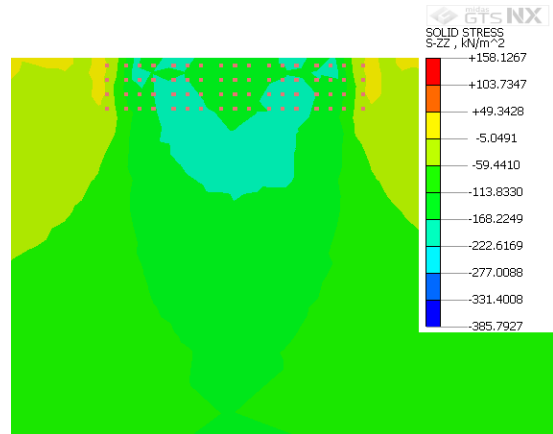
Рисунок 4.2. Изолинии вертикальных напряжений (а) и деформаций (б) не усиленного грунтового основания фундамента мелкого заложения.

На Рисунке 4.3. показаны изолинии вертикальных напряжений, на Рисунке 4.4 – вертикальных перемещений грунтового основания фундамента мелкого заложения при усилении контурным армированием с расположением армоэлементов по характерным схемам.

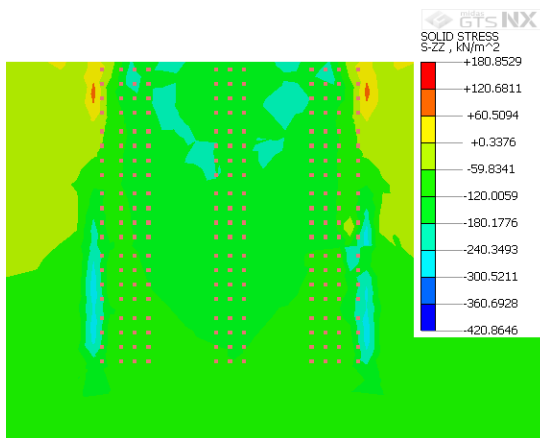
а)



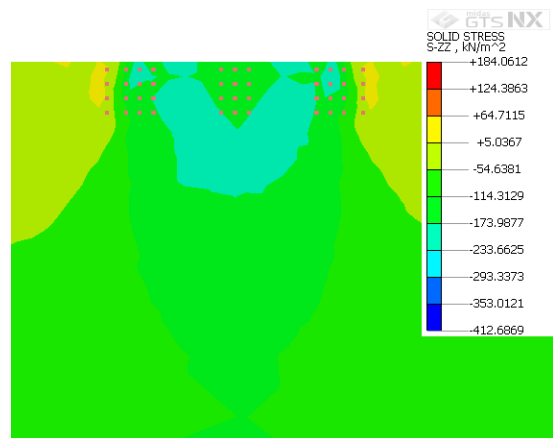
б)



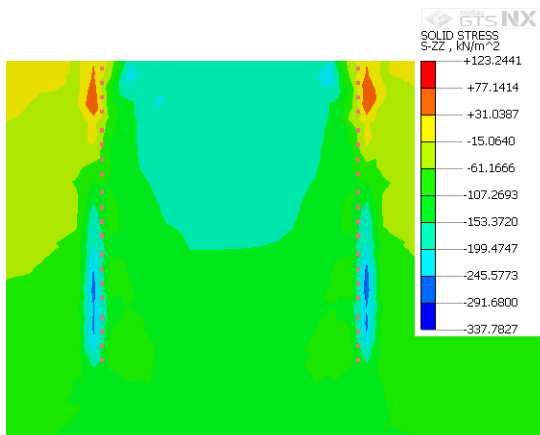
в)



г)



д)



е)

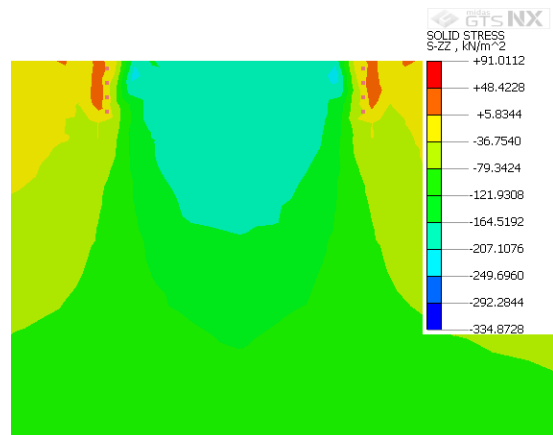


Рисунок 4.3. Изолинии вертикальных напряжений в грунтовом основании фундамента мелкого заложения при усилении контурным армированием:

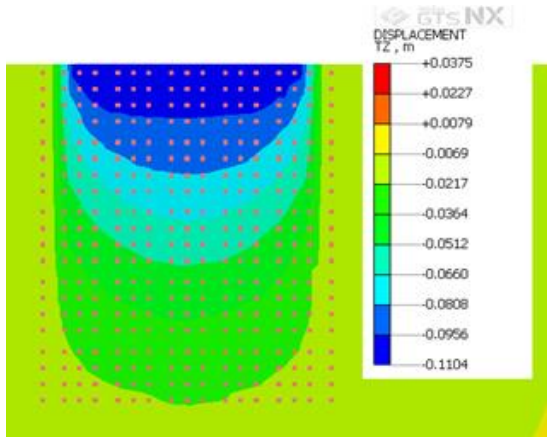
а, б – сплошным 5-уровневым («20-5») и одноуровневым («20-1»);

в, г – прерывистым 5-уровневым («12-5») и одноуровневым («12-1»);

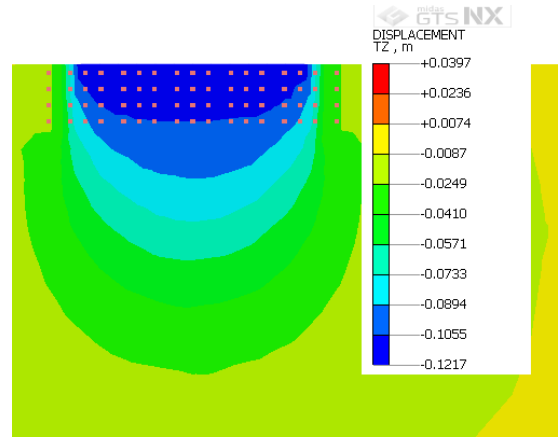
прерывистым, вдоль двух противоположных сторон фундамента:

д, е – 5-уровневым («6-5») и одноуровневым («6-1»).

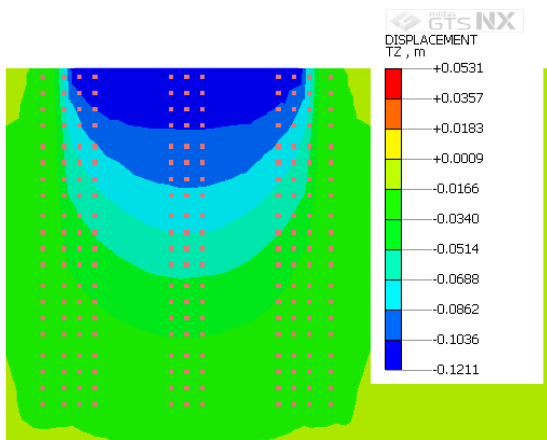
а)



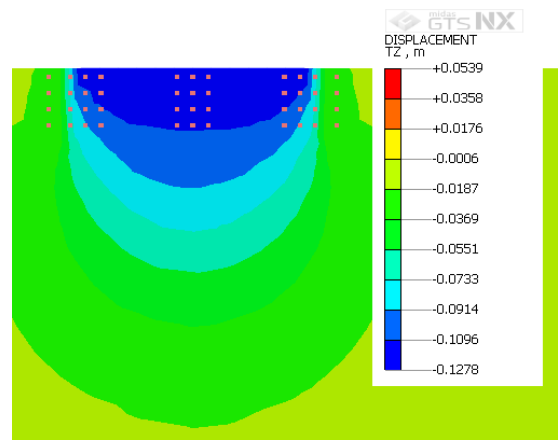
б)



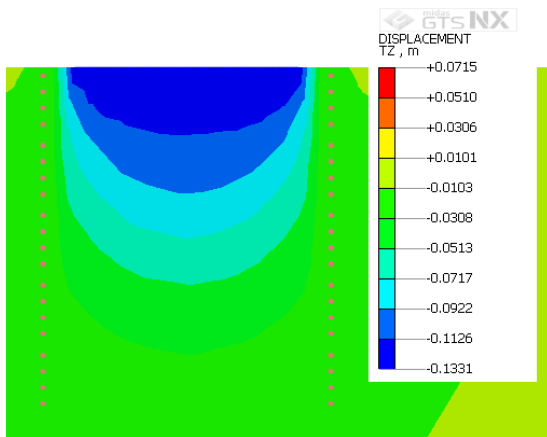
в)



г)



д)



е)

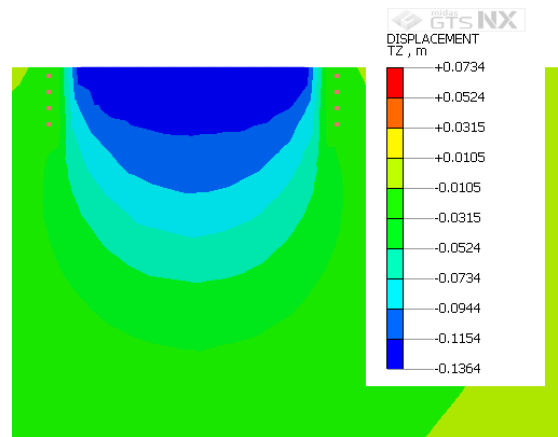


Рисунок 4.4. Изолинии вертикальных перемещений грунтового основания фундамента мелкого заложения при усилении контурным армированием:

- а, б – сплошным 5-уровневым («20-5») и одноуровневым («20-1»);
- в, г – прерывистым 5-уровневым («12-5») и одноуровневым («12-1»);
- прерывистым, вдоль двух противоположных сторон фундамента:
- д, е – 5-уровневым («6-5») и одноуровневым («6-1»).

Результаты расчетов фундамента мелкого заложения, усиленного контурным армированием представлены в Таблице 4.2.

Таблица 4.2 – Результаты расчетов фундамента мелкого заложения, усиленного контурным армированием

«20-5»	«20-4»	«20-3»	«20-2»	«20-1»
S = 110 мм $\Delta S = 34$ мм $\Delta S / S_e = 24\%$ V = 7,00 м ³ Кпрм = 2,06	S = 112 мм $\Delta S = 32$ мм $\Delta S / S_e = 22\%$ V = 5,60 м ³ Кпрм = 1,75	S = 114 мм $\Delta S = 30$ мм $\Delta S / S_e = 21\%$ V = 4,20 м ³ Кпрм = 1,40	S = 116 мм $\Delta S = 28$ мм $\Delta S / S_e = 19\%$ V = 2,80 м ³ Кпрм = 1,00	S = 122 мм $\Delta S = 22$ мм $\Delta S / S_e = 15\%$ V = 1,40 м ³ Кпрм = 0,64
«12-5»	«12-4»	«12-3»	«12-2»	«12-1»
S = 121 мм $\Delta S = 23$ мм $\Delta S / S_e = 16\%$ V = 4,20 м ³ Кпрм = 1,83	S = 123 мм $\Delta S = 21$ мм $\Delta S / S_e = 15\%$ V = 3,36 м ³ Кпрм = 1,60	S = 123 мм $\Delta S = 21$ мм $\Delta S / S_e = 15\%$ V = 2,52 м ³ Кпрм = 1,20	S = 124 мм $\Delta S = 20$ мм $\Delta S / S_e = 14\%$ V = 1,68 м ³ Кпрм = 0,84	S = 128 мм $\Delta S = 16$ мм $\Delta S / S_e = 11\%$ V = 0,84 м ³ Кпрм = 0,53
«10-5»	«10-4»	«10-3»	«10-2»	«10-1»
S = 126 мм $\Delta S = 18$ мм $\Delta S / S_e = 13\%$ V = 3,50 м ³ Кпрм = 1,94	S = 127 мм $\Delta S = 17$ мм $\Delta S / S_e = 12\%$ V = 2,80 м ³ Кпрм = 1,65	S = 128 мм $\Delta S = 16$ мм $\Delta S / S_e = 11\%$ V = 2,10 м ³ Кпрм = 1,31	S = 129 мм $\Delta S = 15$ мм $\Delta S / S_e = 10\%$ V = 1,40 м ³ Кпрм = 0,93	S = 132 мм $\Delta S = 12$ мм $\Delta S / S_e = 8\%$ V = 0,70 м ³ Кпрм = 0,58
«6-5»	«6-4»	«6-3»	«6-2»	«6-1»
S = 133 мм $\Delta S = 11$ мм $\Delta S / S_e = 8\%$ V = 2,10 м ³ Кпрм = 1,91	S = 134 мм $\Delta S = 10$ мм $\Delta S / S_e = 7\%$ V = 1,68 м ³ Кпрм = 1,68	S = 134 мм $\Delta S = 10$ мм $\Delta S / S_e = 7\%$ V = 1,26 м ³ Кпрм = 1,26	S = 134 мм $\Delta S = 10$ мм $\Delta S / S_e = 7\%$ V = 0,84 м ³ Кпрм = 0,84	S = 136 мм $\Delta S = 8$ мм $\Delta S / S_e = 6\%$ V = 0,42 м ³ Кпрм = 0,53

Примечание. S – осадка фундамента на усиленном основании; ΔS – разность осадок фундамента на естественном основании и после усиления; $\Delta S / S_e$ – разность

осадок фундамента на естественном основании и после усиления в процентах; V – объем армоэлементов; $K_{\text{ПРМ}}$ – коэффициент приведенного расхода материала, равный отношению объема V (м^3) армоэлементов к разности осадок ΔS (см).

Как и следовало ожидать, усиление грунтового основания приводит к существенному изменению его напряженно-деформированного состояния. Минимальное значение деформаций достигается внедрением максимального объема армоэлементов: при сплошном 5-уровневом армировании («20-5») величина осадки составляет 110 мм, что на 34 мм или на 24% меньше осадки фундамента на не усиленном основании – 144 мм. Однако, при сплошном контурном армировании одноуровневым по глубине («20-1»), количество армоэлементов меньше в 5 раз, а деформации, в свою очередь, снижаются на 22 мм или на 15%.

Прерывистое контурное армирование менее результативно, чем сплошное. Деформации основания с прерывистым контурным 5-уровневым армированием («12-5») на 11 мм или на 8% больше чем при усилении сплошным («20-5»). Вместе с тем, прерывистое контурное армирование эффективнее сплошного вдоль двух противоположных сторон фундамента («10-5»). В первом случае, деформации уменьшаются на 34 мм относительно осадки фундамента на не усиленном основании, а во втором на 18 мм, что составляет 24% и 13%.

Прерывистое контурное армирование грунтового основания выгоднее с позиции расхода материала. Так, например, при одном слое, внедрение $0,84 \text{ м}^3$ армоэлементов приводит к уменьшению деформаций на 16 мм ($K_{\text{ПРМ}} = 0,53$) при прерывистом («12-1») и $1,40 \text{ м}^3$ к уменьшению на 22 мм ($K_{\text{ПРМ}} = 0,64$) при сплошном («20-1») армировании. При пяти уровнях по глубине, коэффициент приведенного расхода материала равен $K_{\text{ПРМ}} = 1,83$ для прерывистого («12-5») и $K_{\text{ПРМ}} = 2,06$ для сплошного контурного армирования («20-5»).

При любом варианте усиления, увеличение количества слоев армоэлементов приводит к уменьшению деформаций грунтового основания. При этом снижение деформаций не пропорционально росту объема использованных армоэлементов.

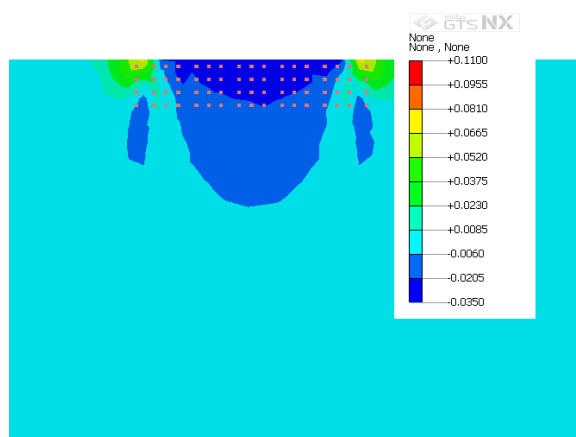
тов – увеличению количества уровней армирования сопутствует рост коэффициента приведенного расхода материала $K_{ПРМ}$ (Таблица 4.2).

Стоит отметить, что среди разных схем расположения армоэлементов в плане, минимальное значение коэффициента приведенного расхода материала $K_{ПРМ}$ соответствует варианту прерывистого контурного армирования вдоль всего периметра фундамента. Это утверждение справедливо для любого количества уровней по глубине.

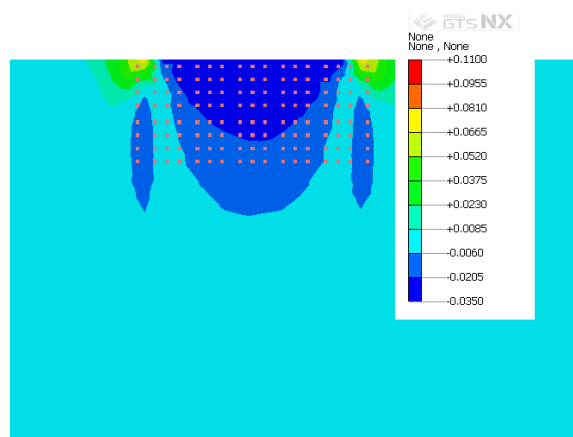
Сравнение деформаций основания фундамента мелкого заложения усиленного армированием по схемам с одинаковым количеством уровней по глубине позволяет сделать вывод о практически прямой зависимости значений осадок от количества армоэлементов в плане при примерно равных значениях коэффициента приведенного расхода материала $K_{ПРМ}$ (Таблица 4.2). Например, при пяти уровнях армоэлементов, прерывистое контурное армированием вдоль двух противоположных сторон («6-5») снижает осадки на 11 мм, сплошное («10-5») – на 18 мм, прерывистое контурное армирование вдоль всего периметра («12-5») – на 23 мм и сплошное вдоль всего периметра фундамента («20-5») – на 34 мм.

Для определения эффективной глубины контурного армирования было выполнено сравнение деформационных изолиний грунтового основания фундамента без усиления и после него. Расчет проводился для всех схем, в качестве примера на Рисунке 4.5. представлена разность деформаций грунтового основания до и после усиления сплошным контурным армированием вдоль всего периметра для вариантов с разным количеством уровней по глубине.

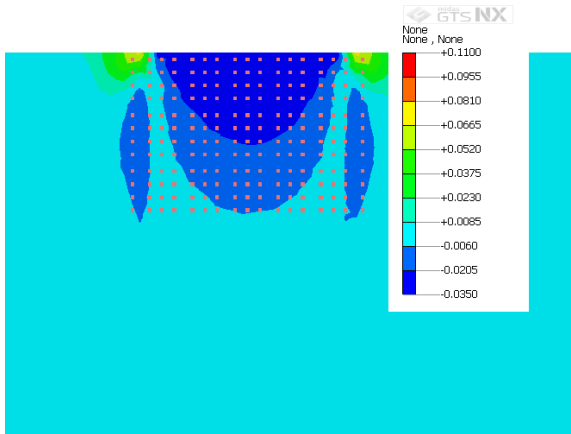
а)



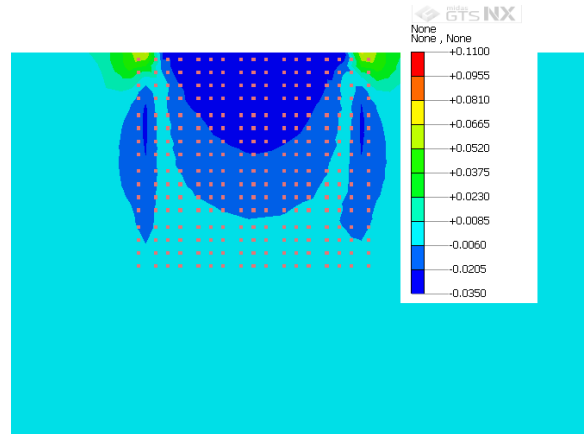
б)



в)



г)



д)

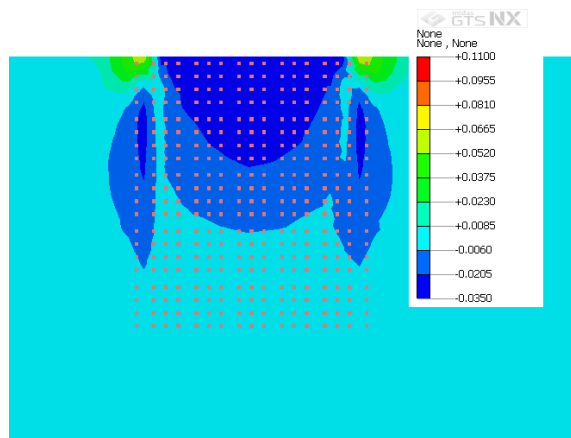


Рисунок 4.5. Разность деформаций грунтового основания до и после усиления: а – одноуровневым («20-1»); б, в, г, д – 2- («20-2»), 3- («20-3»), 4- («20-4») и 5-уровневым (Сх.«20-5») сплошным армированием.

Рисунок 4.5 показывает, что контурное армирование приводит к существенному изменению деформационного состояния грунтового массива – зона разности деформаций основания до и после усиления имеет клиновидную форму и распространяется на глубину $0,81b$, $0,86b$, $0,90b$, $0,91b$ и $0,97b$ при 1-, 2-, 3-, 4- и 5-уровневом армировании соответственно. При 1- и 2-уровневом армировании граница зоны располагается ниже ($0,29b$ и $0,6b$), при трех практически совпадает ($0,92b$), при четырех выше ($1,23b$), а при пяти уровнях существенно выше глубины армирования ($1,54b$). При устройстве 2-го, 3-го и 4-го уровня отчетливо наблюдается уменьшение боковых деформаций в пределах и за контуром усиления.

ния. Элементы 5-го уровня способствуют некоторому увеличению, главным образом, боковых зон трансформированного состояния грунтового массива, однако они, при этом, они не распространяются глубже элементов 4-го уровня. Следовательно, наиболее эффективны схемы с 3- и 4-уровневым армированием, что соответствует глубине $0,9b \dots 1,2b$ от подошвы фундамента. Это утверждение справедливо для всех схем размещения армоэлементов в плане при контурном армировании фундаментов мелкого заложения.

4.3. Влияние схемы расположения армоэлементов на деформации грунтового основания свайных фундаментов

4.3.1. Контурное армирование

Расчеты производились для свайного фундамента из 9 свай сечением $0,3 \times 0,3$ м, длиной $l = 6,0$ м, расположенных по сетке $0,9 \times 0,9$ м, объединенных квадратным ростверком с размерами в плане $2,4 \times 2,4$ м и высотой $0,6$ м. Вертикальная нагрузка на фундамент – $N = 5400$ кН, грунт основания – суглинок средней степени водонасыщения тугопластичный ($\rho = 1,95$ г/см³, $\varphi = 14^\circ$, $C = 15$ кПа, $E = 4,5$ МПа) (п. 4.2).

Размеры элементов контурного армирования были приняты следующими: длина $d = 0,50$ м, ширина $s = 0,20$ м, высота $h = 0,70$ м. Зазор между армоэлементами в плане – $0,075$ м, зазор по высоте – $0,05$ м, расстояние от ряда армоэлементов до края ростверка – $0,25$ м.

Рассматривались следующие схемы армирования:

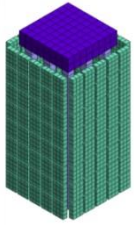
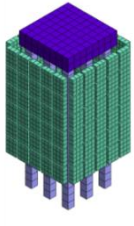
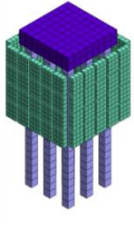
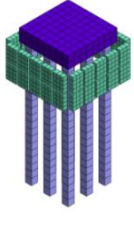
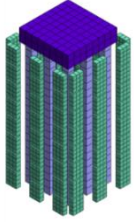
- сплошное и прерывистое контурное армирование (по 5 и по 3 столбца около стороны) вдоль всего периметра ростверка;
- сплошное и прерывистое контурное армирование (по 5 и по 3 столбца) вдоль двух противоположных сторон ростверка.

Для каждой схемы рассчитывались варианты с 8-, 6-, 4- и двумя уровнями армирования: на глубину $0,99l$ от подошвы ростверка (8 уровней армирования –

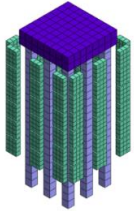
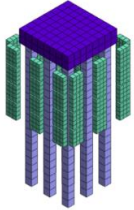
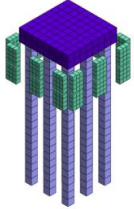
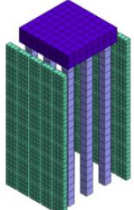
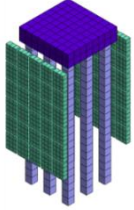
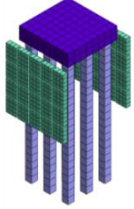
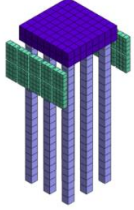
5,95 м); 0,74l (6 уровней – 4,45 м); 0,49l (4 уровня – 2,95 м) и 0,24l (2 уровня – 1,45 м).

Схемы контурного армирования свайного фундамента приведены в Таблице 4.3, результаты расчетов представлены в Таблице 4.4.

Таблица 4.3 – Схемы контурного армирования грунтового основания свайного фундамента

№ схемы	Схема усиления	Шаг контурного армирования	Глубина усиления	Объем армоэлементов, м ³
1	2	3	4	5
«20-8»		d	0,99l	11,20
«20-6»		d	0,74l	8,40
«20-4»		d	0,49l	5,60
«20-2»		d	0,24l	2,80
«12-8»		2d	0,99l	6,72

Продолжение Таблицы 4.3.

1	2	3	4	5
«12-6»		2d	0,74l	5,04
«12-4»		2d	0,49l	3,36
«12-2»		2d	0,24l	1,68
«10-8»		d, вдоль двух противоположных сторон	0,99l	5,60
«10-6»		d, вдоль двух противоположных сторон	0,74l	4,20
«10-4»		d, вдоль двух противоположных сторон	0,49l	2,80
«10-2»		d, вдоль двух противоположных сторон	0,24l	1,40

Окончание Таблицы 4.3.

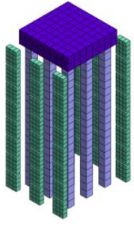
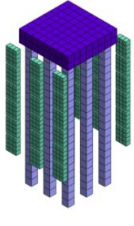
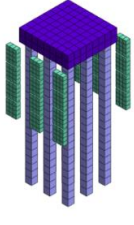
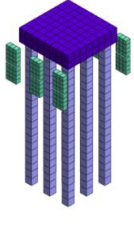
1	2	3	4	5
«6-8»		2d, вдоль двух противоположных сторон	0,99l	3,36
«6-6»		2d, вдоль двух противоположных сторон	0,74l	2,52
«6-4»		2d, вдоль двух противоположных сторон	0,49l	1,68
«6-2»		2d, вдоль двух противоположных сторон	0,24l	0,84

Таблица 4.4 – Результаты расчетов свайного фундамента, усиленного контурным армированием

«20-8»	«20-6»	«20-4»	«20-2»
S = 129 мм	S = 131 мм	S = 133 мм	S = 135 мм
$\Delta S = 12$ мм	$\Delta S = 10$ мм	$\Delta S = 8$ мм	$\Delta S = 6$ мм
$\Delta S / S_e = 9\%$	$\Delta S / S_e = 7\%$	$\Delta S / S_e = 6\%$	$\Delta S / S_e = 4\%$
V = 11,20 м ³	V = 8,40 м ³	V = 5,60 м ³	V = 2,80 м ³
Кпрм = 9,33	Кпрм = 8,40	Кпрм = 7,00	Кпрм = 4,67

«12-8»	«12-6»	«12-4»	«12-2»
S = 133 мм	S = 134 мм	S = 135 мм	S = 137 мм
$\Delta S = 8$ мм	$\Delta S = 7$ мм	$\Delta S = 6$ мм	$\Delta S = 4$ мм
$\Delta S / S_e = 6\%$	$\Delta S / S_e = 5\%$	$\Delta S / S_e = 4\%$	$\Delta S / S_e = 3\%$
V = 6,72 м ³	V = 5,04 м ³	V = 3,36 м ³	V = 1,68 м ³
Кпрм = 8,40	Кпрм = 7,20	Кпрм = 5,60	Кпрм = 4,20

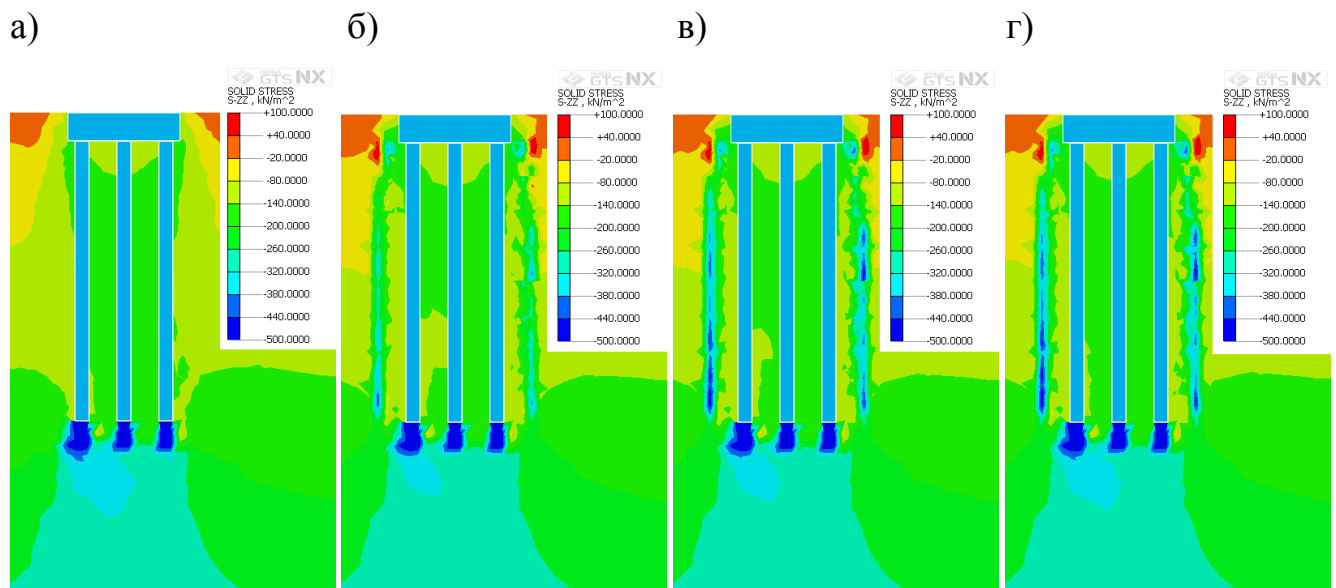
Окончание Таблицы 4.4.

«10-8»	«10-6»	«10-4»	«10-2»
S = 135 мм	S = 136 мм	S = 137 мм	S = 138 мм
$\Delta S = 6$ мм	$\Delta S = 5$ мм	$\Delta S = 4$ мм	$\Delta S = 3$ мм
$\Delta S / S_e = 4\%$	$\Delta S / S_e = 4\%$	$\Delta S / S_e = 3\%$	$\Delta S / S_e = 2\%$
V = 5,60 м ³	V = 4,20 м ³	V = 2,80 м ³	V = 1,40 м ³
Кпрм = 9,33	Кпрм = 8,40	Кпрм = 7,00	Кпрм = 4,67

«6-8»	«6-6»	«6-4»	«6-2»
S = 137 мм	S = 138 мм	S = 138 мм	S = 139 мм
$\Delta S = 4$ мм	$\Delta S = 3$ мм	$\Delta S = 3$ мм	$\Delta S = 2$ мм
$\Delta S / S_e = 3\%$	$\Delta S / S_e = 2\%$	$\Delta S / S_e = 2\%$	$\Delta S / S_e = 1\%$
V = 3,36 м ³	V = 2,52 м ³	V = 1,68 м ³	V = 0,84 м ³
Кпрм = 8,40	Кпрм = 8,40	Кпрм = 5,60	Кпрм = 4,20

Габаритные размеры расчетной области в плане были приняты 11,6×11,6 м, глубина – 20 м (Рисунок 4.1). Расчетная осадка свайного фундамента на естественном основании составила $S_e = 141$ мм.

На Рисунке 4.6 показаны изолинии вертикальных напряжений и перемещений грунтового основания свайного фундамента, усиленного контурным армированием по характерным схемам.



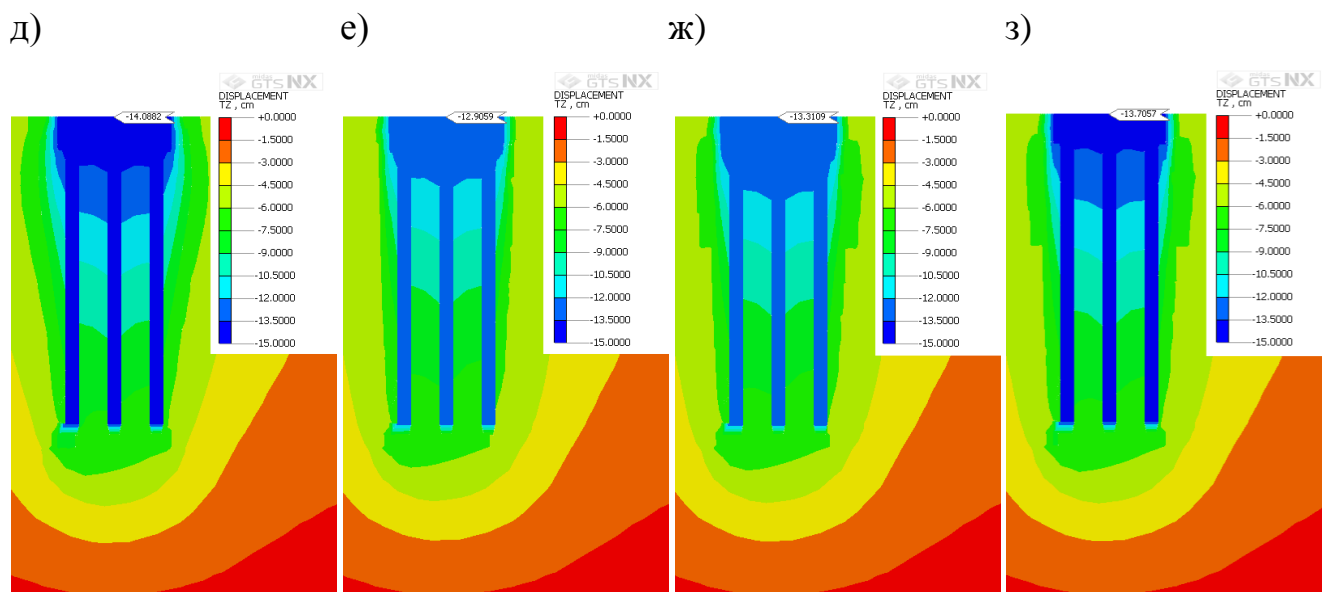


Рисунок 4.6. Изолинии вертикальных напряжений (а, б, в, г) и перемещений (д, е, ж, з) свайного фундамента: а, д – на не усиленном основании; б, е – на основании со сплошным контурным армированием («20-8») и в, ж – на основании с прерывистым контурным армированием («16-8») 8-уровневым по глубине; г, з – с прерывистым контурным армированием вдоль двух противоположных сторон ростверка 8-уровневым по глубине («6-8»).

Анализируя результаты расчетов можно сделать вывод о достаточно хорошей результативности усиления свайных фундаментов контурным армированием. Так, при усилении сплошным контурным армированием в плане вдоль всего периметра ростверка 8-уровневым (от подошвы до нижнего конца свай) по глубине («20-8»), деформации снижаются на 12 мм или на 9% относительно значения осадки свайного фундамента на не усиленном основании. В случае 6-уровневого армирования осадка снижается на 10 мм или на 7 %, 4-уровневого – на 6 мм или на 4%. При прерывистом контурном армировании осадка меньше на 4...8 мм или на 3...6% в зависимости от количества слоев армоэлементов.

Сплошное и прерывистое контурное армирование вдоль двух противоположных сторон ростверка, приводит к снижению деформаций на 2...6 мм или на 1...4% соответственно.

Коэффициент приведенного расхода материала при контурном армировании свайного фундамента имеет относительно высокие значения – $K_{\text{ПРМ}} = 4,20 \dots 9,33$. При этом, схемы усиления прерывистым армированием, как вдоль всего периметра, так и вдоль двух противоположных сторон ростверка, более экономичны – при 8-уровневом армировании по глубине («12-8» и «6-8») $K_{\text{ПРМ}} = 8,40$; при сплошном контурном армировании («20-8» и «10-8») значение коэффициента приведенного расхода материала составляет $K_{\text{ПРМ}} = 9,33$.

Для всех схем размещения армоэлементов в плане коэффициент приведенного расхода материала растет с увеличением количества уровней армирования.

4.3.2. Усиление основания под нижними концами свай

Размеры сплошных инъекционных тел, в расчетах усиления основания под нижними концами свай, были назначены: длина и ширина 2,4 м, толщина – $h = 0,35$ м и $2h = 0,70$ м.

Рассматривались следующие схемы усиления:

- инъекционное тело толщиной h или $2h$ под нижними концами свай;
- инъекционное тело толщиной h или $2h$ под нижними концами свай со сплошным контурным армированием (по 5 столбцов около стороны) вдоль всего периметра ростверка от подошвы до нижнего конца свай (8 слоев армоэлементов).

Зазор между острием свай и инъекционным телом – 0,35 м.

Геометрические размеры свайного фундамента и элементов контурного армирования, нагрузка, грунтовые условия, расчетная область были приняты такими же, что и в расчетах свайного фундамента усиленного контурным армированием (п. 4.3.1).

Схемы усиления с расположением инъекционного тела в основании под нижними концами свай без и с контурным армированием приведены в Таблице 4.5, результаты расчетов представлены в Таблице 4.6.

Таблица 4.5 – Схемы усиления грунтового основания свайного фундамента путем устройства инъекционного тела под нижними концами свай

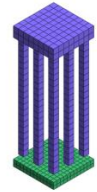
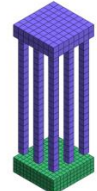
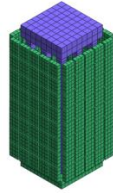
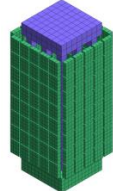
№ схемы	Схема усиления	Шаг армоэлементов в плане	Глубина усиления	Габариты инъекционного тела, м	Объем элементов усиления, м ³
1	2	3	4	5	6
«h»		-	-	2,4×2,4×0,35	2,016
«2h»		-	-	2,4×2,4×0,70	4,032
«h-20-8»		d	0,99l	2,4×2,4×0,35	13,216
«2h-20-8»		d	0,99l	2,4×2,4×0,70	15,232

Таблица 4.6 – Результаты расчетов грунтового основания свайного фундамента усиленного инъекционным телом под нижними концами свай

«h»	«2h»	«h-20-8»	«2h-20-8»
S = 130 мм	S = 125 мм	S = 123 мм	S = 119 мм
$\Delta S = 42$ мм	$\Delta S = 47$ мм	$\Delta S = 49$ мм	$\Delta S = 53$ мм
$\Delta S / S_e = 24\%$	$\Delta S / S_e = 27\%$	$\Delta S / S_e = 28\%$	$\Delta S / S_e = 31\%$
V = 2,016 м ³	V = 4,032 м ³	V = 13,216 м ³	V = 15,232 м ³
K _{прм} = 0,48	K _{прм} = 0,86	K _{прм} = 2,70	K _{прм} = 2,87

На Рисунке 4.7 приведены изолинии вертикальных напряжений и перемещений свайного основания усиленного сплошным инъекционным телом под нижними концами свай без и со сплошным контурным армированием.

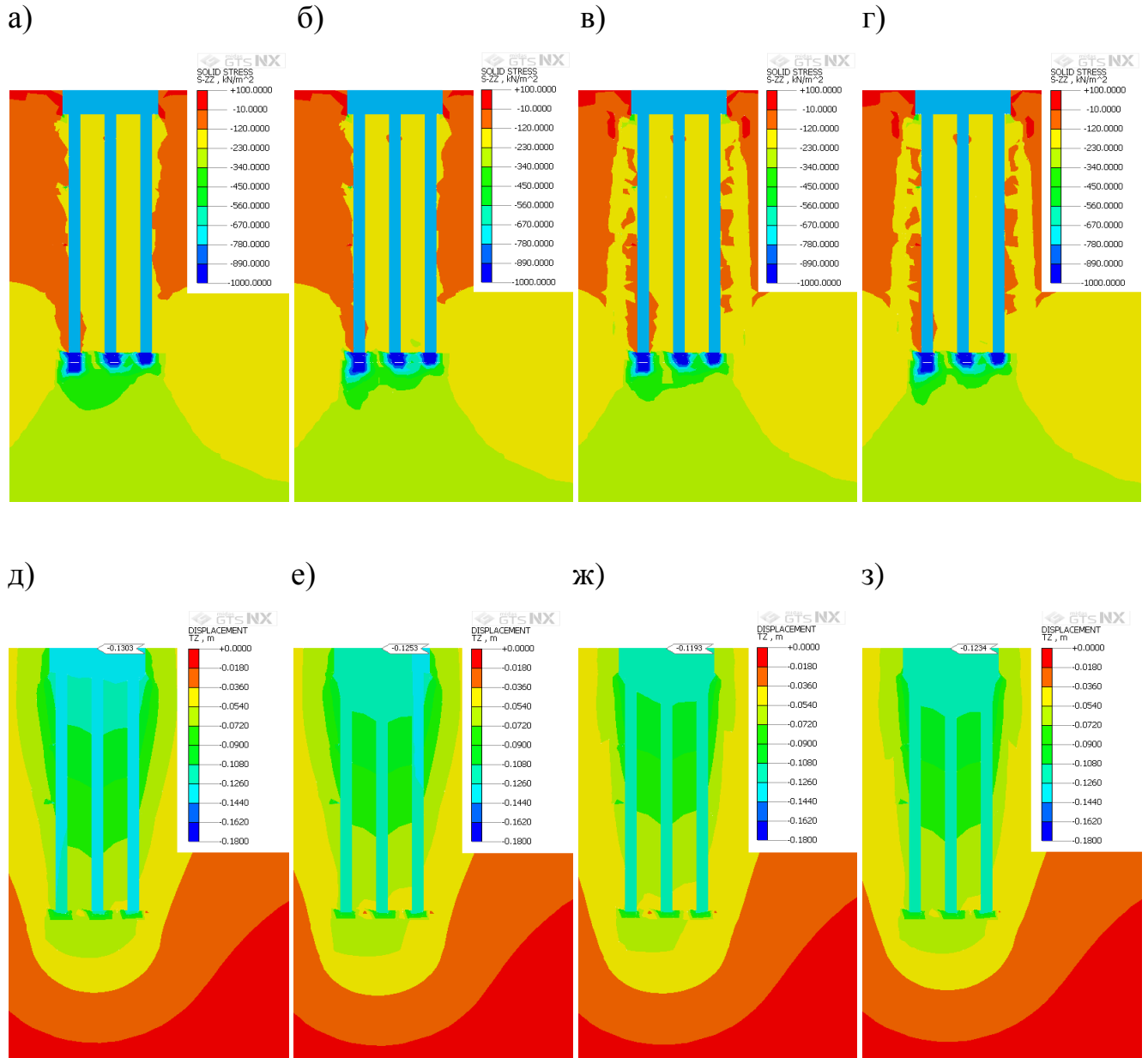


Рисунок 4.7. Изолинии вертикальных напряжений (а, б, в, г) и перемещений

(д, е, ж, з) после усиления основания под нижними концами свай:

а, д – телом толщиной « h »; б, е – телом толщиной « $2h$ »; в, ж – телом толщиной h со сплошным контурным армированием 8-уровневым по глубине (« $h-20-8$ »);

г, з – телом толщиной $2h$ со сплошным контурным армированием

8-уровневым по глубине (« $2h-20-8$ »).

Сетка конечных элементов была изменена – количество элементов, узлов и пр. было увеличено более чем в 2,5 раза, в первую очередь, за счет детализации межсвайного и прилегающего к сваям пространства.

Расчетная осадка свайного фундамента на не усиленном основании составила $S_e = 172$ мм (см. п. 4.1).

Схемы усиления свайного фундамента путем устройства инъекционного тела в основании под нижними концами свай весьма эффективны. Формирование инъекционного тела с габаритными размерами в плане равными размерам ростверка – $2,4 \times 2,4$ м, толщиной $h = 0,35$ м («h») приводит к снижению деформаций на 42 мм или на 24%. Увеличение толщины инъекционного тела в 2 раза («2h») снижает осадки свайного фундамента еще на 5 мм или на 47 мм относительно осадки на не усиленном основании. Коэффициенты приведенного расхода материала в обоих случаях имеют низкие значения – $K_{\text{ПРМ}} = 0,48$ и $K_{\text{ПРМ}} = 0,86$.

Дополнительное устройство сплошного контурного армирования от подошвы до нижнего конца свай приводит к дальнейшему уменьшению деформаций – на 7 мм («h-20-8») и 6 мм («2h-20-8»), что составляет около 4%. Однако значения коэффициента приведенного расхода материала при этом возрастают до $K_{\text{ПРМ}} = 2,70$ и $K_{\text{ПРМ}} = 2,87$.

4.3.3. Усиление межсвайного пространства

В расчетах были приняты следующие размеры инъекционных тел: длина и ширина 2,40 м, толщина $h = 0,70$ м и $2h = 1,4$ м (здесь и далее – 2 инъекционных тела толщиной h , расположенные друг над другом с зазором 0,075 м).

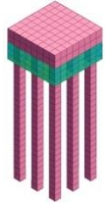
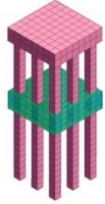
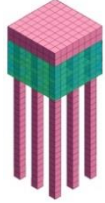

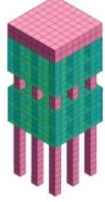
Рассматривались следующие схемы усиления свайного фундамента:

- инъекционное тело толщиной h : под подошвой ростверка; в интервале глубин $3h-4h$ от подошвы;
- инъекционное тело толщиной $2h$: под подошвой ростверка; в интервале глубин $3h-5h$ от подошвы;

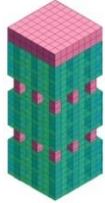
- 2 инъекционных тела толщиной $2h$: под подошвой ростверка и в интервале глубин $3h-5h$ от подошвы;
- 3 инъекционных тела толщиной $2h$: под подошвой ростверка, в интервале глубин $3h-5h$ и $6h-8h$ от подошвы.

Схемы усиления межсвайного пространства представлены в Таблице 4.7 (наименование схем соответствует глубине уровней армирования).

Таблица 4.7 – Схемы усиления свайного фундамента путем устройства инъекционных тел в межсвайном пространстве

№ схемы	Схема усиления	Глубина расположения инъекционных тел	Толщина инъекционных тел, м	Объем инъекционных тел, м ³
1	2	3	4	5
«1»		0-h	0,7	3,465
«4»		3h-4h	0,7	3,465
«12»		0-2h	1,4	6,930
«45»		3h-5h	1,4	6,930
«1245»		0-2h 3h-5h	1,4+1,4	13,860

Окончание Таблицы 4.7.

1	2	3	4	5
«124578»		0-2h 3h-5h 6h-8h	1,4+1,4+1,4	20,790

Результаты расчетов свайного фундамента приведены в Таблице 4.8.

Таблица 4.8 – Результаты расчетов свайного фундамента с усиленным межсвайным пространством

«1»	«4»	«12»	«45»	«1245»	«124578»
S = 124 мм	S = 131 мм	S = 116 мм	S = 129 мм	S = 106 мм	S = 83 мм
$\Delta S = 11$ мм	$\Delta S = 4$ мм	$\Delta S = 19$ мм	$\Delta S = 6$ мм	$\Delta S = 29$ мм	$\Delta S = 52$ мм
$\Delta S / S_e = 8\%$	$\Delta S / S_e = 3\%$	$\Delta S / S_e = 14\%$	$\Delta S / S_e = 4\%$	$\Delta S / S_e = 21\%$	$\Delta S / S_e = 39\%$
V = 3,465 м ³	V = 3,465 м ³	V = 6,93 м ³	V = 6,93 м ³	V = 13,86 м ³	V = 20,79 м ³
Kпрм = 3,15	Kпрм = 8,66	Kпрм = 3,65	Kпрм = 11,55	Kпрм = 4,78	Kпрм = 4,00

В расчетах использовались те же входные параметры (геометрические размеры свайного фундамента, нагрузка, грунтовые условия, расчетная область), что и в п. 4.3.1. Расчетная схема (количество элементов и способ разбиения) была скорректирована.

Расчетная осадка свайного фундамента на не усиленном основании составила $S_e = 135$ мм.

На Рисунке 4.8 представлены изолинии вертикальных напряжений и перемещений грунтового основания свайного фундамента с усиленным межсвайным пространством.

Как видно, эффективность усиления свайного фундамента путем устройства горизонтальных инъекционных тел в межсвайном пространстве, в первую очередь зависит от их количества, расположения и толщины. Так, наименьшие осадки свайного фундамента соответствуют схеме с максимальным количеством элемен-

тов усиления (3 инъекционных тела толщиной $2h$, «124578») – 83 мм (снижение на 39% относительно осадки на не усиленном основании).

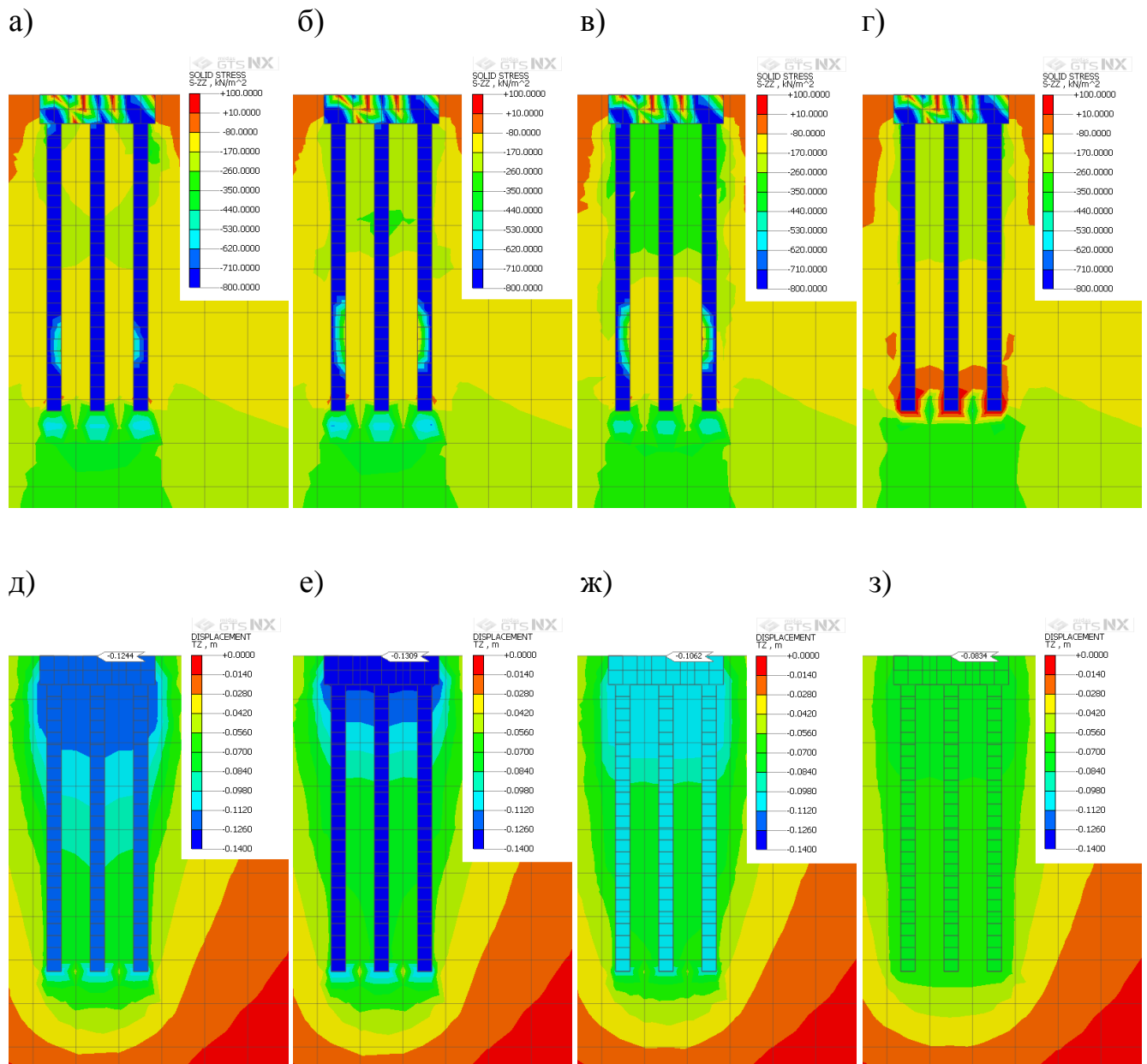


Рисунок 4.8. Изолинии вертикальных напряжений (а, б, в, г) и перемещений (д, е, ж, з) после усиления межсвайного пространства:
 а, д – инъекционным телом, толщиной h под подошвой ростверка («1»),
 б, е – в интервале глубин $3h-4h$ («4»); в, ж – двумя инъекционными телами толщиной $2h$ – под подошвой ростверка и в интервале глубин $3h-5h$ («1245»);
 г, з – тремя инъекционными телами толщиной $2h$ – под подошвой ростверка, в интервале глубин $3h-5h$ и $6h-8h$ («124578»).

При усилении двумя инъекционными телами толщиной $2h$ («1245») осадка свайного фундамента составляет 106 мм (снижение на 21%). При усилении одним инъекционным телом толщиной $2h$ расположенным под подошвой ростверка («12») значения осадки – 116 мм, а в интервале глубин $3h-5h$ («45») – 129 мм (снижение на 14% и на 4%). Более высокая эффективность усиления межсвайного пространства под подошвой ростверка справедлива и для инъекционного тела, толщиной h – осадки составляют 124 мм («1») и 131 мм («4») при значении коэффициента приведенного расхода материала $K_{\text{ПРМ}} = 3,15$ и $K_{\text{ПРМ}} = 8,66$.

Увеличение толщины инъекционных тел приводит к уменьшению осадок свайного фундамента. При устройстве инъекционного тела толщиной h под подошвой ростверка и в интервале глубин $3h-4h$, значения осадок – 124 мм («1») и 131 мм («4»), с ее увеличением в 2 раза ($2h$), осадки снижаются до 116 мм («12») и 129 мм («45») соответственно. Однако при этом, коэффициент приведенного расхода материала возрастает – с $K_{\text{ПРМ}} = 3,15$ («1») до $K_{\text{ПРМ}} = 3,65$ («12») и с $K_{\text{ПРМ}} = 8,66$ («4») до $K_{\text{ПРМ}} = 11,55$ («45»).

4.4. Влияние схемы расположения армоэлементов на деформации грунтового основания плитных фундаментов

Расчеты проводились для фундаментной плиты квадратной формы в плане с размерами $b = 24 \times 24$ м, давление под подошвой – равномерно распределенное $P = 400$ кПа, грунт основания – супесь песчанистая малой степени водонасыщения ($\rho = 2,00$ г/см³, $\varphi = 17^\circ$, $C = 34$ кПа, $E = 15$ МПа). Указанные размеры, величина давления и грунтовые условия характерны для высотных зданий на плитных фундаментах, возводимых в Новосибирске, например, на ул. Выборной (ЖК «Ваш выбор»).

Размеры элементов контурного армирования были приняты следующими: длина $d = 0,75$ м, ширина $s = 0,25$ м, высота $h = 1,40$ м. Зазор между армоэлементами в плане и по высоте – 0,1 м, расстояние от ряда армоэлементов до края фундаментной плиты – 1,0 м. Размеры элементов усиления под плитой: длина и ши-

рина $d_{ст} = 0,75$ м, высота $h_{ст} = 1,40$ м. Зазор по высоте – 0,1 м, шаг расположения в плане – 2,25 м, расстояние до края – 1,5 м.

Рассматривались следующие схемы усиления:

- сплошное контурное армирование около угловой части плитного фундамента;
- прерывистое контурное армирование около угловой части плитного фундамента;
- сплошное контурное армирование около угловой части плитного фундамента с усилением основания под подошвой плиты.

Сплошное контурное армирование около угловой части плитного фундамента включало ряд армоэлементов вдоль каждой из смежных сторон на участке длиной: 0,53b (15 столбцов – 12,65 м), 0,28b (8 столбцов – 6,7 м) и 0,14b (4 столбца – 3,3 м). Прерывистое контурное армирование – на участке длиной: 0,53b (8 столбцов – 12,65 м) и 0,24b (4 столбца – 5,85 м).

Схемы армирования с усилением основания под подошвой плиты содержали:

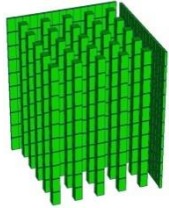
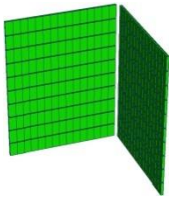
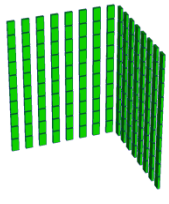
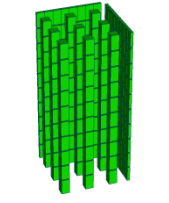
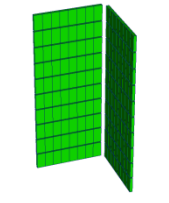
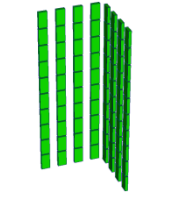
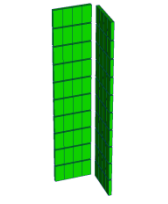
- сплошное контурное армирование около угловой части плитного фундамента на участках длиной 0,53b (по 15 столбцов) и 25 столбцов армоэлементов под угловой частью плиты, расположенных по сетке 5×5;
- сплошное контурное армирование около угловой части плитного фундамента на участках длиной 0,28b (по 8 столбцов) и 9 столбцов армоэлементов под угловой частью плиты, расположенных по сетке 3×3.

Шаг армоэлементов под подошвой плиты в обоих случаях – 0,09b (2,25 м).

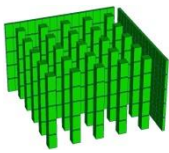
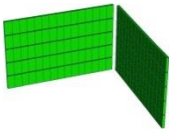
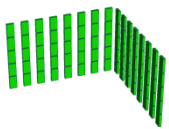
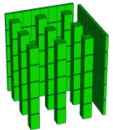
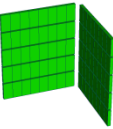
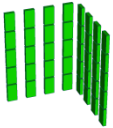
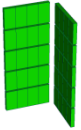
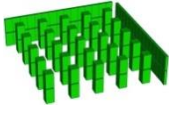
Для всех схем рассчитывались варианты с 10-, 5- и 2-уровневым армированием, соответственно на глубину – 14,9 м (0,62b), 7,4 м (0,31b) и 2,9 м (0,12b) от подошвы фундаментной плиты.

Схемы усиления грунтового основания плитного фундамента приведены в Таблице 4.9. В обозначении схем, первая цифра – количество столбцов, вторая – слоев, «п» – схемы с прерывистым контурным армированием, «с» – наличие усиления под подошвой угловой части плиты.

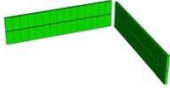
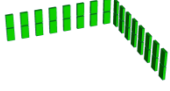
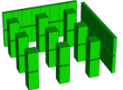
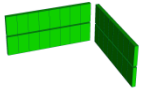
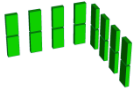
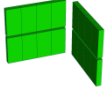
Таблица 4.9 – Схемы усиления грунтового основания плитного фундамента

№ схемы	Схема усиления	Длина участка контурного армирова- ния	Шаг армо- элементов в плане	Глубина усиления	Количе- ство армо- элементов под пли- той, шт.	Объем армоэле- ментов, м ³
1	2	3	4	5	6	7
«30-10-с»		0,53b	d	0,62b	5×5×10	275,63
«30-10»		0,53b	d	0,62b	-	78,75
«16п-10»		0,53b	2d	0,62b	-	42,00
«16-10-с»		0,28b	d	0,62b	3×3×10	112,88
«16-10»		0,28b	d	0,62b	-	42,00
«8п-10»		0,24b	2d	0,62b	-	21,00
«8-10»		0,14b	d	0,62b	-	21,00

Продолжение Таблицы 4.9.

1	2	3	4	5	6	7
«30-5-с»		0,53b	d	0,31b	5×5×5	137,81
«30-5»		0,53b	d	0,31b	-	39,38
«16п-5»		0,53b	2d	0,31b	-	21,00
«16-5-с»		0,28b	d	0,31b	3×3×5	56,44
«16-5»		0,28b	d	0,31b	-	21,00
«8п-5»		0,24b	2d	0,31b	-	10,50
«8-5»		0,14b	d	0,31b	-	10,50
«30-2-с»		0,53b	d	0,12b	5×5×2	55,13

Окончание Таблицы 4.9.

1	2	3	4	5	6	7
«30-2»		0,53b	d	0,12b	-	15,75
«16п-2»		0,53b	2d	0,12b	-	8,40
«16-2-с»		0,28b	d	0,12b	3×3×2	22,58
«16-2»		0,28b	d	0,12b	-	8,40
«8п-2»		0,24b	2d	0,12b	-	4,20
«8-2»		0,14b	d	0,12b	-	4,20

Габаритные размеры расчетной области в плане были приняты 60×60 м, глубина – 45 м (Рисунок 4.1).

Расчетная осадка фундаментной плиты на не усиленном (естественном) основании, с учетом нелинейного характера работы грунта, составила 329 мм в центральной и 294...300 мм в угловых точках. Разброс значений осадок угловых точек плиты обусловлен разной степенью детализации сетки конечных элементов (в зоне усиления, под одним из углов плиты, выполнено ее «сгущение»). Расчетная

осадка фундаментной плиты на линейно-деформируемом полупространстве составила 438 мм в центральной и 380...381 мм в угловых точках (Рисунок 4.9).

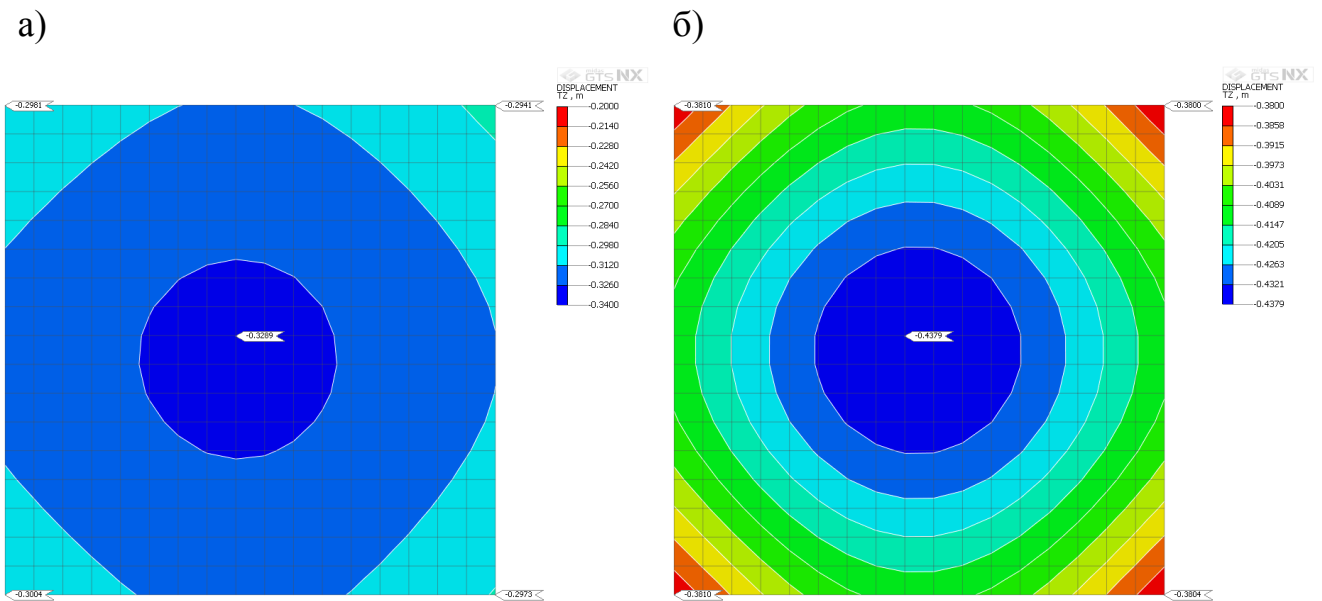


Рисунок 4.9. Изолинии вертикальных деформаций фундаментной плиты на естественном основании : а – с учетом нелинейного характера работы грунта; б – с использованием модели линейно-деформируемого полупространства.

Изолинии вертикальных напряжений в основании фундаментной плиты без усиления представлены на Рисунке 4.10.

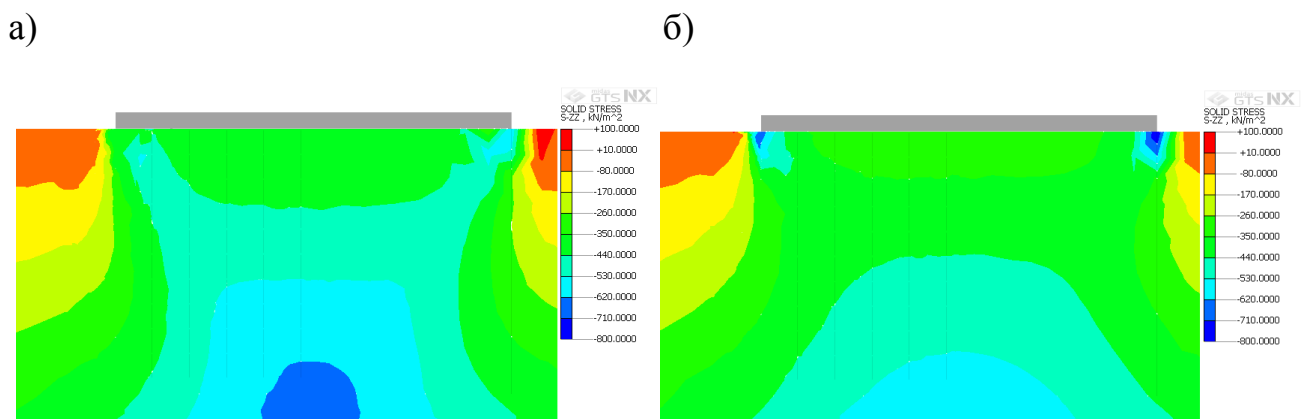


Рисунок 4.10. Изолинии вертикальных напряжений в основании фундаментной плиты без усиления: а – с учетом нелинейного характера работы грунта; б – с использованием модели линейно-деформируемого полупространства.

Результаты расчетов плитного фундамента на грунтовом основании, усиленном по разным схемам, приведены в Таблице 4.10.

Таблица 4.10 – Результаты расчетов плитного фундамента, усиленного по разным схемам

«30-10-с»	«30-10»	«16п-10»	«16-10-с»	«16-10»	«8п-10»	«8-10»
$S = 202 \text{ мм}$	$S = 279 \text{ мм}$	$S = 284 \text{ мм}$	$S = 235 \text{ мм}$	$S = 282 \text{ мм}$	$S = 287 \text{ мм}$	$S = 287 \text{ мм}$
$\Delta S = 92 \text{ мм}$	$\Delta S = 15 \text{ мм}$	$\Delta S = 10 \text{ мм}$	$\Delta S = 59 \text{ мм}$	$\Delta S = 12 \text{ мм}$	$\Delta S = 7 \text{ мм}$	$\Delta S = 7 \text{ мм}$
$\Delta S/S_e = 31\%$	$\Delta S/S_e = 5\%$	$\Delta S/S_e = 3\%$	$\Delta S/S_e = 20\%$	$\Delta S/S_e = 4\%$	$\Delta S/S_e = 2\%$	$\Delta S/S_e = 2\%$
$V = 275,63 \text{ м}^3$	$V = 78,75 \text{ м}^3$	$V = 42,00 \text{ м}^3$	$V = 112,88 \text{ м}^3$	$V = 42,00 \text{ м}^3$	$V = 21,00 \text{ м}^3$	$V = 21,00 \text{ м}^3$
$K_{\text{прм}} = 29,96$	$K_{\text{прм}} = 52,50$	$K_{\text{прм}} = 42,00$	$K_{\text{прм}} = 19,13$	$K_{\text{прм}} = 35,00$	$K_{\text{прм}} = 30,00$	$K_{\text{прм}} = 30,00$

«30-5-с»	«30-5»	«16п-5»	«16-5-с»	«16-5»	«8п-5»	«8-5»
$S = 240 \text{ мм}$	$S = 281 \text{ мм}$	$S = 285 \text{ мм}$	$S = 258 \text{ мм}$	$S = 284 \text{ мм}$	$S = 288 \text{ мм}$	$S = 288 \text{ мм}$
$\Delta S = 54 \text{ мм}$	$\Delta S = 13 \text{ мм}$	$\Delta S = 9 \text{ мм}$	$\Delta S = 36 \text{ мм}$	$\Delta S = 10 \text{ мм}$	$\Delta S = 6 \text{ мм}$	$\Delta S = 6 \text{ мм}$
$\Delta S/S_e = 18\%$	$\Delta S/S_e = 4\%$	$\Delta S/S_e = 3\%$	$\Delta S/S_e = 12\%$	$\Delta S/S_e = 3\%$	$\Delta S/S_e = 2\%$	$\Delta S/S_e = 2\%$
$V = 137,81 \text{ м}^3$	$V = 39,38 \text{ м}^3$	$V = 21,00 \text{ м}^3$	$V = 56,44 \text{ м}^3$	$V = 21,00 \text{ м}^3$	$V = 10,50 \text{ м}^3$	$V = 10,50 \text{ м}^3$
$K_{\text{прм}} = 25,52$	$K_{\text{прм}} = 30,29$	$K_{\text{прм}} = 23,33$	$K_{\text{прм}} = 15,68$	$K_{\text{прм}} = 21,00$	$K_{\text{прм}} = 17,50$	$K_{\text{прм}} = 17,50$

«30-2-с»	«30-2»	«16п-2»	«16-2-с»	«16-2»	«8п-2»	«8-2»
$S = 269 \text{ мм}$	$S = 282 \text{ мм}$	$S = 286 \text{ мм}$	$S = 277 \text{ мм}$	$S = 285 \text{ мм}$	$S = 289 \text{ мм}$	$S = 289 \text{ мм}$
$\Delta S = 25 \text{ мм}$	$\Delta S = 12 \text{ мм}$	$\Delta S = 8 \text{ мм}$	$\Delta S = 17 \text{ мм}$	$\Delta S = 9 \text{ мм}$	$\Delta S = 5 \text{ мм}$	$\Delta S = 5 \text{ мм}$
$\Delta S/S_e = 9\%$	$\Delta S/S_e = 4\%$	$\Delta S/S_e = 3\%$	$\Delta S/S_e = 6\%$	$\Delta S/S_e = 3\%$	$\Delta S/S_e = 2\%$	$\Delta S/S_e = 2\%$
$V = 55,13 \text{ м}^3$	$V = 15,75 \text{ м}^3$	$V = 8,40 \text{ м}^3$	$V = 22,58 \text{ м}^3$	$V = 8,40 \text{ м}^3$	$V = 4,20 \text{ м}^3$	$V = 4,20 \text{ м}^3$
$K_{\text{прм}} = 22,05$	$K_{\text{прм}} = 13,13$	$K_{\text{прм}} = 10,50$	$K_{\text{прм}} = 13,28$	$K_{\text{прм}} = 9,33$	$K_{\text{прм}} = 8,40$	$K_{\text{прм}} = 8,40$

На Рисунке 4.11 показаны изолинии вертикальных напряжений в основании, а на Рисунке 4.12 – вертикальные перемещения грунтового основания фундаментной плиты усиленного по разным схемам – сплошным контурным армированием около угловой части на участках длиной $0,53b$ 10-, 5- и 2-уровневым по глубине с усилением и без усиления под подошвой.

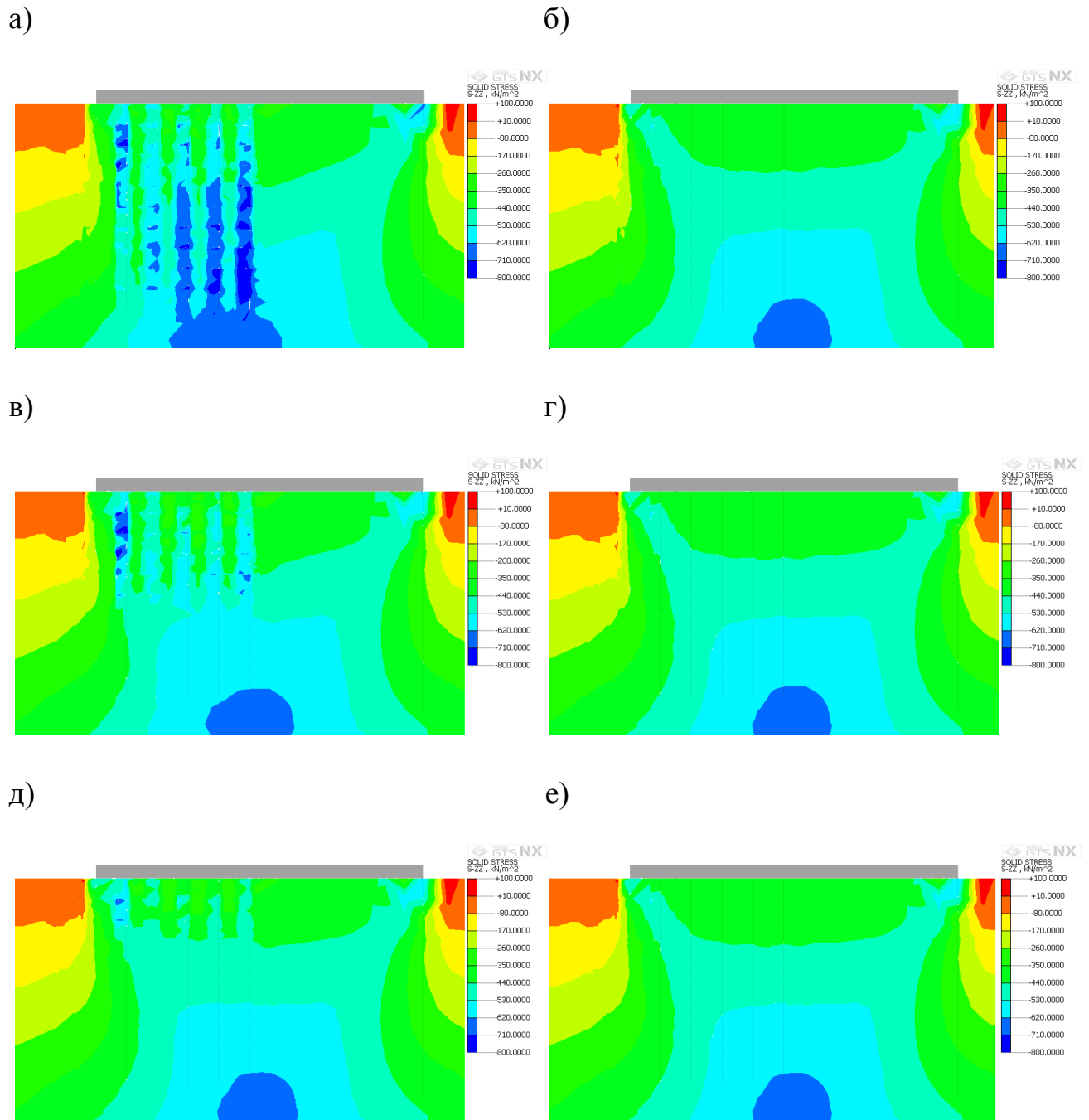


Рисунок 4.11. Изолинии вертикальных напряжений в грунтовом основании фундаментной плиты после усиления угловой части сплошным контурным армированием на участках длиной $0,53b$: а, б – 10-уровневым с усилением («30-10-с») и без усиления («30-10») основания под подошвой; в, г – 5-уровневым с усилением («30-5-с») и без усиления («30-5») основания под подошвой; д, е – 2-уровневым с усилением («30-2-с») и без усиления («30-2») основания под подошвой.

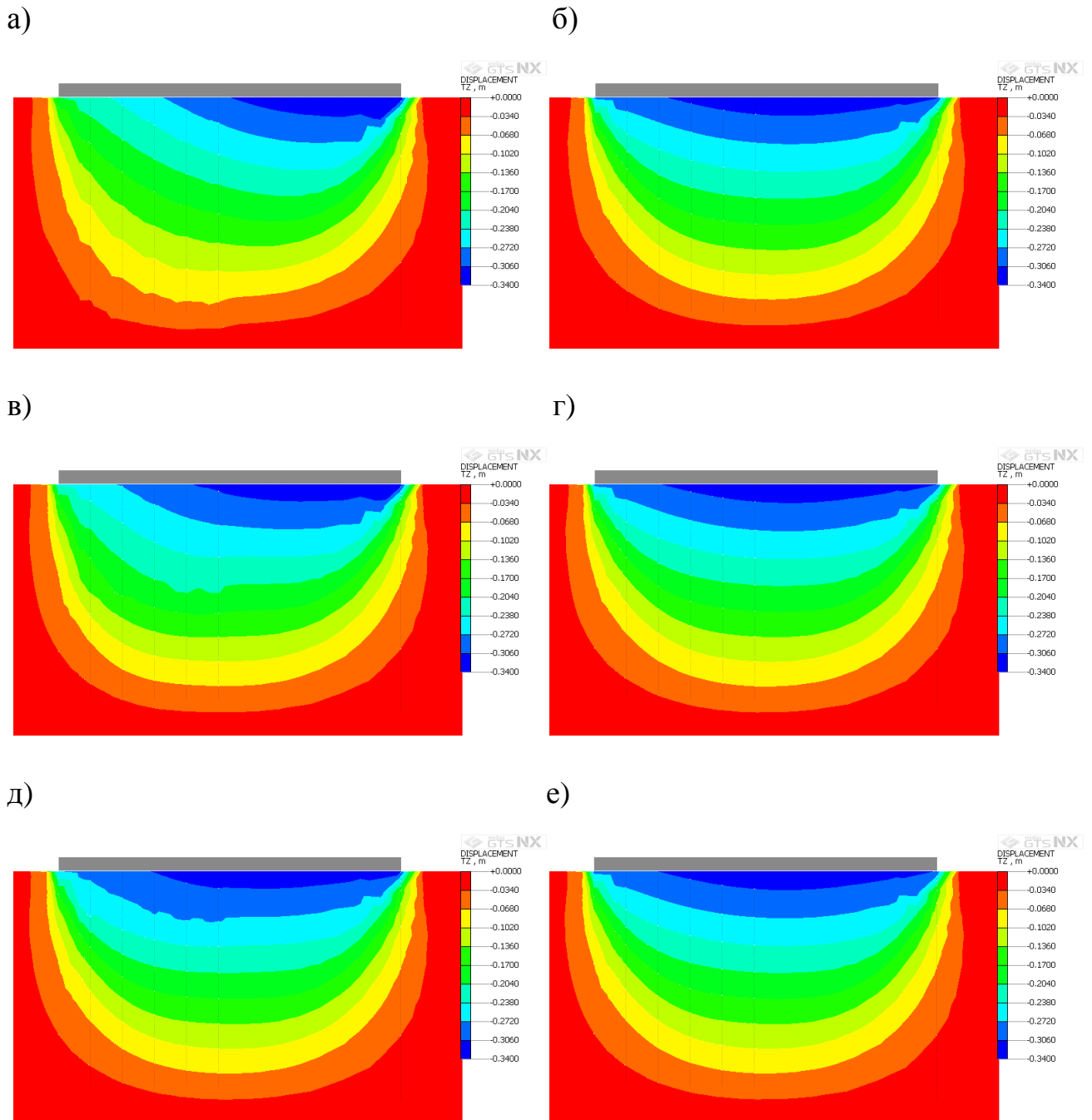


Рисунок 4.12. Изолинии вертикальных перемещений грунтового основания фундаментной плиты после усиления угловой части сплошным контурным армированием на участках длиной $0,53b$: а, б – 10-уровневым с усилением («30-10-с») и без усиления («30-10») основания под подошвой; в, г – 5-уровневым с усилением («30-5-с») и без усиления («30-5») основания под подошвой; д, е – 2-уровневым с усилением («30-2-с») и без усиления («30-2») основания под подошвой.

Армирование грунтового основания плитных фундаментов – эффективный способ усиления. Так, при сплошном контурном армировании вдоль смежных сторон на участках длиной 0,53b 10-уровневым по глубине с 25 столбцами армоэлементов под подошвой («30-10-с») осадка угловой точки плитного фундамента уменьшается на 31% (202 мм против 294 мм на не усиленном основании). Сплошное контурное армирование без усиления под подошвой («30-10») снижает осадку до – 279 мм или на 5%.

Сокращение количества армоэлементов под подошвой плиты или длины участков, как со сплошным так и с прерывистым контурным армированием, приводит к увеличению деформаций грунтового основания, однако коэффициент приведенного расхода материала при этом заметно уменьшается. Например, при усилении по схеме «16-10-с» (9 столбцов под подошвой) коэффициент приведенного расхода материала равен $K_{ПРМ} = 19,13$ вместо $K_{ПРМ} = 29,96$ для варианта «30-10-с» (25 столбцов). При 10-уровневом по глубине сплошном контурном армировании на участках длиной 0,53b – $K_{ПРМ} = 52,50$ («30-10»), на участках 0,28b – $K_{ПРМ} = 35,00$ («16-10») и на участках 0,14b – $K_{ПРМ} = 30,00$ («8-10»). При прерывистом армировании на участках длиной 0,53b коэффициент приведенного расхода материала равен $K_{ПРМ} = 42,00$ («16п-10»), а на участках длиной 0,24b – $K_{ПРМ} = 30,00$ («8п-10»). Закономерность верна для любого количества уровней по глубине.

Прерывистое контурное армирование эффективнее с позиции расхода материала. При сплошном армировании на участках длиной 0,53b 10-уровневым по глубине коэффициент приведенного расхода равен $K_{ПРМ} = 52,50$ («30-10»), а при прерывистом – $K_{ПРМ} = 42,00$ («16п-10»). При 5-уровневом сплошном – $K_{ПРМ} = 30,29$ («30-5»), при прерывистом – $K_{ПРМ} = 23,33$ («16п-5»), при 2-уровневом – $K_{ПРМ} = 13,13$ («30-2») и $K_{ПРМ} = 10,50$ («16п-2»). Это справедливо и для схем с более короткими участками контурного армирования.

Осадки основания с прерывистым контурным армированием вдоль угловой части фундаментной плиты близки к значениям при сплошном с таким же объемом армоэлементов. Например, осадка при усилении прерывистым контурным армированием по схеме «16п-10» (по 8 столбцов армоэлементов на участках дли-

ной 0,53b, 10 уровней по глубине) – 284 мм, а при сплошном контурном армировании по схеме «16-10» (по 8 столбцов на участках длиной 0,28b, 10 уровней по глубине) – 282 мм. Осадки при прерывистом по схеме «8п-10» и сплошном контурном армировании по схеме «8-10» одинаковы – 287 мм.

Глубина контурного армирования плитного фундамента не оказывает принципиального влияния на деформации грунтового основания. Увеличение глубины с 2 до 10 уровней, как сплошного («30-2», «30-10»), так и прерывистого («16п-2», «16п-10») контурного армирования на участках длиной 0,53b приводит к уменьшению осадки на 3 мм в первом и на 2 мм во втором случае. Соответственно, при увеличении глубины с 2 до 10 уровней при сплошном армировании на участках длиной 0,28b («16-2», «16-10») и прерывистом на участках длиной 0,24b («8п-2», «8п-10») осадки снижаются также на 3 и 2 мм.

Увеличение глубины армирования под подошвой приводит к заметному уменьшению деформаций. При 2-уровневом армировании с расположением армоэлементов в плане по схеме «30-с» (25 столбцов под подошвой, сплошное армирование на участках длиной 0,53b) осадка угловой точки плиты составляет 269 мм, при 5-уровневом – 240 мм, а при 10-уровневом – 202 мм. Изменение глубины армирования с расположением армоэлементов по схеме «16-с» (9 столбцов, сплошное армирование на участках длиной 0,28b) с 2 до 5 и до 10 уровней приводит к уменьшению осадки угловой точки плитного фундамента с 277 мм до 258 мм и 235 мм соответственно.

4.5. Выводы по главе 4

1. Усиление твердыми включениями основания фундаментов всех типов трансформирует напряженно-деформированное состояние грунтового массива; изменение схемы усиления с увеличением количества армоэлементов уменьшает напряжения и вертикальные деформации, непосредственно под подошвой и в активной зоне фундаментов.

При прерывистом контурном армировании фундаментов мелкого заложения снижение осадки может достигать 16% относительно осадки на не усиленном основании, свайных фундаментов – 6% и угловой точки плитных фундаментов – 3%. При сплошном контурном армировании осадка может быть снижена на 24%, 9% и 5% соответственно. Армирование основания под подошвой угловой части плитного фундамента уменьшает осадку угловой точки на 31%.

2. К максимальному уменьшению деформаций грунтового основания фундаментов мелкого заложения приводит усиление наибольшим количеством армоэлементов – сплошным контурным армированием вдоль всего периметра столбчатого фундамента и сплошным контурным армированием с усилением основания под угловой частью плиты. Однако любая схема армирования снижает осадку, при этом в большинстве случаев, коэффициент приведенного расхода материала $K_{\text{ПРМ}}$ растет вместе с увеличением объема используемых армоэлементов.

Наиболее эффективные схемы усиления свайных фундаментов – усиление инъекционными телами межсвайного пространства или грунтового основания под нижними концами свай. Последний вариант выгодней с позиции удельного расхода материала. Контурное армирование свайных фундаментов также достаточно результативно – осадка может быть снижена на 9%.

3. Прерывистое контурное армирование рентабельней сплошного, коэффициент приведенного расхода материала при армировании участков одинаковой длины в первом случае меньше. Прерывистое контурное армирование вдоль всего периметра фундаментов мелкого заложения и свайных фундаментов эффективнее усиления сплошным армированием вдоль двух противоположных сторон – деформации основания и значение коэффициента приведенного расхода во втором случае выше. Осадки грунтового основания с прерывистым контурным армированием около угловой части плитного фундамента близки к значениям осадок при усилении сплошным контурным армированием более коротких участков (при одинаковом объеме армоэлементов).

4. Оптимальная глубина армирования грунтового основания фундаментов мелкого заложения составляет $0,9b \dots 1,2b$ (где b – ширина подошвы фундамента).

Увеличение глубины как прерывистого, так и сплошного контурного армирования вдоль смежных сторон плитного фундамента, не оказывает принципиального влияния на деформации грунтового основания. Увеличение глубины армирования под подошвой приводит к существенному уменьшению осадки угловой точки фундаментной плиты.

ГЛАВА 5. УСИЛЕНИЕ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ ЗДАНИЙ МЕТОДОМ ПАКЕТНОГО ВЫСОКОНАПОРНОГО ИНЪЕЦИРОВАНИЯ

5.1. Подход к усилению грунтового основания пакетным высоконапорным инъецированием

Обобщая результаты лабораторных экспериментов и численных исследований справедливо заключить, что обязательным условием эффективного усиления высоконапорным инъецированием является создание в грунтовом массиве твердых инъекционных тел – армоэлементов, установленной формы, расположенных по конкретным геометрическим схемам. Беспорядочное размещение включений неопределенной конфигурации приводит к непрогнозируемым результатам. Второе, деформации грунтового основания напрямую зависят от объема инъекционных тел – увеличение количества армоэлементов ведет к снижению осадок. Однако при этом, даже минимальное армирование положительно сказывается на напряженно-деформированном состоянии грунтового массива, а удельная эффективность усиления снижается вместе с увеличением количества армоэлементов.

Метод пакетного высоконапорного инъецирования позволяет создавать в основании сложенном глинистыми грунтами вертикальные и горизонтальные тела правильной формы. Экспериментально подтвержденные размеры вертикальных инъекционных тел не менее $1,8 \times 1,6 \times 0,25$ м (длина, высота и толщина) при расстоянии между инъекторами 1,2 м, а линейный размер горизонтальных тел дисковидной формы существенно превышает диаметр окружности описанной около условного равностороннего треугольника со сторонами длиной $20d$, где d – диаметр инъектора (глава 2).

Выполнение на практике инъекционных тел больших размеров может только положительно сказаться на эффективности усиления – результаты лабораторных экспериментов свидетельствуют, что укрупнение армоэлементов ведет к снижению осадок фундаментов. Сокращение и ликвидация зазоров между инъек-

ционными телами способствует формированию сплошных массивов, что очевидно, также положительно влияет на деформации грунтового основания.

Из вышесказанного следует, что усиление пакетным высоконапорным инъецированием целесообразно выполнять поэтапно – увеличивая количество армоэлементов, и соответственно меняя схему их расположения в плане (от прерывистого контурного армирования к сплошному, от армирования вдоль двух противоположных сторон к армированию вдоль всего периметра, от сплошного контурного армирования к выполнению армоэлементов под подошвой фундамента). При этом необходимость проведения последующих работ определяется по результатам мониторинга за динамикой развития деформаций грунтового основания в процессе и после завершения каждого этапа. Варианты поэтапного усиления фундаментов разных типов приведены в п. 5.2.

Поэтапное усиление грунтового основания пакетным высоконапорным инъецированием, очевидно, является *«наблюдательным методом»: методом проектирования, изначально предполагающим возможность корректировки проекта на основании геотехнического мониторинга* [132, 135].

В соответствии с СП 248.1325800.2016 «Сооружения подземные. Правила проектирования» [134] «для применения наблюдательного метода до начала строительства необходимо:

- выполнить предварительный расчетный прогноз;
- установить контролируемые критерии и характеристики;
- установить допустимые пределы контролируемых характеристик;
- оценить возможный диапазон этих характеристик и удостовериться, что с приемлемой вероятностью реальные характеристики будут находиться в допустимых пределах;
- разработать программу контроля (мониторинга) изменения выбранных характеристик;
- убедиться, что время реакции измерительных систем мониторинга и процедуры обработки и анализа результатов занимают достаточно мало вре-

мени по отношению к ожидаемой скорости развития ситуации на площадке для принятия своевременных действий;

- разработать план мероприятий, которые следует применить в случае превышения контролируруемыми характеристиками допустимых пределов».

Предварительный расчетный прогноз усиления грунтового основания фундаментов разных типов методом пакетного высоконапорного инъецирования выполнен в диссертационной работе, в рамках численных исследований (глава 4) и представлен в Таблицах 4.2, 4.4, 4.6, 4.8, 4.10 и повторно приведен в Таблицах 5.1-5.10. В процессе строительства, после приложения нагрузки, характеристики грунтового основания (например, модуль деформации или коэффициент постели) могут быть уточнены, что позволит, в случае необходимости выполнить конкретизированное расчетное обоснование [45, 130]. Определить параметры инъецирования и физико-механические свойства инъекционных тел можно по результатам экспериментальных работ на опытном полигоне с аналогичными грунтовыми условиями, в непосредственной близости от усиливаемого объекта [62].

Контролируемый параметр при поэтапном усилении пакетным высоконапорным инъецированием – динамика развития осадок фундаментов. В процессе работ производится постоянный геодезический контроль: количество марок зависит от конструктивной схемы и габаритов, количество циклов измерений – от темпов строительства или скорости нарастания деформаций. В случае нового строительства после выполнения очередного этапа следует определять относительные осадки $(\Delta S/L)_u$ или крены i_u и сравнивать их с расчетными значениями или предельными, указанными в нормативной литературе. При усилении аварийных или реконструируемых зданий показателем является затухание деформаций. За условную стабилизацию можно принять приращение осадок фундаментов ΔS_y не более чем на 1 мм за 3 месяца.

Так как, увеличение глубины армирования на практике проблематично, количество инъекционных горизонтов должно определяться до начала работ. Глубину армирования основания фундаментов мелкого заложения следует назначать в пределах $0,9b \dots 1,2b$ от подошвы (п. 4.2); свайных фундаментов – до нижней

границы сжимаемой толщи – для исключения возможности распространения раствора за контуры ростверка при формировании инъекционных тел под острием свай или в межсвайном пространстве. Глубина армирования плитных фундаментов зависит от мощности активной зоны основания и инженерно-геологических условий площадки – наличия в разрезе прослоев слабых грунтов (Рисунок 5.1) [59, 62, 79, 157].

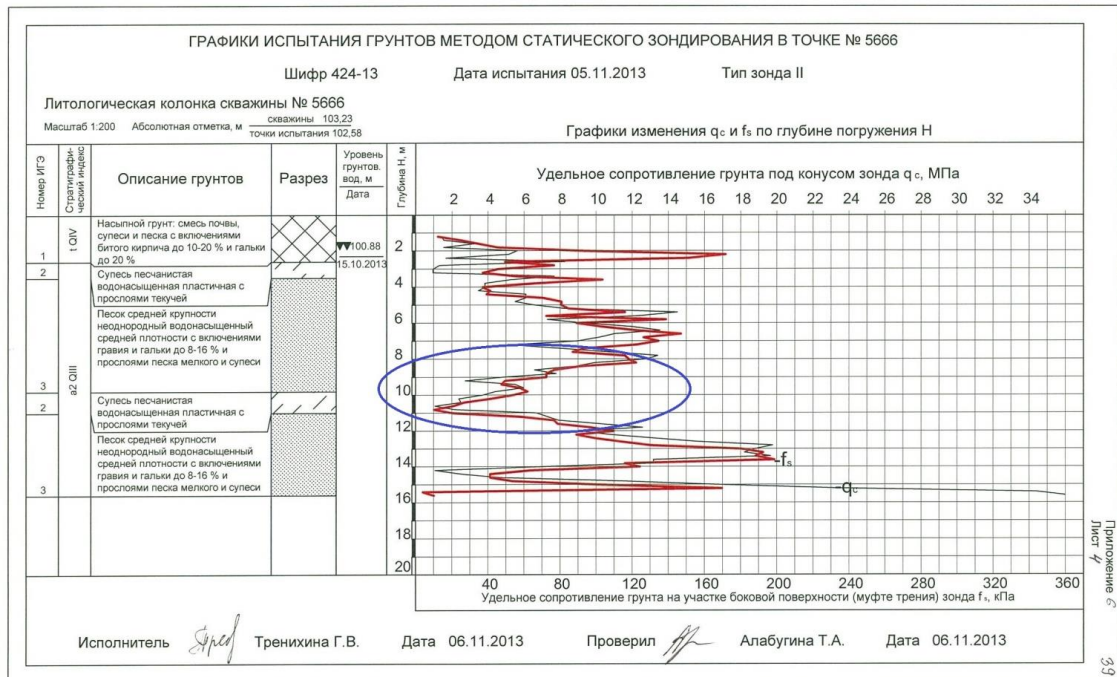


Рисунок 5.1. Прослой слабых грунтов, вскрытый статическим зондированием.

Помимо вполне очевидной экономии, положительная сторона поэтапного усиления – отсутствие риска негативных последствий избыточного нагнетания цементно-песчаной смеси и создания искусственной неоднородности грунтового основания.

5.2. Усиление фундаментов

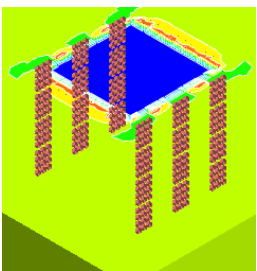
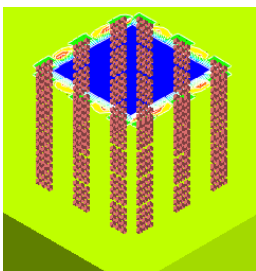
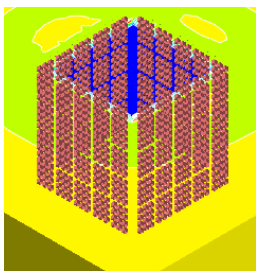
методом пакетного высоконапорного инъецирования

Далее представлены варианты поэтапного усиления фундаментов пакетным высоконапорным инъецированием с последовательным увеличением количества

армоэлементов и соответственно изменением схемы армирования. Первый вариант усиления столбчатых фундаментов мелкого заложения включает следующие этапы (Таблица 5.1):

- прерывистое контурное армирование вдоль двух противоположных сторон фундамента;
- прерывистое контурное армирование вдоль всего периметра фундамента;
- сплошное контурное армирование вдоль всего периметра фундамента.

Таблица 5.1 – Последовательность усиления контурным армированием столбчатого фундамента мелкого заложения (1-й вариант)

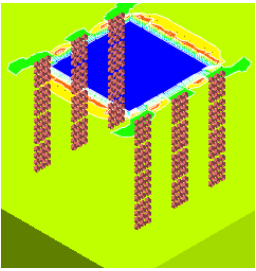
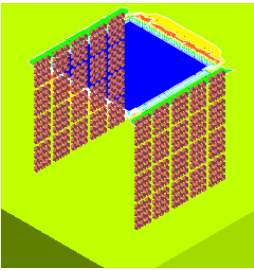
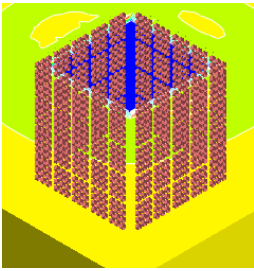
1-й этап	2-й этап	3-й этап
		
$\Delta S / S_e = 7\%$ $K_{ПРМ} = 1,68$	$\Delta S / S_e = 15\%$ $K_{ПРМ} = 1,60$	$\Delta S / S_e = 22\%$ $K_{ПРМ} = 1,75$

Примечание. В Таблицах 5.1-5.10: $\Delta S / S_e$ – разность осадок фундамента на естественном и на усиленном основании в процентах; $K_{ПРМ}$ – коэффициент приведенного расхода материала, равный отношению объема V (m^3) армоэлементов к разности осадок ΔS (см) (глава 4).

Второй вариант усиления столбчатых фундаментов (Таблица 5.2):

- прерывистое контурное армирование вдоль двух противоположных сторон фундамента;
- сплошное контурное армирование вдоль двух противоположных сторон фундамента;
- сплошное контурное армирование вдоль всего периметра фундамента.

Таблица 5.2 – Последовательность усиления
контурным армированием столбчатого фундамента
мелкого заложения (2-й вариант)

1-й этап	2-й этап	3-й этап
		
$\Delta S / S_e = 7\%$ $K_{ПРМ} = 1,68$	$\Delta S / S_e = 12\%$ $K_{ПРМ} = 1,65$	$\Delta S / S_e = 22\%$ $K_{ПРМ} = 1,75$

Выбор варианта зависит от конструктивных особенностей здания, возможности размещения инъекционного оборудования и прочих факторов.

Усиление ленточных фундаментов мелкого заложения осуществляется (Таблица 5.3):

- прерывистым контурным армированием вдоль двух противоположных сторон фундамента;
- сплошным контурным армированием вдоль двух противоположных сторон фундамента.

Последующий этап усиления фундаментов мелкого заложения при необходимости – нагнетание цементно-песчаного раствора под подошву и формирование твердого инъекционного тела в активной зоне грунтового основания.

Первый вариант усиления свайного куста содержит следующую последовательность (Таблица 5.4):

- прерывистое контурное армирование вдоль двух противоположных сторон ростверка;
- прерывистое контурное армирование вдоль всего периметра ростверка;
- сплошное контурное армирование вдоль всего периметра ростверка;
- формирование инъекционного тела под нижними концами свай.

Таблица 5.3 – Последовательность усиления контурным армированием ленточного фундамента мелкого заложения

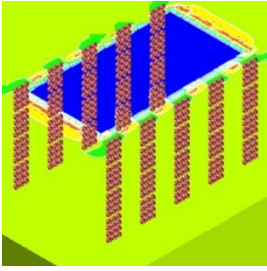
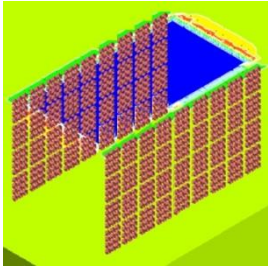
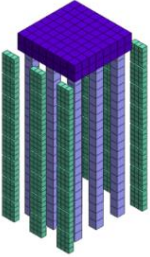
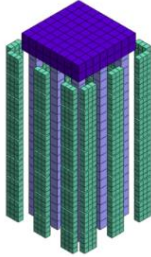
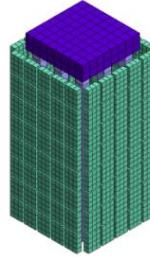
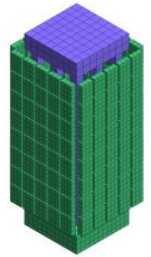
1-й этап	2-й этап
	
$\Delta S / S_e \sim 15\%$ $K_{ПРМ} \sim 1,68$	$\Delta S / S_e \sim 22\%$ $K_{ПРМ} \sim 1,65$

Таблица 5.4 – Последовательность усиления контурным армированием свайного куста (1-й вариант)

1-й этап	2-й этап	3-й этап	4-й этап
			
$\Delta S / S_e = 3\%$ $K_{ПРМ} = 8,40$	$\Delta S / S_e = 6\%$ $K_{ПРМ} = 8,40$	$\Delta S / S_e = 9\%$ $K_{ПРМ} = 9,33$	$\Delta S / S_e = 31\%$ $K_{ПРМ} = 2,87$

Второй вариант усиления свайного куста (Таблица 5.5):

- прерывистое контурное армирование вдоль двух противоположных сторон ростверка;
- сплошное контурное армирование вдоль двух противоположных сторон ростверка;
- сплошное контурное армирование вдоль всего периметра ростверка;
- формирование инъекционного тела под нижними концами свай.

Третий вариант представлен в Таблице 5.6 и предполагает работы:

- по формированию инъекционного тела под нижними концами свай;
- по формированию инъекционных тел в межсвайном пространстве.

Таблица 5.5 – Последовательность усиления контурным армированием свайного куста (2-й вариант)

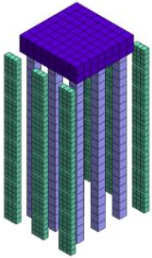
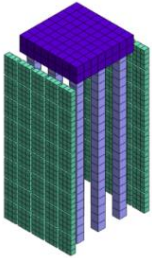
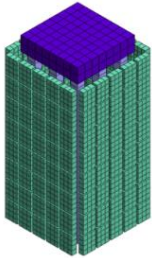
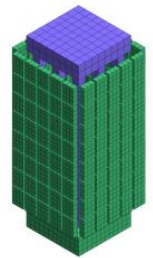
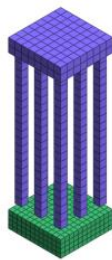

1-й этап	2-й этап	3-й этап	4-й этап
			
$\Delta S / S_e = 3\%$ $K_{ПРМ} = 8,40$	$\Delta S / S_e = 4\%$ $K_{ПРМ} = 9,33$	$\Delta S / S_e = 9\%$ $K_{ПРМ} = 9,33$	$\Delta S / S_e = 31\%$ $K_{ПРМ} = 2,87$

Таблица 5.6 – Последовательность усиления межсвайного пространства инъекционными телами

1-й этап	2-й этап
	
$\Delta S / S_e = 27\%$ $K_{ПРМ} = 0,86$	$\Delta S / S_e = 39\%$ $K_{ПРМ} = 4,00$

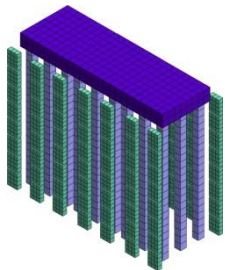
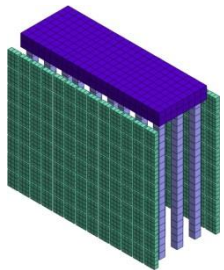
Выбор варианта контурного армирования свайных фундаментов, как и для фундаментов мелкого заложения, зависит от возможности размещения инъекционного оборудования и других обстоятельств. Однако лабораторные эксперименты показывают, что сплошное армирование вдоль двух противоположных сторон ростверка эффективнее прерывистого вдоль всего периметра, что впрочем, не подтверждается численными исследованиями (п. 3.4, п. 4.3.1).

Усиление свайного куста путем формирования инъекционного тела под нижними концами свай или инъекционных тел в межсвайном пространстве, может проводиться как без, так и после выполнения контурного армирования. Последнее предпочтительней, так как армоэлементы являются экраном, препятствующим возможному неконтролируемому распространению инъекционного раствора из-под ростверка.

Усиление ленточных свайных фундаментов может производиться в 2 этапа (Таблица 5.7):

- прерывистое контурное армирование вдоль двух противоположных сторон ростверка;
- сплошное контурное армирование вдоль двух противоположных сторон ростверка.

Таблица 5.7 – Последовательность усиления контурным армированием ленточных свайных фундаментов

1-й этап	2-й этап
	
$\Delta S / S_e \sim 6\%$ $K_{ПРМ} \sim 8,40$	$\Delta S / S_e \sim 9\%$ $K_{ПРМ} \sim 9,33$

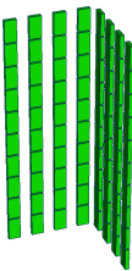
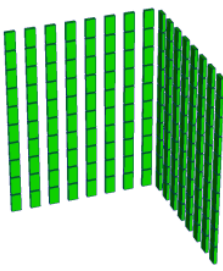
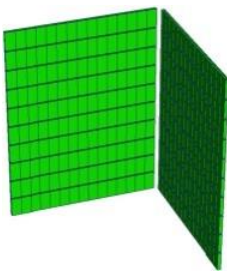
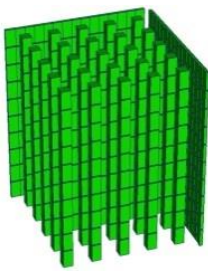
После 2-го этапа возможно выполнение усиления путем формирования инъекционных тел, как под острием свай, так и в межсвайном пространстве.

Первый вариант усиления основания плитных фундаментов включает следующую последовательность (Таблица 5.8):

- прерывистое контурное армирование вдоль смежных сторон от угла фундаментной плиты в направлении зафиксированного крена на участках длиной $\sim 0,25b$ (где b – ширина плитного фундамента);

- прерывистое контурное армирование вдоль смежных сторон от угла фундаментной плиты на участках длиной $\sim 0,5b$;
- сплошное контурное армирование вдоль смежных сторон от угла фундаментной плиты на участках длиной $\sim 0,5b$;
- армирование грунтового основания под подошвой угловой части плиты, около которой выполнено контурное армирование.

Таблица 5.8 – Последовательность усиления армированием плитного фундамента (1-й вариант)

1-й этап	2-й этап	3-й этап	4-й этап
			
$\Delta S / S_e = 2\%$ $K_{ПРМ} = 30,00$	$\Delta S / S_e = 3\%$ $K_{ПРМ} = 42,00$	$\Delta S / S_e = 5\%$ $K_{ПРМ} = 52,50$	$\Delta S / S_e = 31\%$ $K_{ПРМ} = 29,96$

2-й вариант (Таблица 5.9):

- сплошное контурное армирование вдоль смежных сторон от угла фундаментной плиты на участках длиной $\sim 0,125b$;
- сплошное контурное армирование вдоль смежных сторон от угла фундаментной плиты на участках длиной $\sim 0,25b$;
- сплошное контурное армирование вдоль смежных сторон от угла фундаментной плиты на участках длиной $\sim 0,5b$;
- армирование грунтового основания под подошвой угловой части плиты, около которой выполнено контурное армирование.

При усилении грунтового основания плитных фундаментов контурным армированием возможен иной порядок, например (Таблица 5.10):

- прерывистое контурное армирование вдоль смежных сторон от угла фундаментной плиты на участках длиной $\sim 0,25b$;

- сплошное контурное армирование вдоль смежных сторон от угла фундаментной плиты на участках длиной $\sim 0,25b$;
- сплошное контурное армирование вдоль смежных сторон от угла фундаментной плиты на участках длиной $\sim 0,5b$;
- армирование грунтового основания под подошвой угловой части плиты, около которой выполнено контурное армирование.

Таблица 5.9 – Последовательность усиления армированием плитного фундамента (2-й вариант)

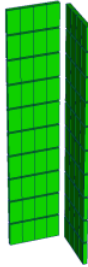
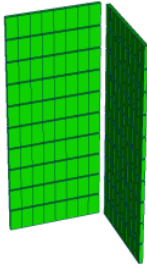
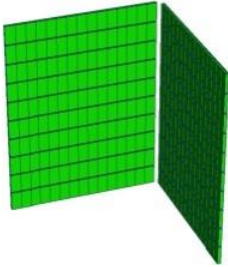
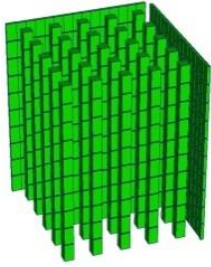
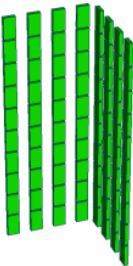
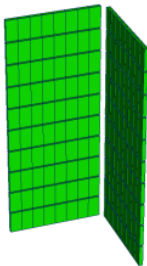
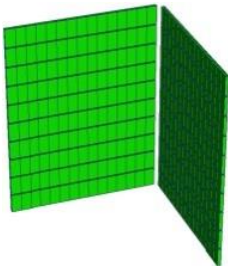
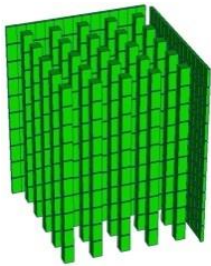
1-й этап	2-й этап	3-й этап	4-й этап
			
$\Delta S / S_e = 2\%$ $K_{ПРМ} = 30,00$	$\Delta S / S_e = 4\%$ $K_{ПРМ} = 35,00$	$\Delta S / S_e = 5\%$ $K_{ПРМ} = 52,50$	$\Delta S / S_e = 31\%$ $K_{ПРМ} = 29,96$

Таблица 5.10 – Последовательность усиления армированием плитного фундамента (3-й вариант)

1-й этап	2-й этап	3-й этап	4-й этап
			
$\Delta S / S_e = 2\%$ $K_{ПРМ} = 30,00$	$\Delta S / S_e = 4\%$ $K_{ПРМ} = 35,00$	$\Delta S / S_e = 5\%$ $K_{ПРМ} = 52,50$	$\Delta S / S_e = 31\%$ $K_{ПРМ} = 29,96$

Армоэлементы под подошвой плиты также выполняются поэтапно – от угла к центру, их количество зависит от динамики развития неравномерных деформаций, выявленной в ходе работ по усилению.

Алгоритм поэтапного усиления фундаментов (мелкого заложения, свайных и плитных) пакетным высоконапорным инъецированием цементно-песчаного раствора представлен в Таблице 5.11.

Таблица 5.11 – Алгоритм усиления фундаментов пакетным высоконапорным инъецированием

Наименование этапа	Фундаменты мелкого заложения	Свайные фундаменты	Плитные фундаменты
1	2	3	4
Назначение глубины усиления	0,9b...1,2b	Hc	Hc, ИГ условия площадки
1-й этап усиления	Прерывистое контурное армирование вдоль двух противоположных сторон фундамента	Прерывистое контурное армирование вдоль двух противоположных сторон ростверка	Прерывистое контурное армирование вдоль смежных сторон на участках длиной ~0,25b
Геодезический контроль осадок фундаментов	$\Delta S_n < \Delta S_y$ – прекращение работ; $\Delta S_n > \Delta S_y$ – выполнение следующего этапа		$(\Delta S/L)_n < (\Delta S/L)_u$ – прекращение работ; $(\Delta S/L)_n > (\Delta S/L)_u$ – выполнение следующего этапа
2-й этап усиления	Сплошное контурное армирование вдоль двух противоположных сторон фундамента	Сплошное контурное армирование вдоль двух противоположных сторон ростверка	Прерывистое контурное армирование вдоль смежных сторон на участках длиной ~0,5b
Геодезический контроль осадок фундаментов	$\Delta S_n < \Delta S_y$ – прекращение работ $\Delta S_n > \Delta S_y$ – выполнение следующего этапа		$(\Delta S/L)_n < (\Delta S/L)_u$ – прекращение работ; $(\Delta S/L)_n > (\Delta S/L)_u$ – выполнение следующего этапа
3-й этап усиления	Сплошное контурное армирование вдоль всего периметра фундамента	Сплошное контурное армирование вдоль всего периметра ростверка	Сплошное контурное армирование вдоль смежных сторон на участках длиной ~0,5b

Окончание Таблицы 5.11.

1	2		3
Геодезический контроль осадок фундаментов	$\Delta S_n < \Delta S_y$ – прекращение работ; $\Delta S_n > \Delta S_y$ – выполнение следующего этапа		$(\Delta S/L)_n < (\Delta S/L)_u$ – прекращение работ; $(\Delta S/L)_n > (\Delta S/L)_u$ – выполнение следующего этапа
Расчетное обоснование варианта усиления	-		Расчет осадок плитного фундамента на армированном грунтовом основании (п. 5.5.1)
4-й этап усиления	Формирование инъекционного тела под подошвой фундамента	Формирование инъекционного тела под нижними концами свай	Выполнение армоэлементов под подошвой около угла фундаментной плиты (9 столбцов)
Геодезический контроль осадок фундаментов	-	$\Delta S_n < \Delta S_y$ – прекращение работ; $\Delta S_n > \Delta S_y$ – выполнение следующего этапа	$(\Delta S/L)_n < (\Delta S/L)_u$ – прекращение работ; $(\Delta S/L)_n > (\Delta S/L)_u$ – выполнение следующего этапа
5-й этап усиления	-	Формирование инъекционных тел в межсвайном пространстве	Выполнение дополнительных армоэлементов под подошвой фундаментной плиты (16 столбцов)

Примечание. b – ширина подошвы фундамента (м); l – длина свай (м); H_c – глубина сжимаемой толщи (м); ΔS_n – приращение осадки фундамента после работ очередного этапа; ΔS_y – условная стабилизация приращения осадки фундамента; $(\Delta S/L)_n$ – относительная разность осадок после работ очередного этапа; $(\Delta S/L)_u$ – предельное значение относительной разности осадок.

В Таблице 5.11 для каждого типа фундамента приведено по одному из возможных вариантов усиления основания пакетным высоконапорным инъецированием, представленных в Таблицах 5.1-5.10.

Результативность любой схемы можно оценить по разности осадок фундамента на естественном основании и после усиления $\Delta S / S_e$ – показателю снижения осадки. Соответствующие значения приведены в главе 4 и в Таблицах 5.1-5.10.

В Таблице 5.12 представлены показатели снижения осадки $\Delta S / S_e$, определенные для зданий, усиленных пакетным высоконапорным инъецированием, в программном комплексе MIDAS и по данным геодезического мониторинга. Расхождение не превышает 10%, что позволяет рекомендовать результаты численных исследований, выполненных в диссертационной работе, для прогнозирования деформационного состояния грунтового основания при усилении армоэлементами – твердыми инъекционными телами.

Таблица 5.12. Показатели снижения осадок для разных типов фундаментов

Тип фундамента	Схема усиления	Осадка фундамента, мм		Показатель снижения осадки, $\Delta S / S_e$	
		На естественном основании (расчетное значение, СНИП)	После усиления (натурные наблюдения)	Расчетное значение (MIDAS)	Натурные наблюдения
Ленточный		63	43	22%	32%
Плитный		141	121	5%	14%
		284	179	31%	37%

Примечание. Примеры усиления грунтового основания зданий методом пакетного высоконапорного инъецирования приведены в Приложении 1.

5.3. Особенности усиления фундаментов мелкого заложения малоэтажных и исторических зданий

Характерной особенностью малоэтажных зданий является небольшой уровень нагрузок, действующих на грунтовое основание. Как следствие, фундаменты обычно выполняются ленточными с шириной подошвы не более 1,5 м, а глубина заложения назначается конструктивно – исходя из наличия или отсутствия подвала (цокольного этажа) и редко превышает 3,0...3,5 м.

Другая особенность – недостаточность данных о грунтовом основании из-за недопустимого объема инженерно-геологических исследований. При комплексной малоэтажной застройке изыскания обычно проводятся на поселок в целом со значительными расстояниями между выработками и имеют небольшую глубину. В случае одиночного сельского строительства, исследования грунтов, в лучшем случае, ограничиваются отбором нескольких монолитов на отметке заложения подошвы фундаментов или не выполняются совсем.

Наличие на территории строительства просадочных или слабых грунтов часто приводит к появлению трещин и других повреждений надземных конструкций в результате неравномерных деформаций, проявляющихся как в процессе строительства, так и в период эксплуатации (Рисунок 5.2) [65].

Усиление основания и фундаментов малоэтажных зданий для стабилизации и устранения неравномерных деформаций во многих случаях целесообразно выполнять методом пакетного высоконапорного инъецирования.

В ходе 1-го и 2-го этапа создаются вертикальные инъекционные тела с обеих сторон ленточного фундамента – соответственно прерывистое и сплошное контурное армирование. Контурное армирование способствует работе грунта под подошвой в условиях, подобных компрессионным, что положительно сказывается на стабилизации деформаций основания, и в зависимости от динамики развития осадок, работы по усилению, как после 1-го, так и после 2-го этапа, могут быть прекращены.

Третий этап – нагнетание цементно-песчаного раствора в грунт под подошвой фундамента для его уплотнения вплоть до создания избыточного давления, способствующего «подъему» здания.

а)



б)



Рисунок 5.2. Трещины в наружных стенах малоэтажных зданий с шириной раскрытия более 20 мм (а, б).

В строительной практике нередко возникает необходимость реконструкции зданий, требующих повышенного внимания к обеспечению их сохранности. Усиление грунтового основания и фундаментов таких объектов следует выполнять «щадящими» геотехнологиями, исключая вмешательство (часто способное вызвать дополнительные деформации и повреждения) в работу существующих строительных конструкций. При этом одним из важнейших требований является минимизация послеремонтных осадок, способных ухудшить их техническое состояние.

К «щадящим» геотехнологиям, не оказывающим прямого физического воздействия на усиливаемые здания (неизбежно происходящего, например, при подведении свай или увеличении подошвы фундаментов мелкого заложения) относится метод пакетного высоконапорного инъецирования [64, 155].

Примеры зданий и сооружений, требующих усиления «щадящими» геотехнологиями – исторические памятники Средней Азии.

Мечети и медресе Узбекистана представляют собой прямоугольные постройки, огражденные стеной с высоким порталным входом и внутренним двором, окаймляемым двумя или четырьмя сводчатыми айванами и обводными одноэтажными или двухэтажными худжрами, выполняемыми в виде галерей. На противоположной от входа стороне располагается главное здание, открытое просторной аркой во двор. В углах стен часто имеются 2- или 3-звеневые минареты.

Большинство строений характеризуются относительно небольшими нагрузками, передаваемыми на грунтовое основание. Они обычно возведены на ленточных фундаментах мелкого заложения с шириной подошвы, близкой к ширине стен – 0,9...1,2 м (ширина фундаментов под устои купольной части главного здания может достигать 3,0...4,0 м). Глубина заложения подошвы, как правило, определялась конструктивными требованиями и изменяется от 1,5...2,0 м до 3,0...4,0 м от поверхности. Материал фундаментов – кирпичная кладка с гипсовым заполнителем и рваный бут на глиняном растворе (Рисунок 5.3а). Основанием часто служит антропогенный слой грунта, мощностью 5,0 м и более, имеющий существенную неоднородность сложения: прослойки различной консистенции с отличающимися деформационными свойствами, включения кирпичного боя, шлама, бута и пр.

а)



б)

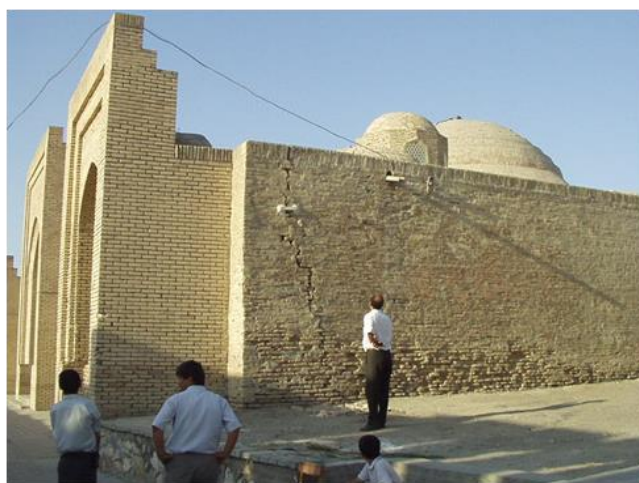


Рисунок 5.3. Фундаменты здания XIV века в Бухаре (а); трещины в наружной стене мавзолея Тим Абдулла-хана династии Шейбанидов (1577 г.) (б).

В настоящее время многие здания Узбекистана находятся в неудовлетворительном техническом состоянии и требуют восстановления и реставрации. Интенсивное развитие мелиорации в последние десятилетия, прокладка коммуникаций, экранирование поверхности асфальтовым покрытием и другие факторы вызвали значительное увеличение влажности и подъем уровня грунтовых вод. Это стало основной причиной существенных деформаций грунтового основания и появления дополнительных неравномерных осадок фундаментов, в т.ч. исторических зданий и сооружений, возрастом 400 и более лет (Рисунок 5.3б).

Одним из эффективных способов усиления фундаментов исторических зданий и сооружений Средней Азии является метод пакетного высоконапорного инъецирования [64, 155, 166].

Как и при усилении малоэтажных зданий, контурное армирование приводит к стабилизации развития деформаций. Однако при этом, элементы контурного армирования не только создают подобие компрессионных условий, но и препятствуют возможности неконтролируемого распространения раствора при работах по формированию инъекционных тел под подошвой фундаментов. Что особенно актуально при усилении оснований, характерных для исторических памятников – неоднородных по сложеню, имеющих пустоты, включения строительного мусора, органики и пр.

5.4. Усиление свайных фундаментов

Автором разработано 2 способа усиления свайных фундаментов пакетным высоконапорным инъецированием, защищенных патентами на изобретения РФ: «Способ усиления свайного фундамента» (№ 2728052, опубл. 28.07.20, Бюл. № 22 и № 2722901, опубл. 04.06.20, Бюл. № 16) (Приложение 2) [99, 100].

Первый способ включает 2 этапа: сплошное контурное армирование вдоль периметра свайного фундамента вертикальными инъекционными телами от подошвы до нижней границы сжимаемой толщи и усиление грунтового основания под нижними концами свай.

Вертикальные инъекционные тела формируются пакетным высоконапорным инъецированием – путем одновременной подачи цементно-песчаного раствора через ряд инъекторов, установленных вдоль прямой линии (глава 2). На каждой захватке нагнетание производится на нескольких инъекционных горизонтах снизу вверх. Высотная отметка нижнего горизонта назначается исходя из глубины сжимаемой толщи основания, количество горизонтов и захваток зависит от габаритов свайного фундамента (Рисунок 5.4).

Усиление грунтового основания под нижними концами свай выполняется подачей цементно-песчаного раствора через инъекторы погруженные сквозь отверстия в теле ростверка. Отверстия, для формирования горизонтальных инъекционных тел пакетным высоконапорным инъецированием, располагаются между сваями, по возможности, группами по 3 штуки в вершинах условного равнобедренного треугольника на расстоянии около 1,2 м друг от друга. Инъецирование производится одновременно через 3 инъектора (глава 2). Количество инъекционных горизонтов, как и при контурном армировании, определяется глубиной сжимаемой толщи основания.

Главным критерием окончания работ при создании вертикальных инъекционных тел служит объем закаченного раствора на одной захватке ($0,7 \dots 0,8 \text{ м}^3$ при проектных размерах тела $1,8 \times 1,6 \times 0,25 \text{ м}$). Процесс формирования горизонтальных тел под нижними концами свай можно останавливать при плавном повышении подающего давления – на 40% против рабочего, при объеме нагнетания не менее $0,3 \dots 0,4 \text{ м}^3$ на захватке (п. 6.2) [59, 156].

Контурное армирование свайного фундамента приводит к снижению деформаций грунтового основания (п. 5.2), а также препятствует возможному распространению инъекционного раствора за пределы ростверка при проведении работ 2-го этапа. Инъекционные тела непосредственно под нижними концами, своего рода, уширенная пята, способствуют увеличению несущей способности свай, а усиление сжимаемой толщи на всю глубину ведет к существенному снижению осадок фундамента за счет повышения модуля деформации основания (п. 3.4, п. 4.3.2).

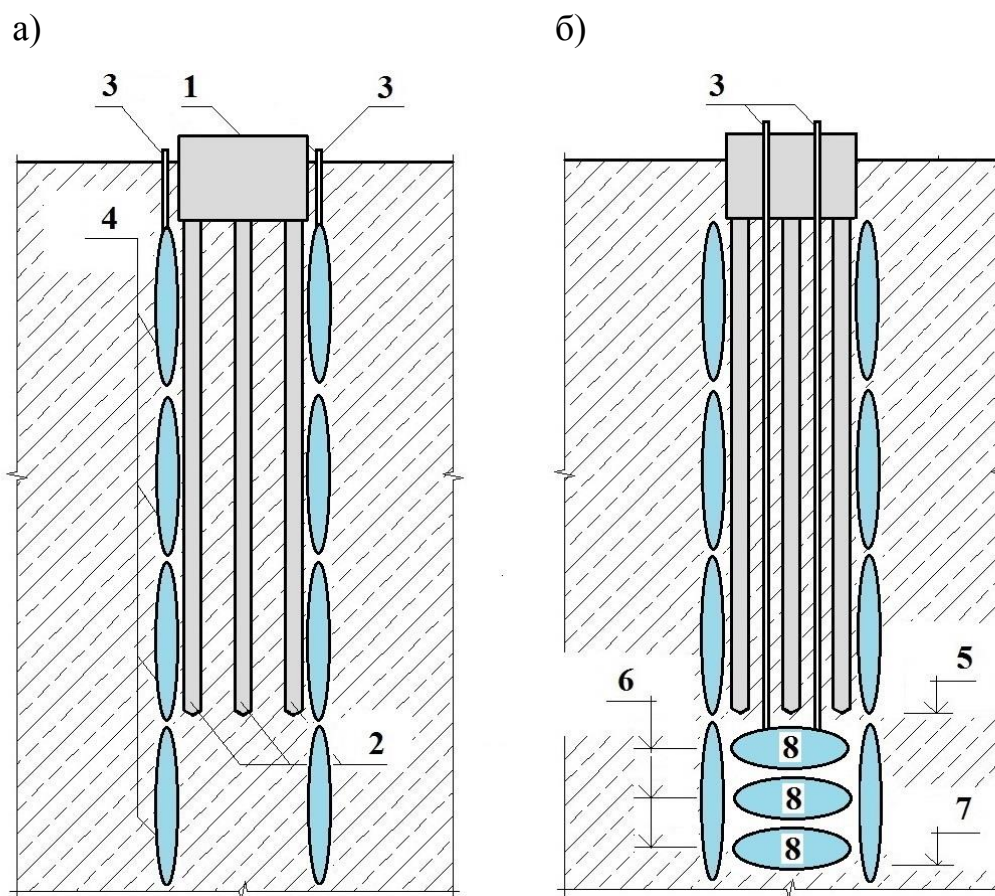


Рисунок 5.4. Этапы усиления свайных фундаментов пакетным высоконапорным инъецированием: контурное армирование свайного куста (а); усиление грунтового основания под нижними концами свай (б).

1 – свайный ростверк; 2 – сваи; 3 – инъекторы; 4 – вертикальные инъекционные тела; 5 – высотная отметка нижнего конца свай; 6 – высотные отметки инъекционных горизонтов; 7 – граница сжимаемой толщи; 8 – горизонтальные инъекционные тела.

Первый способ может применяться для усиления существующих свайных кустов из любых видов свай. Второй разработан для возможности увеличения несущей способности и снижения осадок, в первую очередь, свайных и свайно-плитных фундаментов из буровых свай в процессе их возведения или начального периода эксплуатации. Работы также выполняются в 2 этапа, на первом этапе усиливается грунтовое основание под нижними концами крайних (краевых и угловых) свай, а на втором – внутренних (Рисунок 5.5).

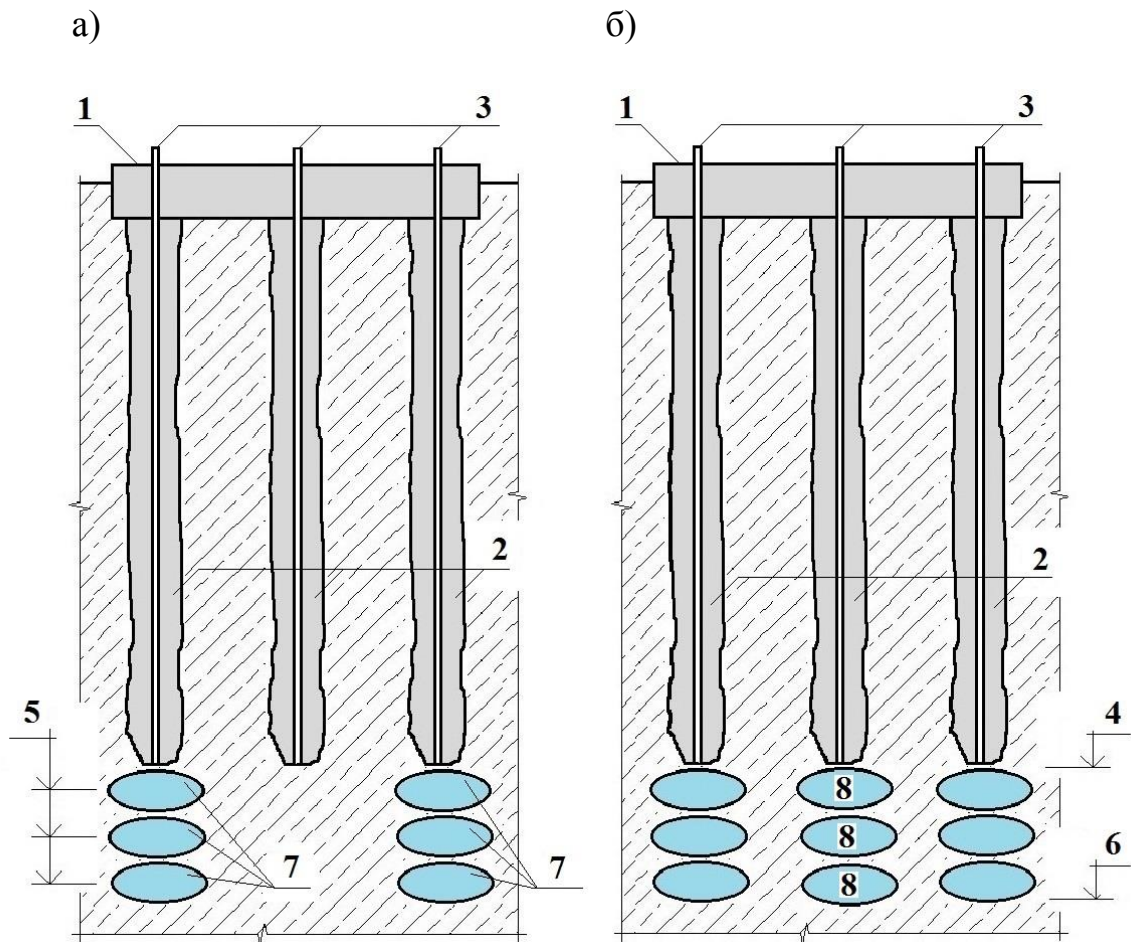


Рисунок 5.5. Этапы усиления свайных фундаментов пакетным высоконапорным инъецированием: усиление грунтового основания под крайними (а) и под внутренними сваями (б). 1 – свайный ростверк; 2 – буронабивные сваи; 3 – инъекторы; 4 – высотная отметка нижнего конца свай; 5 – высотные отметки инъекционных горизонтов; 6 – граница сжимаемой толщи; 7, 8 – горизонтальные инъекционные тела под крайними и внутренними сваями.

Усиление выполняется нагнетанием цементно-песчаного раствора через инъекторы опущенные в инъекционные кондукторы – металлические трубы, установленные в тело буровых свай при их возведении (п. 5.5). Длина кондукторов назначается исходя из необходимости погружения одного конца до отметки забоя свай и возвышения второго над обрезом ростверка.

Для формирования горизонтальных инъекционных тел методом пакетного высоконапорного инъецирования, кондукторы размещаются в вершинах условно-

го равностороннего треугольника. При сваях большого диаметра – более 800 мм, группа из трех кондукторов может располагаться внутри тела сваи на расстоянии 600...700 мм друг от друга. При сваях диаметром менее 450 мм – в каждой свае размещается по одному кондуктору. В обоих случаях кондукторы могут являться элементами армирования.

Инъекцирование производится на нескольких горизонтах, равномерно по всей глубине сжимаемой толщи основания свайного фундамента. При назначении количества инъекционных горизонтов и их высотного положения учитываются инженерно-геологические особенности площадки. Критерием окончания работ по созданию горизонтальных инъекционных тел, как и в первом способе, является плавное повышение подающего давления – на 40% против рабочего. Дополнительный критерий – объем закаченного раствора, напрямую зависящий от расстояния между инъекторами.

Усиление основания под крайними (краевыми и угловыми) сваями позволяет повысить их несущую способность в процессе возведения здания, что положительно сказывается на работе свайного поля, а также предотвратить распространение инъекционного раствора за пределы усиливаемой зоны. Создание твердых инъекционных тел в основании под нижними концами, как было сказано выше, увеличивает несущую способность свай и снижает осадки свайного фундамента.

5.5. Усиление плитных фундаментов

5.5.1. Корректировка вертикального положения зданий и сооружений на плитных фундаментах

При возведении зданий и сооружений на плитных фундаментах существует риск возникновения случайных кренов, вызванных неравномерными деформациями грунтового основания. Развитие неравномерных деформаций может быть обусловлено наличием прослоев техногенных, слабых или просадочных грунтов, изменением уровня подземных вод, промораживанием или замачиванием вскрытого котлована, проведением работ, влияющих на напряженно-деформируемое

состояние основания и прочими факторами, нередко имеющими место на строительной площадке в черте городской застройки. У высотных зданий большой протяженности со сложной конфигурацией в плане, возможно смещение центра тяжести в ходе строительства или, например, проявление негативного влияния соседних секций [59, 157].

Метод пакетного высоконапорного инъецирования подвижного цементно-песчаного раствора дает возможность своевременной корректировки вертикального положения зданий за счет выправления неравномерных деформаций, а также адаптации плитного фундамента к изменению физико-механических характеристик грунтов основания, как в процессе строительства, так и при последующей эксплуатации [59, 61, 63, 166].

Корректировка может производиться в несколько этапов (п. 5.2), например:

- прерывистое контурное армирование около угловой части фундаментной плиты в направлении зафиксированного крена вдоль смежных сторон на участках длиной $0,25b$;
- удлинение участков с прерывистым контурным армированием до $0,5b$;
- сплошное контурное армирование вдоль смежных сторон;
- усиление грунтового основания под подошвой угловой части плиты.

Необходимость проведения работ определяется в ходе геодезических наблюдений за осадками и кренами в процессе строительства или эксплуатации. Проектом предусматривается обязательная установка геодезических марок, количество и частота замеров зависит от темпов строительства и грунтовых условий площадки [61]. Зарегистрированные показания сопоставляются с данными предыдущих циклов и в случае отсутствия затухания неравномерных деформаций выполняются работы последующего этапа.

Основные параметры усиления (последовательность работ, длина участков с контурным армированием, количество армоэлементов под угловой частью плиты) назначаются в соответствии с результатами, приведенными в п. 4.4 и рекомендациями пп. 5.1 и 5.2. При наличии достоверных сведений о строении основания, физико-механических свойствах грунтов, геометрических размерах и проч-

ностных характеристиках твердых инъекционных тел, определенных в ходе экспериментов на опытном полигоне, проектные параметры усиления целесообразно конкретизировать, используя уточненные исходные данные.

Для возможности усиления грунтового основания под подошвой в теле фундаментной плиты при ее изготовлении размещают вертикально ориентированные инъекционные кондукторы (Рисунок 5.6).

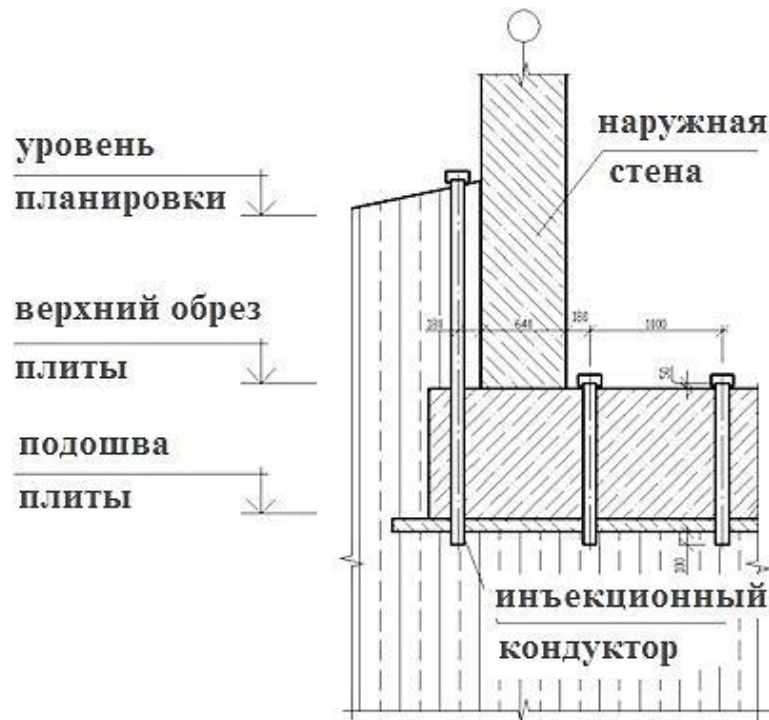


Рисунок 5.6. Схема размещения инъекционных кондукторов в теле фундаментной плиты.

В качестве кондукторов, как правило, применяются металлические, асбестоцементные или полипропиленовые трубы промышленного производства (Рисунок 5.7). Внутренний диаметр труб должен быть достаточным для погружения в них инъекторов с определенным зазором (как правило, используются трубы с внутренним диаметром не менее 110 мм).

Инъекционные кондукторы могут быть размещены по всей плите или в ее части по сплошной сетке с шагом не превышающим 1,2 м (Рисунок 5.7а, 5.7б и 5.7в). Для формирования горизонтальных инъекционных тел под подошвой в

определенной зоне, кондукторы располагаются в вершинах равностороннего треугольника – группами по 3 штуки (Рисунок 5.7г и 5.8а). Расстояния между группами назначаются в зависимости от грунтовых условий строительной площадки и нагрузок, передаваемых на основание.

В наиболее нагруженных местах фундаментной плиты, возле несущих стен здания, а также в районах предполагаемого развития деформаций целесообразно уменьшить шаг расстановки. Минимальное расстояние от кондукторов до края стен диктуется геометрическими параметрами инъекционного оборудования и составляет, как правило, 150...250 мм.

а)



б)



в)



г)



Рисунок 5.7. Инъекционные кондукторы, установленные в фундаментных плитах высотных зданий Новосибирска (а, б, в, г).

Кондукторы устанавливаются в теле плиты в процессе укладки арматуры и раскрепляются к элементам каркаса. Верхний конец выводится на 50...100 мм над поверхностью плиты внутри здания и снаружи выше поверхности планировки (Рисунок 5.8а), при этом, в случае необходимости могут использоваться доборные элементы. Головы кондукторов оборудуются съемными металлическими крышками, для предотвращения попадания в них бетона и строительного мусора (Рисунок 5.8б). Нижняя часть кондукторов заглубляется в грунт основания под подбетонкой не менее чем на 100...150 мм.

а)



б)

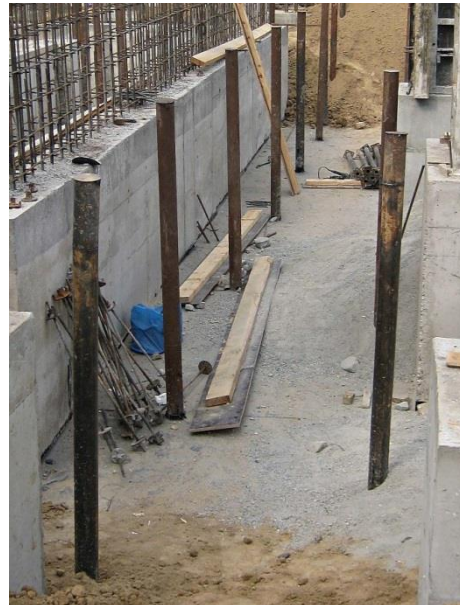


Рисунок 5.8. Инъекционные кондукторы в теле фундаментной плиты: около наружной (а) и около внутренних несущих стен (б).

Способ корректировки вертикального положения зданий и сооружений на плитном фундаменте пакетным высоконапорным инъецированием цементно-песчаного раствора защищен патентом на изобретение РФ: «Способ корректировки вертикального положения зданий и сооружений на плитном фундаменте» (№ 2352723, опубл. 20.04.09, Бюл. № 11) (Приложение 2) [95].

На Рисунке 5.9 представлены высотные здания, возведенные на плитных фундаментах с инъекционными кондукторами.

а)



б)



в)



г)



Рисунок 5.9. Высотные здания Новосибирска на плитных фундаментах с инъекционными кондукторами: а – ЖК «Верхний город», б – ЖК «Ваш Выбор», в – ЖК «Радуга», г – ЖК «Четыре мушкетера».

5.5.2. Осадка плитных фундаментов на грунтовом основании, усиленном твердыми инъекционными телами

К настоящему времени разработано большое количество методов оценки деформационного состояния основания плитных фундаментов, усиленного армированием, базирующих на разных моделях взаимодействия включений с грунтовым массивом [32, 39, 55, 142]. Многие из них достаточно сложны и оперируют

физико-механическими характеристиками, устанавливаемыми в ходе специальных, в т.ч. инженерно-геологических, исследований.

Очевидно, для расчетного обоснования усиления твердыми инъекционными телами, при отсутствии полных исходных данных, не имеет смысла производить громоздкие вычисления, пользуясь усложненными методиками. Рационально применять простые методы, например, послойного суммирования, предлагаемого действующим СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*» [132].

Как известно, для определения осадки послойным суммированием достаточно результатов «стандартных» инженерно-геологических изысканий, в первую очередь, модуля деформации грунта. При этом армированный слой будет характеризоваться приведенным модулем, который может быть вычислен, например, в рамках полидисперсной модели с цилиндрическими включениями, методом «равных деформаций» [143] или методом «геокомпозит» [66].

Формула для определения приведенного модуля деформации в полидисперсной модели:

$$E = E_{ap}n + E_{gp}m + \frac{4nm(v_{ap} - v_{gp})^2 G_{gp}}{mG_{gp}/(K_{ap} + \frac{G_{ap}}{3}) + nG_{gp}/(K_{gp} + \frac{G_{gp}}{3}) + 1}, \quad (5.1)$$

где, n , m – объемное содержание армоэлементов и грунта; E_{ap} , E_{gp} – модуль деформации армоэлементов и грунта; G_{ap} , G_{gp} – модуль сдвига армоэлементов и грунта; K_{ap} , K_{gp} – объемный модуль деформации армоэлементов и грунта и v_{ap} , v_{gp} – коэффициент Пуассона армоэлементов и грунта.

Приведенный модуль армированного слоя по методу «равных деформаций»:

$$E = \frac{E_{ap}A_{ap} + E_{gp}A_{gp}}{A}, \quad (5.2)$$

где, E_{ap} , E_{gp} – модуль деформации армоэлементов и грунта; A_{ap} , A_{gp} – площадь армоэлементов и грунтового основания не усиленного армоэлементами; A – площадь геомассива.

Формула для определения приведенного модуля деформации по методу «геокомпозит»:

$$E = \frac{CE_{ар}}{2} + E_{гр} , \quad (5.3)$$

где, $E_{ар}$ – модуль деформации армоэлементов; $E_{гр}$ – модуль деформации грунта; C – объемное содержание твердых включений в массиве геокомпозита.

Приведенный модуль деформации армированного слоя грунта, вычисленный по формулам 5.1, 5.2 и 5.3 для расчетного случая, указанного в п. 4.4, представлен в Таблице 5.12.

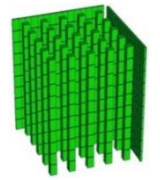
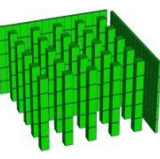
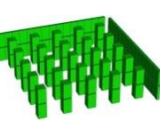
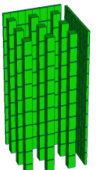
Таблица 5.12 – Приведенный модуль деформации армированного слоя под подошвой плитного фундамента

Приведенный модуль деформации армированного слоя	Методы определения приведенного модуля деформации		
	Полидисперсная модель формула (5.1)	«Равных деформаций» (формула 5.2)	«Геокомпозит» (формула 5.3)
1	2	3	5
9 столбцов армоэлементов, E (МПа)	18,0	18,0	16,8
25 столбцов армоэлементов, E (МПа)	23,3	23,3	19,9

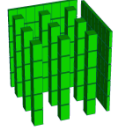
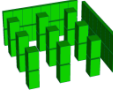
Таблица 5.13 содержит значения осадок центральной и угловой точки плитного фундамента на естественном основании и угловой точки после усиления грунта под подошвой плиты твердыми инъекционными телами. Осадки определялись разными методами: послойного суммирования с использованием приведенного модуля деформации армированного слоя, вычисленного методом «равных

деформаций», в программном комплексе SCAD Office с помощью модели Винклера, в MIDAS GTS NX с учетом нелинейного характера работы грунта в рамках упруго-пластической модели Мора-Кулона.

Таблица 5.13 – Осадка угловой точки плитного фундамента на основании, усиленном твердыми инъекционными телами

Схема армирования		Осадка угловой точки плитного фундамента на основании, усиленном твердыми инъекционными телами			
		Полидисперсная модель / «Равных деформаций»	«Геокомпозит»	SCAD (модель Винклера)	MIDAS (упругопластическая модель Мора-Кулона)
1	2	3	5	6	7
Осадка центральной точки плитного фундамента на естественном основании		314		272	329
Осадка угловой точки плитного фундамента на естественном основании		45,0		223	294
«30-10-с»		S = 29,0 мм ΔS = 16,0 мм ΔS / S _e = 36%	S = 33,9 мм ΔS = 11,1 мм ΔS / S _e = 25%	S = 175 мм ΔS = 48 мм ΔS / S _e = 22%	S = 202 мм ΔS = 92 мм ΔS / S _e = 31%
«30-5-с»		S = 31,5 мм ΔS = 13,5 мм ΔS / S _e = 30%	S = 35,7 мм ΔS = 9,3 мм ΔS / S _e = 21%	S = 190 мм ΔS = 33 мм ΔS / S _e = 15%	S = 240 мм ΔS = 54 мм ΔS / S _e = 18%
«30-2-с»		S = 39,6 мм ΔS = 5,4 мм ΔS / S _e = 12%	S = 41,3 мм ΔS = 3,7 мм ΔS / S _e = 8%	S = 205 мм ΔS = 18 мм ΔS / S _e = 8%	S = 269 мм ΔS = 25 мм ΔS / S _e = 9%
«16-10-с»		S = 37,5 мм ΔS = 7,5 мм ΔS / S _e = 17%	S = 40,2 мм ΔS = 4,8 мм ΔS / S _e = 11%	S = 193 мм ΔS = 30 мм ΔS / S _e = 13%	S = 235 мм ΔS = 59 мм ΔS / S _e = 20%

Окончание Таблицы 5.13.

1	2	3	5	6	7
«16-5-с»		$S = 38,7 \text{ мм}$ $\Delta S = 6,3 \text{ мм}$ $\Delta S / S_e = 14\%$	$S = 40,9 \text{ мм}$ $\Delta S = 4,1 \text{ мм}$ $\Delta S / S_e = 9\%$	$S = 201 \text{ мм}$ $\Delta S = 22 \text{ мм}$ $\Delta S / S_e = 10\%$	$S = 258 \text{ мм}$ $\Delta S = 36 \text{ мм}$ $\Delta S / S_e = 12\%$
«16-2-с»		$S = 42,5 \text{ мм}$ $\Delta S = 2,5 \text{ мм}$ $\Delta S / S_e = 6\%$	$S = 43,4 \text{ мм}$ $\Delta S = 1,6 \text{ мм}$ $\Delta S / S_e = 4\%$	$S = 210 \text{ мм}$ $\Delta S = 13 \text{ мм}$ $\Delta S / S_e = 6\%$	$S = 277 \text{ мм}$ $\Delta S = 17 \text{ мм}$ $\Delta S / S_e = 6\%$

Примечание. S – осадка угловой точки на усиленном основании; ΔS – разность осадок угловой точки на естественном основании и после усиления; $\Delta S / S_e$ – разность осадок угловой точки на естественном основании и после усиления в процентах. Таблицу 5.13 см. совместно с Таблицей 4.9.

Видно, что значения качественной характеристики эффективности усиления – показателя снижения осадки ($\Delta S / S_e$), определенные методом послойного суммирования и с учетом нелинейного характера работы грунта в программном комплексе MIDAS GTS NX близки между собой. Максимальный разброс не превышает 12% и для большинства случаев находится в пределах 2-5%. Это позволяет рекомендовать метод послойного суммирования для предварительной оценки эффективности усиления основания под подошвой плитного фундамента твердыми инъекционными телами, сформированными пакетным высоконапорным инъецированием. При этом приведенный модуль деформации армированного слоя целесообразно определять методом «равных деформаций».

5.6. Снижение параметров колебаний свайных фундаментов под машины с динамическими нагрузками

Как было отмечено в главе 3, на практике, размеры свайных фундаментов под машины с динамическими нагрузками назначаются конструктивно исходя из габаритов размещаемого оборудования (Рисунок 5.10). В процессе устройства

фундамента и его эксплуатации вся статическая нагрузка передается на сваи, поэтому грунт под ростверком остается неуплотненным и не участвует в работе на динамические нагрузки.

а)



б)



в)



Рисунок 5.10. Возведение монолитного железобетонного фундамента под шаровую мельницу (а); шаровая мельница, введенная в эксплуатацию (б); регистрация параметров колебаний фундамента мельницы (в) [165].

Снижения, как горизонтальных, так и вертикальных колебаний можно достичь нагнетанием цементно-песчаного раствора под ростверк методом пакетного высоконапорного инъецирования [57, 158]. При инъецировании, происходит лик-

видания возможных зазоров между подошвой ростверка и грунтом, что включает ростверк в работу, а также, уплотнение грунта и «присоединение» дополнительного объема грунтового массива.

Увеличение жесткости основания и массы колеблющейся системы снижает уровень горизонтальных и вертикальных колебаний свайного фундамента при динамическом нагружении и в случае кинематического возбуждения. Одновременно с этим, твердое инъекционное тело, сформированное под подошвой ростверка, объединяет сваи, что также положительно влияет на жесткостные параметры основания и способствует дальнейшему уменьшению амплитуд колебаний. Для возможности нагнетания инъекционного раствора под подошву свайного фундамента в тело ростверка при его возведении закладываются инъекционные кондукторы (п. 5.5) [165].

Усиление существующих свайных фундаментов под машины с динамическими нагрузками, в том числе при относительно небольших размерах в плане, также целесообразно выполнять путем нагнетания раствора непосредственно под подошву – через инъекторы, опущенные в специально подготовленные отверстия в теле ростверка (Рисунок 5.11).

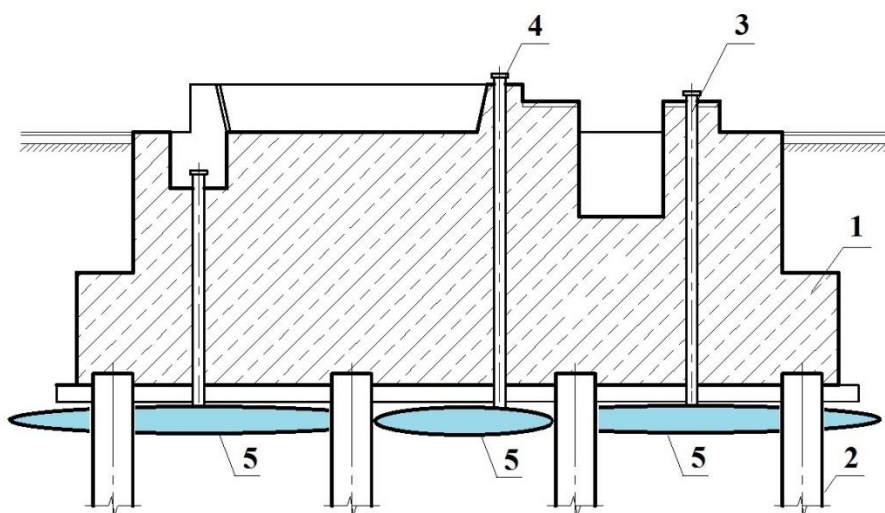


Рисунок 5.11. Схема усиления свайного фундамента под машину с динамическими нагрузками инъекцией раствора под подошву ростверка.

1 – ростверк, 2 – сваи, 3 – кондуктор, 4 – крышка кондуктора,
5 – инъекционные тела под подошвой ростверка [165].

Это связано с высокой вероятностью неконтролируемого распространения раствора за пределы фундамента, вызванной неоднородным состоянием грунта под подошвой. Отверстия в плане должны располагаться с шагом, дающим возможность формирования горизонтальных инъекционных тел (п. 5.1). При отсутствии возможности устройства необходимого количества отверстий и их нужного размещения в плане, требуется выполнить предварительные мероприятия по созданию экрана, препятствующего неконтролируемому распространению нагнетаемого раствора. Экран – сплошной непроницаемый контур вдоль периметра ростверка, может быть выполнен пакетным высоконапорным инъецированием (Рисунок 5.12).

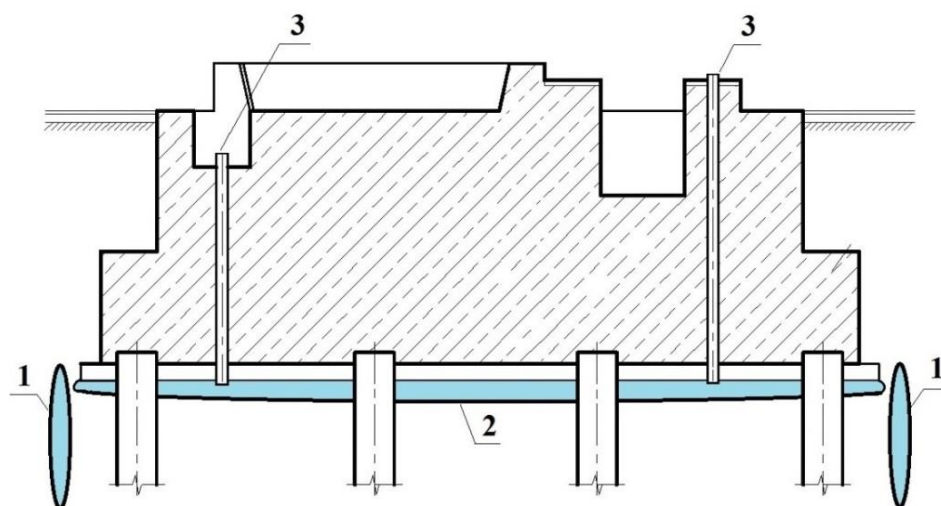


Рисунок 5.12. Схема усиления свайного фундамента под машину с динамическими нагрузками инъецированием раствора под подошву ростверка.

1 – элементы сплошного контурного армирования, 2 – инъекционное тело под подошвой ростверка, 3 – отверстия в теле ростверка [165].

Критерием окончания инъекционных работ и косвенным показателем качества усиления свайных фундаментов под машины с динамическими нагрузками высоконапорным инъецированием может служить объем закаченного цементно-песчаного раствора, напрямую зависящий от площади подошвы ростверка.

Другой, более предпочтительный вариант – приложение максимально возможной динамической нагрузки перед началом и в процессе работ по усилению с непрерывной регистрацией колебаний свайного фундамента. В этом случае, инъецирование производится до тех пор, пока колебания не снизятся до безопасного или минимально возможного уровня. Следует иметь в виду, что после твердения инъекционного раствора амплитуды как горизонтальных, так и вертикальных колебаний уменьшатся еще на 15...20% (п. 3.5).

Оба способа усиления свайных фундаментов под машины с динамическими нагрузками высоконапорным инъецированием защищены патентами на изобретения РФ: «Способ устройства свайного фундамента под машины с динамическими нагрузками и виброчувствительное оборудование» (№ 2728077, опубл. 28.07.20, Бюл. № 22 и № 2729818, опубл. 12.08.20, Бюл. № 23) (Приложение 2) [101, 102].

5.7. Выводы по главе 5

1. Разработан метод усиления фундаментов мелкого заложения, свайных и плитных фундаментов пакетным высоконапорным инъецированием. Усиление целесообразно выполнять поэтапно, увеличивая количество армозащитных элементов на каждом этапе и соответственно меняя схему армирования: прерывистое контурное армирование – сплошное – усиление основания под подошвой (под нижними концами свай). Необходимость проведения последующих работ определяется по результатам мониторинга за динамикой развития деформаций грунтового основания в процессе и после завершения каждого этапа.

2. Поэтапное усиление фундаментов дает возможность экономии средств за счет выполнения оптимального объема работ. Важно, что удельная эффективность армирования на первых этапах усиления грунтового основания пакетным высоконапорным инъецированием выше, чем на последующих. Также, положительной стороной поэтапного усиления является отсутствие риска негативных последствий избыточного нагнетания цементно-песчаного раствора и создания искусственной неоднородности грунтового основания.

3. Разработан алгоритм усиления фундаментов пакетным высоконапорным инъецированием подвижного цементно-песчаного-раствора. Предложены способы усиления основания фундаментов мелкого заложения, свайных и свайно-плитных фундаментов, корректировки вертикального положения зданий на фундаментных плитах и снижения параметров колебаний фундаментов под машины с динамическими нагрузками.

Способы усиления свайных и свайно-плитных фундаментов, корректировки вертикального положения зданий на фундаментных плитах и снижения параметров колебаний фундаментов под машины с динамическими нагрузками методом пакетного высоконапорного инъецирования защищены патентами на изобретения РФ.

4. Опыт работ по усилению грунтового основания фундаментов пакетным высоконапорным инъецированием подтверждает высокую эффективность метода. Исходя из сопоставления фактических и расчетных осадок фундаментов зданий на армированном основании, рекомендуется для прогнозирования деформационного состояния при усилении пакетным высоконапорным инъецированием использовать результаты численных исследований, выполненных в диссертационной работе.

Предварительную оценку результативности усиления основания под подошвой плитного фундамента твердыми инъекционными телами рационально выполнять методом послойного суммирования. Приведенный модуль деформации армированного слоя предлагается определять методом «равных деформаций».

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Экспериментально доказана возможность создания твердых тел установленной формы в основании сложенном глинистыми грунтами пакетным высоконапорным инъецированием. Одновременная подача цементно-песчаного раствора через несколько инъекторов, размещенных вдоль прямой линии на расстоянии до $20d$ друг от друга (где d – диаметр инъектора), приводит к формированию вертикального инъекционного тела; при нагнетании через 3 инъектора, расположенных в вершинах равностороннего треугольника, в грунтовом массиве формируется горизонтальный диск.

2. Экспериментальными и численными исследованиями выявлены основные закономерности изменения деформационного состояния основания при различных схемах усиления, что позволяет сделать следующие выводы:

- достоверный прогноз развития осадок армированного грунтового основания, возможен только при известной геометрической форме включений и схеме их расположения;

- внедрение армоэлементов приводит к заметному снижению деформаций грунтового массива, даже минимальное армирование положительно влияет на осадку фундаментов;

- увеличение количества армоэлементов ведет к уменьшению деформаций грунтового основания, при этом удельная эффективность армирования, как правило, снижается;

- контурное армирование является эффективным способом усиления грунтового основания фундаментов мелкого заложения, свайных и плитных фундаментов.

3. Разработан метод усиления фундаментов мелкого заложения, свайных и плитных фундаментов пакетным высоконапорным инъецированием путем армирования грунтового основания твердыми инъекционными телами. Работы предлагается выполнять последовательно, увеличивая количество армоэлементов и ме-

няя схему армирования: от прерывистого контурного армирования к сплошному и к усилению основания под подошвой (под нижними концами свай). Необходимость выполнения очередного этапа определяется по результатам мониторинга за динамикой развития деформаций грунтового основания в процессе усиления. При затухании деформаций работы прекращаются.

4. Метод усиления грунтового основания фундаментов мелкого заложения, свайных и плитных фундаментов пакетным высоконапорным инъецированием применен при возведении и реконструкции более 20 строительных объектов, что подтверждено 13 актами о внедрении. Экономический эффект от внедрения превысил 30 миллионов рублей.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абелев, М.Ю. Экспериментальные исследования эффективности метода цементации грунтов «геокомпозит» в основании зданий на насыпных песках / М.Ю. Абелев, И.В. Аверин, У.А. Кораблева // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2015. – № 2. – С. 13-15.

2. А.с. 1444473 СССР, E02D 31/12. Способ закрепления лессовых просадочных грунтов и иньектор для закрепления просадочных грунтов / Кузин Б.Н., Исаев Б.Н., Бадеев С.Ю., Сошин М.В., Дорохин В.Ф., Григайтес В.А., Зеленский В.Ю. – Заявл. 10.07.86; опубл. 15.12.88, Бюл. № 46.

3. Бадеев, В.С. Взаимодействие фундаментов с основаниями, усиленными цементно-грунтовыми элементами: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Бадеев Владимир Сергеевич. – Волгоград, 2005. – 23 с.

4. Богов, С.Г. Исследование свойств инъекционных растворов на основе цемента для качественного закрепления грунтов [Электронный ресурс] / С.Г. Богов, И.А. Запевалов // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2000. – № 2 – Режим доступа: <http://georeconstruction.net/journals/02/8/8.htm>

5. Богомолов, В.А. Метод высоконапорной инъекции связных грунтов при устройстве и усилении оснований и фундаментов: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Богомолов Владимир Александрович. – Пермь, 2002. – 104 с.

6. Богомолов, В.А. Предложения по расчету геотехногенных систем, выполненных методами высоконапорной инъекции / В.А. Богомолов // Тр. междунар. науч.-практ. конф. по проблемам механики грунтов, фундаментостроению и транспортному строительству. – Пермь: ПГТУ, 2004. – Т. 1. – С. 25-31.

7. Борликов, Г.М. Натурные испытания железобетонного фундамента с оболочкой / Г.М. Борликов // Тр. Новочеркасского политехн. ин-та – Новочеркасск, 1970. – С. 158-162.

8. Вознесенская, Е.С. Моделирование напряженно-деформированного состояния водонасыщенного суглинка при иньецировании / Е.С. Вознесенская, В.А.

Ермолаев, А.И. Осокин, С.В. Татаринов // Промышленное и гражданское строительство. – 2008. – № 6. – С. 48-51.

9. Волков, Ф.Е. Изменение состава и физико-механических свойств глинистых грунтов в результате взаимодействия с растворами щелочи: автореф. дис. ... канд. геол.-минерал. наук / Волков Феликс Евсеевич. – М., 1977. – 24 с.

10. Волков, Ф.Е. Опыт усиления лессового основания памятника архитектуры защелачиванием / Ф.Е. Волков, Л.Н. Гера // Инженерно-геологические проблемы урбанизированных территорий: мат. междунар. симп. – Екатеринбург: АКВА-ПРЕСС, 2001. – Т. 2. – С. 715-722.

11. Воробьев, А.Б. Эффективность усиления слабого основания горизонтальными и вертикальными армоэлементами / А.Б. Воробьев, А.П. Криворотов // Геотехнические проблемы нового строительства и реконструкции: сб. трудов всероссийского науч.-техн. семинара. – Новосибирск: НГАСУ (Сибстрин), 2011. – С. 97-100.

12. Голли, А.В. Увеличение несущей способности основания путем изменения горизонтальных напряжений / А.В. Голли, В.Г. Шатунов, А.Ж. Жусупбеков // Фундаментостроение в условиях слабых и мерзлых грунтов. – Л., 1983. – С. 40-46.

13. Голубев, К.В. Усиление оснований фундаментов нагнетаемыми несущими элементами: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Голубев Константин Викторович. – Пермь, 2006. – 20 с.

14. Гришин, Д.В. Осадка штампа на неоднородном грунтовом основании / Д.В. Гришин, А.П. Криворотов // Геотехнические проблемы нового строительства и реконструкции: сб. трудов всероссийского науч.-техн. семинара. – Новосибирск: НГАСУ (Сибстрин), 2011. – С. 198-203.

15. Ермолаев, В.А. Закрепление оснований зданий и сооружений методом гидроразрыва при неоднократном инъецировании: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Ермолаев Вадим Александрович. – СПб., 2013. – 26 с.

16. Ермолаев, В.А. Научно-практическое обоснование применения метода высоконапорной инъециции (манжетной технологии) на объектах Санкт-Петербурга / В.А. Ермолаев, Р.А. Мангушев // Современные геотехнологии в

строительстве и их научно-техническое сопровождение: мат. междунар. науч.-практ. конф. – СПб., 2014. – Ч. 2. – С. 9-19.

17. Ермолаев, В.А. Усиление оснований и фундаментов зданий вблизи расположенной застройки при строительстве глубоких котлованов в условиях городской застройки. / В.А. Ермолаев, А.Г. Мацегора, А.И. Осокин, И.И. Трифонова, Т.Н. Шахтарина // Сб. науч.-техн. статей «Проектирование и строительство подземной части нового здания (второй сцены) Государственного академического Мариинского театра». – СПб., 2011. – С. 146-157.

18. Жукова, Е.В. Результаты экспериментальных исследований усиления основания / Е.В. Жукова, Г.Г. Болдырев // Тез. докл. науч.-техн. конф. ТГАСУ. – Томск, 2002. – С. 22-24.

19. Жукова, Е.В. Экспериментальные исследования усиления основания фундамента / Е.В. Жукова, Г.Г. Болдырев // Строительство и реконструкция деревянных жилых домов: сб. тр. науч.-техн. конф. – Архангельск, 2002. – С. 24-27.

20. Заключение о техническом состоянии возведенных фундаментов и конструкций каркаса объекта «Убойный цех мощностью до 500 тонн в сутки с мясоперерабатывающим цехом по адресу НСО, Черепановский район, г. Черепаново» в осях З-Н/22-27 с рекомендациями по восстановлению эксплуатационной пригодности основания и фундаментов / М.Л. Нуждин; ООО «НПЭКП «ОиФ». – Новосибирск, 2019. – 25 с.

21. Захаров, А.Е. Стабилизация оттаивающих связных оснований с помощью инъекционного закрепления: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Захаров Алексей Евгеньевич. – СПб., 2004. – 22 с.

22. Зеге, С.О. Использование струйной геотехнологии для сооружения подземных конструкций в слабых грунтах / С.О. Зеге, И.И. Бройд // Фундаментостроение в сложных инженерно-геологических условиях: тр. междунар. геотехн. симп. – СПб.: КГА, 2003. – С. 122-124.

23. Ибрагимов, М.Н. Вопросы проектирования и производства уплотнения грунтов инъекцией растворов по гидроразрывной технологии / М.Н. Ибрагимов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2015. – № 2. – С. 22-27.

24. Ибрагимов, М.Н. Закрепление грунтов инъекцией цементных растворов / М.Н. Ибрагимов, В.В. Семкин. – М.: АСВ, 2012. – 256 с.

25. Ибрагимов, М.Н. Опыт применения методов инъекционного укрепления грунтов основания / М.Н. Ибрагимов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2009. – № 1. – С. 15-19.

26. Исаев, Б.Н. Испытания статическими нагрузками основания, армированного элементами из цементогрунта / Б.Н. Исаев, С.Ю. Бадеев, А.Г. Лунев, Н.Н. Цапкова, В.С. Бадеев, М.В. Кузнецов, В.А. Бакарас, В.В. Логутин // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении: мат. всероссийской науч.-техн. конф. – Новочеркасск: ЮРГПУ (НПИ), 2012. – С. 334-340.

27. Исаев, Б.Н. Способ создания в грунтовом массиве пространственных структур из твердеющего материала / Б.Н. Исаев, С.Ю. Бадеев, Н.Н. Цапкова, А.Г. Лунев, М.В. Кузнецов, В.С. Бадеев, В.В. Логутин // Геотехника. – 2012. – № 5. – С. 4-12.

28. Исаков, А.Л. Экспериментальные исследования деформирования грунтовых оснований, армированных стержневыми элементами / А.Л. Исаков, В.А. Григоращенко, В.Д. Плавских, А.Е. Земцова // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1998. – № 2. – С. 14-16.

29. Коновалов, П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий / П.А. Коновалов. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: ВНИИГТПИ, 2000. – 317 с.

30. Коновалов, П.А. Фундаменты стальных резервуаров и деформации их оснований / П.А. Коновалов, Р.А. Мангушев, С.Н. Сотников, А.А. Землянский, А.А. Тарасенко. – М.: АСВ, 2009. – 336 с.

31. Криворотов, А.П. К оценке сжимаемости геотехногенных оснований зданий и сооружений / А.П. Криворотов, А.В. Лубягин, П.А. Савков, П.В. Зубачев // Известия вузов «Строительство». – 2007. – № 7. – С. 108-113.

32. Кристенсен Ричард М. Введение в механику композитов. / Ричард М. Кристенсен. – М: «Мир», 1981. – 336 с.

33. Крицкий, М.Я. Лечение болезней земляного полотна с использованием современных технологий / М.Я. Крицкий, В.И. Пусков, В.Ф. Скоркин, А.Л. Ланис

// Тр. междунар. науч.-практ. конф. по проблемам механики грунтов, фундаментостроению и транспортному строительству. – Пермь: ПГТУ, 2004. – Т. 2. – С. 47-53.

34. Крицкий, М.Я. Об использовании метода напорной инъекции для уплотнения грунтового основания деформируемых зданий / М.Я. Крицкий, П.С. Ваганов, А.Л. Ланис, В.Ф. Скоркин // Фундаментостроение в сложных инженерно-геологических условиях: тр. междунар. геотехн. симп. – СПб.: КГА, 2003. – С. 146-148.

35. Крицкий, М.Я. Пути решения проблемы усиления грунтовых оснований объектов с учетом инженерно-геологических условий города Новосибирска / М.Я. Крицкий, А.Ф. Сухорукова, А.В. Лубягин // Инженерно-геологические проблемы урбанизированных территорий: мат. междунар. симп. – Екатеринбург: АКВА-ПРЕСС, 2001. – Т. 2. – С. 727-731.

36. Крицкий, М.Я. Стабилизация деформаций железнодорожной насыпи на подходе к мосту через р. Камышанка / М.Я. Крицкий, В.Ф. Скоркин, А.Л. Ланис, Н.З. Мокин, И.А. Мельников // Вузы Сибири и Дальнего Востока – ТРАНССИБУ: Мат. региональной науч.-практ. конф. – Новосибирск: СГУПС, 2002. – С. 337-343.

37. Крутов, В.И. Устранение просадок лессовых грунтов от их собственного путем армирования лессовой толщи / В.И. Крутов, И.К. Попсуенко // Основания, фундаменты и механика грунтов – 1976. – № 6 – С. 17-19.

38. Кузнецов, М.В. Проектирование и устройство оснований, армированных структурными элементами из цементогрунта через направленные гидроразрывы: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Кузнецов Максим Викторович. – Волгоград, 2011. – 24 с.

39. Лавров, С.Н. Методика расчета оснований фундаментных плит, армированных жесткими вертикальными стержнями / С.Н. Лавров, Л.В. Нуждин, **М.Л. Нуждин**, В.В. Теслицкий, А.М. Караулов, А.А. Кузнецов, В.П. Писаненко // Фундаментостроение в сложных инженерно-геологических условиях: тр. междунар. геотехн. симп., посвященного году Казахстана в России и 300-летию Санкт-Петербурга – СПб.: КГА, 2003. – С. 168-170.

40. Ланис, А.Л. Использование метода напорной инъекции при усилении земляного полотна железных дорог: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Ланис Алексей Леонидович. – М., 2009. – 152 с.

41. Лубягин, А.В. Модификация грунтовых оснований методом компенсационного нагнетания / А.В. Лубягин, В.К. Федоров // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2015. – № 2. – С. 28-31.

42. Лушников, В.В. Высоконапорная инъекция грунтов как способ создания геотехногенных систем в строительстве / В.В. Лушников, В.А. Богомоллов // Инженерно-геологические проблемы урбанизированных территорий: мат. междунар. симп. – Екатеринбург: АКВА-ПРЕСС, 2001. – Т. 2. – С. 732-740.

43. Лушников, В.В. Научно-техническое сопровождение строительства зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях / В.В. Лушников, Ю.Р. Оржеховский, М.В. Сметанин // Актуальные проблемы проектирования и строительства в условиях городской застройки: тр. междунар. науч.-практ. семинара – Пермь: ПГТУ, 2005. – Т. 1. – С. 101-105.

44. Лушников, В.В. Опыт применения буроинъекционных свай при усилении оснований и фундаментов деформированных зданий / В.В. Лушников, В.А. Богомоллов // Тр. V междунар. конф. по проблемам свайного фундаментостроения. – М., 1996. – Т. 3. – С. 164-167.

45. Лушников, В.В. Оценка характеристик деформируемости элювиальных грунтов по результатам измерений деформаций зданий / В.В. Лушников // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2011. – № 3. – С. 16-22.

46. Малинин, А.Г. Применение струйной цементации в подземном строительстве / А.Г. Малинин // Подземное пространство мира. – 2000. – № 2. – С. 12-14.

47. Малинин, А.Г. Проектирование параметров зоны инъекционного закрепления грунтов под фундаментами аварийных зданий и технологического оборудования / А.Г. Малинин // Тр. V междунар. конф. по проблемам свайного фундаментостроения. – М., 1996. – Т. 3. – С. 168-177.

48. Малышев, Л.И. Способы упрочнения неоднородных грунтов при строительстве зданий и сооружений на естественном основании / Л.И. Малышев, М.Ф. Хасин // Ускорение научно-технического прогресса в фундаментостроении. Сб. науч. тр. – М.: Стройиздат, 1987. – Т. 1. – С. 243-244.

49. Мангушев, Р.А. Методы подготовки и устройства искусственных оснований: учеб. пособие / Р.А. Мангушев, Р.А. Усманов, С.В. Ланько, В.В. Конюшков. – СПб.: АСВ, 2012. – 280 с.

50. Мельников, Б.Н. Принципы создания геотехногенных массивов и методов их расчета / Б.Н. Мельников, В.И. Иваненко, В.И. Осипов, А.И. Нестеров // Инженерная геология. – 1986. – № 5 – С.22-32.

51. Механика грунтов, основания и фундаменты / Под ред. С.Б. Ухова. – М.: Высш. шк., 2002. – 566 с.

52. Мирсаяпов, И.Т. Напряженно-деформированное состояние грунтового основания армированного вертикальными и горизонтальными элементами / И.Т. Мирсаяпов, Р.А. Шарафутдинов // Известия КГАСУ. – 2017. – № 1 (39). – С. 153-158.

53. Мустакимов, В.Р. Исследование просадочных грунтов, армированных вертикальными элементами. / В.Р. Мустакимов. – Saarbruken: LAP LAMBERT Academic Publishing, 2016. – 94 с.

54. Наумкина, Ю.В. Усиление ленточных фундаментов с переустройством в сплошную плиту переменной жесткости с предварительным напряжением грунтового основания: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Наумкина Юлия Владимировна. – Тюмень, 2013. – 25 с.

55. Нуждин, Л.В. Армирование грунтового основания 16-ти этажного жилого дома жесткими вертикальными стержнями / Л.В. Нуждин, В.П. Писаненко, П.А. Гензе, А.А. Кузнецов, А.М. Караулов, **М.Л. Нуждин**, В.А. Ступников // Известия вузов «Строительство». – 2002. – № 3. – С. 141-146.

56. Нуждин, Л.В. Применение метода высоконапорного инъецирования для усиления грунтового основания при реконструкции зданий и сооружений / Л.В. Нуждин, П.А. Гензе, В.П. Писаненко // Геотехнические проблемы строительства и

архитектуры и геоэкологии на рубеже 21 века: тр. I Центрально-Азиатского геотехн. симп. – Темиртау: КГА, 2000. – Т. 1. – С. 432-435.

57. Нуждин, Л.В. Усиление грунтового основания свайных фундаментов под машины с динамическими нагрузками высоконапорным инъецированием подвижных цементно-песчаных смесей / Л.В. Нуждин, **М.Л. Нуждин** // Превентивные геотехнические меры по уменьшению природных и техногенных бедствий: сб. тр. IV междунар. геотехн. симп. – Хабаровск: ДВГУПС, 2011. – С. 255-259.

58. **Нуждин, М.Л.** Использование цементно-песчаных смесей для уплотнения грунтового основания высоконапорной направленной инъекцией / М.Л. Нуждин // Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво) «Будівельні конструкції» – 2003. – № 59. – Книга 1 – С. 430-433.

59. **Нуждин, М.Л.** Корректировка вертикального положения зданий и сооружений на плитных фундаментах / М.Л. Нуждин, Л.В. Нуждин // Геотехнические проблемы мегаполисов: тр. междунар. конф. по геотехнике – СПб.: Геореконструкция, 2010. – Т. 5. – С. 1637-1640.

60. **Нуждин, М.Л.** Предупреждение неравномерных осадок фундаментной плиты с помощью высоконапорного инъецирования / М.Л. Нуждин // Опыт строительства и реконструкции зданий и сооружений на слабых грунтах: мат. междунар. науч.-техн. конф. – Архангельск: АрхГТУ, 2003. – С. 119-122.

61. **Нуждин, М.Л.** Применение инъекционных кондукторов для предупреждения возникновения сверхнормативных кренов фундаментных плит методом группового высоконапорного инъецирования / М.Л. Нуждин // Геотехнические проблемы строительства крупномасштабных и уникальных объектов: тр. междунар. геотехн. конф. посвященной году РФ в РК – Алматы: КГА, 2004. – С. 351-354.

62. **Нуждин, М.Л.** Применение метода высоконапорного инъецирования при усилении основания аварийного здания / М.Л. Нуждин // Тр. Каспийской междунар. конф. по геоэкологии и геотехнике – Баку: Адилоглы, 2003. – С. 183-187.

63. **Нуждин, М.Л.** Расчетное обоснование усиления грунтового основания многоэтажного жилого дома в г. Новосибирске пакетным высоконапорным инъецированием / М.Л. Нуждин, А.Б. Пономарев // Проблемы строительного производства и управления недвижимостью: Мат. VI Междунар. науч.-практ. конф. – Кемерово: КузГТУ, 2020. – С. 261-266.

64. **Нуждин, М.Л.** Усиление грунтового основания исторических памятников Средней Азии инъецированием подвижных цементно-песчаных смесей / М.Л. Нуждин, Л.В. Нуждин, А.З. Хасанов, З.А. Хасанов // Геотехника Беларуси: наука и практика: мат. междунар. конф. – Минск: БНТУ, 2018. – С. 313-320.

65. **Нуждин, М.Л.** Усиление фундаментов малоэтажных зданий методом группового высоконапорного инъецирования цементно-песчаных растворов / М.Л. Нуждин, Л.В. Нуждин // Малоэтажное строительство в рамках национального проекта «Доступное и комфортное жилье – гражданам России»: Технологии и материалы, проблемы и перспективы развития в Волгоградской области: мат. междунар. науч.-практ. конф. – Волгоград: ВолгГАСУ, 2009. – С. 213-216.

66. 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.

67. Основания и фундаменты: учеб. для бакалавров строительства и специалистов по направлению «Строительство уникальных зданий и сооружений» / Под ред. Р.А. Мангушева. – М.: АСВ, 2019. – 468 с.

68. Основания и фундаменты. Ч. 2. Основы геотехники: учебник / Под ред. Б.И. Далматова. – М.: АСВ, 2002. – 392 с.

69. Панкина, С.Ф. Общая геотехническая концепция строительства тоннеля в Лефортово (г. Москва) и мероприятия по защите исторических зданий от деформаций / С.Ф. Панкина, В.В. Чеботарев, В.А. Ильичев, В.П. Петрухин, И.В. Колыбин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1998. – № 2. – С. 17-21.

70. Пат. 41743 Инъектор для упрочнения и закрепления грунтов / Крицкий М.Я., Ланис А.Л., Скоркин В.Ф., Воронцов В.Б. – Заявл. 06.05.04; опубл. 10.11.04, Бюл. № 31.

71. Пат. 165656 Российская Федерация, E02D 31/12. Инъектор для закрепления грунтов / Ланис А.Л., Беляков Л.О. Овчинников С.А. – Заявл. 04.04.16; опубл. 27.10.16, Бюл. № 30.

72. Пат. 2015248 Российская Федерация, E02D 3/12. Способ создания противодиффузионной завесы в лессовом грунте / Осипов В.И., Филимонов С.Д., Мельников Б.Н., Кайль Е.В. – Заявл. 27.12.91; опубл. 30.06.94.

73. Пат. 2059044 Российская Федерация, E02D 3/12. Способ уплотнения связных дисперсных грунтов / Осипов В.И., Филимонов С.Д., Мельников Б.Н., Кайль Е.В. – Заявл. 27.12.91; опубл. 27.04.96.

74. Пат. 2119009 Российская Федерация, 6E02D 3/12. Способ уплотнения грунта / Лубягин А.В., Миронов В.С. – Заявл. 27.01.97; опубл. 20.09.98, Бюл. № 26.

75. Пат. 2122068 Российская Федерация, E02D 31/12. Способ подготовки основания / Исаев Б.Н., Бадеев С.Ю., Цапкова Н.Н. – Заявл. 28.06.95; опубл. 20.11.98.

76. Пат. 2124091 Российская Федерация, E02D 3/12. Способ стабилизации лессовых просадочных грунтов / Лушников В.В., Эпп А.Я., Богомолов В.А. – Заявл. 04.02.97; опубл. 27.12.98.

77. Пат. 2162917 Российская Федерация, E02D 3/12, E02D 37/00. Способ закрепления грунтов в основании деформированных зданий и сооружений / Лушников В.В., Богомолов В.А., Кусморцев А.С., Герасимов О.В. – Заявл. 07.04.99; опубл. 10.02.01.

78. Пат. 2169238 Российская Федерация, E04B 1/00, E02D 3/12. Способ строительства зданий и сооружений на неравномерно сжимаемых грунтах / Лушников В.В., Оржеховский Ю.Р., Эпп А.Я. – Заявл. 17.04.98; опубл. 10.02.00.

79. Пат. 2176021 Российская Федерация, E21B 43/26. Способ образования направленной вертикальной или горизонтальной трещины при гидроразрыве пласта / Сохошко С.К., Грачев С.И. – Заявл. 11.06.98; опубл. 10.03.00.

80. Пат. 2204650 Российская Федерация, E02D 31/12. Способ укрепления водонасыщенных грунтов в основаниях зданий и сооружений / Лобов О.И., Мель-

ников Б.Н., Иваненко В.И., Шерстюк С.Л. – Заявл. 12.07.02; опубл. 20.05.03, Бюл. № 14.

81. Пат. 2238366 Российская Федерация, E02D 5/34, E02D 5/44, E02D 7/26. Способ устройства инъекционной сваи / Полищук А.И., Герасимов О.В., Петухов А.А., Андриенко Ю.Б., Нуйкин С.С. – Заявл. 04.03.03; опубл. 20.10.04, Бюл. № 29.

82. Пат. 2259446 Российская Федерация, E02D 3/12 Способ усиления грунтового основания / Лавров С.Н., Нуждин Л.В., **Нуждин М.Л.**, Писаненко В.П. – Заявл. 15.07.03; опубл. 27.08.05, Бюл. № 24.

83. Пат. 2259447 Российская Федерация, E02D 3/12 Способ усиления грунтового основания / Лавров С.Н., Нуждин Л.В., **Нуждин М.Л.**, Писаненко В.П. – Заявл. 15.07.03; опубл. 27.08.05, Бюл. № 24.

84. Пат. 2260092 Российская Федерация, E02D 31/12. Способ усиления грунтов и устройство для его осуществления / Исаев Б.Н., Бадеев С.Ю., Бадеев В.С., Кузнецов М.В. – Заявл. 04.12.03; опубл. 10.09.05, Бюл. № 25.

85. Пат. 2263745 Российская Федерация, E02D 5/34, E02D 5/46. Способ возведения инъекционной сваи (варианты) / Полищук А.И., Петухов А.А., Нуйкин С.С. – Заявл. 20.02.04; опубл. 10.11.05, Бюл. № 31.

86. Пат. 2275467 Российская Федерация, E02D 3/12. Способ закрепления оползневых склонов / Осипов В.И., Филимонов С.Д., Снежкин Б.А. – Заявл. 21.12.04; опубл. 27.04.06.

87. Пат. 2275470 Российская Федерация, E02D 27/34, E02D 3/12. Способ повышения несущей способности висячих свай / Осипов В.И., Филимонов С.Д. – Заявл. 21.12.04; опубл. 27.04.06.

88. Пат. 2275473 Российская Федерация, E02D35/00, E02D3/02. Способ выправления крена здания / Осипов В.И., Филимонов С.Д., Пякконен Б.Ю., Снежкин Б.А. – Заявл. 21.12.04; опубл. 27.04.06, Бюл. № 12.

89. Пат. 2301302 Российская Федерация, E02D 27/08, E02D 3/12. Способ усиления свайного фундамента / Лушников В.В., Богомолов В.А., Оржиховский Ю.Р., Веселов В.В. – Заявл. 09.03.05; опубл. 20.08.06.

90. Пат. 2305153 Российская Федерация, E02D 31/12. Способ усиления рыхлых оснований фундаментов направленным горизонтальным площадным гидро-разрывом и устройство для горизонтального разрыва / Карякин В.Ф., Сергеев С.В., Ганичев Л.П., Гапон С.В. – Заявл. 24.10.05; опубл. 27.08.07, Бюл. № 24.

91. Пат. 2314388 Российская Федерация, E02D 3/12. Способ упрочнения грунта / Крицкий М.Я., Ланис А.Л. – Заявл. 13.12.05; опубл. 10.01.08, Бюл. № 1.

92. Пат. 2324788 Российская Федерация, E02D 3/12. Способ уплотнения грунта и устройство для его осуществления / Осипов В.И., Филимонов С.Д. – Заявл. 05.04.06; опубл. 10.10.07, Бюл. № 28.

93. Пат. 2331736 Российская Федерация, E02D 3/12. Способ улучшения массива лессового просадочного грунта в основании зданий и сооружений / Ясько С.И., Семенов И.В., Чухряев Н.П. – Заявл. 28.11.06; опубл. 20.08.08.

94. Пат. 2348760 Российская Федерация, E02D 35/00. Способ выравнивания кренов зданий, возведенных на водонасыщенных грунтах / Кровяков В.Н., Бабелло В.А., Сергейчук О.В., Марийский Д.С., Романова М.В. – Заявл. 27.06.07; опубл. 10.03.09, Бюл. № 7.

95. Пат. 2352723 Российская Федерация, E02D 35/00. Способ корректировки вертикального положения зданий и сооружений на плитном фундаменте / Нуждин Л.В., **Нуждин М.Л.** – Заявл. 06.08.07; опубл. 20.04.09, Бюл. № 11.

96. Пат. 2354778 Российская Федерация, E02D 3/12. Способ закрепления грунта / Голованов А.М., Пашков В.И., Рево Г.А., Пашков Д.В. – Заявл. 25.08.06; опубл. 10.05.09, Бюл. № 13.

97. Пат. 2422592 Российская Федерация, E02D 31/08. Способ поддержания начального напряженно-деформированного состояния грунта в зоне фундамента существующего здания / Попсуенко И.К., Шулятьев О.А. – Заявл. 04.02.10; опубл. 27.06.11, Бюл. № 18.

98. Пат. 2468152 Российская Федерация, E02D 35/00. Способ корректировки неравномерности и осадок зданий и сооружений на плитном фундаменте / Лубягин А.В., Бобряков А.П. – Заявл. 16.06.11; опубл. 27.11.12, Бюл. № 33.

99. Пат. 2722901 Российская Федерация, E02D 27/08 Способ усиления свайного фундамента / **Нуждин М.Л.**, Нуждин Л.В., Габиров Ф.Г. – Заявл. 24.06.19; опубл. 04.06.20, Бюл. № 16.

100. Пат. 2728052 Российская Федерация, E02D 27/08 Способ усиления свайного фундамента / **Нуждин М.Л.**, Нуждин Л.В. – Заявл. 24.06.19; опубл. 28.07.20, Бюл. № 22.

101. Пат. 2728077 Российская Федерация, E02D 27/44 Способ устройства свайного фундамента под машины с динамическими нагрузками и виброчувствительное оборудование / **Нуждин М.Л.**, Нуждин Л.В. – Заявл. 15.07.19; опубл. 28.07.20, Бюл. № 22.

102. Пат. 2729818 Российская Федерация, E02D 27/44 Способ устройства свайного фундамента под машины с динамическими нагрузками и виброчувствительное оборудование / Нуждин Л.В., **Нуждин М.Л.**, Габиров Ф.Г., Габирова Л.Ф. – Заявл. 15.07.19; опубл. 12.08.20, Бюл. № 23.

103. Пат. 2000115425 Российская Федерация, E02D 17/20. Способ крепления откоса грунтового котлована / Сбоев В.М., Лубягин А.В., Федоров В.К. – Заявл. 14.06.00; опубл. 20.05.02.

104. Петухов, А.А. Совершенствование способа устройства инъекционных свай в слабых глинистых грунтах для условий реконструкции зданий: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Петухов Аркадий Александрович. – Томск, 2006. – 192 с.

105. Писаненко, В.П. Исследование закономерностей движения уплотняющих смесей в грунте при высоконапорной инъекции / В.П. Писаненко, **М.Л. Нуждин** // Проблемы строительного комплекса России: мат. VII междунар. науч.-техн. конф. – Уфа: УГНТУ, 2003. – С. 85-86.

106. Писаненко, В.П. О возможности теоретического обоснования траекторий движения нагнетаемых растворов в грунте при высоконапорной инъекции / В.П. Писаненко, **М.Л. Нуждин** // Тр. междунар. науч.-практ. конф. по проблемам механики грунтов, фундаментостроению и транспортному строительству – Пермь: ПГТУ, 2004. – Т. 2. – С. 164-168.

107. Писаненко, В.П. О закономерностях движения подвижных затвердевающих смесей в грунте при напорных инъекциях / В.П. Писаненко, Д.М. Санников, **М.Л. Нуждин** // Вузы Сибири и Дальнего Востока – ТРАНССИБУ: мат. региональной науч.-практ. конф. – Новосибирск: СГУПС, 2002. – С. 365-369.

108. Писаненко, В.П. Уплотнение грунтового основания методом высоконапорного инъецирования с нагнетанием смесей по заданным траекториям / В.П. Писаненко, **М.Л. Нуждин** // Реконструкция исторических городов и геотехническое строительство: тр. междунар. конф. по геотехнике, посвященной 300-летию Санкт-Петербурга – М.: АСВ, 2003. – С. 361-364.

109. Полищук, А.И. К вопросу усиления оснований деформированных зданий методом высоконапорной инъекции / А.И. Полищук, Т.А. Трепутнева // Архитектура и строительство. Наука, образование, технологии, рынок: тез. докл. науч.-техн. конф. Секция «Проблемы развития теории сооружений и совершенствования строительных конструкций». – Томск: ТГАСУ, 2002. – С. 172.

110. Полищук, А.И. Опыт усиления фундаментов здания с использованием напорноабивных свай / А.И. Полищук, С.В. Ющубе, А.А. Петухов, С.С. Нуйкин // Актуальные проблемы проектирования и строительства в условиях городской застройки: тр. междунар. науч.-практ. семинара – Пермь: ПГТУ, 2005. – Т. 1. – С. 149-155.

111. Пономарев, А.Б. Исследование напряженно-деформированного состояния грунтового массива вокруг модели одиночной микросваи с уширением на конце / А.Б. Пономарев, К.В. Голубев // Актуальные проблемы проектирования и строительства в условиях городской застройки: тр. междунар. науч.-практ. семинара. – Пермь: ПГТУ, 2005. – С. 24-40.

112. Пономарев, А.Б. Реконструкция подземного пространства: учеб. пособие / А.Б. Пономарев. – Пермь: ПГТУ, 2005. – 236 с.

113. Потапов, А.С. Исследование прочностных характеристик грунтов, укрепленных песчано-гравийными сваями / А.С. Потапов // Материалы к V совещанию по закреплению и уплотнению грунтов. – Новосибирск, 1966. – С. 391-394.

114. Прозин, Я.А. Регулирование геометрического положения зданий, в условиях сильносжимаемых грунтовых оснований / Я.А. Прозин, М.Д. Кайгородов // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении: мат. междунар. науч.-техн. конф. – Новочеркасск: ЮРГПУ (НПИ), 2018. – С. 462-466.

115. Простов, С.М. Комплексный мониторинг процессов высоконапорной инъекции грунтов / С.М. Простов, В.А. Хямяляйнен, О.В. Герасимов – Кемерово: КузГТУ, РАЕН, 2006. – 94 с.

116. Простов, С.М. Основные тенденции и направления развития технических решений для закрепления неустойчивых грунтовых оснований сооружений / С.М. Простов // Проблемы строительного производства и управления недвижимостью: Мат. VI Междунар. науч.-практ. конф. – Кемерово: КузГТУ, 2020. – С. 274-286.

117. Ржаницын, Б.А. Химическое закрепление грунтов в строительстве / Б.А. Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1986. – 264 с.

118. Рубцов, И.В. Закрепление грунтов земляного полотна автомобильных и железных дорог: науч. изд. / И.В. Рубцов, В.И. Митраков, О.И. Рубцов. – М.: АСВ, 2007. – 184.

119. Рыженко, А.П. О влияние стенок лотка на результаты штамповых испытаний несвязных грунтов / А.П. Рыженко // Труды всесоюзного научно-исследовательского института транспортного строительства – 1966. – Вып. 59. – С. 104-110.

120. Савков, П.А. Влияние формы инородных включений на сжимаемость упругопластической среды / П.А. Савков, А.В. Лубягин, А.П. Криворотов // Геотехнические проблемы нового строительства и реконструкции: сб. трудов всероссийского науч.-техн. семинара. – Новосибирск: НГАСУ (Сибстрин), 2011. – С. 86-89.

121. Самарин, Е.Н. Современные инъекционные материалы и их использование для улучшения свойств грунтов / Е.Н. Самарин // Геотехника. – 2012. – № 4. – С. 4-10.

122. Самохвалов, М.А. Взаимодействие буроинъекционных свай, имеющих контролируемое уширение, с пылевато-глинистым грунтовым основанием: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Самохвалов Михаил Александрович. – Тюмень, 2016. – 210 с.

123. Сахаров, И.И. К вопросу об адаптации манжетной технологии для целей укрепительной инъекции оснований зданий [Электронный ресурс] / И.И. Сахаров // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2000. – № 2 – Режим доступа: <http://georeconstruction.net/journals/02/6/6.htm>

124. Сахаров, И.И. Опыт высоконапорной инъекции в пластично-мерзлые грунты / И.И. Сахаров, А.Е. Захаров // Реконструкция городов и геотехническое строительство – 2004. – № 8. – С. 168-171.

125. Сахаров, И.И. Перспективы методов усиления оснований архитектурных памятников Севера и Сибири [Электронный ресурс] / И.И. Сахаров, А.Е. Захаров // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2001. – № 4 – Режим доступа: <http://georeconstruction.net/journals/04/24/24.htm>

126. Сергеев, В.И. Разрывные нарушения в аллювиальных грунтах в процессе инъекции / В.И. Сергеев // Тр. VIII всесоюзного совещания по закреплению, уплотнению грунтов в строительстве. – М., 1974. – С. 213-215.

127. Смородинов, М.И. Струйная технология устройства противодиффузионных завес и несущих конструкций в грунте / М.И. Смородинов, В.Н. Корольков // Технология строительно-монтажных работ. – М.: ВНИИИС Госстроя СССР, 1984. – Вып. 1. – 41 с.

128. СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений. – М.: ФГУП ЦПП, 2006. – 48 с.

129. Соколович, В.Е. Химическое закрепление грунтов. / В.Е. Соколович. – М.: Стройиздат, 1980. – 119 с.

130. Соломин, В.И. Адаптивное управление параметрами фундаментов и оснований в процессе возведения сооружения / В.И. Соломин, В.В. Лушников, Ю.Р. Оржеховский // Численные методы расчетов в практической геотехнике: Сб. статей междунар. науч.-техн. конф. СПбГАСУ. – СПб., 2012. – С. 337-341.

131. Сорочан, Е.А. Исследование работы щелевых фундаментов / Е.А. Сорочан, Р.Г. Ревазишвили // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1986. – № 5. – С.12-15.

132. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. – М.: ФГУП ЦПП, 2016. – 220 с.

133. СП 45.13330.2017 Земляные сооружения, основания фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 3.02.01-87. – М.: ФГУП ЦПП, 2017. – 44 с.

134. СП 248.1325800.2016. Здания и сооружения. Правила проведения геотехнического мониторинга при строительстве. – М.: ФГУП «Стандартинформ», 2017. – 66 с.

135. СП 305.1325800.2017. Здания и сооружения. Правила проведения геотехнического мониторинга при строительстве. – М.: ФГУП «Стандартинформ». – 56 с.

136. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения: издание второе, дополненное и переработанное / Под общ. ред. В.А. Ильичева и Р.А. Мангушева. – М.: АСВ, 2016. – 1040 с.

137. Ставницер, Л.Р. Сейсмостойкость оснований и фундаментов / Л.Р. Ставницер. – М.: АСВ, 2010. – 448 с.

138. Степанов, М.А. Взаимодействие комбинированных ленточных свайных фундаментов с предварительно опрессованным грунтовым основанием: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Степанов Максим Андреевич. – Тюмень, 2015. – 25 с.

139. Татьянников Д.А. Совершенствование конструкции песчаной подушки, армированной горизонтальными геосинтетическими элементами, и ее расчет на слабом основании: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Татьянников Даниил Андреевич. – Пермь, 2019. – 141 с.

140. Тер-Мартirosян, А.З. Безопасность эксплуатации оснований зданий и сооружений при динамическом воздействии / А.З. Тер-Мартirosян, Е.С. Соболев // Вестник Московского государственного строительного университета. – 2017. – Т. 12. Вып. 5 (104). – С. 537-544.

141. Тер-Мартirosян, З.Г. Колебания заглубленного массивного фундамента на многослойном весоом основании / З.Г. Тер-Мартirosян, М.Н. Джаро // Вестник Московского государственного строительного университета. – 2012. – № 4 – С. 116-120.

142. Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов / З.Г. Тер-Мартirosян. – М.: АСВ, 2009. – 552 с.

143. Тер-Мартirosян, З.Г. Усиление слабых грунтов в основании фундаментных плит с использованием технологии Jet-Grouting / З.Г. Тер-Мартirosян, П.В. Струнин //Сб. трудов юбилейной конф., посвященной 80-летию кафедры механики грунтов, оснований и фундаментов, 110-летию со дня рождения Н.А. Цытовича, 100-летию со дня рождения С.С. Вялова. – М: МГСУ, 2010. – С. 26-33.

144. Тимофеева, Л.М. Армирование грунтов (теория и практика): дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / Тимофеева Людмила Михайловна. – Пермь, 1991. – 476 с.

145. Улицкий, В.М. Геотехническое сопровождение реконструкции городов (обследование, расчеты, ведение работ, мониторинг) / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин. – М.: АСВ, 1999. – 327 с.

146. Фатеев, Н.Т. Технология направленного гидроразрыва для создания в массиве пород ограждающих конструкций / Н.Т. Фатеев, С.В. Сергеев, В.Ф. Карякин, С.В. Гапон, О.В. Щетинин // Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2008. – № 1. – С. 260-264.

147. Федоров, Б.С. Струйная технология устройства несущих конструкций в грунте / Б.С. Федоров, М.И. Смородинов, В.Н. Корольков, С.Г. Сухарев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1984. – № 5. – С. 8-9.

148. Хусаинов, И.И. Конструкция «Структурного геомассива» в сложных геологических условиях: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Хусаинов Ильгиз Ильдусович. – М., 2015. – 22 с.

149. Шенкман, Р.И. Расчет осадок слабых глинистых оснований, улучшенных вертикальными грунтовыми элементами в оболочке из геосинтетических материалов: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Шенкман Роман Игоревич. – Пермь, 2016. – 24 с.

150. Шулятьев, О.А. Вертикальный геотехнический барьер по методу компенсационного нагнетания / О.А. Шулятьев, О.А. Мозгачева // Геотехнические проблемы строительства крупномасштабных и уникальных объектов: тр. междунар. геотехн. конф. посвященной году РФ в РК. – Алматы: КГА, 2004. – С. 473-477.

151. Шулятьев, О.А. Освоение подземного пространства городов: науч. изд. / О.А. Шулятьев, О.А. Мозгачева, В.С. Поспехов. – М.: АСВ, 2017. – 510 с.

152. Шулятьев, О.А. Основания и фундаменты высотных зданий: науч. изд. / О.А. Шулятьев. – М.: АСВ, 2016. – 392 с.

153. Cambefort, H. Injection des sols. Tome I: Principes et methods. – Editions Eyrolles, 1967. – 394 p.

154. Murugesan, S. Geosynthetic-encased stone columns: Numerical evaluation / S. Murugesan, K. Rajagopal // Ceotextiles and Geomembranes. – 2006. – № 6 (24). – P. 349-358.

155. Nuzhdin, L.V. Implementation of reduced impact geotechnics on historical monuments in Central Asia / L.V. Nuzhdin, **M.L. Nuzhdin**, A.Z. Khasanov, Z.A. Khasanov // Proc. of 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – Fukuoka: Japanese Geotechnical Society Special Publication, 2015. – P. 2662-2666.

156. **Nuzhdin, M.L.** Application high-pressure directional injection method for strengthen soil base / M.L. Nuzhdin, L.V. Nuzhdin // Geo-Engineering for Construction and Conservation of Cultural Heritage and Historical Sites. Challenges and Solutions: Proc. of the IVth CAGS. – Самарканд, 2012. – P. 201-205.

157. **Nuzhdin, M.L.** Erection many-storey buildings one plate foundation with application high-pressure injection method / M.L. Nuzhdin, L.V. Nuzhdin // Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Challenges and Solutions: Proc. of 14th Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – Hong Kong, 2011. – 4 p.

158. **Nuzhdin, M.L.** Strengthening of pile foundation under dynamic loads by high-pressure injection / M.L. Nuzhdin, L.V. Nuzhdin // Challenges and Innovations in

Geotechnics: Proc. of the 8th Asian Young Geotechnical Engineers Conf. – Leiden: CRC Press/Balkema, 2016. – P. 143-145.

159. Paul, A. The bearing behavior of geogrid reinforced, crushed stone columns in comparison to non-reinforced concrete pile foundations / A. Paul, A.B. Ponomaryov // Proc. of the Eurogeo. – Munich, 2004. – Vol. II. – pp. 285-289.

160. Stoker, M.F. The influence of post grouting on the load bearing capacity of bored piles / M.F. Stoker // Proc. 8th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. – Helsinki, 1983.

161. Tallard, G.R. Chemical grouts for soils. V. 1. Available materials / G.R. Tallard, C. Caron. – Washington DC: Federal Highway Administration, 1977. – 233 p.

162. Terzaghi, K. Large retaining-wall test / K. Terzaghi // Engineering News-Record. – 1934. – № 112. – P. 136-140.

163. Vidal H. The principle of reinforced Earth / H. Vidal // Highway Research Record, Highway Research Board, National Council – Washington DC, 1969. – № 282 – P. 1-16.

164. Yahiro, T. On the Characteristics of High Speed Water Jets and Their Utilization in the Induction Grouting Method / T. Yahiro, H. Yoshida // International Symposium on Jet Cutting Technology. – Cambridge, 1974. – P. 41-63.

165. **Нуждин, М.Л.** Снижение колебаний свайных фундаментов под машины с динамическими нагрузками методом высоконапорного группового инъецирования / М.Л. Нуждин, Л.В. Нуждин // Construction and Geotechnics. – 2020. – Т. 11, № 1. – С. 41-52. DOI: 10.15593/2224-9826/2020.1.04

166. **Нуждин, М.Л.** Экспериментальное подтверждение возможности создания в грунтовом массиве инъекционных тел установленной формы / М.Л. Нуждин, Л.В. Нуждин // Известия вузов. «Строительство». – 2019. – № 10. – С. 101-112. DOI: 10.32683/0536-1052-2019-730-10-101-112

167. **Нуждин, М.Л.** Экспериментальные исследования усиления грунтового основания свайных фундаментов армированием жесткими включениями // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2019. – Т. 10, № 3. – С. 5-15. DOI: 10.15593/2224-9826/2019.3.01

ПРИЛОЖЕНИЕ 1
ПРИМЕРЫ УСИЛЕНИЯ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ ЗДАНИЙ
МЕТОДОМ ПАКЕТНОГО ВЫСОКОНАПОРНОГО ИНЪЕЦИРОВАНИЯ

Усиление фундаментов мелкого заложения на просадочных грунтах и на неравномерно замоченном основании

Здание клуба Новосибирского военного института им. генерала И.К. Яковлева внутренних войск МВД РФ со зрительным залом на 760 мест было построено в 1972 г. по типовому проекту 264-12-72. Оно имеет близкую к П-образной форму с разным количеством этажей в блоках. Под частью здания выполнен подвал (Рисунок 1).

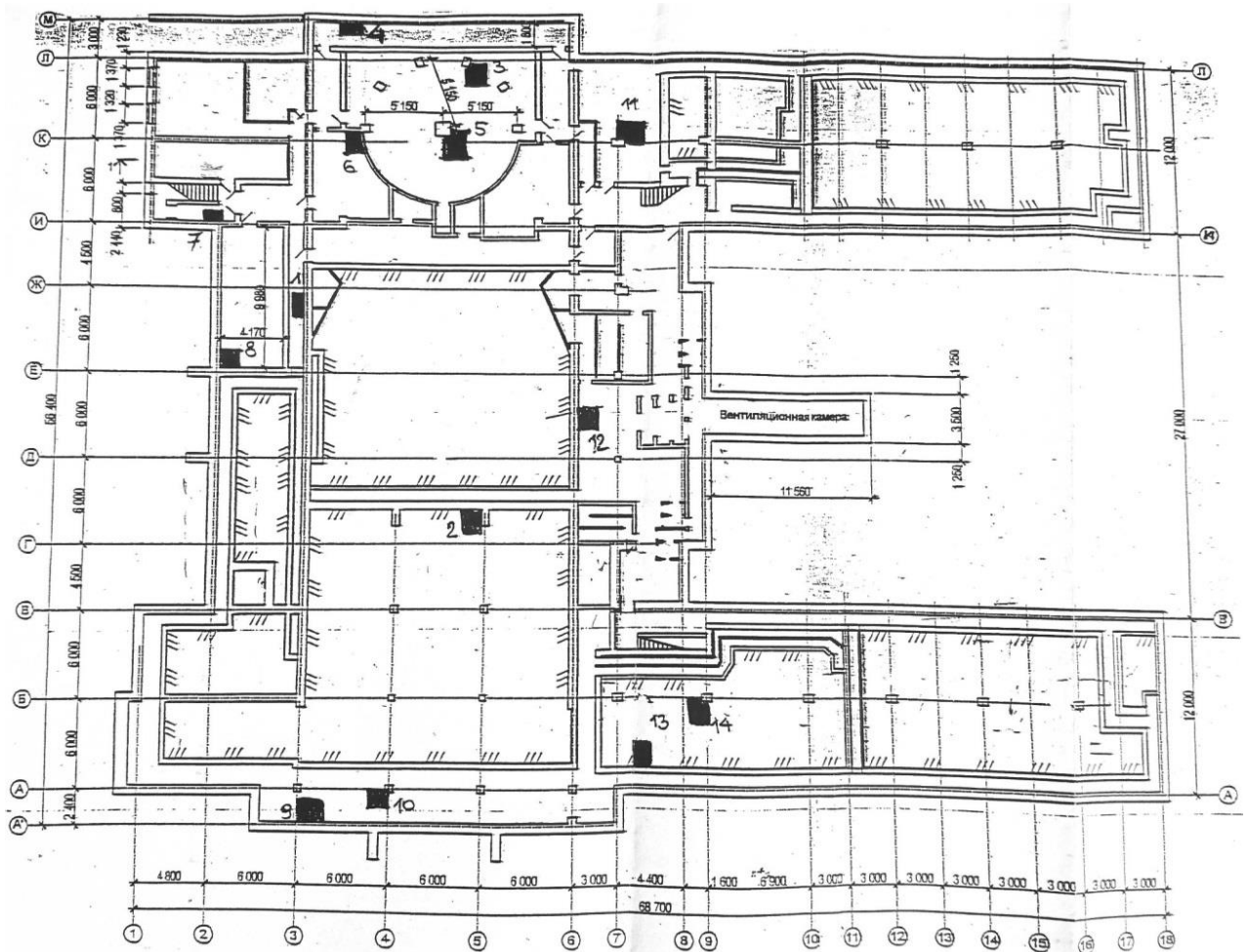


Рисунок 1. План подвала и цокольного этажа здания клуба НВИ ВВ МВД РФ.

Конструктивная схема – смешанная, с несущими наружными и внутренними кирпичными стенами и железобетонными колоннами. Междуетажные пере-

крытия и покрытие помещений – из сборных многопустотных плит, покрытие зрительного и спортивного залов – из сборных ребристых плит по металлическим фермам и сборным железобетонным балкам.

Фундаменты несущих стен – мелкого заложения ленточные из монолитного железобетона с шириной подошвы 1,2 м, колонны опираются на столбчатые фундаменты с размерами 1,8×1,8 м. Глубина заложения подошвы фундаментов переменная – от 1,3 м до 2,9 м от уровня планировки.

В разрезе площадки выделено 9 инженерно-геологических элементов (Рисунок 2).

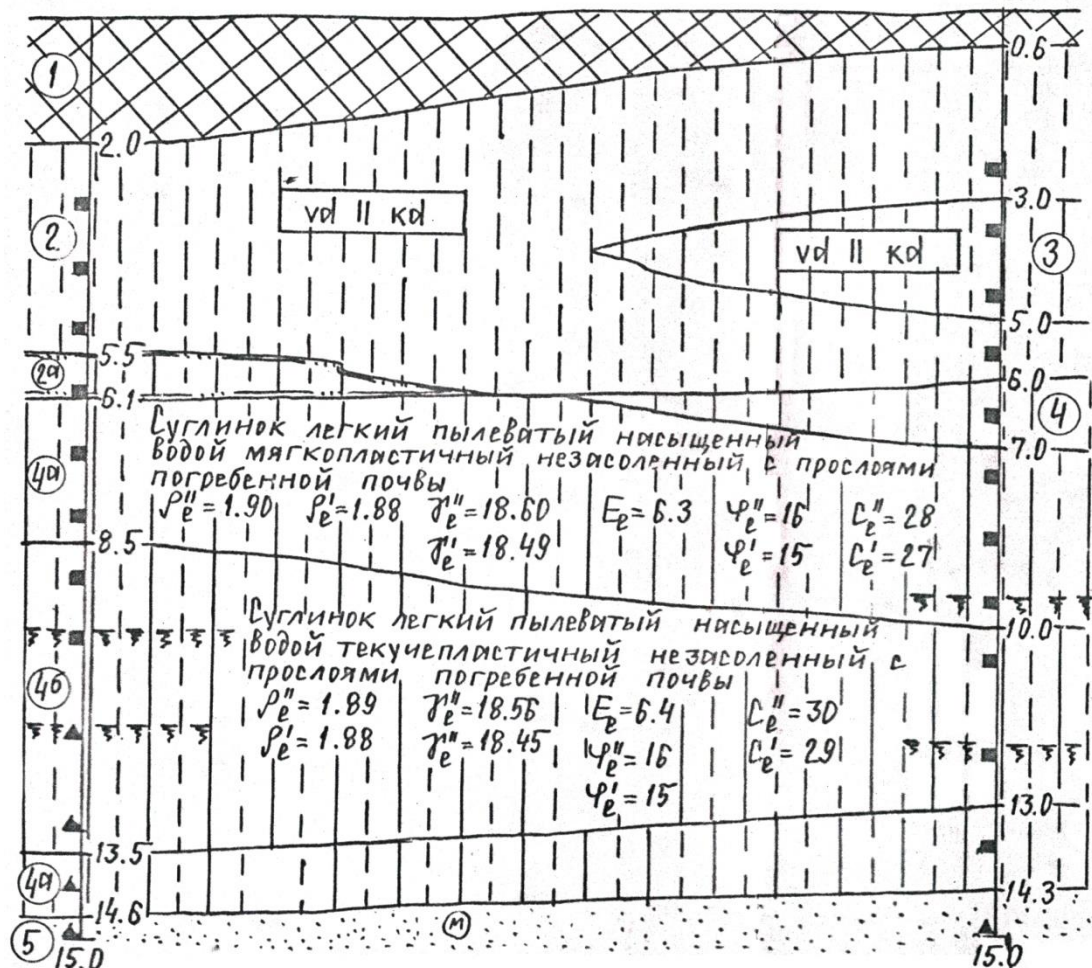


Рисунок 2. Инженерно-геологический разрез площадки здания клуба НВИ ВВ МВД РФ.

ИГЭ-1. Насыпной грунт: смесь супеси и почвы с включениями гальки 8...15%, щебня 10% и битого кирпича 6...15%, мощностью до 0,6...2,0 м.

ИГЭ-2. Супесь пылеватая средней степени водонасыщения твердая слабо-набухающая непросадочная незасоленная, мощностью до 3,5 м. $\rho_e = 1,78 \text{ г/см}^3$, $\varphi_e = 25^\circ$, $c_e = 25 \text{ кПа}$, $E_e = 12,0 \text{ МПа}$.

ИГЭ-2а. Супесь пылеватая малой степени водонасыщения твердая ненабухающая просадочная незасоленная, мощностью 0,6 м. $\rho_e = 1,65 \text{ г/см}^3$, $\varphi_e = 25^\circ$, $c_e = 20 \text{ кПа}$, $E_e = 8,5 \text{ МПа}$.

ИГЭ-3. Суглинок легкий пылеватый средней степени водонасыщения полутвердый ненабухающий непросадочный незасоленный, мощностью до 2,0 м. $\rho_e = 1,79 \text{ г/см}^3$, $\varphi_e = 16^\circ$, $c_e = 31 \text{ кПа}$, $E_e = 7,1 \text{ МПа}$.

ИГЭ-4. Суглинок легкий пылеватый средней степени водонасыщения тугопластичный ненабухающий непросадочный незасоленный, мощностью 1,0 м. $\rho_e = 1,85 \text{ г/см}^3$, $\varphi_e = 17^\circ$, $c_e = 27 \text{ кПа}$, $E_e = 8,3 \text{ МПа}$.

ИГЭ-4а. Суглинок легкий пылеватый насыщенный водой мягкопластичный незасоленный с прослоями погребенной почвы, мощностью 2,4...3,0 м. $\rho_e = 1,90 \text{ г/см}^3$, $\varphi_e = 16^\circ$, $c_e = 28 \text{ кПа}$, $E_e = 6,3 \text{ МПа}$.

ИГЭ-4б. Суглинок легкий пылеватый насыщенный водой текучепластичный незасоленный с прослоями погребенной почвы, мощностью 3,0...5,0 м. $\rho_e = 1,89 \text{ г/см}^3$, $\varphi_e = 16^\circ$, $c_e = 30 \text{ кПа}$, $E_e = 6,4 \text{ МПа}$.

ИГЭ-4а. Суглинок легкий пылеватый насыщенный водой мягкопластичный незасоленный с прослоями погребенной почвы, мощностью 1,1...1,3 м. $\rho_e = 1,90 \text{ г/см}^3$, $\varphi_e = 16^\circ$, $c_e = 28 \text{ кПа}$, $E_e = 6,3 \text{ МПа}$.

ИГЭ-5. Песок мелкий неоднородный средней плотности средней степени водонасыщения, вскрытой мощностью 0,4...0,7 м. $\rho_e = 1,93 \text{ г/см}^3$, $\varphi_e = 35^\circ$, $c_e = 3 \text{ кПа}$, $E_e = 33,0 \text{ МПа}$.

Подземные воды в период проведения изысканий скважинами глубиной 15,0 м вскрыты не были.

В результате технического обследования в несущих и ограждающих конструкциях здания было зафиксировано наличие большого количества трещин шириной до 50 мм и локальных разрушений силового характера. Имела место подвижка сборных железобетонных элементов (плит перекрытий и перемычек проемов) с раскрытием швов между ними. В ряде помещений наблюдались значительные (до 150 мм) неравномерные деформации пола. В ходе повторного обследования, проведенного по организационным причинам через два года, был отмечен рост неравномерных осадок – ширина раскрытия большинства трещин увеличилась на 2...10 мм и на отдельных участках до 20 мм.

Для выявления причин развития деформаций были выполнены уточняющие инженерно-геологические изыскания, включающие в т.ч. определение просадочных свойств монолитов, отобранных непосредственно из-под подошвы фундаментов. Всего было пройдено 14 шурфов в разных частях здания: в шести грунты относились к просадочным ($\varepsilon_{sl} = 0,016...0,019$), а еще в четырех были близки к этому ($\varepsilon_{sl} = 0,008...0,009$). В остальных шурфах грунты находились в полностью водонасыщенном состоянии.

Основной причины неравномерных деформаций, очевидно, явилось замачивание просадочных грунтов, вызванное протечками из водонесущих коммуникаций и атмосферными осадками из-за неудовлетворительной обеспеченности их стока.

Жилой дом № 40 по ул. Октябрьской в Центральном районе Новосибирска был возведен в 1931 г. 4-5-этажным с подвалом Т-образной формы в плане (Рисунок 3а). Первоначальная конструктивная схема здания была представлена несущими продольными и поперечными кирпичными стенами с деревянными перекрытиями и покрытием.

Фундаменты – мелкого заложения, бутовые на цементном растворе с фрагментами кирпичной кладки с шириной подошвы 0,9...1,3 м. Глубина заложения фундаментов от поверхности земли под большей частью здания составляет 4,0...4,5 м, в зоне размещения бывшей котельной – 6,4...6,7 м.

В основании фундаментов до глубины 6,6...8,0 м залегает супесь песчаная малой степени водонасыщения твердая непронасыщенная (ИГЭ-2). В диапазоне глубин от 6,6...8,0 м до 12,2...12,9 м расположен суглинок средней степени водонасыщения твердый непронасыщенный (ИГЭ-3), суглинок средней степени водонасыщения тугопластичный непронасыщенный (ИГЭ-3а) и суглинок насыщенный водой мягкопластичный (ИГЭ-3б).

а)



б)



в)



Рисунок 3. Жилой дом № 40 по ул. Октябрьской в Новосибирске (а).
Часть здания, надстроенная двумя этажами с мансардой (б),
4-5-этажная часть здания параллельная ул. Октябрьской (в).

Ниже суглинков с глубины 12,2...12,9 м до 13,4...14,6 м залегают супеси пылеватые средней степени водонасыщения пластичные (ИГЭ-4), а с глубины 13,4...14,6 м – супеси песчанистые твердые (ИГЭ-5). Все грунты характеризуются как непросадочные, но значения относительной деформации при $P = 0,3$ МПа достигают $\varepsilon_{sl} = 0,009$.

В начале 2000-х годов была выполнена реконструкция – надстройка двух этажей с мансардой над частью здания, перпендикулярной ул. Октябрьской. Этажи возводились из обыкновенного глиняного кирпича, перекрытия и покрытие – из монолитного железобетона. Для возможности восприятия дополнительных нагрузок около несущих стен существующего здания были выполнены колонны (Рисунок 3б), фундаменты – усилены. Строительные работы проводились без отселения жильцов.

Несущие строительные конструкции другой части здания – параллельной ул. Октябрьской (Рисунок 3в), к этому времени имели значительные повреждения различного типа, вызванные неравномерными осадками основания. Сравнение результатов изысканий с архивными материалами показало заметное увеличение влажности грунтов на отдельных участках из-за местных утечек из наружных и внутренних водонесущих коммуникаций. Как показали расчеты, при замачивании давление под подошвой фундаментов по ряду сечений превышало расчетное сопротивление грунта в 1,4...1,5 раз.

Ситуация усугублялась конструктивными особенностями: существенным перепадом глубины заложения и как следствие неоднородностью грунтовых условий непосредственно под подошвой, а также низкой распределительной способностью материала фундаментов – бутовой кладки.

Усиление грунтового основания здания клуба НВИ ВВ МВД РФ и жилого дома № 40 по ул. Октябрьской было принято выполнять пакетным высоконапорным иньектированием. В обоих случаях предусматривалось поэтапное проведение работ: прерывистое и сплошное контурное армирование вдоль ленточных фундаментов для стабилизации осадок зданий на первом и втором этапе и на третьем –

нагнетание цементно-песчаного раствора под подошву фундаментов между элементами контурного армирования для уплотнения грунтов основания.

Контурное армирование – вертикальные армоземента, создавались путем одновременного нагнетания цементно-песчаного раствора через группу из трех инъекторов, установленных в один ряд на расстоянии 450...650 мм друг от друга. Инъекционные захваты (группы инъекторов) размещались вдоль ленточных фундаментов с шагом 1520...1600 мм при усилении здания клуба НВИ ВВ МВД РФ и 1410...1700 мм при усилении жилого дома № 40 по ул. Октябрьской (Рисунок 4, 5).

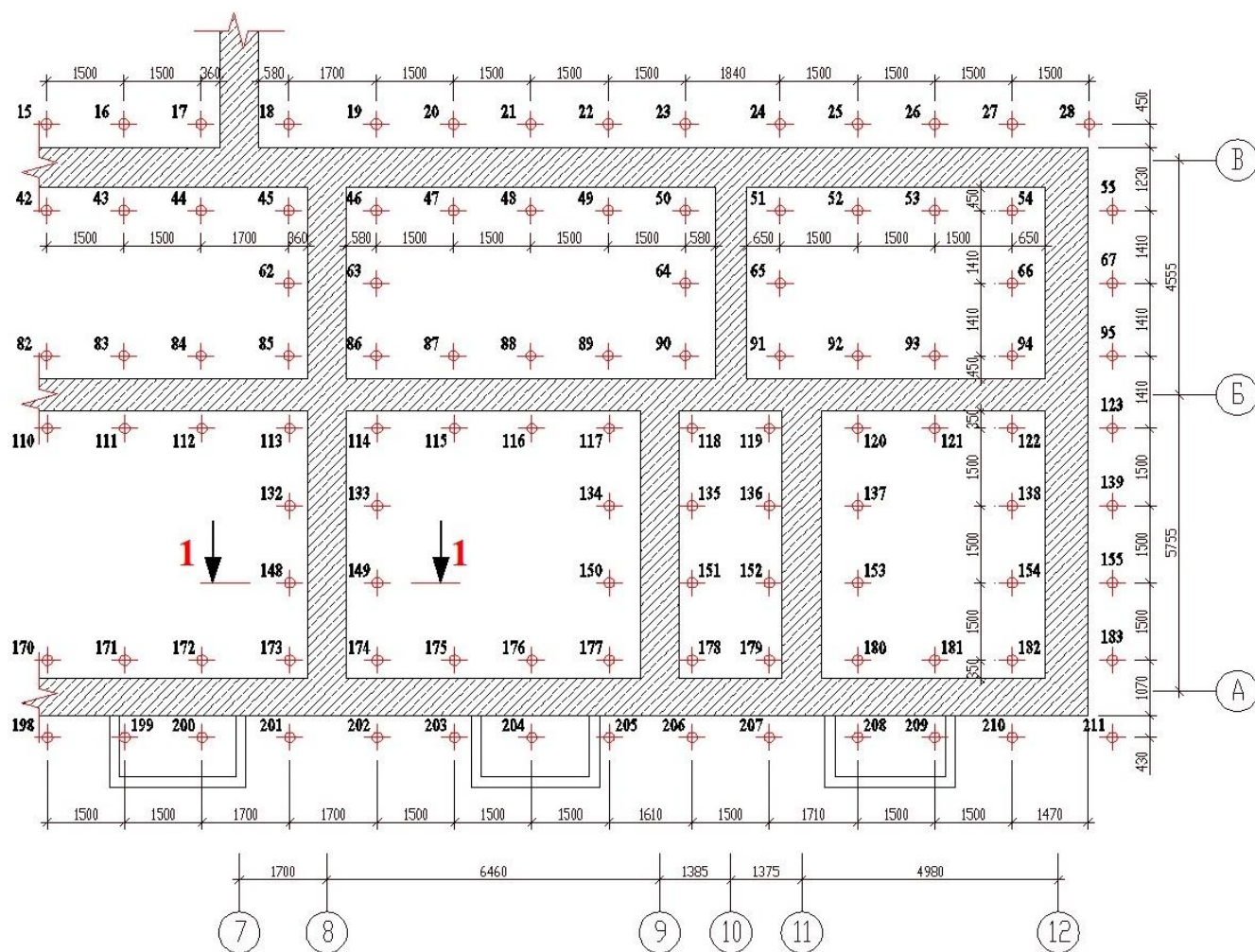


Рисунок 4. Жилой дом № 40 по ул. Октябрьской в Новосибирске:
схема расположения инъекционных захваток.

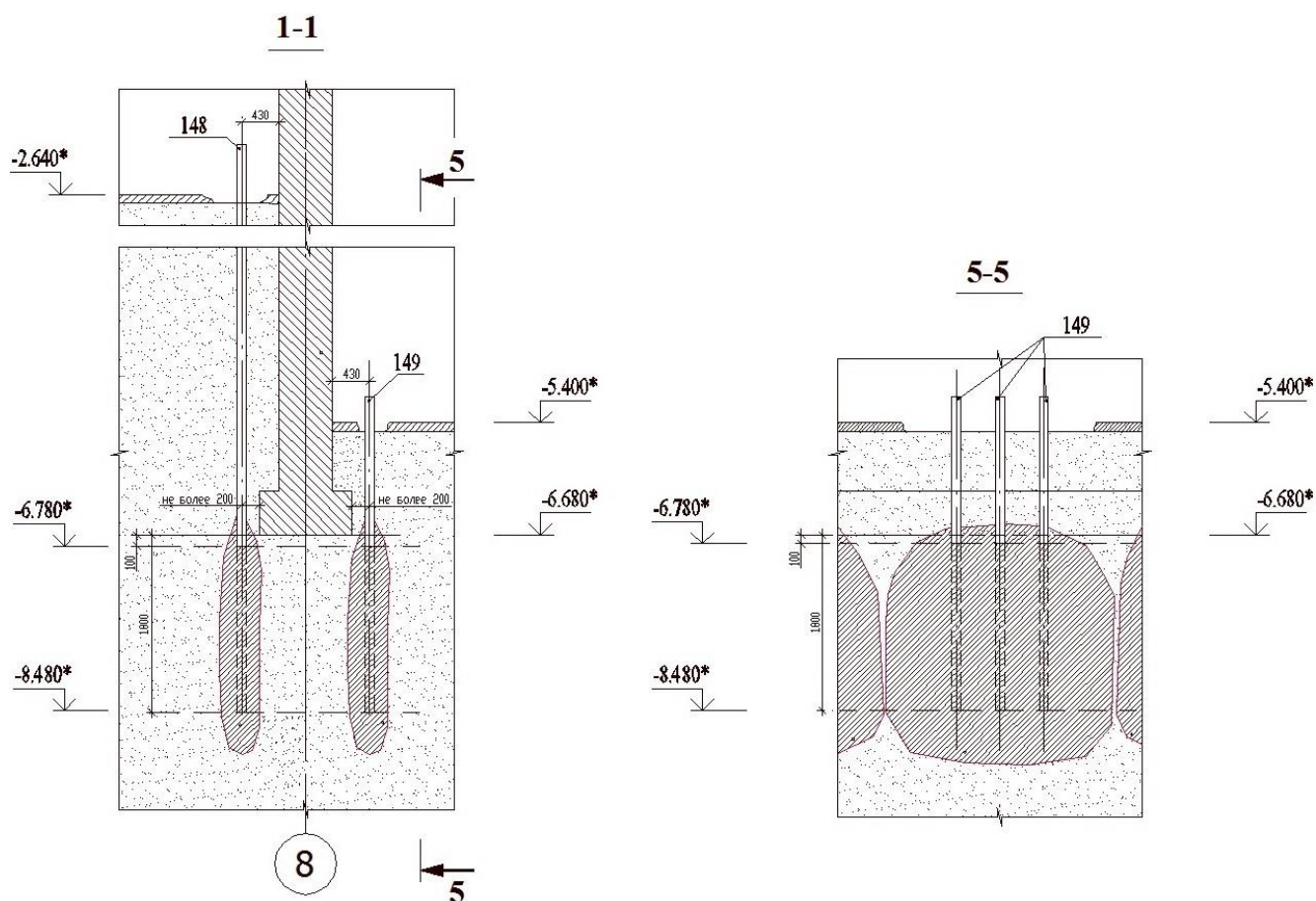


Рисунок 5. Жилой дом № 40 по ул. Октябрьской в Новосибирске: схема усиления ленточных фундаментов контурным армированием.

На всех инъекционных захватках иньекторы погружались до проектной отметки – на 1,8 м ниже подошвы фундамента (Рисунок 5). Глубина армирования назначалась исходя из инженерно-геологических особенностей основания. Расстояние от ряда иньекторов до внешней грани фундамента составляло 150...200 мм. После погружения иньекторы приподнимались на 1,7 м для создания линейных полостей иньектирования. Критерием окончания инъекционных работ служил объем закаченной смеси (не менее 0,65...0,80 м³ на каждой захватке).

В первую очередь производились работы по созданию прерывистого контура вдоль внешней стороны наружных стен, во вторую – вдоль внутренней. После, выполнялось сплошное контурное армирование. Технологический перерыв между работами первого и второго этапов составлял в среднем 14 суток. Контурное ар-

мирование около фундаментов внутренних несущих стен было выполнено в последнюю очередь.

Для инъектирования применялся пластифицированный цементно-песчаный раствор, приготавливаемый в следующих весовых пропорциях: цемент М200 – 1 часть, глинистый заполнитель – 2 части, песок мелкий – 4 части, вода – до необходимой консистенции смеси. Работы по контуру производились самоходной установкой АВБ-2М, для работ из подвала использовался ПУМ-65, подача раствора осуществлялась растворонасосами СО-49. Привязка точек установки инъекторов (расстояние до строительных конструкций и между точками) корректировалась по месту в пределах 100 мм без согласования с проектной организацией.

Работы по усилению грунтового основания обоих объектов были завершены после выполнения второго этапа – сплошного контурного армирования фундаментов, работы третьего этапа по нагнетанию под подошву не производились.

Усиление грунтового основания здания клуба НВИ ВВ МВД РФ привело к полному затуханию развития деформаций, вызванных местным замачиванием – максимальный прирост составил не более 1,0...1,5 мм за год. Осадка большей части наружных стен не превысила 40...45 мм при предполагаемых значениях более 60...65 мм в случае дальнейшей реализации просадочности.

Геодезический контроль за осадками жилого дома № 40 по ул. Октябрьской по решению заказчика не выполнялся. Однако качество работ можно было оценить по результатам визуального обследования – практически одновременно с окончанием усиления был выполнен косметический ремонт фасадов здания. В ходе осмотров, выполняемых в течение года один раз в 2-3 месяца, раскрытия существующих трещин и появление новых не отмечено.

Усиление фундаментов мелкого заложения на оттаявших вечномерзлых грунтах

Жилой дом № 39 по ул. Набережная Оруджева в Надыме Ямало-Ненецкого автономного округа – 5-этажное 4-подъездное близкое к прямоугольной форме в

0,7...1,1 м. $\rho_e = 1,84 \text{ г/см}^3$, $\varphi_e = 36^\circ$, $c_e = 3 \text{ кПа}$, $E_e = 36,0 \text{ МПа}$.

ИГЭ-3. Песок мелкий неоднородный насыщенный водой плотный, мощностью 1,5...2,2 м. $\rho_e = 2,01 \text{ г/см}^3$, $\varphi_e = 35^\circ$, $c_e = 3 \text{ кПа}$, $E_e = 35,0 \text{ МПа}$.

ИГЭ-4. Торф сильно-среднеразложившийся высокозольный, мощностью 0,3...0,5 м. $\rho_e = 0,95 \text{ г/см}^3$, $\varphi_e = 12^\circ$, $c_e = 127 \text{ кПа}$, $E_e = 0,9 \text{ МПа}$.

ИГЭ-5. Песок пылеватый среднезатопфованный насыщенный водой, мощностью 0,5...0,9 м. $\rho_e = 1,58 \text{ г/см}^3$, $E_e = 10,2 \text{ МПа}$.

ИГЭ-6а. Песок пылеватый неоднородный насыщенный водой средней плотности, мощностью 0,9...1,3 м. $\rho_e = 1,95 \text{ г/см}^3$, $\varphi_e = 30^\circ$, $c_e = 4 \text{ кПа}$, $E_e = 30,0 \text{ МПа}$.

ИГЭ-7а. Песок мелкий неоднородный насыщенный водой средней плотности с прослоями песка средней крупности, мощностью до 6 м. $\rho_e = 1,97 \text{ г/см}^3$, $\varphi_e = 33^\circ$, $c_e = 2 \text{ кПа}$, $E_e = 30,0 \text{ МПа}$.

ИГЭ-7. Песок мелкий неоднородный насыщенный водой плотный с прослоями песка средней крупности, мощностью до 2,9 м. $\rho_e = 1,97 \text{ г/см}^3$, $\varphi_e = 33^\circ$, $c_e = 2 \text{ кПа}$, $E_e = 30,0 \text{ МПа}$.

ИГЭ-9а. Песок средней крупности неоднородный насыщенный водой средней плотности с прослоями песка мелкого, мощностью 3,2...5,6 м. $\rho_e = 2,01 \text{ г/см}^3$, $\varphi_e = 37^\circ$, $c_e = 2 \text{ кПа}$, $E_e = 35,0 \text{ МПа}$.

ИГЭ-7. Песок мелкий неоднородный насыщенный водой плотный с прослоями песка средней крупности, мощностью 3,3 м. $\rho_e = 1,97 \text{ г/см}^3$, $\varphi_e = 33^\circ$, $c_e = 2 \text{ кПа}$, $E_e = 30,0 \text{ МПа}$.

ИГЭ-12. Суглинок легкий песчанистый насыщенный водой тугопластичный с прослоями полутвердого и мягкопластичного, вскрытой мощностью 5,5 м. $\rho_e = 1,87 \text{ г/см}^3$, $\varphi_e = 21^\circ$, $c_e = 23 \text{ кПа}$, $E_e = 8,7 \text{ МПа}$.

Сравнение полученных результатов с материалами старых изысканий (выполненных для проектирования) показало значительное изменение мерзлотных условий за двадцатилетний период эксплуатации. Из-за длительных техногенных воздействий под зданием на большой глубине произошло оттаивание мерзлоты и ее перераспределение на прилегающей территории. Реликты многолетнемерзлых

грунтов были вскрыты отдельными скважинами в интервале глубин от 14,8...20,2 м до 21,8...22,7 м, при этом их мощность изменялась в значительных пределах – от 0,2 м до 7,9 м. Растепление вечной мерзлоты явилось главной причиной неравномерных деформаций, существенно превышающих предельные значения. Оттягивающим фактором стало интенсивное обводнение грунтового основания из-за частых утечек из водонесущих коммуникаций.

Проект усиления основания жилого дома № 39 основывался на предположении, что концентрация теплового потока в контуре здания привела к полному растеплению подстилающих грунтов, а продолжающиеся осадки обусловлены длительными процессами консолидации оттаявшего массива и перестройкой структуры всей деформируемой толщи в новое равновесное состояние.

Целью проекта являлось ограничение вертикальных деформаций и перевод осадок в затухающую фазу путем искусственного ускорения процессов консолидации посредством избыточного давления, передаваемого на уплотняющийся грунт послойным высоконапорным инъецированием цементно-песчаного раствора. Дополнительным фактором, положительно влияющим на динамику развития деформаций, должно было служить сплошное контурное армирование вдоль периметра жилого дома, способствующее «обжатию» грунтового основания под зданием и препятствующее выходу раствора при нагнетании за его пределы.

Проектом было предусмотрено выполнение двух этапов работ: сплошное контурное армирование твердыми инъекционными телами вдоль наружных стен здания на 11 горизонтах – в интервале глубин от 4 м до 22 м и нагнетание инъекционного раствора на дополнительных горизонтах в консолидирующиеся неуплотненные грунты. Глубина расположения дополнительных горизонтов назначалась по данным инженерно-геологических изысканий и в обязательном порядке уточнялась в каждой точке по результатам динамического зондирования – в зонах наиболее высокой скорости погружения инъекторов (Рисунок 7).

Сплошное контурное армирование выполнялось на расстоянии 1,5...2,0 м от наружных стен здания методом пакетного высоконапорного инъецирования. На дополнительных горизонтах раствор нагнетался одновременно через несколько

инъекторов, при этом объем инъектирования определялся в ходе производства работ исходя из условия максимального обеспечения равномерности уплотнения структурно-неустойчивой толщи грунтового основания. Наибольший объем раствора закачивался на глубину 16...21 м – в слои оттаявших водонасыщенных рыхлых песков, мелких и средней крупности и легких песчанистых туго- и мягкопластичных суглинков.

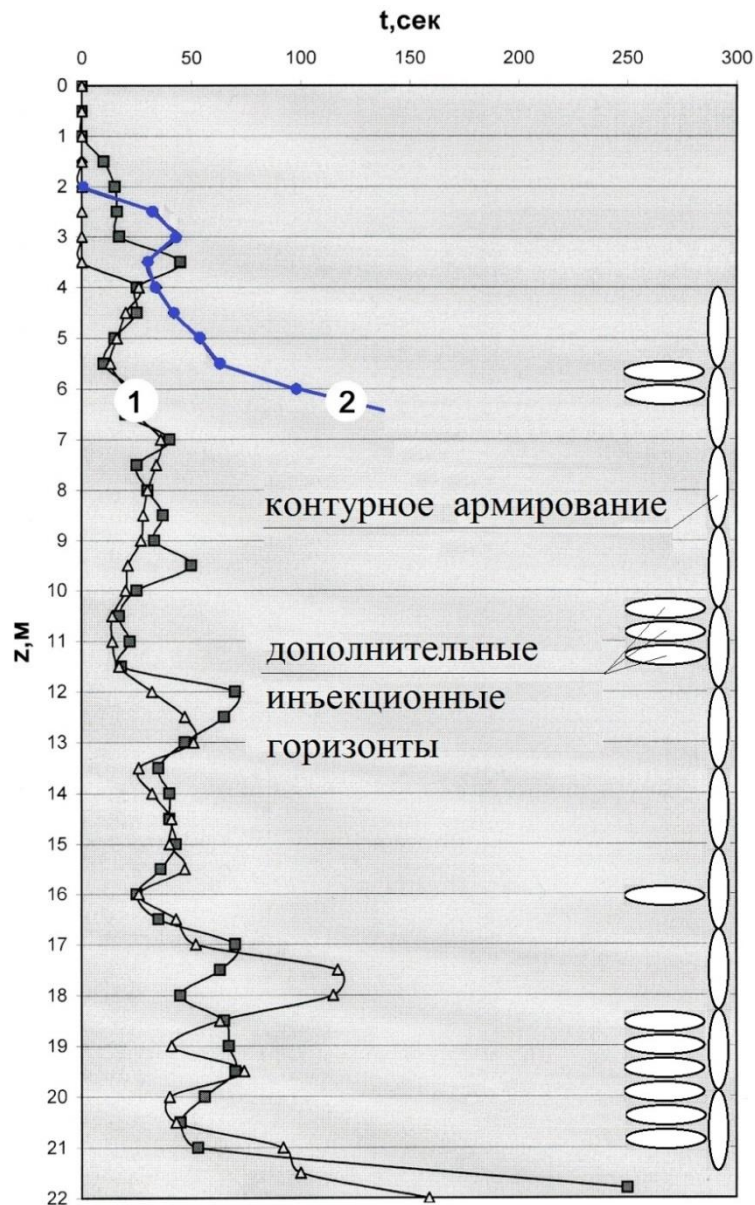


Рисунок 7. Назначение дополнительных инъекционных горизонтов по результатам динамического зондирования – скорости погружения иньектора.

Графики скорости погружения иньекторов в двух соседних точках до – 1, и после усиления грунтового основания – 2.

Погружение и извлечение инъекторов производилось самоходной установкой вибрационного бурения АВБ-2М (Рисунок 8), для работ из подвала использовался ПУМ-65.



Рисунок 8. Погружение инъектора установкой вибрационного бурения АВБ-2М.

Перед началом работ по нагнетанию на дополнительных горизонтах выполнялся подъем инъекторов на 100...150 мм для формирования точечных полостей инъектирования и отсоединения теряемых наконечников, предохраняющих от попадания грунта при погружении и служащих также для создания дренажного слоя, облегчающего отвод грунтовых вод, за счет увеличенного внешнего диаметра. Инъектирование производилось снизу вверх – на нижних, а затем на верхних горизонтах.

Нагнетание цементно-песчаной смеси производилось растворонасосами С-968 при рабочем давлении подачи около 8 атмосфер. Критерием окончания инъектирования на дополнительных горизонтах служило плавное повышение давления – на 40% против рабочего (Рисунок 9). Кратковременное повышение давления (при нагнетании менее 0,1 м³ раствора) не являлось основанием для прекращения инъектирования (Рисунок 10). Если рабочее давление не повышалось,

нагнетался максимально возможный объем раствора, но не более 6 м^3 . После инъецирования магистрали промывались водой для предотвращения схватывания смеси.

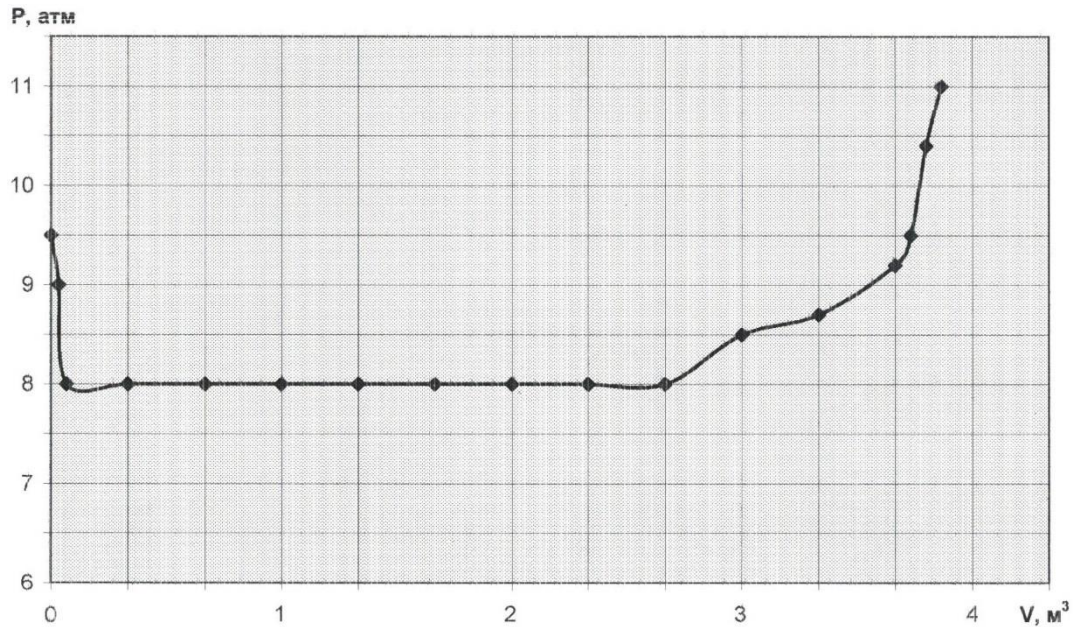


Рисунок 9. Характерный график изменения давления и объема закаченного раствора при инъецировании на дополнительном горизонте.



Рисунок 10. Кратковременное повышение давления при инъецировании на дополнительном горизонте.

В качестве инъекционного раствора применялась пластифицированная цементно-песчаная смесь, приготавливаемая в весовых пропорциях: цемент М400 – 3 части, бентонитовая глина – 1 часть, песок мелкий или средней крупности – 7 частей, вода – до необходимой пластичности смеси.

После окончания работ по усилению было проведено контрольное динамическое зондирование с целью определения уплотненных зон грунтового основания. Во всех точках зафиксировано существенное уменьшение скорости погружения зонда на глубине дополнительных горизонтов инъектирования (Рисунок 7).

Общее качество работ оценивалось по результатам геодезических наблюдений за жилым домом в послеремонтный период. Согласно данным измерений дополнительная осадка не превысила 2...3 мм за год, что подтвердило стабилизацию и затухающий характер деформаций грунтового основания.

Усиление основания плитного фундамента, сложенного насыпными грунтами

Жилой дом № 116/1 по ул. Кропоткина расположен в Калининском районе Новосибирска на месте засыпанного оврага реки 1-ая Ельцовка. Он состоит из 5 разделенных деформационными швами секций, примыкающих друг к другу (Рисунок 11). Секции № 1 и № 2 выполнены 12-этажными, остальные – по 9-этажей.

Засыпанный овраг 1-й Ельцовки характеризуется резким перепадом глубины залегания кровли грунтов естественного сложения – от 3,1 м до 16,0 м. Грунты естественного сложения представлены супесями песчанистыми непросадочными малой степени водонасыщения и суглинками пылеватыми насыщенными водой. Насыпные грунты (ИГЭ-1, ИГЭ-1а и ИГЭ-1б) представляют собой неоднородную по составу и сложению смесь почвы, супеси и суглинка с включениями битого кирпича, щебня и строительного мусора, разной степени водонасыщения.

Скважинами глубиной 25 м были вскрыты 7 инженерно-геологических элементов.

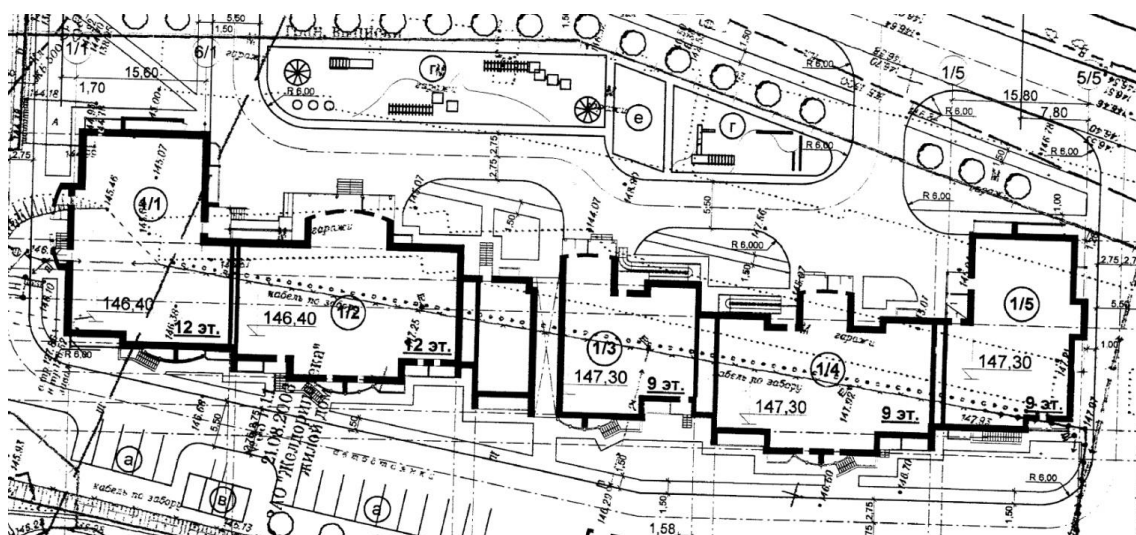


Рисунок 11. Фрагмент генерального плана жилого дома № 116/1 по ул. Кропоткина в Новосибирске.

ИГЭ-1. Насыпной грунт: почва, супесь и суглинок с включениями битого кирпича, щебня, шлака, стекла, древесины, проволоки, неоднородный по составу и сложеню. $R_0 = 64$ кПа.

ИГЭ-1а. Насыпной грунт: почва, супесь и суглинок с включениями битого кирпича, щебня, шлака, стекла, древесины, проволоки, неоднородный по составу и сложеню, насыщенный водой. $R_0 = 64$ кПа.

ИГЭ-1б. Насыпной грунт: супесь насыщенная водой пластичная до текучей. $R_0 = 64$ кПа.

ИГЭ-2. Супесь песчанистая малой степени водонасыщения твердая ненабухающая непросадочная незасоленная с прослоями суглинка и песка. $\rho_e = 1,74$ г/см³, $\varphi_e = 28^\circ$, $c_e = 18$ кПа, $E_e = 11,4$ МПа.

ИГЭ-4. Суглинок легкий пылеватый насыщенный водой текучепластичный незасоленный с прослоями мягкопластичного и супеси. $\rho_e = 1,96$ г/см³, $\varphi_e = 17^\circ$, $c_e = 30$ кПа, $E_e = 9,3$ МПа.

ИГЭ-6. Супесь песчанистая насыщенная водой пластичная незасоленная с прослоями текучей, суглинка и песка. $\rho_e = 2,02$ г/см³, $\varphi_e = 26^\circ$, $c_e = 9$ кПа, $E_e = 23,0$ МПа.

ИГЭ-7. Суглинок тяжелый пылеватый насыщенный водой мягкопластичный незасоленный с прослоями тугопластичного и супеси. $\rho_e = 2,08 \text{ г/см}^3$, $\varphi_e = 21^\circ$, $c_e = 23 \text{ кПа}$, $E_e = 14,0 \text{ МПа}$.

Характерной особенностью грунтового основания жилого дома № 116/1 являлись крайне неоднородные инженерно-геологические условия. Секции № 1 и № 2 расположены непосредственно над засыпанным оврагом, в их основании залегают насыпные грунты мощностью до 16,0 м; секция № 3 – над откосом, мощность насыпных грунтов от 3,1 м до 14,8 м; секция № 4 – вблизи откоса оврага; в основании секции № 5 залегают грунты естественного сложения (Рисунок 12).

В качестве фундамента секции № 5 была запроектирована монолитная железобетонная плита толщиной 1,0 м с опорным слоем, грунтом естественного сложения – супесью песчанистой (ИГЭ-2). Далее по глубине разреза следовали слои суглинков и супесей различной мощности.

Под секцией № 4 были выполнены буронабивные сваи диаметром 350 мм с уширением 500...600 мм длиной от 4,4 м, объединенные ленточным монолитным железобетонным ростверком. Опорным слоем свай является грунт естественного сложения – супесь песчанистая (ИГЭ-2 и ИГЭ-3) залегающая под слоем насыпных грунтов. При бурении контролировалось обязательное заглубление нижнего конца свай в опорный слой не менее чем на 1,0 м, соответственно длина назначалась по месту исходя из фактического расположения его кровли.

В качестве фундаментов секций №№ 1, 2 и 3 первоначально предполагалось использовать буронабивные сваи диаметром 800 мм, длиной от 20 м и более, с опиранием на грунты естественного сложения – супесь песчанистую с прослоями текучей, суглинка и песка (ИГЭ-6), залегающую под толщей насыпного грунта и слоем суглинка пылеватого (ИГЭ-7). Расчетная нагрузка на сваю была принята 180 тс, общее количество свай – 227 штук.

Позже, ориентируясь на экономические соображения, заказчиком было принято решение отказаться от буронабивных свай в пользу устройства в качестве фундаментов секций №№ 1, 2 и 3 железобетонных плит, толщиной 1,0 м с усилением насыпных грунтов.

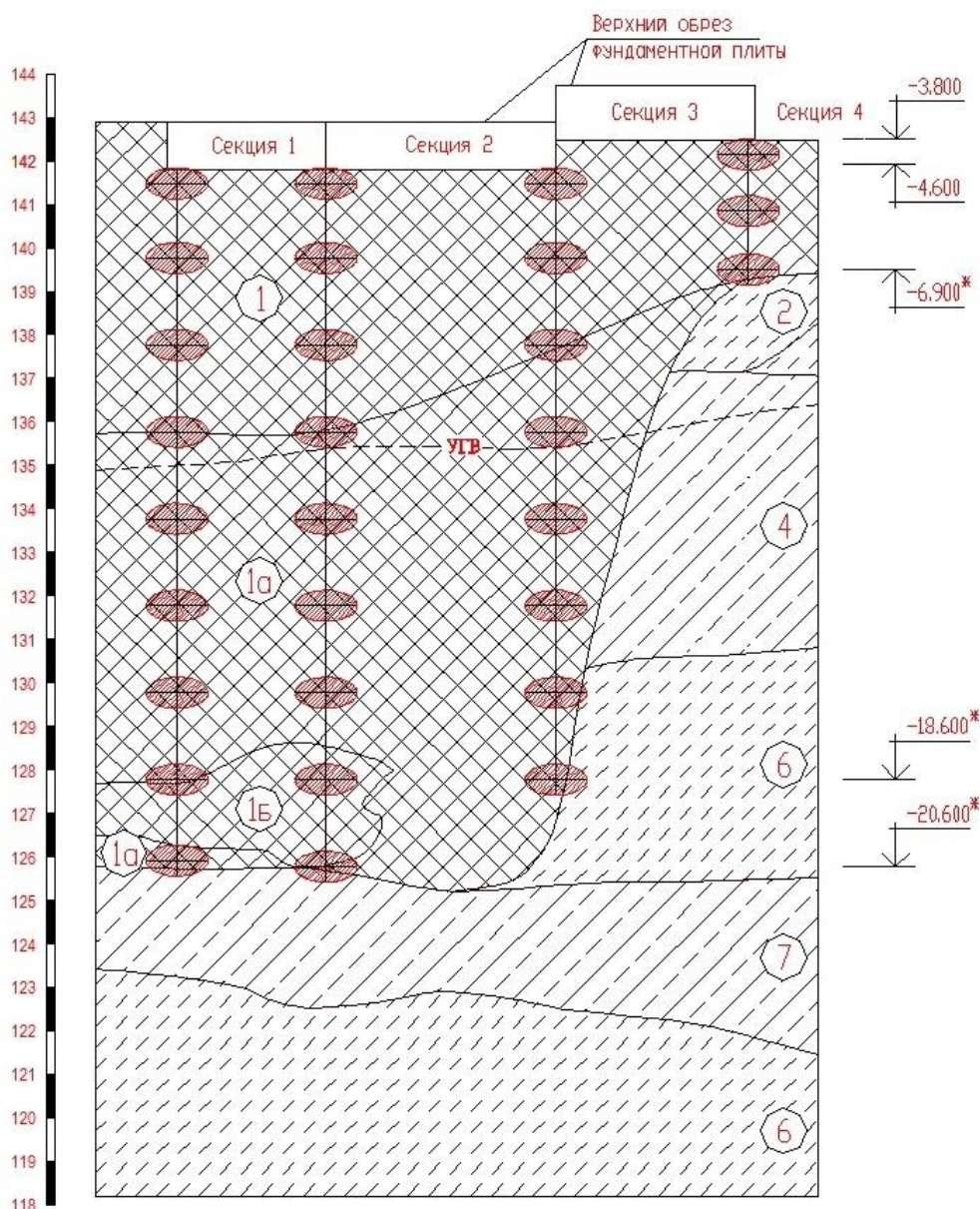


Рисунок 12. Инженерно-геологический разрез основания жилого дома № 116/1 по ул. Кропоткина; схема высотного расположения инъекционных горизонтов.

Проектом предусматривалось выполнение армирования основания с сопутствующим уплотнением твердыми инъекционными телами, сформированными пакетным высоконапорным инъецированием. Работы по усилению основания секций №№ 1, 2 и 3 производились одновременно с возведением надземных строительных конструкций.

На каждой инъекционной захватке нагнетание выполнялось через группу инъекторов, погружаемых в грунтовое основание через металлические кондукто-

ры, установленные в теле плиты при ее бетонировании (Рисунок 13). Расстояние между захватками составляло 1500...1700 мм около несущих стен и 1600...2000 мм в зонах между ними.



Рисунок 13. Кондукторы, размещенные в вершинах условного равностороннего треугольника.

Шаг инъекционных горизонтов по глубине был не более 2 м. Количество горизонтов на каждой захватке зависело от мощности насыпных грунтов и уточнялось по месту. Под торцевой стеной секции № 3, граничащей с секцией № 4, инъецирование производилось на трех горизонтах и на восьми под торцевой стеной рядом с секцией № 2; под секцией № 2 – на восьми и девяти и под секцией № 1 – на девяти инъекционных горизонтах.

Нагнетание производилось снизу вверх. Критерием окончания работ на инъекционном горизонте являлось плавное повышение подающего давления – на 40% против рабочего. Усиление выполнялось стандартным оборудованием.

Геодезический мониторинг проводился нивелированием III класса 60 марок – 17, 22 и 21 на секцию (Рисунок 14).

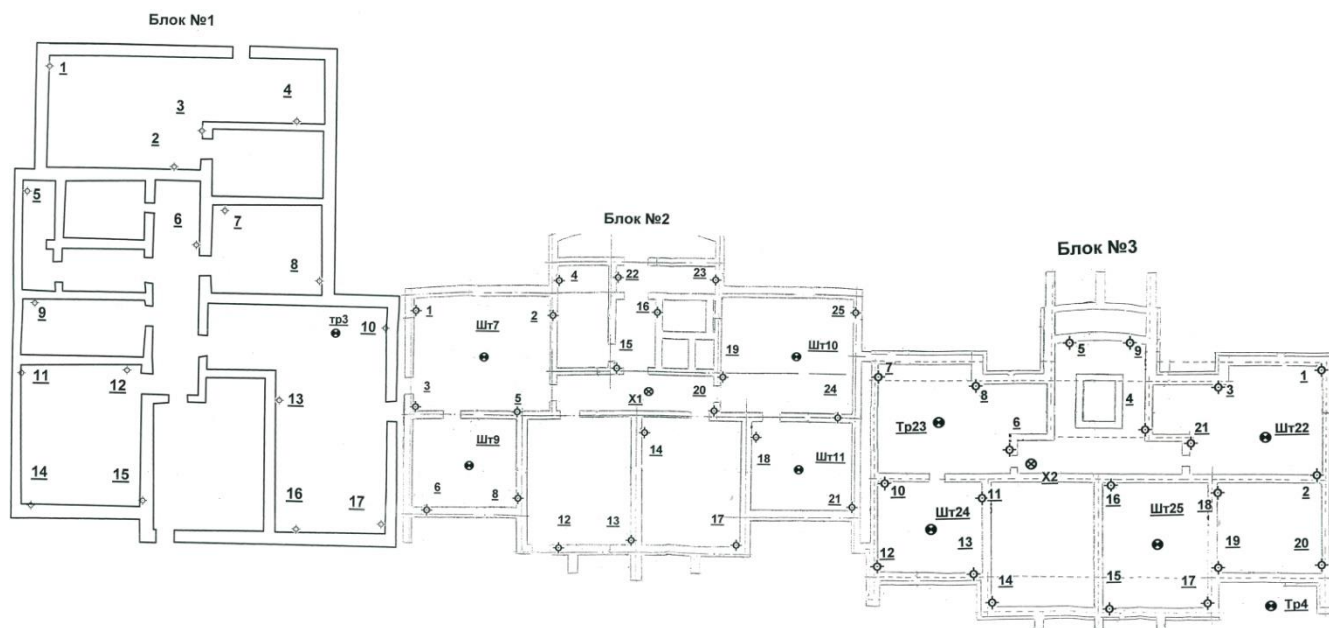


Рисунок 14. Схема расположения геодезических марок.

Первое нивелирование выполнялось после бетонирования плитных фундаментов с установленными геодезическими марками. Далее было осуществлено 11 циклов наблюдений за секцией № 1 и по 15 циклов за секциями № 2 и № 3 с интервалами 16...25 календарных дней, в т.ч. в процессе усиления грунтового основания – 9 циклов наблюдений за секцией № 1 и по 13 циклов за секциями № 2 и № 3. Последние циклы – 11-ый за секцией № 1 и 15-ый за секциями № 2 и № 3 проводились через 3 месяца после окончания строительных работ по возведению несущих конструкций здания. Результаты геодезического мониторинга за высотным положением секций № 1, 2 и 3 жилого дома № 116/1 по ул. Кропоткина в Новосибирске представлены в Таблицах 1-3.

В результате, деформации грунтового основания плитных фундаментов секций №№ 1, 2 и 3 жилого дома № 116/1 по ул. Кропоткина не превысили предельного значения, указанного в действующем в то время СНиП 2.02.01-83 «Основания зданий и сооружений». – 22,5 см для «многоэтажных бескаркасных зданий с несущими стенами из кирпичной кладки с армированием на фундаментах в виде сплошных плит». Осадка большинства геодезических марок находилась в

пределах 90...180 мм при ориентировочных значениях 280...290 мм в случае строительства без усиления грунтового основания.

Таблица № 1 – Высотные отметки характерных марок секции № 1.

№ марки	Абсолютная отметка, м			Приращение, мм	
	цикл 1	цикл 10	цикл 11	цикл 11-10	цикл 11-1
1	143,986	143,773	143,749	24	237
4	144,140	143,933	143,915	18	225
10	144,195	144,001	143,998	3	197
14	143,902	143,794	143,791	3	111
17	144,167	144,042	144,04	2	127

Таблица № 2 – Высотные отметки характерных марок секции № 2.

№ марки	Абсолютная отметка, м			Приращение, мм	
	цикл 1	цикл 14	цикл 15	цикл 15-14	цикл 15-1
1	143,913	143,690	143,685	5	228
6	143,913	143,739	143,734	5	179
13	143,857	143,715	143,713	2	144
21	143,951	143,833	143,830	3	121
22	144,034	143,831	143,827	4	207
25	143,957	143,796	143,791	5	166

Таблица № 3 – Высотные отметки характерных марок секции № 3.

№ марки	Абсолютная отметка, м			Приращение, мм	
	цикл 1	цикл 14	цикл 15	цикл 15-14	цикл 15-1
1	144,775	144,727	144,728	-1	47
5	144,861	144,770	144,771	-1	90
7	144,772	144,668	144,668	0	104
12	144,765	144,676	144,673	3	92
15	144,787	144,729	144,732	-3	55
20	144,728	144,693	144,695	-2	33

Выправление крена высотного здания на фундаментной плите

Жилой дом в Новосибирске⁵ представляет собой 26-этажное одноподъездное здание с подвалом и техническим этажом близкое к квадратной форме в плане с размерами между крайними осями 24,6×24,6 м. Несущие конструкции здания – монолитный железобетонный безригельный каркас с кирпичными стенами по монолитным плитам перекрытий.

Грунтовое основание жилого дома сложено 5 инженерно-геологическими элементами (Рисунок 15).

ИГЭ-1. Насыпной грунт: супесь и почва с включениями строительного и бытового мусора мощностью до 1,3 м.

ИГЭ-2. Супесь песчанистая малой степени водонасыщения твердая непронасаемая мощностью 4,8...6,8 м. $\rho_e = 1,75 \text{ г/см}^3$, $\varphi_e = 27^\circ$, $c_e = 19 \text{ кПа}$, $E_e = 15,0 \text{ МПа}$.

ИГЭ-3. Суглинок легкий пылеватый насыщенный водой тугопластичный мощностью 1,6...2,0 м. $\rho_e = 1,95 \text{ г/см}^3$, $\varphi_e = 19^\circ$, $c_e = 51 \text{ кПа}$, $E_e = 13,2 \text{ МПа}$.

ИГЭ-4. Суглинок легкий пылеватый насыщенный водой мягкопластичный мощностью до 0,6 м. $\rho_e = 1,95 \text{ г/см}^3$, $\varphi_e = 17^\circ$, $c_e = 28 \text{ кПа}$, $E_e = 13,4 \text{ МПа}$.

ИГЭ-4а. Суглинок легкий пылеватый насыщенный водой текучепластичный вскрытой мощностью 2,8...3,1 м. $\rho_e = 1,98 \text{ г/см}^3$, $\varphi_e = 16^\circ$, $c_e = 25 \text{ кПа}$, $E_e = 12,8 \text{ МПа}$.

Подземные воды были вскрыты на глубине 9,1 м от подошвы фундамента.

Характерная особенность площадки – наличие подземных в т.ч. водонесущих коммуникаций возведенных за пятьдесят и более лет до начала строительства здания, пролегающих в непосредственной близости от одного из его углов. Также, под этим углом распространены насыпные грунты обратной засыпки траншей мощностью до 1,3 м.

⁵ Договор на проведение работ включал пункт о неразглашении конфиденциальной информации.

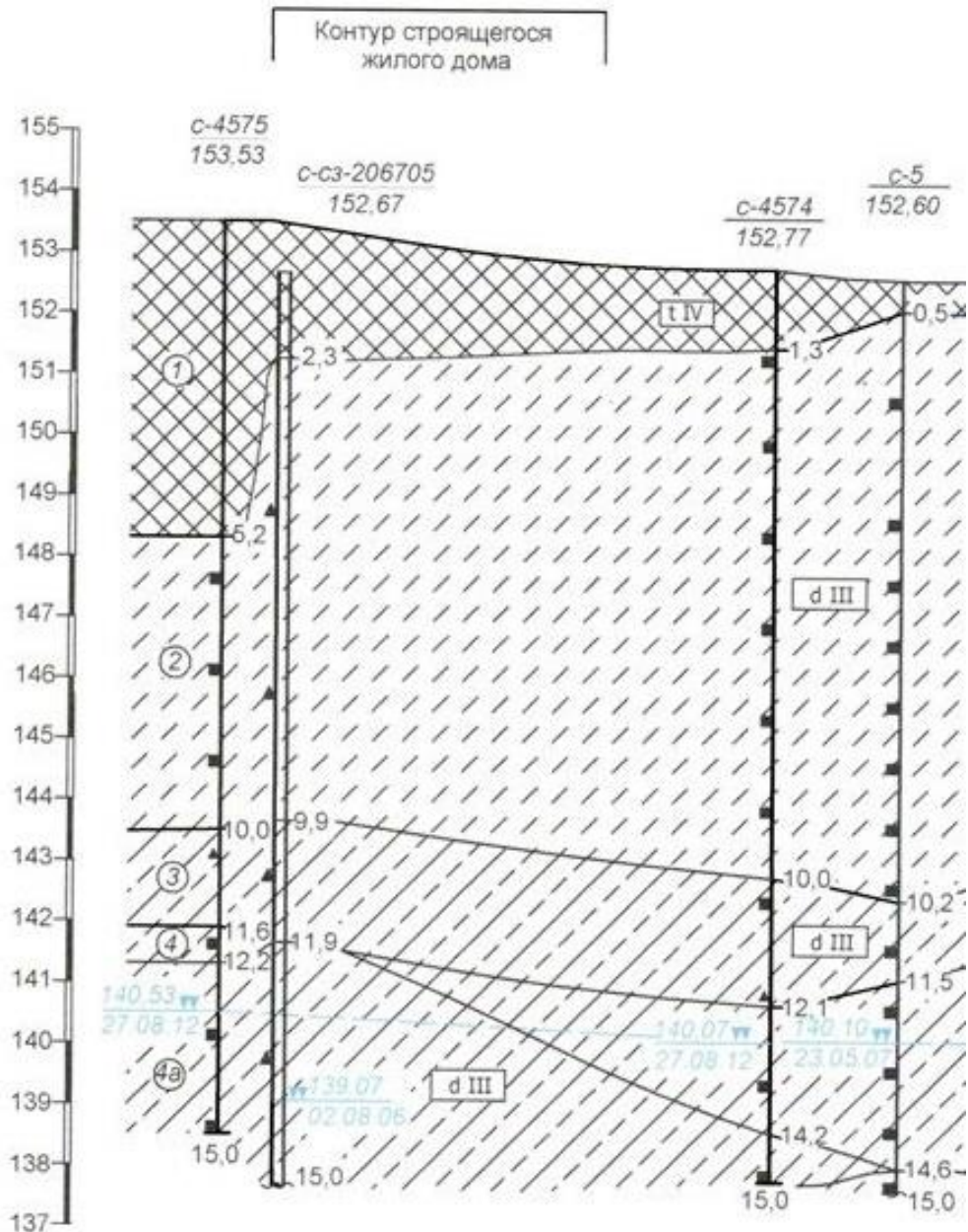


Рисунок 15. Инженерно-геологический разрез площадки
26-этажного одноподъездного здания.

В качестве фундамента жилого дома была запроектирована ребристая плита с габаритными размерами $25,85 \times 25,85$ м, общей высотой 1,5 м и толщиной плитной части 600 мм, площадью $668,2 \text{ м}^2$. Величина давления под подошвой плиты – $P = 346 \text{ кПа}$ при расчетном сопротивлении грунта основания в условиях естественной влажности $R_e = 852 \dots 885 \text{ кПа}$ и $R_b = 504 \dots 524 \text{ кПа}$ в водонасыщенном состоянии.

По расчету, осадка грунтового основания при сохранении природной влажности грунтов не должна была превысить $S_e = 13,2$ см, а в случае их полного водонасыщения $S_b = 14,1$ см, что меньше предельного значения, указанного в СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*» – $S_u = 15,0$ см [63]. Несмотря на это, учитывая риск возникновения неравномерных деформаций грунтового основания вследствие аварийного прорыва водонесущих коммуникаций или уплотнения насыпных грунтов обратной засыпки возведенных ранее коллекторов, в тело фундаментной плиты, при ее бетонировании, были установлены инъекционные кондукторы – металлические трубы диаметром 102 мм.

Геодезические наблюдения проводились один раз в 3...10 дней за 4 осадочными марками, заложенными в несущие стены в уровне 1-го этажа в углах здания. В течение первых недель строительства (5-й цикл наблюдений) образовался крен в направлении угла с насыпными грунтами (Таблица 4, марка № 4). Расчеты показали, что осадка угловой точки фундаментной плиты в направлении крена составит около 141 мм, однако динамика развития деформаций указывала на менее благоприятный ход событий.

Таблица 4 – Результаты геодезических наблюдений за деформациями жилого дома на плитном фундаменте в Новосибирске

№ марки	1 цикл	5 цикл	10 цикл	15 цикл	50 цикл	75 цикл
	до усиления			после усиления		
1	+2 мм	+19 мм	+26 мм	+32 мм	+79 мм	+143 мм
2	+1 мм	+15 мм	+21 мм	+28 мм	+70 мм	+133 мм
3	+3 мм	+20 мм	+30 мм	+34 мм	+72 мм	+138 мм
4	+7 мм	+32 мм	+49 мм	+52 мм	+63 мм	+121 мм

Было принято решение усилить грунтовое основание около и под угловой частью плитного фундамента в направлении развития крена для корректировки вертикального положения здания в период его строительства. Усиление пакетным

высоконапорным инъецированием планировалось, в случае необходимости, выполнить в 4 этапа (Рисунок 16):

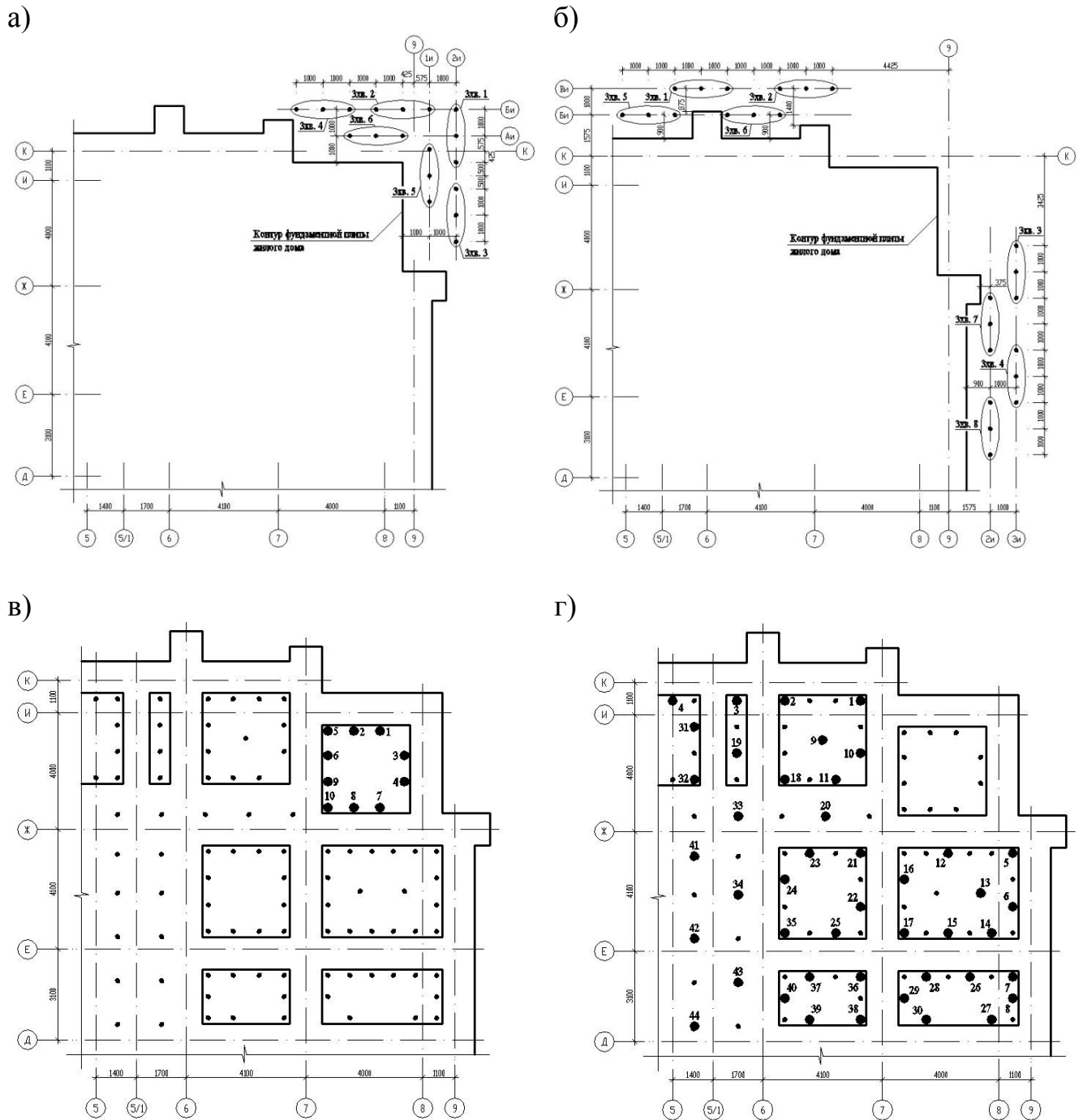


Рисунок 16. Усиление грунтового основания плитного фундамента:

1-й этап: сплошное контурное армирование на участках длиной $0,25b$ (а);

2-й этап: сплошное контурное армирование на участках длиной $0,5b$ (б);

3-й и 4-й этапы: армирование основания под подошвой угловой части плиты на площади $0,25b \times 0,25b$ (в) и $0,5b \times 0,5b$ (г).

- сплошное контурное армирование около угловой части плиты вдоль ее смежных сторон на участках длиной $0,25b$;
- сплошное контурное армирование около угловой части плиты вдоль ее смежных сторон на участках длиной $0,5b$;
- армирование основания под подошвой угловой части плиты на площади $0,25b \times 0,25b$;
- армирование основания под подошвой угловой части плиты на площади $0,5b \times 0,5b$.

Из-за сложной конфигурации фундаментной плиты контурное армирование производилось двумя рядами вертикальных армоэлементов, расположенных в шахматном порядке относительно друг друга (Рисунок 16а и 16б). Армоэлементы на каждой инъекционной захватке формировались одновременным нагнетанием цементно-песчаного раствора через группу из 3 инъекторов. Инъекторы устанавливались вдоль прямой линии на расстоянии $1,0$ м, шаг инъекционных захваток составлял $3,0 \dots 4,0$ м, расстояние между рядами – $1,0$ м. Проектом было предусмотрено выполнение вертикальных армоэлементов с размерами $2,4 \times 1,8 \times 0,3$ м, ориентировочный диаметр элементов усиления под угловой частью плиты – $1,5$ м, их толщина – не менее $0,3$ м. Усиление производилось на семи инъекционных горизонтах, общая глубина усиления – $13,8$ м.

К работам по усилению грунтового основания приступили через 7 недель (10-й цикл наблюдений) после начала строительства. Первый и второй этапы – сплошное контурное армирование около угловой части плиты, выполнялись на протяжении 3-х месяцев одновременно с возведением здания. Результаты текущих геодезических измерений свидетельствовали об эффективности усиления – затухании развития и последующей ликвидации крена. Таким образом, необходимость проведения работ 3-го и 4-го этапов – армирования основания под подошвой плиты отсутствовала.

ПРИЛОЖЕНИЕ 2
ПАТЕНТЫ НА ИЗОБРЕТЕНИЯ





ПРИЛОЖЕНИЕ 3
АКТЫ О ВНЕДРЕНИИ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЙ



Открытое акционерное общество
по инженерно-строительным изысканиям

ОАО «СТРОЙИЗЫСКАНИЯ»

Фрунзе ул., д. 14, г. Новосибирск, 630099
тел./факс (383) 224-49-65, E-mail: si@sibnet.ru
р/счет 4070281040000003117 в КРАБ
«Новосибирсквнешторгбанк» г. Новосибирска,
БИК 045004897, ИНН 5406014363
Кор.счет 3010181060000000897
ОКПО 05118114 ОКОНХ 66000

**Справка о внедрении результатов
диссертационной работы
М.Л. Нуждина**

Настоящей справкой подтверждается внедрение результатов диссертационной работы М.Л. Нуждина на соискание степени кандидата технических наук при усилении грунтового основания аварийного жилого дома № 39 по ул. Набережная Оруджева в г. Надыме Ямало-Ненцкого автономного округа.

Внедрение технических решений, предложенных М.Л. Нуждиным, позволило сократить сроки производства и повысить надежность работ по усилению грунтового основания, содержащего оттаявшие вечномерзлые грунты, высоконапорным инъецированием подвижного цементно-песчаного раствора.

Экономический эффект от внедрения оценивается более чем в 500 тыс. рублей в ценах 2002 года.

Генеральный директор



С.Н. Лавров

01.06.2006 г.



ОТКРЫТОЕ АКЦИОНЕРНОЕ
ОБЩЕСТВО

Тел. (8-383) 227-15-84
Факс (8-383) 210-38-30
630007, Новосибирск
ул. Серебренниковская, 19/1
ю.а. 630132, г. Новосибирск
ул. Челюскинцев, 36/1
E-mail: su9@hotbox.ru

Строительное управление № 9

УТВЕРЖДАЮ:

Генеральный директор ОАО «СУ-9»

А.М. Пахомов

АКТ

**внедрении результатов диссертационной работы Нуждина М.Л.
«Усиление грунтового основания методом
высоконапорного группового инъецирования»**

Настоящим актом подтверждается внедрение результатов диссертационной работы на соискание ученой степени кандидата технических наук Нуждина М.Л. «Усиление грунтового основания методом высоконапорного группового инъецирования» при возведении секций №1, №2, №3 5-ти секционного жилого дома по ул. Кропоткина в Заельцовском районе г. Новосибирска.

На основании предложенного и разработанного Нуждиным М.Л. технического решения усиления грунтового основания групповым высоконапорным инъецированием в соответствии с договором Упр.06.05 между Управлением НИЭПВ НГАСУ (Сибстрин) и ООО «Строительное управление 9» была проведена корректировка, существующего рабочего проекта ООО «Фундамент».

Внедрение метода группового высоконапорного инъецирования для усиления грунтового основания фундаментных плит секций №№ 1- 3 жилого дома по ул. Кропоткина в Заельцовском районе г. Новосибирска привело к общему повышению надежности укрепительных работ. При этом было достигнуто существенное снижение объемов и сроков выполнения работ, а также сокращение используемых материалов и трудовых затрат.

Экономический эффект от внедрения метода группового высоконапорного инъецирования, предложенного Нуждиным М.Л. по ориентировочным оценкам составил более 5 000 000 (пяти миллионов) рублей.

Заместитель Генерального директора

Б.К. Ради

Технический директор

Н.А. Проталинский

УТВЕРЖДАЮ:

Директор ООО «Неоград-Инвест»

Е.В. Гремитских



**АКТ О ВНЕДРЕНИИ
результатов диссертационной работы М.Л. Нуждина
«Усиление грунтового основания методом
высоконапорного группового инъецирования»**

Настоящим актом подтверждается, что результаты диссертационной работы М.Л. Нуждина «Усиление грунтового основания методом высоконапорного группового инъецирования» были внедрены при проектировании и строительстве 27-ми этажного жилого дома № 2 по ул. 5-ая Кирпичная горка в Октябрьском районе г. Новосибирска.

В соответствии с предложенным М.Л. Нуждиным техническим решением, в тело свайно-плитного ростверка жилого дома № 2 были установлены инъекционные кондукторы. Установка инъекционных кондукторов обеспечила возможность, в случае необходимости, проведения своевременных мероприятий по усилению грунтового основания жилого дома методом высоконапорного группового инъецирования подвижных цементно-песчаных смесей и устранению случайных кренов здания.

Высокая вероятность появления случайных кренов обусловлена сложными инженерно-геологическими условиями строительной площадки жилого дома – наличием и крайне неравномерным залеганием прослоев слабых грунтов, как в плане, так и по глубине инженерно-геологического разреза.

В целом предложенное техническое решение существенно повысило надежность и эксплуатационную пригодность жилого дома № 2 как в процессе, так и после окончания его строительства.

Экономический эффект от внедрения технического решения М.Л. Нуждина оценивается в 10 800 000 - 00 (десять миллионов восемьсот тысяч) рублей.

Главный инженер ООО «Неоград-Инвест»

Д.В. Резников



«РегионПроект»

Общество с ограниченной ответственностью

630039, г. Новосибирск, ул. Воинская, д. 133, т/ф (383)210-66-26, regionpro@bk.ru
ОКПО 68326664, ОГРН 1105476067003, ИНН/КПП 5405421895/540501001

УТВЕРЖДАЮ

Генеральный директор

ООО «РегионПроект»

А.В. Лесин

«13» февраля 2012г.



АКТ О ВНЕДРЕНИИ

результатов диссертационной работы М.Л. Нуждина «Усиление грунтового основания методом высоконапорного группового инъецирования»

Настоящим актом подтверждается, что результаты диссертационной работы М.Л. Нуждина по инженерной подготовке и усилению оснований и фундаментов на соискание ученой степени кандидата технических наук были внедрены при проектировании и возведении фундаментов объектов связи на 41-ой площадке в различных регионах Российской Федерации (в Западной и Восточной Сибири, в Ямало-Ненецком автономном округе и др.)

Экономический эффект от внедрения технических решений предложенных М.Л. Нуждиным составил не менее 8 500 000 (Восемь миллионов пятьсот тысяч) рублей.

Технический директор

Е.В. Филипенко

Главный инженер

К.М. Сергеев

**Общество с ограниченной ответственностью
«Крона Инжиниринг»
(ООО «Крона Инжиниринг»)**

г. Новосибирск, Россия, 630054, 3-й переулок Крашенинникова, д.3/1

ИНН/ КПП 5407477910/540401001

ОГРН 1125476115390

р/с 40702810000000002647 в Филиале ЗС ПАО «ХАНТЫ-МАНСИЙСКИЙ БАНК ОТКРЫТИЕ» БИК 047162782

к/с 30101810771620000782

Акт о внедрении
результатов диссертационной работы М.Л. Нуждина «Усиление грунтового
основания методом высоконапорного группового инъецирования»

Настоящим актом подтверждается использование результатов диссертационной работы М.Л. Нуждина при проектировании и строительстве объекта «Многоквартирный жилой дом со встроенными общественными помещениями и двух ярусной автостоянкой по ул. Шевченко, д. № 51 в г. Ханты-Мансийск».

Примененные технические решения привели к снижению финансовых затрат и увеличению надежности конструкций нулевого цикла.

Экономический эффект от внедрения составил более 4 млн. рублей.

Директор
ООО «Крона Инжиниринг»



В.Г. Гуренко

1 октября 2015 г.

ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ
«Строительно-монтажное управление № 9»

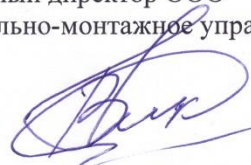
Тел./ф.: (8-383) 218-74-38,
 тел.: (8-383) 210-34-22

Юр./почт. адрес: 630007 г. Новосибирск,
 ул. Серебренниковская, 19/1

ИНН 5405368786 / КПП 540601001
 ОГРН 1085405009095

УТВЕРЖДАЮ

Генеральный директор ООО
 «Строительно-монтажное управление № 9»



В.В. Кек

АКТ О ВНЕДРЕНИИ
результатов диссертационной работы М.Л. Нуждина
на соискание степени кандидата технических наук

Настоящим актом подтверждается, что результаты диссертационной работы М.Л. Нуждина с наименованием «Усиление грунтового основания методом высоконапорного группового инъецирования» на соискание ученой степени кандидата технических наук, были внедрены при проектировании и возведении фундаментной плиты секций № 1.1 и № 1.2 на объекте «Многоквартирный жилой дом со встроенными помещениями общественного назначения, подземной автостоянкой и трансформаторной подстанцией и канализационной станцией, расположенный по адресу: г. Новосибирск, Заельцовский район, ул. Дуси Ковальчук 242/1».

Экономический эффект от внедрения технических решений предложенных М.Л. Нуждиным составил не менее 8 000 000 - 00 (восемь миллионов) рублей.

Технический директор ООО
 «Строительно-монтажное управление № 9»



В.Э. Гейер

**Общество с ограниченной ответственностью
«Крона Инжиниринг
(ООО «Крона Инжиниринг»)**

г. Новосибирск, Россия, 630054, 3-й переулок Крашенинникова, д.3/1

ИНН/ КПП 5407477910/540401001

ОГРН 1125476115390

р/с 40702810000000002647 в Филиале ЗС ПАО «ХАНТЫ-МАНСИЙСКИЙ БАНК ОТКРЫТИЕ» БИК 047162782

к/с 30101810771620000782

**Акт о внедрении
результатов диссертационной работы М.Л. Нуждина «Усиление грунтового
основания методом высоконапорного группового инъецирования»**

Настоящим актом подтверждается использование результатов диссертационной работы М.Л. Нуждина при проектировании и строительстве объекта «9-ти этажный многоквартирный жилой дом. Жилой квартал «Заречный» по ул. Конева в г. Ханты-Мансийске (II этап строительства)».

Примененные технические решения привели к снижению финансовых затрат и увеличению надежности конструкций нулевого цикла.

Экономический эффект от внедрения составил не менее 5 млн. рублей.

Директор
ООО «Крона Инжиниринг»



В.Г. Гуренко

4 сентября 2017 г.



ЗОЛОТОПРОЕКТ
ПРОЕКТНО-ИЗЫСКАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ

ЗАО «ЗОЛОТОПРОЕКТ»
630015, Россия, г. Новосибирск, ул. Королева, 40, а/я 234
тел/факс: (383) 334-01-20, e-mail: info@zolotoproekt.ru
ИНН / КПП 5406255947 / 540101001
р/с 4070281000000001856 в АО «Банк Акцепт» г. Новосибирск
к/с 30101810200000000815 в г. Новосибирске
БИК 045004815



«20» декабря 2017г.

АКТ

о внедрении научно-исследовательских разработок
по теме диссертационной работы М.Л. Нуждина

Настоящим актом подтверждается использование результатов научно-исследовательской деятельности М.Л. Нуждина в рамках диссертационной работы на соискание научной степени кандидата технических наук при проектировании и строительных работах по расширению участка кучного выщелачивания золоторудного месторождения «Мурзинское – 1» в Краснощековском районе Алтайского края.

Примененные технические решения привели к снижению материалоемкости, трудоемкости и надежности конструкций нулевого цикла. Экономический эффект от внедрения составил не менее 2 млн. рублей.

Генеральный директор
ЗАО «Золотопроект»



А.В. Курганов



ЗОЛОТОПРОЕКТ
ПРОЕКТНО-ИЗЫСКАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ

ЗАО «ЗОЛОТОПРОЕКТ»
630015, Россия, г. Новосибирск, ул. Королева, 40, а/я 234
тел/факс: (383) 334-01-20, e-mail: info@zolotoproekt.ru
ИНН / КПП 5406255947 / 540101001
р/с 40702810000000001856 в АО «Банк Акцент» г. Новосибирск
к/с 30101810200000000815 в г. Новосибирске
БИК 045004815



«20» декабря 2017г.

АКТ

о внедрении научно-исследовательских разработок
по теме диссертационной работы М.Л. Нуждина

Настоящим актом подтверждается использование результатов научно-исследовательской деятельности М.Л.Нуждина в рамках диссертационной работы на соискание научной степени кандидата технических наук при проектировании и строительстве объектов Горнодобывающего и перерабатывающего предприятия на базе золоторудного месторождения «Павлик» в Тенькинском районе Магаданской области.

Предложенные М.Л.Нужиным решения позволили получить существенную экономию финансовых средств и повысить надежность фундаментных конструкций объектов предприятия.

Экономический эффект от внедрения оценивается в 22 млн. рублей.

Генеральный директор
ЗАО «Золотопроект»



А.В. Курганов



ЗОЛОТОПРОЕКТ
ПРОЕКТНО-ИЗЫСКАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ

ЗАО «ЗОЛОТОПРОЕКТ»
630015, Россия, г. Новосибирск, ул. Королева, 40, а/я 234
тел/факс: (383) 334-01-20, e-mail: info@zolotoproekt.ru
ИНН / КПП 5406255947 / 540101001
р/с 4070281000000001856 в АО «Банк Акцепт» г. Новосибирск
к/с 30101810200000000815 в г. Новосибирске
БИК 045004815



«20» декабря 2017г.

АКТ

о внедрении научно-исследовательских разработок
по теме диссертационной работы М.Л. Нуждина

Настоящим актом подтверждается использование результатов научно-исследовательской деятельности М.Л. Нуждина в рамках диссертационной работы на соискание научной степени кандидата технических наук при техническом перевооружении золотоизвлекательной фабрики ООО «Соврудник» с целью обеспечения производительности 3000 тыс.тонн/год.

Примененные технические решения привели к снижению финансовых затрат при производстве работ, связанных с увеличением нагрузок на фундаменты и повышению эксплуатационной пригодности существующих строительных конструкций.

Экономический эффект от внедрения можно оценить в 3 млн. рублей.

Генеральный директор
ЗАО «Золотопроект»



А.В. Курганов



ЗОЛОТОПРОЕКТ
ПРОЕКТНО-ИЗЫСКАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ

ЗАО «ЗОЛОТОПРОЕКТ»
630015, Россия, г. Новосибирск, ул. Королева, 40, а/я 234
тел/факс: (383) 334-01-20, e-mail: info@zolotoproekt.ru
ИНН / КПП 5406255947 / 540101001
р/с 40702810000000001856 в АО «Банк Акцепт» г. Новосибирск
к/с 30101810200000000815 в г. Новосибирске
БИК 045004815



«20» декабря 2017г.

АКТ

о внедрении научно-исследовательских разработок
по теме диссертационной работы М.Л. Нуждина

Настоящим актом подтверждается использование результатов научно-исследовательской деятельности М.Л. Нуждина в рамках диссертационной работы на соискание научной степени кандидата технических наук при проектировании объектов Предприятия по освоению Соловьевского золоторудного месторождения (первый этап строительства).

Примененные технические решения привели к снижению материалоемкости и трудоемкости фундаментных конструкций зданий и сооружений Предприятия. Экономический эффект можно оценить в 5-6 млн. рублей.

Генеральный директор
ЗАО «Золотопроект»



А.В. Курганов



ООО «Зелёный дом» Адрес: 630117, г. Новосибирск, ул. Тимакова 4, телефон/факс: (383) 363-26-19 Расчетный счет: 40702810544020003649 в Сибирский Банк Сбербанка России ОАО г. Новосибирска Корр. счет: 30101810500000000641 в ГРКЦ ГУ ЦБ РФ по НСО г. Новосибирска БИК 045004641 ИНН 5408279020 ОКВЭД 70.1, 70.12, 70.12.3, 70.2 ОКПО 66204856 КПП 540801001 ОКАТО 50401384000

АКТ

*о внедрении результатов диссертационной работы
Нуждина Матвея Леонидовича*

«Усиление грунтового основания методом высоконапорного группового инъецирования»

Настоящим актом подтверждается внедрение результатов диссертационной работы на соискание ученой степени кандидата технических наук Нуждина М.Л. «Усиление грунтового основания методом высоконапорного группового инъецирования» при усилении грунтового основания фундаментов многоквартирного жилого дома № 9 в микрорайоне «Берёзки – Элитный» по адресу Новосибирская область, Новосибирский район, Мичуринский сельсовет.

В результате порывы водопровода и интенсивного замачивания в период с 15 по 25 января грунтового основания здание получило неравномерные деформации, значения которых превышали предельно допустимые значения по строительным нормам. Использованные технические решения привели к стабилизации грунтового основания, сохранению эксплуатационной пригодности здания и выравниванию крена. Экономический эффект от внедрения составил более 20 000 000 (двадцати миллион) рублей.

Директор по строительству
ООО «Зелёный дом»
<http://berezki54.ru/>



Скворцов Е.П.
12 апреля 2018 г.



ООО «Зелёный дом» Адрес: 630117, г. Новосибирск, ул. Тимакова 4, телефон/факс: (383) 363-26-19 Расчетный счет: 40702810544020003649 в Сибирский Банк Сбербанка России ОАО г. Новосибирска Корр. счет: 3010181050000000641 в ГРКЦ ГУ ЦБ РФ по НСО г. Новосибирска БИК 045004641 ИНН 5408279020 ОКВЭД 70.1, 70.12, 70.12.3, 70.2 ОКПО 66204856 КПП 540801001 ОКАТО 50401384000

АКТ

*о внедрении результатов диссертационной работы
Нуждина Матвея Леонидовича*

«Усиление грунтового основания методом высоконапорного группового инъецирования»

Настоящим актом подтверждается внедрение результатов диссертационной работы на соискание ученой степени кандидата технических наук Нуждина М.Л. «Усиление грунтового основания методом высоконапорного группового инъецирования» при усилении грунтового основания под полами жилых домов № 42-52 в микрорайоне «Берёзки – Элитный» по адресу Новосибирская область, Новосибирский район, Мичуринский сельсовет.

В результате некачественно выполненных работ по обратной засышке полов по грунту произошли неравномерные деформации бетонных полов, значения которых превышали предельно допустимые значения по строительным нормам. По результатам отобранных проб грунта и лабораторных исследований плотность сухого грунта для подстилающего слоя в основании пола составило 1,23...1,58 г/см³. Используемые технические решения по высоконапорному групповому инъецированию привели к стабилизации грунтового основания, сохранению эксплуатационной пригодности зданий и выравниванию полов без демонтажа пола и выемке грунта обратной засыпки. При этом, экономический эффект от внедрения составил более 40 000 000 (сорока миллион) рублей. Статические испытания пола под нагрузкой показало стабилизацию деформаций.

Директор по строительству
ООО «Зелёный дом»
<http://berezki54.ru/>



Скворцов Е.П.
24 августа 2018 г.