

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ АВТОНОМНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА» (МИИТ)

На правах рукописи



ЛАНИС АЛЕКСЕЙ ЛЕОНИДОВИЧ

**АРМИРОВАНИЕ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ВЫСОКИХ НАСЫПЕЙ
С ИНЪЕКТИРОВАНИЕМ ТВЕРДЕЮЩИХ РАСТВОРОВ**

Специальность – 05.22.06 «Железнодорожный путь, изыскание
и проектирование железных дорог» (технические науки)

Диссертация на соискание ученой степени
доктора технических наук

Научный консультант:

Доктор технических наук,
доцент Е. С. Ашпиз

Новосибирск – 2019

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	7
ГЛАВА 1 АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ НАСЫПЕЙ НА СЕТИ ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГ В СОВРЕМЕННЫХ УСЛОВИЯХ И МЕТОДОВ ИХ УСИЛЕНИЯ АРМИРОВАНИЕМ	15
1.1 Анализ состояния эксплуатируемых насыпей в условиях повышения интенсивности воздействия от поездной нагрузки	15
1.1.1 Развитие дефектов и деформаций эксплуатируемого земляного полотна железнодорожного пути	15
1.1.2 Влияние интенсивной поездной нагрузки на техническое состояние земляного полотна.....	20
1.1.3 Основные виды возможных последствий повышения интенсивности воздействия поездной нагрузки на эксплуатируемые высокие насыпи.....	26
1.2 Анализ методики оценки надежности эксплуатируемых высоких насыпей и параметры, влияющие на нее	29
1.2.1 Исходные данные для оценки надежности эксплуатируемых высоких насыпей	29
1.2.2 Оценка состояния земляного полотна по условиям обеспечения надежности.....	31
1.3 Анализ методов усиления эксплуатируемых высоких насыпей железных дорог.....	39
1.4 Анализ численных методов в геомеханике для прогноза деформирования земляного полотна	58
1.4.1 Метод конечных элементов и его основные особенности	60
1.4.2 Метод дискретных элементов и его основные особенности	64
1.5 Цель и задачи исследования	66
ГЛАВА 2 ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ ВЫБОРА СПОСОБОВ АРМИРОВАНИЯ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ВЫСОКИХ НАСЫПЕЙ, РАЗРАБОТКА МОДЕЛЕЙ И ПОДБОР ПАРАМЕТРОВ АРМИРОВАНИЯ..	69
2.1 Оценка зон армирования эксплуатируемых насыпей при недостаточной несущей способности и высокой деформативности основной площадки и откосных частей	73

2.1.1 Моделирование деформаций основной площадки эксплуатируемой высокой насыпи.....	74
2.1.2 Моделирование потери устойчивости эксплуатируемой высокой насыпи	80
2.1.3 Моделирование деформаций на участках эксплуатируемых подходных насыпей к мостам	86
2.2 Обоснование выбора способов армирования эксплуатируемых высоких насыпей при недостаточной несущей способности и высокой деформативности основной площадки и откосных частей.....	89
2.3 Разработка моделей армирования эксплуатируемых высоких насыпей для различных случаев	104
2.3.1 Модель эксплуатируемой высокой насыпи армированной напорным инъецированием твердеющего раствора (М1.1)	106
2.3.2 Модель эксплуатируемой высокой насыпи, усиленной в рабочей зоне объемным армированием (М1.2)	112
2.3.3 Модель эксплуатируемой высокой насыпи с армированным напорным инъецированием твердеющих растворов балластным углублением (М2.1).....	117
2.3.4 Модель эксплуатируемой высокой насыпи, усиленной объемным армированием для повышения местной устойчивости (М3.2)	120
2.3.5 Модель эксплуатируемой высокой насыпи, усиленной объемным армированием для повышения общей устойчивости в теле сооружения (М4.2)	122
2.3.6 Модель эксплуатируемой высокой насыпи, армированной в основании набивными сваями в раскатанных скважинах для повышения общей устойчивости (М5.3)	124
2.3.7 Модель подходной насыпи с элементами переменной жесткости из инъецированного твердеющего раствора (М6.1)	128
2.3.8 Модель подходной насыпи с элементом переменной жесткости из набивных свай в раскатанных скважинах (М6.3)	133

2.4 Аналитические решения задач подбора технологических параметров армирования при инъектировании твердеющих растворов.....	137
2.4.1 Расчет напряжений в области инъектированного в грунт твердеющего раствора	138
2.4.2 Определение объема раствора при заданном давлении инъектирования.....	141
2.4.3 Определение предельного давления инъектирования твердеющего раствора	143
2.5 Методика оценки напряженно-деформированного состояния грунтового массива в процессе инъектирования твердеющих растворов методом дискретных элементов	147
2.5.1 Модификация модели дискретной геосреды и метода дискретных элементов для решения ряда задач механики грунтов	148
2.5.2 Алгоритмы и программные средства.....	160
Выводы по главе 2	166
ГЛАВА 3 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРИ АРМИРОВАНИИ ГРУНТОВЫХ МАССИВОВ С ИНЪЕКТИРОВАНИЕМ ТВЕРДЕЮЩИХ РАСТВОРОВ	170
3.1 Состав и планирование экспериментальных исследований.....	170
3.1.1 Планирование крупномасштабных экспериментов при объемном армировании грунтовых массивов.....	171
3.1.2 Планирование полевых экспериментов при напорном инъектировании грунтовых массивов.....	174
3.1.3 Планирование полевых экспериментов при армировании грунтовых массивов набивными сваями в раскатанных скважинах.....	175
3.2 Методики и приборы, используемые при проведении экспериментальных исследований.....	178
3.2.1 Методики и оборудование, используемое при полевых экспериментальных исследованиях	178
3.2.2 Методики и приборы, используемые в лабораторных исследованиях	186

3.3 Результаты экспериментальных исследований при армировании грунтовых массивов напорным инъе́ктированием	187
3.3.1 Конфигурация затвердевшего раствора и закономерности изменения свойств уплотненных грунтов вблизи него	187
3.3.2 Давление инъе́ктирования твердеющих растворов.....	191
3.3.3 Совершенствование оборудования и определение шага инъе́ктирования.....	194
3.3.4 Свойства грунтового массива, армированного напорным инъе́ктированием.....	194
3.4 Результаты экспериментальных исследований при армировании грунтовых массивов набивными сваями в раскатанных скважинах.....	196
3.4.1 Особенности конструкций раскатчиков скважин	196
3.4.2 Ожидаемый диаметр раскатанной скважины	199
3.4.3 Свойства грунтового массива, армированного набивными сваями в раскатанных скважинах	202
3.4.4 Закономерности изменения свойств уплотненных грунтов вблизи набивной сваи в раскатанной скважине.....	205
3.5 Результаты экспериментальных исследований при усилении грунтовых массивов объемным армированием.....	211
3.6 Результаты лабораторных исследований армирующих составов	218
Выводы по главе 3	222
ГЛАВА 4 ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ВЫСОКИХ НАСЫПЕЙ, АРМИРОВАННЫХ С ИНЪЕ́КТИРОВАНИЕМ ТВЕРДЕЮЩИХ РАСТВОРОВ	225
4.1 Исследование моделей армированных высоких насыпей с разработкой расчетных схем.....	226
4.1.1 Методика и результаты исследования модели высокой насыпи армированной напорным инъе́ктированием твердеющего раствора	226
4.1.2 Методика и результаты исследования модели участка подходной насыпи к мосту с элементами переменной жесткости из инъе́ктированного твердеющего раствора.....	236

4.1.3 Методика и результаты исследования модели подходной насыпи с элементами переменной жесткости из набивных свай в раскатанных скважинах	248
4.2 Численное моделирование методом дискретных элементов для оценки напряженно-деформированного состояния грунтовых массивов.....	261
4.2.1 Моделирование потери устойчивости грунтовой насыпи методом дискретных элементов	261
4.2.2 Моделирование процессов инъецирования твердеющих растворов вглубь массива железнодорожной насыпи	266
Выводы по главе 4	270
ГЛАВА 5 МЕТОДОЛОГИЯ АРМИРОВАНИЯ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ВЫСОКИХ НАСЫПЕЙ С ИНЪЕКТИРОВАНИЕМ ТВЕРДЕЮЩИХ РАСТВОРОВ	273
5.1 Методология проектирования и система практических решений армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъецированием твердеющих растворов.....	273
5.1.1 Аналитический блок проектирования армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъецированием твердеющих растворов	277
5.1.2 Расчетно-конструкторский блок проектирования армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъецированием твердеющих растворов.....	280
5.1.3 Экономический блок проектирования армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъецированием твердеющих растворов	291
5.1.4 Технологический блок проектирования армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъецированием твердеющих растворов	299
5.1.5 Опытнo-производственное усиление при проектировании армирования эксплуатируемых высоких насыпей	325
5.2 Внедрение способов армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъецированием твердеющих растворов	328

5.3 Оценка экономической эффективности армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов	341
Выводы по главе 5	357
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	359
Рекомендации и перспективы дальнейших исследований по теме диссертационной работы.....	362
Список литературы	364
 ПРИЛОЖЕНИЕ А Справки, акты о практическом использовании результатов исследований.....	 396
ПРИЛОЖЕНИЕ Б Результаты расчетов показателей эффективности капитальных вложений различных вариантов усиления грунтов эксплуатируемых насыпей.....	 403

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы. Совершенствование транспортной системы и повышение эффективности ее функционирования являются необходимыми условиями развития экономики Российской Федерации. В соответствии с долгосрочной программой развития ОАО «РЖД», утвержденной распоряжением Правительства РФ от 19.03.2019 № 466-р [54] «одним из основных приоритетов инвестиционной программы до 2025 года является выполнение целевых задач комплексного плана модернизации и расширения магистральной инфраструктуры на период до 2024 года, а также Указа Президента РФ от 7 мая 2018 г. № 204». Также программой «предусмотрены мероприятия по увеличению провозной способности Байкало-Амурской и Транссибирской железнодорожных магистралей до 180 млн т к 2024 г.» [54]. Объем транзитных контейнерных перевозок по железным дорогам страны за этот же период планируется повысить в четыре раза [168]. При этом надежность и безопасность железнодорожной инфраструктуры являются основными показателями, требующими особого внимания. Исследования по вопросам повышения эффективности эксплуатации железных дорог за счет снижения расходов на текущее содержание соответствуют приоритетным направлениям развития науки РФ в соответствии с перечнем, утвержденным Указом Президента РФ № 889 от 07.07.2011 г. в области развития транспортных систем [213].

Интенсивный путь развития железнодорожного транспорта предусматривает наращивание провозной способности в рамках существующей инфраструктуры, в том числе путем расширения полигона использования тяжеловесных поездов, что окажет непосредственное влияние на состояние железнодорожного пути, и в отдельных случаях потребует его усиления. Особое значение в этом вопросе отводится состоянию земляного полотна, являющегося уникальным сооружением с точки зрения своих эксплуатационных особенностей. Земляное полотно является основой бесперебойного функционирования верхнего строения пути и в то же время системой, непрерывно изменяющейся во

времени под действием множества факторов, большинство из которых в значительной степени слабо поддается анализу и прогнозу. Дальнейшее развитие железнодорожной отрасли невозможно без повышения надежности железнодорожного пути, основой которого является земляное полотно.

По мере развития железнодорожного транспорта в разное время земляное полотно возводилось в соответствии с существующей на тот момент нормативно-технической документацией, в результате чего в условиях роста нагрузок, а также неблагоприятного воздействия природных и антропогенных факторов на отдельных участках железных дорог наблюдается рост дефектов и деформаций. Дальнейшее развитие железнодорожной отрасли невозможно без повышения надежности железнодорожного пути, основой которого является земляное полотно. Протяженность дефектного и деформирующегося земляного полотна в настоящее время составляет около 9 % общей протяженности железных дорог России [208]. По отдельным полигонам более 50 % высоких насыпей находится в ненормативном состоянии [117]. Снижение этого показателя позволит не только повысить рентабельность железнодорожного транспорта, но и обеспечить безопасность, что является приоритетной задачей. Поэтому вопросы, связанные с разработкой экономически эффективных способов усиления эксплуатируемых высоких насыпей железных дорог имеют существенную актуальность.

Очевидно, что к оптимальным с экономической точки зрения методам усиления грунтов земляного полотна, в том числе высоких насыпей, относятся технологии, позволяющие производить работы без ограничения движения транспорта или с минимальным ограничением. К таким технологиям можно отнести способы, основанные на армировании грунтовых массивов с использованием инъектирования твердеющих растворов.

Качественный уровень получаемых результатов зависит от всех стадий подготовки и реализации работ по усилению грунтовых массивов. При этом в случае с земляным полотном эксплуатируемых железных дорог получение качественных результатов существенно осложняется специфическими особенностями

стями производства работ и отсутствием критериально обоснованной методологии проектирования усиления армированием с инъектированием твердеющих растворов. Эта проблема снижает качество проектирования и не обеспечивает получение заложенного в проект результата. Решение существующей проблемы обеспечения надежности эксплуатируемых высоких насыпей железнодорожного пути и повышения экономической эффективности их усиления весьма актуально для транспортной отрасли.

Степень разработанности темы исследований. Исследования в области армирования грунтовых массивов, в том числе с целью практического применения для усиления эксплуатируемых высоких насыпей железных дорог выполняли следующие ученые: Е. С. Ашпиз, В. В. Виноградов, Д. В. Волоцкий, Э. М. Добров, П. И. Дыдышко, А. А. Зайцев, В. Д. Казарновский, А. Ф. Колос, М. Я. Крицкий, С. Я. Луцкий, В. М. Улицкий, Ю. К. Фроловский, А. А. Цернант, А. Н. Савин. За рубежом исследования в области армирования грунтовых массивов проводили Н. М. Abuel-Naga, D. T. Bergado, А. Камбефор, М. Люжон, Ф. Мулдер, К. Д. Джоунс, Дж. П. Жиро, P. V. Palmeira., Н. Brandl, J. Grabe, В. Namidi, E. Heins, N. Тура и др.

Цель исследования: повышение надежности эксплуатируемых высоких насыпей железнодорожного пути на основе развития теоретических положений, разработки и систематизации практических решений их усиления армированием с инъектированием твердеющих растворов.

Объект исследования – эксплуатируемые высокие насыпи из глинистых грунтов, имеющие недостаточную надежность.

Предмет исследования – закономерности повышения устойчивости и снижения деформируемости высоких насыпей, ослабленных в процессе эксплуатации железнодорожного пути, при усилении армированием с инъектированием твердеющих растворов.

Научная новизна работы заключается в решении проблемы теоретического обоснования и практического применения технологий усиления эксплуатируемых высоких насыпей железнодорожного пути армированием с инъекти-

рованием твердеющих растворов, установлении связей и закономерностей, отражающих изменение свойств грунтового массива. Новые научные результаты состоят в следующем:

- разработаны и систематизированы модели армированных с инъектированием твердеющих растворов высоких насыпей для их применения при компьютерном моделировании;

- обоснованы критерии применения предложенных моделей, расчетных схем, а также состав и параметры элементов моделей;

- разработаны теоретические основы для оценки напряженно-деформированного состояния грунтового массива в процессе инъектирования твердеющих растворов с использованием метода дискретных элементов;

- установлены функциональные зависимости изменения характеристик усиленного грунтового массива от параметров армирования и грунтовых условий;

- подтверждена гипотеза о том, что уплотненные зоны грунта вокруг затвердевшего раствора, образованные при напорном инъектировании и раскатке скважин, существенно влияют на работу армированного массива, что требует их учета в моделях как расчетного элемента;

- обоснованы критерии «плавности въезда» на железнодорожное мостовое сооружение в пределах участка переменной жесткости;

- разработаны теоретические основы методологии проектирования армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов.

Практическая значимость работы. Разработана методология армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов, включающая способы усиления, методику определения параметров армирования, обоснование выбора оборудования, методику контроля качества выполненных работ, учитывающая геотехнические и эксплуатационные особенности насыпи, которые систематизированы и представлены в виде взаимо-

связанных моделей, полученных по результатам экспериментальных и теоретических исследований на основе натурного и численного моделирования.

Разработанная методология армирования может быть использована для усиления грунтов эксплуатируемых высоких насыпей железных дорог. Для практической реализации методологии предложены: способ ремонта железнодорожного земляного полотна (патент № 2277616, авторы: Крицкий М. Я., Ланис А. Л., Скоркин В. Ф., опубл. в бюл. №16 от 10.06.2006), способ упрочнения грунта (патент № 2314388, авторы: Крицкий М. Я., Ланис А. Л., опубл. в бюл. № 1 от 10.01.2008), способ ремонта водопропускной трубы под насыпью (патент № 2479688, автор: Ланис А. Л., опубл. в бюл. № 11 от 20.04.2013), способ укрепления откосов земляного полотна (патент № 2507343, авторы: Ланис А. Л., Скоркин В. Ф., Овчинников С. А., опубл. в бюл. № 28 от 10.10.2013), способ укрепления земляного полотна автомобильных дорог в местах устройства водопропускных труб (патент № 2588250, авторы: Ланис А. Л., Карелина Е. Л., опубл. в бюл. № 18 от 27.06.2016), способ контроля качества упрочнения грунтового массива (патент № 2288995, авторы: Крицкий М. Я., Ланис А. Л., Скоркин В. Ф., опубл. в бюл. № 34 от 10.12.2006), инъектор для упрочнения и закрепления грунтов (патент № 41743, авторы: Крицкий М. Я., Ланис А. Л., Скоркин В. Ф., Воронцов В. Б., опубл. в бюл. № 31 от 10.11.2004), забивной инъектор (патент № 78496 авторы: Крицкий М. Я., Ланис А. Л., опубл. в бюл. № 33 от 27.11.2008), раскатчик для изготовления вертикальных и наклонных скважин (патент № 147223, авторы: Ланис А. Л., Ломов П. О., Скоркин В. Ф., опубл. в бюл. № 30 от 27.10.2014), инъектор для закрепления грунтов (патент № 165656, авторы: Ланис А. Л., Беляков Л. О., Овчинников С. А., опубл. в бюл. № 30 от 27.10.2016).

Часть исследовательских работ выполнена в рамках гранта ОАО «РЖД» на развитие научно-педагогических школ в области железнодорожного транспорта (протокол от 11.08.2015 № 23/пр).

Методология и методы исследования базируются на применении системного подхода, основанного на комплексе теоретических и эксперименталь-

ных исследований, включающих натурное и численное моделирование, методы строительной механики, механики грунтов, методы статистической обработки результатов экспериментов и их корреляционного анализа, информационные технологии.

Основные положения диссертации, выносимые на защиту:

1 Численные модели армированных с инъектированием твердеющих растворов высоких насыпей, учитывающих параметры и элементы армирования для каждого из способов.

2 Теоретические основы оценки напряженно-деформированного состояния грунтовых массивов и определения технологических параметров усиления в процессе армирования высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов.

3 Результаты экспериментальных исследований элементов, конструктивных и технологических параметров армирования.

4 Методология проектирования армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов.

5 Система практических решений армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов.

Достоверность результатов исследования подтверждена применением современных методов расчета, сертифицированного оборудования, современных поверенных средств измерения, включая аттестованные испытательные комплексы геотехнической лаборатории, обеспечивающие требуемую точность и достаточный уровень надежности результатов определения физико-механических свойств армированных грунтов, существенным объемом экспериментальных данных, сопоставлением результатов математического моделирования с фактическими данными, полученными по результатам многолетнего опыта проектирования, усиления грунтовых массивов армированием на объектах гражданского строительства и транспортных сооружениях, установлением качественного совпадения результатов исследования автора диссертации с результатами, представленными в независимых источниках по данной тематике.

Апробация и реализация результатов исследования. Основные положения и материалы диссертационной работы были представлены на 22 международных конференциях и симпозиумах (пяти международных научно-практических конференциях, 14 международных конференциях, трех международных симпозиумах), региональных научно-практических и научно-технических конференциях, одной национальной конференции, на межкафедральных семинарах и отраслевых совещаниях.

Результаты исследований внедрены на Западно-Сибирской и Красноярской железных дорогах – филиалах ОАО «РЖД», в проектных институтах – филиалах АО «Росжелдорпроект», в организациях, активно работающих в области усиления грунтовых массивов.

Публикации по теме диссертации. Основные результаты диссертационной работы отражены в 57 публикациях объемом 40,4 п. л. (личный вклад 20,9 п. л.), в том числе в статьях, опубликованных в журналах и сборниках трудов (из них 15 в журналах, включенных в перечень ВАК РФ (в том числе три входят в международную базу данных CA(pt) (Chemical Abstracts)), одна включена в базу научного цитирования Scopus, две – в Web of Science), получено 10 патентов РФ. Сведения, сформулированные при работе над диссертацией, приняты базовыми в монографии (объемом 11,4 усл. печ. л.), подготовленной в соавторстве.

Структура и объем диссертации. Диссертация состоит из введения, пяти глав, заключения, двух приложений и списка литературы. Работа изложена на 409 страницах, содержит 150 рисунков и 56 таблиц. Список литературы включает 300 наименований работ отечественных и зарубежных авторов.

ГЛАВА 1 АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ НАСЫПЕЙ НА СЕТИ ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГ В СОВРЕМЕННЫХ УСЛОВИЯХ И МЕТОДОВ ИХ УСИЛЕНИЯ АРМИРОВАНИЕМ

1.1 Анализ состояния эксплуатируемых насыпей в условиях повышения интенсивности воздействия от поездной нагрузки

1.1.1 Развитие дефектов и деформаций эксплуатируемого земляного полотна железнодорожного пути

По мере развития железнодорожного транспорта, в разное время земляное полотно возводилось в соответствии с существующей на тот момент нормативно-технической документацией, в результате чего в условиях роста вибродинамических нагрузок, а также неблагоприятного воздействия природных и антропогенных факторов на отдельных участках железных дорог наблюдается деформирование земляного полотна.

Изучением и классификацией дефектов и деформаций земляного полотна занимались как отечественные, так и зарубежные исследователи. Отечественные ученые, посвятившие свои труды этому вопросу: Е. С. Ашпиз, В. В. Виноградов, В. И. Грицык, Н. Г. Грушевой, М. Я. Крицкий, Г. М. Моченов, А. Г. Полевиченко, И. В. Прокудин, Г. М. Стоянович, В. П. Титов, Г. М. Шахунянц, Т. Г. Яковлева [6, 9, 12, 26, 44, 48, 57, 83, 134, 166, 206, 227, 234] и др.

В настоящее время на железных дорогах РФ одним из основных нормативно-технических документов, характеризующих состояние земляного полотна, является «Инструкция по содержанию земляного полотна железнодорожного пути ЦП-544» [65], в соответствии с которой выделяется 24 типа дефектов и 35 типов деформаций земляного полотна железных дорог. Существует также укрупненная классификация, применяемая для учетных паспортных форм (АГУ-14), в которой выделяется два типа дефектов и восемь типов деформаций.

Данная классификация, по отзывам специалистов [8], более удобна для оценки таких типов деформаций, как балластные углубления, осадки, сплывы, оползни, обвалы, сели, водоразмывы и др.

Следует отметить нарастание дефектности земляного полотна за последние 10 лет. На рисунке 1.1 представлены статистические данные Центра ИССО [208], согласно которым произошел рост относительной протяженности земляного полотна с дефектами и деформациями за период с 2008 по 2017 г. с 5,9 до 9,0 % от всей протяженности земляного полотна сети железных дорог.

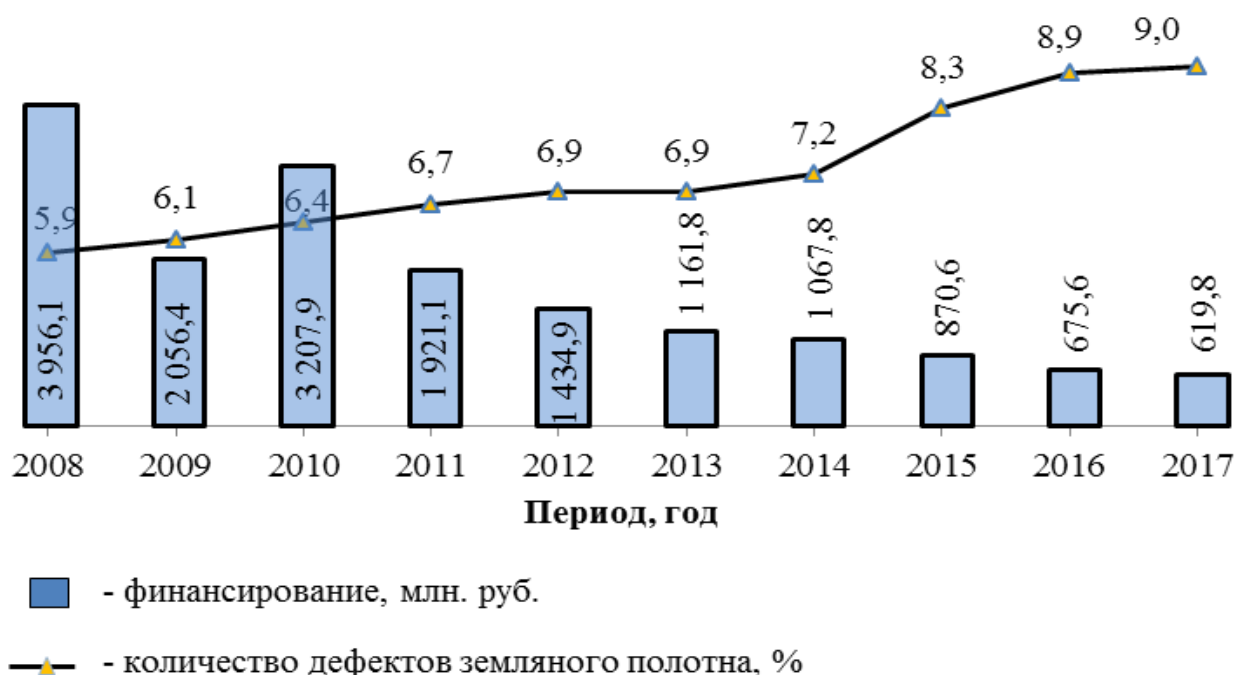


Рисунок 1.1 – Динамика дефектности земляного полотна с 2008 по 2017 г.

В структуре дефектов и деформаций 54,5 % приходится на дефекты земляного полотна, которые должны устраняться при реконструкции (модернизации) железнодорожного пути (рисунок 1.2).

Состояние земляного полотна на сети железных дорог постоянно ухудшается [118]. Меры, принимаемые для его стабилизации недостаточны и неэффективны. Дефектность земляного полотна и его обустройств растет начиная с 2008 г. В последнее время наметилась негативная тенденция по увеличению числа внезапных деформаций. Если в 2003 г. произошло всего 37 случаев внезапных деформаций, из них 16 случаев с перерывом в движении поездов на

165 ч., то в 2016 г. зафиксировано 173 случая, из них 17 с общим перерывом в 357,5 ч.

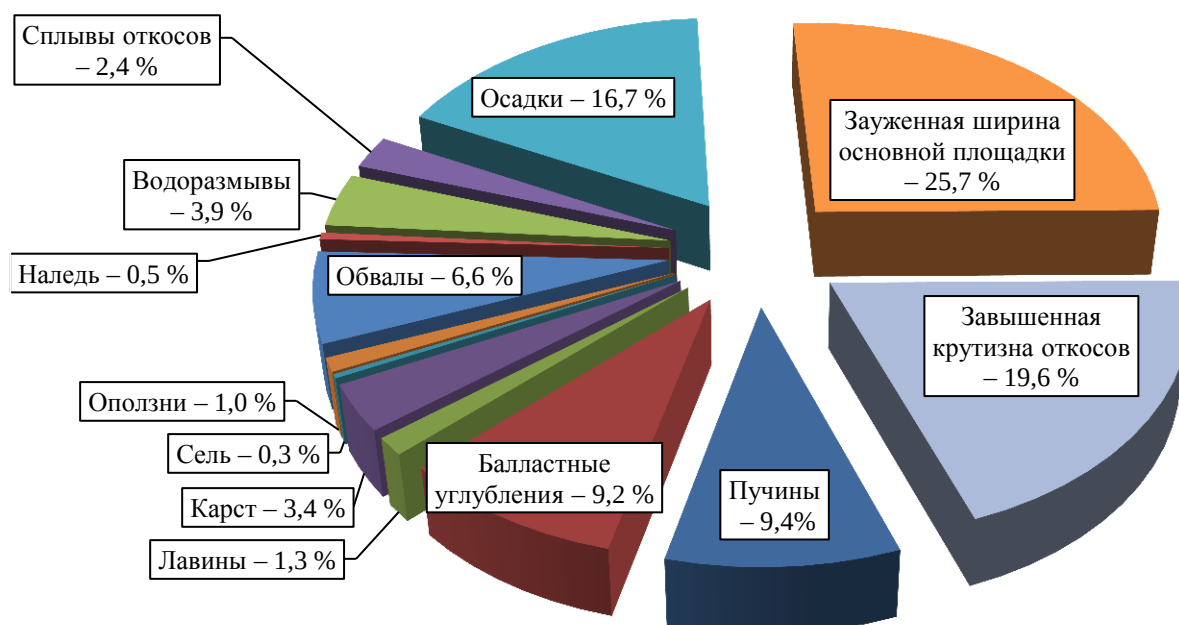


Рисунок 1.2 – Структура дефектов и деформаций земляного полотна, 2016 г.

Г. Г. Коншин в своих работах [80, 78] указывает, что «понятие «внезапные деформации» несколько условное, так как они происходят внезапно только внешне. Он отмечает, что «им предшествуют внутренние подготовительные процессы, снижающие прочностные показатели грунтов и способствующие образованию различных повреждений, которые затем проявляются уже в виде подобных деформаций». Основные причины нарушений прочности и устойчивости длительно эксплуатируемых насыпей можно объединить в две группы:

- возрастающая интенсивность воздействия поездных нагрузок;
- изменение структуры, свойств и состояния грунтов земляного полотна, в том числе появление дефектов и деформаций.

При этом в работе [78] отмечается, что деформации эксплуатируемых насыпей могут проявляться как с визуальными признаками (появление трещин отрыва на обочине, реже в междупутье), так и внезапно, без визуальных признаков, с обрушением откосов во время движения поездов. Очевидно, что в

обоих случаях происходят внутренние процессы разрушения прочностных связей между частицами грунта и ухудшение их физико-механических характеристик.

Согласно статистическим данным [118] к основным видам внезапных деформаций относятся сплывы, размывы, обвалы, осадки и просадки, сели (рисунок 1.3).

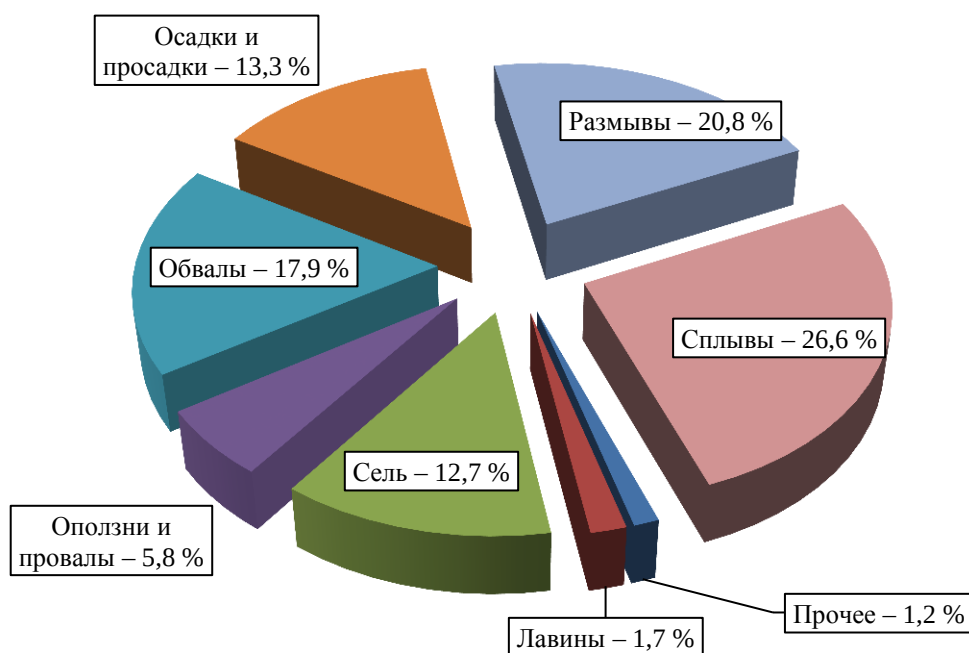


Рисунок 1.3 – Структура внезапных деформаций земляного полотна, произошедших в 2016 г. [118]

Наибольший интерес представляет вопрос влияния увеличения осевой нагрузки на рост внезапных деформаций земляного полотна и его технического состояния в целом. В таблице 1.1 в соответствии со статистическими данными [118] представлены основные полигоны тяжеловесного движения и состояние земляного полотна на 01.01.2017. Для высоких насыпей ($h > 6$ м) коэффициент устойчивости менее нормативного (1,25) наблюдается для полигона Кузбасс-Северо-Запад (Алтайская – Усть-Луга) на 70,8 % участков, Кузбасс-Юг (Курган – Тамань) - 58,3 %, Кузбасс-Центр (Дружинино – Орехово-Зуево) – 50 %, что является крайне высокими показателями. Отметим также, что для Транссиба (Алтайская – Находка) неустойчивые и деформирующиеся места земляного

полотна (ПУ-9) составляют 5,7 % от всей длины полигона, а для БАМа (Тайшет – Советская Гавань) уже 18,1 %.

Статистические данные, представленные в таблице 1.1, свидетельствуют об ухудшении состояния земляного полотна, что приводит к риску повышения отказов за счет увеличения числа внезапных деформаций. Повышенному риску отказов (увеличение числа внезапных деформаций) за счет повышения интенсивности воздействия поездной нагрузки подвержены, главным образом, высокие насыпи. Таким образом, вопрос влияния поездной нагрузки на техническое состояние эксплуатируемых высоких насыпей представляет существенный интерес в рамках обеспечения его надежности. Для рассмотрения обозначенного вопроса необходимо выполнить анализ известных из научно-технической литературы данных по увеличению интенсивности воздействия поездной нагрузки.

Таблица 1.1 – Состояние земляного полотна на основных полигонах тяжеловесного движения на 01.01.2017 [118]

Полигон	Эксплуатационная длина полигона, км	Неустойчивые и деформирующиеся места земляного полотна (ПУ-9), % от длины полигона	Пучинные участки (ПУ-10), % от длины полигона	Высокие насыпи (выше 6 м)		Дефектность водоотводных сооружений, %	Ограничения скорости, шт./км
				% от длины полигона	из них коэффициент устойчивости менее нормативного (1,25), %		
ВСЕГО по основным полигонам	21 722,3	7,2	1,4	9,5	23,6	25,0	121/138,9
В том числе:							
Кузбасс-Северо-Запад (Алтайская – Усть-Луга)	3 928,1	0,9	0,5	5,8	70,8	12,8	8/4,1
Кузбасс-Центр (Дружинино – Орехово-Зуево)	1 509,0	0,8	1,0	13,7	50,0	7,7	-
Кузбасс-Юг (Курган – Тамань)	3 011,9	2,0	0,4	4,1	58,3	5,5	12/19,7
Транссиб (Алтайская – Находка)	7 673,1	5,7	2,0	12,9	23,1	28,8	55/39,8
БАМ (Тайшет – Сов. Гавань)	5 600,2	18,1	1,8	9,3	0,9	35,9	46/75,3

1.1.2 Влияние интенсивной поездной нагрузки на техническое состояние земляного полотна

Поезда повышенного веса и длины на полигонах нашей страны начали использовать 80-х г. прошлого века в связи с необходимостью повышения провозной способности по направлениям, имеющим высокую грузонапряженность. Повышению эксплуатационных нагрузок предшествовали многолетние глубокие исследования, выполненные учеными страны, в том числе сотрудниками крупнейших железнодорожных научных организаций: ВНИИЖТа, МИИТа, ВЗИИТа, ДВГУПСа, ПГУПСа, РГУПСа, СГУПСа, СамГУПСа, УРГУПСа и др. Решению вопросов влияния интенсивности движения поездов на техническое состояние земляного полотна посвящены фундаментальные труды отечественных ученых: Е. С. Ашпиза, Л. С. Блажко, В. В. Виноградова, Б. Э. Глюзберга, В. И. Грицыка, П. И. Дыдышко, А. Г. Иванова, А. Я. Когана, Г. Г. Коншина, В. О. Певзнера, И. В. Прокудина, Г. М. Стояновича, Г. М. Шахунянца, В. А. Явны, Т. Г. Яковлевой и многих других [8, 9, 10, 11, 17, 26, 46, 73, 77, 79, 136, 160, 161, 162, 167, 173, 207, 211, 223, 227, 230, 236].

Существенное внимание влиянию эксплуатационных нагрузок на земляное полотно уделяется в ОАО «РЖД» [72]. Созданы и внедрены инновационные грузовые вагоны с нагрузкой 25 тс, проводятся исследования по их взаимодействию с инфраструктурой. На 01.09.2017 такие вагоны составили 8 % от всего эксплуатационного парка и эта цифра постоянно растет. Головным исполнителем исследований по восприятию объектами инфраструктуры повышенной осевой нагрузки является ВНИИЖТ, активное участие принимают ведущие научные центры страны: Российский университет транспорта (МИИТ), ВНИКТИ, НИИ мостов и др. За последние сорок лет учеными ВНИИЖТа были выполнены комплексные научно-теоретические, экспериментальные исследования по вопросам влияния на состояние объектов инфраструктуры постоянной эксплуатации поездов повышенного веса и длины.

Для оценки состояния инфраструктуры, в том числе деформаций земляного полотна и искусственных сооружений при воздействии на путь составов, сформированных из вагонов с нагрузкой 27 тс в 2017 г. организованы исследования на участках Качканар – Смычка и Каменск-Уральский – Богданович Свердловской железной дороги. План оценки состояния инфраструктуры включает в себя четыре этапа: летний, осенний, зимний и весенний периоды, т. е. в условиях наибольшей нестабильности в период переходов осень-зима, зима-весна. Проведенные исследования показывают, что с увеличением осевых нагрузок с 23 до 25 тс возрастает напряжение на основной площадке, что приводит к росту дефектности земляного полотна. В статье [10] рекомендовано большее внимание уделять «развитию методов имитационного моделирования с целью экспериментального исследования взаимодействия элементов конструкций в сложных технических системах подвижного состава и инфраструктуры в различных условиях эксплуатации, определения новых параметров предельно допустимых сил, а также моделирования работы элементов конструкций пути с определением их предельных состояний».

Эксплуатационная длина полигонов обращения поездов повышенного веса и длины в РФ на начало 2017 г. составляла более 21 тыс. км. К 2030 г., согласно стратегии развития ОАО «РЖД», планируется рост объема перевозок за счет повышения осевых нагрузок грузовых вагонов до 25 т/ось по всей сети, в дальнейшем – до 27 т/ось.

Как показывает отечественный и зарубежный опыт эксплуатации вагонов с повышенными осевыми нагрузками, одним из главных вопросов тяжеловесного движения является вопрос, сможет ли земляное полотно и его сооружения обеспечить безопасность и бесперебойность движения поездов повышенной массы и длины.

Зарубежный опыт эксплуатации железных дорог показал, что с увеличением осевых нагрузок значительное влияние на земляное полотно оказывает нарушение геометрических параметров пути, при этом расходы на текущее содержание значительно возрастают [253, 290, 293]. Проведенные в ФРГ исследо-

вания показали ухудшение состояния пути на 20 % при повышении осевых нагрузок на 5 % [161].

Опыт тяжеловесного движения Китая, США показал эффективность шлифования рельсов, использования современных материалов и конструкций верхнего строения пути повышенной прочности и снижения интенсивности вибродинамического воздействия [171, 212, 242, 257, 267, 289, 288, 291, 295, 299]. Также отмечается, что при надлежащем текущем содержании и соответствии верхнего строения пути требованиям для пропуска тяжеловесных поездов повышение нагрузки возможно без внесения существенных изменений.

Для железных дорог Китая ближайшей задачей является повышение осевых нагрузок обращающихся поездов до 30 тс [212]. Опыт тяжеловесного движения на углевозной линии Датун – Циньхуандао в КНР (с 2003 г. – до 20 тыс. т с проектной осевой нагрузкой 25 тс/ось) показывает, что потребовалось усиление земляного полотна [161]. Одной из основных проблем является неоднородная плотность грунтов и балластного слоя на переходных участках (подходы к искусственным сооружениям), что может привести к ухудшению геометрии пути. На участках с неблагоприятными инженерно-геологическими условиями при повышении нагрузок отмечается нестабильность и наблюдается рост деформативности земляного полотна. К примеру, в статье [161] отмечено, что состояние инфраструктуры железной дороги КНР Shuo Huang позволяет эксплуатировать участок с осевой нагрузкой 30 тс. При этом на ряде участков отмечаются недостаточные значения характеристик земляного полотна, что затрудняет введение регулярного движения.

При эксплуатации тяжеловесных поездов в США осуществляется постоянный дистанционный контроль за состоянием железнодорожной инфраструктуры посредством установки соответствующего оборудования на локомотивы. На углевозных линиях с осевыми нагрузками до 35 тс применяются усовершенствованные изолирующие рельсовые стыки, новые рельсы и шпалы повышенной прочности, выполняется профилактическое шлифование рельсов [138, 171, 274, 277, 280]. Все эти меры, в конечном счете, позволяют снизить частоту рас-

стройств пути и, соответственно, интенсивность вибродинамического воздействия тяжеловесных поездов на земляное полотно.

По результатам эксплуатации железнодорожных линий Malmabanam Швеции [282] и Ofotban в Норвегии [161, 289], в Бразилии [47, 256], в ЮАР [266] для перевозки руд и угля с использованием вагонов с осевой нагрузкой 30 тс составлены рекомендации по необходимости проведения постоянного мониторинга состояния основных элементов инфраструктуры. В отдельных случаях после усиления земляного полотна удалось повысить осевые нагрузки до 40 тс.

В документе [254] указывается, что на железных дорогах Индии на протяжении многих лет увеличение пропускной способности достигалось за счет повышения скоростей движения поездов. Большинство участков индийских железных дорог были рассчитаны и построены под осевые нагрузки 20–22,5 тс. В настоящее время на этих участках вводится движение с нагрузками до 25 т/ось, однако улучшениям было подвергнуто только верхнее строение пути. Земляному полотну было уделено значительно меньше внимания, что привело к развитию дефектов и деформаций земляного полотна. Из-за применения грунтов недостаточной прочности и, соответственно, введения имели место ограничения скорости, экономические потери [246]. В связи с этим в 2009 г. для железных дорог Индии было издано руководство по проектированию железных дорог с высокими осевыми нагрузками [254], учитывающее мировую практику проектирования, строительства и содержания участков с тяжеловесным движением.

Исследования, проведенные в США, показали, что одной из основных причин нарушений геометрии пути является ухудшение состояния земляного полотна [276]. Без использования защитных слоев наблюдается развитие чрезмерных деформаций, что приводит к дополнительным затратам на техническое обслуживание. По результатам испытаний, выполненных на высокотоннажной петле (High Tonnage Loop) в центре транспортных технологий вблизи Пуэбло, Колорадо, было выявлено, что применение балластной призмы обычного строения без применения защитных слоев требовало частого исправления профиля,

при этом с увеличением нагрузки и скоростей движения интенсивность расстройств пути увеличивалась.

В работе [292] отмечается исторически сложившаяся тенденция, что нижнему строению пути уделяется значительно меньше внимания, чем верхнему. Несмотря на свое значение, об оценке состояния земляного полотна имеется лишь ограниченное количество информации. Состояние земляного полотна оказывает существенное влияние на состояние пути в целом. Одной из трудностей при оценке состояния земляного полотна является огромное количество влияющих факторов, включающих свойства определенного типа грунтов, влажность, сдвиговую прочность, параметры консолидации и характеристики жесткости [282]. В результате недостаточных характеристик грунтов и необеспеченных условий дренирования возникают деформации земляного полотна, такие как балластные углубления, выплески, потеря устойчивости. Поэтому условия эксплуатации (вид подвижного состава, скорости движения, осевые нагрузки, конфигурации поездов, состояние колес подвижного состава) определяют требуемое качество земляного полотна [251, 286].

Независимо от степени уплотнения грунта, при движении поездов постоянно происходят деформации от движущейся нагрузки. Эта нагрузка приводит к формированию на основной площадке поверхности, способной собрать воду. На качественно возведенном земляном полотне эти перемещения могут составлять несколько миллиметров, но и этих деформаций может быть достаточно для водонасыщения и размягчения глинистых грунтов.

Значительное количество исследований зарубежных авторов посвящено изучению вибродинамического воздействия от подвижного состава на путь, и в том числе на земляное полотно [175, 240, 248, 250, 251, 252, 256, 261, 262, 263, 264, 265, 266, 272, 273, 275, 278, 279, 281, 283, 284, 286, 296, 297, 298]. Динамическая нагрузка вызывает ухудшение условий эксплуатации пути и напрямую влияет на условия его эксплуатации и срок службы. Чрезмерные динамические напряжения от поездной нагрузки приводят к деформированию земляного полотна.

На основании проведенных ранее исследований можно сделать вывод, что постоянная эксплуатация поездов повышенного веса и длины при ненадлежащем содержании пути приводит к увеличению интенсивности развития дефектов и деформаций земляного полотна. Основным деформациям подвержены высокие насыпи, отсыпанные глинистыми грунтами, которые ослабевают при увлажнении.

Для эксплуатируемых высоких насыпей именно состояние конструкции является одним из основных факторов влияния.

В статье Е. С. Ашпиза [5] рассмотрены «три основных направления влияния повышения нагрузок на земляное полотно»:

- 1 основная площадка земляного полотна;
- 2 устойчивость откосных частей земляного полотна;
- 3 несущая способность слабых оснований насыпей (болот).

Причем в рамках основной площадки необходимо рассматривать деформации земляного полотна на переходных участках с подходов насыпей на мосты и путепроводы, отмеченные в работах [84, 128]. На данные деформации напрямую влияет рост эксплуатационных нагрузок.

Несущая способность слабых оснований насыпей (болота, слабые глинистые грунты и др.) конкретно для эксплуатируемых высоких (более 6 м) насыпей не является основным направлением влияния повышения нагрузок при прочих равных факторах. Повышение интенсивности воздействия на земляное полотно поездной нагрузки нивелируется существенным собственным весом высокой насыпи, воспринимаемым основанием. Кроме того, за продолжительное время эксплуатации высоких насыпей в подавляющем большинстве случаев потенциальная консолидация слабого основания завершается.

По результатам анализа влияния интенсивной поездной нагрузки на техническое состояние земляного полотна определены факторы и основные направления такого влияния. Для оценки возможности увеличения поездной нагрузки необходимо сформулировать и проанализировать основные виды воз-

можных последствий повышения интенсивности воздействия на эксплуатируемые высокие насыпи.

1.1.3 Основные виды возможных последствий повышения интенсивности воздействия поездной нагрузки на эксплуатируемые высокие насыпи

Проанализировав отечественную и зарубежную научно-техническую литературу, можно выделить три основных вида возможных последствий увеличения интенсивности воздействия поездной нагрузки на железнодорожное земляное полотно, представленное высокой насыпью:

- деформации основной площадки высокой насыпи;
- потеря устойчивости откосов земляного полотна, в том числе с захватом грунтового массива основания при глубокой поверхности скольжения;
- деформации земляного полотна на подходных насыпях (к мостам, путепроводам и др.).

Если рассмотреть статистические данные, представленные в [118], то выделенные выше три основных вида возможных последствий повышения интенсивности воздействия поездной нагрузки на железнодорожную высокую насыпь являются проблемными и для обычной эксплуатации. Так, по сети потенциально на эти группы приходится более 30 % всех дефектов и деформаций земляного полотна и более 40 % внезапных деформаций. Таким образом, выделенные виды возможных последствий необходимо учитывать при разработке первоочередных мер по выявлению соответствующих дефектов и деформаций, определению потенциальных последствий и разработке соответствующих решений по усилению высоких насыпей.

В своей работе Е. С. Ашпиз [5] указывает, что «наибольшим образом увеличение нагрузок от подвижного состава сказывается на грунтах так называемой рабочей зоны под основной площадкой земляного полотна – это верхняя часть земляного полотна толщиной до 3 м, где происходит увеличение напряжений от прохода поездов, которые могут превысить норму по прочности». Существенное влияние на возможность увеличения воздействия на земляное

полотно могут оказать дефекты и деформации основной площадки, в частности балластные углубления, образование которых связано с ухудшением значений физико-механических характеристик грунтов, слагающих земляное полотно, проявлением суффозии, мерзлотных процессов и явлений и т. д.

К балластным углублениям, в зависимости от их распространения, относятся: балластные корыта, ложа, мешки, гнезда, карманы. Под воздействием вибродинамической нагрузки происходит вдавливание в глинистый грунт углубления балластного материала, происходит повышение влажности в углублении, что в дальнейшем может приводить к застою воды, с инфильтрацией в окружающие глинистые грунты. Происходит дальнейшее развитие балластных углублений, что может привести к потере устойчивости откосов насыпи.

Существенное влияние на снижение устойчивости откосов насыпей оказывает повышение нагрузок от подвижного состава, что может привести к их сплывам. Так, в работе [5] отмечено, что нормативные запасы по устойчивости при типовых грунтах в соответствии с СТН Ц-01–95 [204] не выполняются на насыпях суммарной длиной более 800 км пути, на которых выявлен дефект завышенной крутизны откосов. При этом за год отмечены сплывы откосов высоких насыпей на суммарном протяжении пути более чем 200 км.

Существенное влияние на устойчивость откосов оказывают балластные шлейфы, образующиеся в процессе эксплуатации. Их толщина на отдельных участках достигает нескольких метров. Такой пригруз при неблагоприятном сочетании природных и техногенных факторов приводит к оползанию и обрушению откосов, создавая угрозу безопасности движения поездов.

На несущую способность насыпных грунтов, в том числе балластных шлейфов, оказывает значительное влияние вибродинамическое воздействие подвижного состава. Наблюдается снижение несущей способности грунтов на 20 – 30 %, на особогрузонапряженных участках – до 50 % [227].

Увеличение интенсивности воздействия на железнодорожный путь окажет негативное влияние и на подходные насыпи, особенно с безбалластной конструкцией верхнего строения пути на искусственном сооружении. На дан-

ных участках имеется резкий переход по жесткости и деформативности подрельсового основания, что на практике приводит к возникновению в этом месте просадок пути и необходимости частых выправок [11, 59, 66, 176, 190]. Такие участки относятся к барьерным для изменения эксплуатационных параметров, в том числе осевых нагрузок и скоростей движения. Мостовые конструкции на железнодорожных линиях сооружают на фундаментах глубокого заложения, при этом верхнее строение пути укладывается на подходные насыпи, отсыпанные грунтом на естественном основании. В этих местах на малом по длине участке происходит резкое изменение характеристик основной площадки, в том числе жесткости пути, что в совокупности с действующими нагрузками приводит к расстройству пути, увеличению объема работ по его содержанию и снижению срока службы элементов его верхнего строения. Мостовые конструкции на железнодорожных линиях сооружают на фундаментах глубокого заложения, при этом верхнее строение пути укладывается на подходные насыпи, отсыпанные грунтом на естественном основании. Жесткость пути оценивается значением модуля упругости подшпального основания и главным образом земляного полотна. Таким образом, деформационные свойства грунтов земляного полотна на участках подходных насыпей к мостам являются основными характеристиками, влияющими на состояние сопряжений, а от полноты учета равномерности изменения их значений зависит качество выполняемых проектных и строительных работ.

Кроме того, существенное влияние на развитие и прогрессирование подобных деформаций оказывает комплекс объективных и субъективных факторов, связанных с недостаточным уплотнением грунтов при возведении подходной насыпи и спецификой водно-теплового режима эксплуатации земляного полотна на таких участках. Деформации проявляются, как правило, в виде местных просадок, захватывающих зону сопряжения.

Следствием деформаций на подходных насыпях являются «висячие» шпалы, под которыми образуются значительные зазоры, вызывающие толчки

при проходе поездов, особенно при высоких скоростях движения. Ситуация прогрессирует с началом появления остаточных деформаций.

Анализ научно-технической литературы по вопросам увеличения интенсивности воздействия на железнодорожное земляное полотно показывает положительный опыт эксплуатации отдельных участков дорог при выполнении ряда повышенных требований. Для объектов инфраструктуры разработаны материалы и технологии устройства верхнего строения пути и земляного полотна при новом строительстве, позволяющие решать ряд важных задач. При увеличении интенсивности воздействия поездной нагрузки на эксплуатируемые высокие насыпи железнодорожных линий в условиях нашей страны возможны три основных последствия, требующих дополнительного изучения и разработки способов усиления.

Обоснование и разработка способов усиления высоких насыпей не представляется возможным без анализа существующих методов оценки состояния конструкции по параметрам, влияющим на их надежность.

1.2 Анализ методики оценки надежности эксплуатируемых высоких насыпей и параметры, влияющие на нее

1.2.1 Исходные данные для оценки надежности эксплуатируемых высоких насыпей

Оценка надежности эксплуатируемых высоких насыпей возможна только при наличии достаточной базы исходных данных о состоянии объекта на конкретный момент. Обеспечение данной базы закладывается на этапе эксплуатации земляного полотна линейными работниками дистанции пути, осуществляющими осмотры земляного полотна, с записью результатов наблюдений в журнал обходчика железнодорожных путей и искусственных сооружений (форма ПУ-35), фиксацию периодических и перманентных деформаций рельсовой колеи, с записью выявленных дефектов и деформаций сооружений в паспорт неустойчивого или деформирующегося земляного полотна (форма ПУ-9), ведо-

мость учета пучинистых мест на главных путях (форма ПУ-10), книгу записи результатов проверки пути, сооружений, путевых устройств и земляного полотна (форма ПУ-28).

К особой категории исходных данных относятся данные, получаемые при оценке состояния пути проходами путеизмерительных и нагрузочных поездов, обрабатываемые с использованием средств программы Stabway. В основе алгоритма обработки данных в этом случае лежит анализ приращения деформаций просадок рельсовой колеи, величины которых определяются в ходе регулярных проходов путеизмерительных вагонов. Результаты данных измерений фиксируются в ведомости оценки состояния пути по данным проверки путеизмерительным вагоном – путеизмерительной тележкой (форма ПУ-32).

С учетом специфики объекта особую важность имеет информация о реализованных ранее мероприятиях по усилению земляного полотна, содержащаяся в книге противодеформационных сооружений (форма ПУ-14), указывающая на влияние тех или иных стабилизационных мероприятий на изменения в работе сооружения.

Обобщенные сведения об объекте служат основанием для определения границ участка ремонта земляного полотна. Собираются имеющиеся сведения о проводившихся ранее изысканиях на самом объекте или расположенных в непосредственной близости к нему.

Основная стадия сбора исходных данных предполагает выполнение комплекса изыскательских работ, в ходе выполнения которых формируются материалы инженерно-топографических, инженерно-геологических, инженерно-гидрометеорологических, экологических изысканий, а также технического обследования [43, 169].

При определении состава и последовательности выполнения инженерных изысканий, руководствуются требованиями, в том числе отраслевых технических регламентов, с учетом специфики деформаций, характера их развития и предполагаемых причин их возникновения.

Обобщенные результаты инженерных изысканий служат базой, на которой разрабатывается концептуальная модель геотехнической системы, включающей земляное полотно, основание (в границах зоны активного взаимодействия), верхнее строение пути, подвижную нагрузку и окружающую среду [270]. Оценка состояния данной модели служит отправной точкой для установления необходимости и направления разработки проектных решений по условиям обеспечения надежности.

1.2.2 Оценка состояния земляного полотна по условиям обеспечения надежности

Результаты совместного анализа расчетов и имеющихся данных о существующих дефектах и деформациях, а также геометрических характеристиках сооружения дают возможность выполнить оценку состояния земляного полотна с точки зрения значений критических параметров, обуславливающих его надежность. Состав и пороговые значения данных критических параметров устанавливается классификатором, утвержденным распоряжением ОАО РЖД от 14.04.2016 г. № 660р [69]. Под надежностью понимается свойство земляного полотна находиться в течение заданного срока эксплуатации без отказов [39, 131, 69]. В составе классификатора [69] критерии оценки группируются по следующим категориям:

- геометрия земляного полотна;
- показатели несущей способности;
- деформативность земляного полотна;
- стабильность геометрии рельсовой колеи;
- состояние сооружений и устройств земляного полотна;
- природные факторы.

Указанные критерии содержат в себе параметры оценки, руководствуясь значениями которых, устанавливают степень эксплуатационной надежности сооружения. Категория геометрии земляного полотна включает в себя параметры полуширины основной площадки от оси крайнего пути до бровки земляного

полотна и крутизну откосов. В вопросах усиления земляного полотна данные параметры представляют интерес в большей степени с точки зрения оценки его начального напряженного состояния.

Среди приведенных категорий критических параметров наибольший интерес в вопросе повышения эксплуатационной надежности представляет категория показателей несущей способности. В данной категории выделяются: параметр прочности грунта основной площадки, коэффициент устойчивости откоса, коэффициент стабильности основания и параметры прохождения подвижного состава. Оценка данных параметров позволяет определить вероятность развития недопустимых пластических деформаций сооружения, приводящих к мгновенному отказу земляного полотна.

К категории параметров деформативности земляного полотна относятся осадка основной площадки, упругая осадка подшпального основания, осадка откосной части, горизонтальная деформация к откосу (вниз по склону), трещины, величина пучения и статический модуль деформации. В вопросах усиления земляного полотна управление данными параметрами занимает одно из центральных мест, поскольку они существенно влияют на эксплуатационные показатели железнодорожного пути, а именно определяют количество участков снижения скорости, величину снижения скорости, периодичность выполнения ремонтов и затраты на текущее содержание.

К группе параметров стабильности геометрии рельсовой колеи относятся: скользящее среднеквадратическое отклонение величины просадок (ССКО), приращение ССКО от одного прохода путеизмерительного вагона к другому, суммарное приращение ССКО за расчетный период, спектральная плотность длин просадок, приращение спектральной плотности длин просадок за расчетный период. Данная группа критических параметров занимает ключевую позицию в вопросе сплошной диагностики земляного полотна и позволяет получать достаточный объем информации о местах локализации дефектов на стадии сбора исходных данных для разработки проектной документации. Управление же

данными параметрами осуществляется, как правило, опосредованно через категории несущей способности и деформативности.

Категории состояния сооружений и устройств земляного полотна, а также опасных природных процессов и явлений включают в себя достаточно широкий перечень параметров, ранжируемых отдельно по каждому виду сооружений и группам процессов и явлений. Подходы к оценке каждого из них отличаются собственной спецификой, равно как и подходы к проектированию мероприятий по усилению сооружений и ограничению воздействия природных процессов и явлений, в связи с чем данные вопросы в настоящей работе более детально не рассматриваются.

Одновременно с определением наличия и степени отступлений от критических параметров устанавливаются причины их появления, а также выполняется прогноз их развития. С опорой на сделанные выводы выполняется принципиальный выбор подхода к приведению земляного полотна к состоянию, обеспечивающему его надежность.

Выбранный подход оценивается с точки зрения технологической возможности его реализации в увязке с прочими проектными решениями, выполняемыми в рамках разрабатываемого проекта. В случае если рассматриваемый подход имеет в своей структуре различные способы достижения эквивалентного технического результата, выполняется комплекс укрупненного проектирования, позволяющего выполнить сравнение доступных вариантов с точки зрения экономической составляющей.

Принятые к разработке проектные решения детализируются, при этом направление проработки обуславливается характером непосредственно самого способа ремонта. В общем случае предварительно выполняется оценка геометрических параметров земляного полотна и доведение его до требований, содержащихся в сводах правил [197, 198] и государственных стандартах [42].

В зависимости от принадлежности отступлений критических параметров к той или иной группе критериев, на следующем этапе выполняются расчеты земляного полотна по первой или второй группе предельных состояний. Кроме

того, в ряде случаев выделяются дефекты и деформации, устранение которых не связано с проведением дополнительных прочностных и деформационных расчетов.

Выполнение расчетов предваряется определением значений действующей нагрузки на основную площадку земляного полотна. При расчете по первой группе предельных состояний выполняется учет степени вибродинамического воздействия от подвижного состава в соответствии с рекомендациями приложения Б [198].

Расчеты по первой группе предельных состояний включают в себя три основных поверочных расчета, позволяющих выполнить оценку прочности грунтов основной площадки земляного полотна, устойчивости откосных частей и стабильности основания. В общем случае все расчеты по прочности сводятся к определению значений прочности грунта (удерживающих усилий) в местах наибольшего развития действующих касательных напряжений (сдвигающих усилий).

При расчетах прочности основной площадки в уровне рабочей зоны земляного полотна выполняется расчет действующих напряжений от верхнего строения пути и подвижной нагрузки с определением положения изолинии наибольших касательных напряжений. Критерием несущей способности в этом случае будет являться коэффициент прочности:

$$K_{\text{пр}} = \frac{\sigma \operatorname{tg} \varphi + c}{\tau_{\text{сд}}}, \quad (1.1)$$

величина которого, должна быть не менее нормируемого значения, определяемого в установленном порядке [69]. Практическое решение данной задачи достаточно хорошо освещено в работах Г. М. Шахунянца, В. И. Грицыка, Т. Г. Яковлевой и др. [46, 58, 227].

Пороговые значения коэффициентов прочности основной площадки определяются в зависимости от категории железнодорожной линии. Рекомендуемые значения данных величин [69] приведены в таблице 1.2.

Таблица 1.2 – Пороговые значения коэффициентов прочности основной площадки [69]

Категория железнодорожной линии	Ед.изм.	Норма порогового значения
Высокоскоростная	Доли единиц	1,20
Скоростная, пассажирская		1,10
Особогрузонапряженная		1,10
I и II		1,00
III		0,90
Обращение составов повышенного веса и длины		1,00

Проектирование мероприятий по обеспечению требуемых значений коэффициента прочности, как правило, сводится к уменьшению величин действующих напряжений за счет увеличения мощности конструкции верхнего строения пути [195] или устройства защитного слоя [198]. В качестве альтернативных вариантов рассматриваются способы армирования грунтов, предполагающие повышение прочностных характеристик грунтового массива, к которым относятся укладка объемных георешеток, геосеток, устройство нагельного крепления, напорное инъецирование и другие способы.

Устойчивость откосных частей проверяется по поверхностям наиболее вероятного формирования призмы обрушения. Отношение величин удерживающих сил к сдвигающим, для любой такой поверхности должно удовлетворять условию:

$$K_y \geq \frac{T_{уд}}{Q_{сд}}. \quad (1.2)$$

Обеспеченность данного критерия проверяется в зависимости от категории железнодорожной линии, метода расчета и принятого сочетания нагрузок, в соответствии с требованиями приложения Б [198]. Значения данных величин при расчетах, удовлетворяющих условиям равновесия, и использовании основного сочетания нагрузок приведены в таблице 1.3.

Таблица 1.3 – Пороговые значения коэффициентов устойчивости земляного полотна [198]

Категория железнодорожной линии	Ед.изм.	Норма порогового значения
Скоростная, пассажирская	Доли единиц	1,25
Особогрузонапряженная		1,25
I и II		1,20
III		1,15

Повышение удерживающих усилий для случаев необеспеченности данного критерия проектируется, как правило, с коррекций поперечного очертания земляного полотна. В этом случае достаточно широко применяются приемы уположения откосных частей выполнением планировочных работ для случаев незначительного снижения коэффициента устойчивости. В более сложных случаях назначаются работы по отсыпке пригрузочных берм и контрбанкетов. В качестве альтернативных вариантов гравитационных сооружений широко используются габионные конструкции. При рассмотрении альтернативных методов повышения устойчивости следует особо выделить возможность использования армирующих конструкций, представленных на настоящий момент различными вариантами анкерного крепления, использования стягивающих, нагельных и прочих конструкций.

Проверка стабильности основания по аналогии с проверкой прочности основной площадки выполняется сравнением максимальных значений действующих касательных напряжений с фактической прочностью грунта основания, при этом должно выполняться условие:

$$K_0 \geq \frac{\sigma \operatorname{tg} \varphi + c}{\tau_{\text{сд}}}. \quad (1.3)$$

Подход к решению данной задачи аналогичен подходу при расчете прочности основной площадки земляного полотна, с учетом специфики построения эпюры давления в основании насыпи.

Пороговые значения коэффициентов стабильности основания определяются в зависимости от категории железнодорожной линии. Рекомендуемые значения данных величин [69] приведены в таблице 1.4.

Таблица 1.4 – Пороговые значения коэффициентов стабильности основания [69]

Категория железнодорожной линии	Ед.изм.	Норма порогового значения
Высокоскоростная	Доли единиц	1,10
Скоростная, пассажирская		1,05
Особогрузонапряженная		1,50
I и II		1,00
III		0,95
Обращение составов повышенного веса и длины		1,00

В случае если критерий стабильности не обеспечен, применяются решения, направленные, как правило, на повышение нормальной составляющей при коэффициенте трения в формуле прочности грунтового массива.

В расчетах второй группы предельных состояний для эксплуатируемого земляного полотна выделяются расчеты упругих осадок земляного полотна и (или) его основания, деформаций пучения, просадок оттаивающего многолетнемерзлого грунта или грунта, обладающего просадочными свойствами вследствие особенностей минералогического состава. Также в особую группу расчетов выделяются расчеты участков переменной жесткости земляного полотна на подходах к искусственным сооружениям. Необходимость проверки сооружения по критериям данной группы предельных состояний определяется, как правило, по данным об их характерных проявлениях. Вопросы защиты земляного полотна от пучения и просадки основания для случая деградации многолетнемерзлых грунтов являются предметом, выходящим за границы данного исследования, в связи с чем более детально далее не рассматриваются.

Значения величин упругих осадок определяются, как правило, по данным, получаемым в результате проходки нагрузочных поездов. Для участков пути, на которых фиксируются чрезмерные амплитуды прогиба рельсовых плетей, в составе инженерно-геологических изысканий закладываются дополнительные выработки для определения значения модуля деформации грунтов земляного полотна и основания. Расчетная часть в этом случае, как правило, сводится к вычислению упругих осадок для всех слоев земляного полотна и зо-

ны активного взаимодействия с использованием компрессионных кривых и данных о фактической пористости грунта.

Расчет осадки основания насыпи выполняется с использованием известного в механике грунтов метода, в котором основание насыпи на глубине делится горизонтальными плоскостями на ряд слоев произвольно (при однородном сложении грунта) или в соответствии с литологическими слоями (при неоднородном сложении грунта). При этом желательно верхние слои принимать меньшей толщины, чем нижние, так как в них реализуется основная часть осадки. Минимальное число слоев – три [57, 177].

Для зон геотехнического сооружения с низкими значениями деформационных характеристик разрабатываются мероприятия по доведению модуля деформации до нормируемого значения (таблица 1.5). Среди способов, нашедших применение в решении этого вопроса, следует выделить способы осушения грунтов устройством различного вида дренажей, а также частичной замены грунтов рабочей зоны земляного полотна на кондиционные. Также, в качестве вариантов усиления рассматриваются способы армирования грунтов, к которым относятся укладка объемных георешеток, геосеток, напорное инъецирование, устройство буронабивных и буросмесительных грунтоцементных свай и др. Условием достижения данного критерия (нормативной деформативности) считается обеспечение величины осадки по данным расчета не более нормируемого значения.

Таблица 1.5 – Пороговые значения параметров деформативности земляного полотна [69, 198]

Параметр	Ед. изм.	Норма порогового значения для железнодорожной линии					
		ВС	С	О	I – II	III	ПП
Основная площадка							
Упругая осадка подшпального основания	мм	0,8	0,9	1,0	1,0	1,2	1,1
Статический модуль деформации E_{v2}	МПа	80	60	50	50	35	40
Основание							
Полная остаточная осадка до реконструкции или капитального ремонта линии	мм	–	150	200	400	600	–
Максимальная остаточная осадка за год		–	100	100	150	200	–
Упругая осадка		–	2	2	2	2	–

Расчет участка переменной жесткости на подходной насыпи выполняется на основании имеющихся данных о начальной и конечной жесткости участка и включает определение ступеней и значений изменения жесткости основной площадки на подходах к искусственным сооружениям. Проектное решение по постепенному изменению жесткости основания балластной призмы заключается, как правило, в ступенчатом изменении параметров армирования грунтов. Такие участки могут быть выполнены путем устройства плавающей плиты, омоноличивания балласта инъектированием синтетических связывающих материалов, армирования, устройства грунтовых подушек с большей плотностью, укладки железобетонных коробов, заполненных щебнем, усиления охранными уголками повышенной жесткости, устройства переходного пути, а также путем устройства набивных свай переменной длины [71, 135, 142].

По результатам анализа существующей методики оценки надежности эксплуатируемых высоких насыпей установлен перечень минимально необходимых исходных данных для проведения подобных работ, выделены критерии оценки, а также сформулированы основные параметры. Перечислены основные способы повышения надежности эксплуатируемых высоких насыпей.

В целом существующая методика оценки надежности эксплуатируемых высоких насыпей основана на широко применяемых аналитических решениях, использование которых при том или ином способе усиления грунтовых массивов земляного полотна не представляется возможным. Поэтому после анализа и обоснования конкретных методов усиления эксплуатируемых высоких насыпей железных дорог необходимо рассмотреть применение альтернативных методов решения, в том числе численных.

1.3 Анализ методов усиления эксплуатируемых высоких насыпей железных дорог

Как было отмечено в пункте 1.1.3, при увеличении интенсивности воздействия поездной нагрузки на эксплуатируемые высокие насыпи железнодоро-

рожных линий возможны три основных последствия, требующих дополнительного изучения и разработки способов усиления.

Способы усиления эксплуатируемых высоких насыпей, направленные на повышение прочности и уменьшение деформативности конструкции, имеют свою специфику, выраженную прежде всего в необходимости проведения работ на действующем железнодорожном полотне, длительной истории эксплуатации сооружения, стесненности условий работ и необходимости увязки мероприятий с прочими работами, выполняемыми по верхнему строению пути. Данная специфика существенно сужает круг доступных способов усиления и накладывает определенные ограничения на технологическую сторону вопроса.

Увеличение осевой нагрузки, наряду с повышением интенсивности движения, приводит к дополнительному износу объектов железнодорожной инфраструктуры. В случае увеличения воздействия на земляное полотно особое внимание требуется уделять барьерным местам, оказывающим определяющее влияние на эксплуатационные характеристики всего рассматриваемого участка. Нарастание объемов деформирующихся объектов требует разработки, обоснования новых и модернизации существующих способов усиления грунтов земляного полотна.

Анализ технической литературы показывает, что типовыми мероприятиями, основанными на восстановлении проектных геометрических размеров деформирующегося земляного полотна и работы водоотводных устройств, не удастся достигнуть долговременного эффекта [83]. Устройство контрбанкетов и берм позволяет повысить устойчивость откосов, но при этом следует учитывать недостатки: использование большого объема кондиционных материалов и увеличение площади изымаемых из оборота земель. В случае с водопропускными трубами требуется их дополнительное удлинение, что составляет от 40 до 70 % стоимости всего усиления [234]. Замена кондиционных материалов земляного полотна не представляется возможной в условиях слабой развитости железных и автомобильных дорог в большинстве регионов страны. Мероприятия, в результате которых обеспечивается надежная эксплуатация железнодорожных

инфраструктурных объектов, могут быть реализованы при капитальном ремонте или новом строительстве, что требует ограничения движения и приводит к дополнительным издержкам [90]. Таким образом, одним из приоритетных вопросов является разработка и внедрение способов усиления эксплуатируемых высоких насыпей железных дорог, предусматривающих проведение работ с минимизацией ограничения движения [82, 87, 90, 97, 111]. К таким способам могут быть отнесены армогрунтовые удерживающие конструкции [45, 210, 235], с помощью которых возможно эффективное выполнение стабилизационных мероприятий с экономией дорогостоящих дренирующих материалов. При усилении существующих высоких насыпей, расположенных, как правило, на перегонах, необходимо использовать энергоэффективные технологии, а также распространенные и экономически обоснованные материалы.

Термин «армированный грунт» впервые использован французским инженером Видалем в 60-х гг. XX в., и в настоящее время признан во всем мире [145]. Армирование грунтов – это усиление другими материалами, с существенно большими значениями механических характеристик, чем исходный грунт. При рассмотрении вопросов, связанных с увеличением нагрузки на действующем железнодорожном пути, возникают проблемы, подробно рассмотренные в параграфе 1.1. При этом выделены три типа последствий для эксплуатируемой высокой насыпи: деформации основной площадки; потеря устойчивости откосов, в том числе с захватом грунтового массива основания при глубокой поверхности скольжения; деформации на подходных насыпях (к мостам, путепроводам и др.). Для широкого использования армирования грунтов земляного полотна необходима разработка новых способов армирования и внедрение модификаций известных в других сферах способов, позволяющих выполнить работы без изменения очертаний конструкции и с минимальным ограничением движения.

Армирование грунтов широко распространено как в транспортном, так и в промышленно-гражданском строительстве, что связано с большим разнообразием известных армирующих материалов, существующих технологий и кон-

струкций, примеров экономически-эффективного внедрения. Это направление продолжает развиваться вместе с развитием науки и техники в области строительства. В научно-технической литературе представлен ряд классификаций способов и признаков армирования, отдельные из которых приведены ниже. В работе [137] выделено четыре признака, по которым различается армирование грунта (рисунок 1.4).

Исследования, выполненные учеными МИИТа по вопросам армирования грунтов, позволили составить структурную схему применения армогрунтов [235], представленную на рисунке 1.5. На ней отсутствуют сваи в раскатанных скважинах, получившие широкое распространение в последние годы, но недостаточно распространенные на тот момент. Согласно [235], применение армогрунтов разделено по типу арматуры (жидкая, твердеющая; жесткая; гибкая, эластичная), а также по способам производства работ. В данной работе сделан акцент на использование армогрунтовых конструкций для усиления насыпей, в частности для повышения устойчивости откосов.



Рисунок 1.4 – Классификация признаков армирования [137]



Рисунок 1.5 – Структурная схема применения армогрунтов [235]

Представленные классификации по армированию грунтов дополняют друг друга и отражают развитие технологий и материалов в области армирования при усилении грунтов тела и основания земляного полотна транспортных сооружений в последние десятилетия.

Армирование грунтов для усиления железнодорожных сооружений используется достаточно давно и имеет широкое распространение. Использование инъектирования, усиление грунтов армированием набивными сваями в пробуренных, пробитых или раскатанных скважинах, устройство анкерных и нагельных конструкций, закрытых дренажей различной конструкции и тому подобного позволит существенно расширить круг решаемых проблем земляного полотна. Перспективность использования буроинъекционных свай, анкерных конструкций, стягивающих элементов, разрядно-импульсной технологии нашло отражение в указаниях МПС еще в 90-х гг. прошлого века [203, 210].

Достижения химической промышленности в последние десятилетия позволили разработать множество эластичных материалов, работающих на растяжение и нашедших свою нишу при строительстве и реконструкции транспортных сооружений. Устройство капилляропрерывающих, теплоизолирующих, противofiltrационных слоев с использованием геотекстильных материалов и экструдированных пенополистиролов при строительстве и ремонте позволило существенно повысить стабильность земляного полотна на всей сети железных дорог [6]. Использование геотекстиля, полимерных материалов для армирования грунтов широко распространено за рубежом [238, 241, 244, 249, 259, 287, 294] и в нашей стране [5]. Армирующие конструкции, представленные геосинтетикой, геосетками, георешетками, геомембранами используются при армировании основной площадки земляного полотна, в основном при новом строительстве, в поверхностном креплении откосов и т. д. [51, 52, 53, 238, 241, 244, 249, 294]. Результаты теоретических исследований, выполненных под руководством Э. М. Доброва, позволяют на основе учета напряженно-деформированного состояния эксплуатируемых насыпей снижать требуемое количество армирующего материала [51, 52, 53]. Выполненные исследования по использованию георешеток для армирования защитного слоя показали их высокую эффективность. Толщина защитного слоя при использовании георешеток может быть уменьшена в два раза [5]. Но выполнение этих работ также возможно только при капитальном ремонте или реконструкции с заменой грунтов основной площадки.

Интерес представляют армогрунтовые поддерживающие сооружения, к которым в соответствии с [224] отнесены грунтовые сооружения в виде поддерживающих стен (армогрунтовые стены) или контрбанкетов, армированных различными материалами: железобетон, крупнообломочные грунты, синтетические нетканые материалы и пр. Технические указания [224] обобщили исследования, выполненные в период с 1989 по 1991 г. под руководством Т. Г. Яковлевой [231], В. В. Виноградовым [22, 23], и включают расчетно-теоретическое обоснование проектирования армогрунтовых поддерживающих

сооружений для усиления, стабилизации дефектных или деформирующихся насыпей. Предложенные технологии внедрены и показали свою эффективность за счет повышения устойчивости высоких эксплуатируемых насыпей. В то же время рассмотренный метод не решает вопросы деформируемости самих насыпей, а при реализации, как и для классических контрбанкетов и берм, требуются дополнительные площади культурных земель под основания поддерживающих конструкций и большой объем кондиционных материалов.

Жесткие элементы, работающие на сжатие и изгиб (ж.-б. стержни (сваи), трубы и т. д.) широко применяются в промышленно-гражданском строительстве. Эффект от армирования грунтов сваями достигается путем погружения готовых малосжимаемых элементов (забивные, задавливаемые сваи). При погружении свай происходит вытеснение некоторого объема грунта с образованием уплотненной зоны, в том числе и ниже конца сваи. Учитывая технологические особенности погружения свай, несмотря на высокую эффективность такого армирования, для действующего железнодорожного пути их использование ограничено в связи со специфичностью способов внедрения.

К жестким элементам, работающим на сжатие и изгиб, относятся также буронабивные и буроинъекционные сваи. Буронабивные сваи изготавливаются непосредственно в грунте путем образования полости выбуриванием, продавливанием, вытеснением и другими способами с последующим ее заполнением твердеющими растворами, возможно, с погружением оболочки из различных материалов (сталь, полимер, геотекстиль и т. д.). Классические технологии применения буронабивных свай не лишены недостатков, среди которых необходимо выделить невысокую производительность.

Использование буронабивных и буроинъекционных свай рекомендовано [209] для стабилизации и усиления деформирующихся и потенциально-опасных эксплуатируемых насыпей на слабых основаниях. Буронабивные сваи рекомендовано использовать как ограждающие конструкции, при этом ряды свай объединяются ростверком. Конструктивно буроинъекционная свая в соответствии с [209] состоит из трех частей: центральной скважины, арматуры, опущенной в

скважину, периферийной части грунта, в которую под давлением внедряется вяжущее вещество. Сфера применения способов – усиление слабых оснований при новом строительстве или в случае невысоких эксплуатируемых насыпей.

Для усиления слабых грунтов основания транспортных сооружений разработан способ устройства щебеночных и песчаных свай вибрированием, за счет которого происходит увеличение их несущей способности. Кроме того, щебеночные сваи представляют собой массивные дрены, эффективность их использования подтверждена в нашей стране и за рубежом [50, 255].

Буронабивные сваи могут быть также выполнены и по разрядно-импульсной технологии [31, 32, 33], позволяющей добиваться дополнительного расширения скважины, включающей твердеющий раствор, за счет серии электрических высоковольтных разрядов. В конечном итоге достигается упрочнение окружающего сваю грунта за счет цементации и уплотнение ранее уложенного бетона. Зоны уплотнения грунта вокруг сваи зависят от интенсивности энергетических разрядов, исходных свойств грунта и достигают 3–3,5 диаметра скважины [31, 32, 33]. Применение разрядно-импульсных технологий нашло широкое применение при укреплении земляного полотна железных дорог [21]. В то же время способ трудноприменим для усиления ослабленных высоких эксплуатируемых насыпей, требует использования дорогого высокотехнологического оборудования, усложняет проведение работ без предоставления технологических окон, а в отдельных случаях делает это невозможным.

К методам устройств буронабивных свай относятся также технологии, использующие пневматические машины ударного действия [165]. Преимуществом этой технологии является возможность выполнения скважин разных длины и диаметра, пространственного расположения, проведения работ в стесненных условиях. В то же время технологии присущи существенные недостатки: высокочастотные вибрации, динамическое воздействие, низкая производительность, ограниченность грунтовых условий для производства работ.

В последние годы для усиления грунтов основания зданий и сооружений широкое развитие получило усиление буронабивными сваями в скважинах, вы-

полненных раскаткой рабочим органом – раскатчиком скважин (рисунок 1.6). Скважины формируются за счет последовательной раскатки грунта от оси скважины к ее периферии. Эффект армирования достигается за счет нагнетания в такие скважины твердеющего раствора, чаще всего на основе цементного вяжущего [183]. Первый раскатчик разработан в 1967 г. в Институте горного дела Сибирского отделения Российской академии наук [187] (см. рисунок 1.6, а).

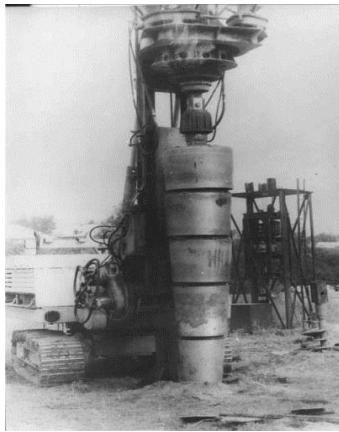


Рисунок 1.6 – Модели раскатчика скважин:

а – образца ИГД СО РАН (1967 г.); б – образца СГУПС (2008 г.)

Раскатчик скважин представляет собой конструкцию с эксцентрично установленными на приводном валу коническими катками диаметром с нарастанием. Катки при вращении приводного вала, двигаясь по спирали, уплотняют грунт с формированием стенок скважины. При этом в отличие от шнекового бурения выемки грунта из забоя не происходит, что приводит к уплотнению окружающего массива. Скважины заполняют инертным твердеющим материалом с обязательным уплотнением послойно, бетонными смесями или грунто-цементными растворами.

Уплотнение грунта происходит в окружающем сваю массиве на расстоянии до трех диаметров скважины по нелинейной зависимости [183], при этом существенно превышает несущая способность набивной сваи в раскатанной скважине по сравнению с несущей способностью обычной буронабивной сваи с аналогичными геометрическими параметрами [13].

В настоящее время используются раскатчики двух типов [120]: раскатывающие рабочие органы (РС) с подвижными катками и грунтоуплотня-

ющие рабочие органы (ГРО) с неподвижными катками (см. рисунок 1.6). Подвижные уплотняющие элементы (катки) способствуют тщательному уплотнению грунта, но в результате происходит снижение скорости раскатки скважин и увеличение затрат на эксплуатацию раскатчика. Основными преимуществами ГРО являются высокая надежность в эксплуатации и экономическая эффективность, особенно в глинистых грунтах мягкопластичной консистенции [180].

Метод усиления грунтов набивными сваями в раскатанных скважинах нашел широкое применение при усилении грунтов оснований промышленных и гражданских сооружений [86]. В последние годы выполнены исследования, позволившие выявить грунтовые условия, в которых эффективно использование указанного метода, а также разработать модификацию и оборудование, что существенно расширило его пределы использования [91, 120]. Экономическая эффективность при использовании армирования грунтовых оснований набивными сваями в раскатанных скважинах по сравнению с фундаментами, опирающимися на ростверки с забивными или буронабивными сваями, составляет от 40 % до 350 % за счет более высокой технологичности производства работ, а также снижения трудозатрат, материалоемкости, транспортных расходов. При использовании рассмотренного метода в рекомендованных выполненными исследованиями границах для нового строительства линейных и точечных объектов транспортной инфраструктуры эффективность очевидна. Для усиления эксплуатируемого земляного полотна железных дорог, в том числе высоких насыпей, требуются дальнейшие исследования. В то же время выполненные исследования позволяют рекомендовать для усиления участков подходных насыпей к мостам армирование набивными сваями переменной длины в раскатанных скважинах [106] и армирование инъектированием твердеющих растворов [112].

Исследования, выполненные учеными МИИТа и ЛИИЖТа в период с 1990 по 1992 г. по проблеме усиления насыпей с нестабильными балластными шлейфами позволили разработать два способа: с помощью анкерных конструкций и буроинъекционных свай. В соответствии с [225], «анкерная конструк-

ция представляет собой один или несколько рядов инъекционных анкеров, закрепленных в устойчивом ядре насыпи, которые передают требуемое усилие натяжения через железобетонные плиты на поверхность балластных шлейфов». «Буроинъекционные сваи представляют собой один или несколько рядов буронабивных свай, заделанных в устойчивое ядро насыпи и работающих как закрепленный в грунт абсолютно жесткий стержень» [225]. Основным ограничением использования рассмотренных способов является «устойчивое ядро» насыпи, что ограничивает возможность их использования для высоких эксплуатируемых насыпей, ослабленных балластными углублениями.

«Грунтовый анкер включает тягу из пучка высокопрочных проволок, помещенную в скважину, заполненную цементным раствором. Тяга анкера напряжена с помощью натяжного устройства, через которое усилие натяжения передается на железобетонную плиту» [225]. Расчетно – теоретическое обоснование использования грунтовых анкеров для усиления насыпей с неустойчивыми балластными шлейфами выполнено Ю. К. Фроловским в его диссертации в 1994 г. [217]. Им же были разработаны рекомендации к проектированию усиления насыпей с балластными шлейфами и сформулирована сфера применения способа, ограниченная наличием «устойчивого, прочного, недеформируемого ядра насыпи» [217].

Экспериментальные и теоретические исследования по устройству анкеров для усиления земляного полотна начали проводить с 70-х гг. прошлого века. К настоящему времени учеными и специалистами разработаны различные конструкции анкерных устройств [125, 141]. Дальнейшее развитие оборудования и технологий позволило внедрить для крепления и обеспечения устойчивости крутонаклонных откосов котлованов, насыпей, в том числе и земляного полотна, нагельное крепление [34, 124, 191, 192, 216]. В отличие от анкеров нагельные стержни не передают нагрузку на более прочные слои грунта, происходит формирование армогрунтового массива, в основе работы которого лежит принцип гравитационного сооружения. Забивка нагелей, как правило, про-

изводится с помощью пневмоударного оборудования, например ПУМ «Тайфун», разработанного в Институте горного дела СО РАН (г. Новосибирск).

Среди способов изготовления буроинъекционных свай следует выделить метод струйного укрепления (jet grouting method), основанный на перемешивании грунта с цементным раствором, подающимся через сопло под высоким давлением. Метод запатентован в Японии в 1971 г. [61]. Основной операцией при струйном упрочнении грунтов является бурение лидерных скважин оборудованием, в нижней части которого расположен монитор с соплами. При извлечении бурового оборудования происходит подача твердеющего раствора через сопла монитора под давлением от 1,0 до 40,0 МПа. Струйная технология нашла свою нишу в ПГС [123], при этом для усиления грунтов существующих насыпей она не использовалась, хотя известны отдельные примеры усиления этим методом грунтов основания земляного полотна железнодорожного пути.

Использование стягивающих элементов основано на устройстве в насыпи горизонтальных, в отдельных случаях наклонных скважин, проходящих насквозь. Через скважины специальными натяжными устройствами производится натяжение арматуры, дальнейшее ее закрепление на железобетонных плитах на откосах насыпи. Такое решение было предложено учеными МИИТа в 1985 г. а по результатам исследований, выполненных совместно с ВНИИЖТом, ЛИИЖТом, ХабИИЖТем предложено использовать стягивающие элементы для усиления однопутных насыпей в зонах расположения водопропускных труб [132]. Данное решение, в частности, может применяться для закрепления балластных шлейфов насыпей. Очевидным недостатком метода являются высокие трудозатраты, а также ограниченность по длине стягивающих конструкций.

Эффективным решением усиления земляного полотна является объемное армирование, заключающееся в формировании в массиве грунта объемной анизотропной структуры из горизонтально ориентированных линейных армирующих элементов, объединенных в единый каркас вертикально ориентированными элементами, сформированными путем нагнетания твердеющего раствора. Подобный принцип армирования в насыпных грунтах без нарушения целостно-

сти грунтового массива был реализован в работах [87, 111], выполненных под научным руководством автора. Усиление грунтовых массивов твердыми элементами, работающими на сжатие и растяжение, объединенными вертикальными элементами, образуемыми с использованием напорного инъецирования твердеющих растворов, рекомендуется называть объемным армированием.

Что касается создания участков переменной жесткости на подходной насыпи, то можно выделить способ омоноличивания балласта, армирования дисперсных грунтов георешетками и формирования разнозаглубленных набивных свай [135, 142, 170].

Омоноличивание балласта с использованием методов инъецирования заключается в склеивании щебеночного балласта, примыкающего к искусственному сооружению, синтетическими вяжущими связующими материалами (смолой, силикатами и т. п.) [135]. К достоинствам данного метода можно отнести возможность его реализации без остановки движения поездов на участке производства работ. Недостаток такого решения заключается в практическом исключении возможности последующего ремонта пути. Кроме того, при подбивке пути такой склеенный монолит балласта подвержен хрупкому разрушению. Также в зависимости от применяемого активного вещества данный метод может нанести вред окружающей среде.

Армирование фрагмента подходной насыпи для устройства переходного участка заключается в послойной отсыпке скальных или дисперсных грунтов с укладкой между их слоями георешетки [135]. Переменная жесткость достигается за счет разноглубинной укладки армированных слоев в пределах необходимой длины участка. К достоинствам такого метода можно отнести возможность операционного контроля качества выполняемых работ, простоту в исполнении, а также отсутствие в конструкции дорогостоящих материалов. Очевидным недостатком данного решения в случае реконструкции действующего пути является необходимость снятия верхнего строения пути и разборки земляного полотна.

Еще одним методом устройства переходного участка является формирование разнозаглубленных набивных свай в пределах рабочей зоны земляного полотна. Данный метод заключается в армировании и глубинном уплотнении основной площадки земляного полотна набивными сваями, устроенными с применением способов глубинного уплотнения грунта. Среднюю жесткость армированной полосы насыпи уменьшают от максимальной у искусственного сооружения до минимальной у начала переходного участка. Уменьшение жесткости насыпи достигается путем уменьшения глубины и количества набивных свай, размещенных в параллельных рядах, по мере удаления от искусственного сооружения. К преимуществам данного метода можно отнести возможность отвода избыточной воды из верхней зоны земляного полотна в основание насыпи за счет изготовления свай из дренирующих грунтов (крупные и гравелистые пески, щебень, шлак), а также дополнительное уплотнение грунтов в межсвайном пространстве за счет применения специальных технологий (пробивка свай пневмопробойниками, раскатка скважин) при формировании скважин. Недостатком метода является необходимость разборки верхнего строения пути при производстве работ.

В практике усиления грунтов армированием хорошо зарекомендовали себя жидкие твердеющие армоэлементы, внедряемые в земляное полотно инъектированием. Впервые инъектирование твердеющих растворов под давлением в грунты выполнено под руководством инженера Бериньи в 1802 г. во Франции [2, 67]. Инъектирование основано на нагнетании в грунт растворов, твердеющих со временем, при этом происходит уплотнение грунта, находящегося в непосредственной близости от инъектируемого раствора. Рассматриваются различные схемы производства работ:

- давление инъектирования твердеющего раствора не превышает структурной прочности грунта, происходит распространение раствора в поровом пространстве, застывание, при этом изменение свойств грунта происходит без нарушения сложения. В классической литературе такая технология называется пропиткой;

- инъектирование без нарушения сплошности грунта с уплотнением его в прискважинной зоне. Этот способ французской фирмы «Солетанш» может применяться в пластичных глинистых грунтах;

- давление нагнетания твердеющего раствора превышает структурную прочность грунта, происходит разрыв структуры, инъектируемый раствор заполняет трещины и слабые прослои в массиве с образованием каркаса из отвердевшего раствора и уплотненного окружающего грунта [109, 110, 116, 271].

Особенности инъектирования твердеющих растворов в режиме пропитки с решением научно-практических задач в этой области рассмотрены в трудах многих отечественных ученых: А. Н. Адамовича, Д. В. Волоцкого, С. Д. Воронкевича, Л. В. Гончаровой, И. М. Литвинова, Н. А. Мельникова, Г. Н. Никольской, В. И. Осипова, Б. Н. Ржаницына, В. И. Сергеева, Б. Н. Цытовича. Широко известны работы в этой области зарубежных ученых: А. Камбефора, М. Люжона, Ф. Мулдера, В.К. Витке, и др. [2, 27, 28, 29, 30, 35, 67, 76, 119, 127, 139, 140, 181, 189, 226].

Инъектирование растворов в грунтовые массивы с давлениями, приводившими к разрыву структуры, (метод гидроразрыва) стало использоваться в шахтном строительстве с конца 50-х гг. XX в. В 60-х гг. этот метод усиления грунтов нашел применение при устройстве противодиффузионных завес (гидротехническое строительство) и в тоннелестроении, при этом давление в отдельных случаях доходило до 40 МПа [67]. Теоретическое обоснование метода гидроразрыва по манжетной технологии с многочисленными примерами приведено в монографии А. Камбефора [67]. Наиболее известным объектом, выполненным по этой технологии является Асуанская плотина, где с 1965 по 1970 г. инъектирование производилось через 3 900 скважин глубиной до 170 м [76]. Использование рассмотренного метода для усиления грунтов земляного полотна в мировой практике не применялось.

Усиление земляного полотна инъектированием твердеющих растворов в режиме пропитки впервые успешно было внедрено на Пенсильванской железной дороге в США в 1938 г. К 1970 г. этот способ использовался уже на

55 участках железных дорог США, внедрен в Англии и других странах [49]. Инъектирование в грунт земляного полотна цементных растворов для стабилизации является общепринятой процедурой [243], применяемой в США на большинстве основных железных дорог для устранения проблем, связанных с переувлажнением или ослаблением глинистых грунтов. Инъектирование раствора также применяется при ликвидации балластных углублений [239]. Стабилизированные грунты формируют непроницаемые для влаги барьеры, которые препятствуют движению поверхностных вод и значительно повышают прочность земляного полотна. На рисунке 1.7 представлено усиление основной площадки земляного полотна инъекциями цементного раствора с ликвидацией балластных углублений на участке железнодорожной линии BNSF в районе г. Канейдиан штата Техас, США (Canadian, TX, USA).



Рисунок 1.7 – Инъектирование твердеющих растворов при усилении земляного полотна железных дорог (США)

Первоначально инъектирование использовалось для заполнения балластных лож цементным раствором с выдавливанием и замещением воды в случае ее присутствия. Происходила пропитка поверхности грунта под балластом твердеющим раствором, а также балласта в ложе, при этом в земляном полотне достигалась гидроизоляция. В дальнейшем инъектирование твердеющих растворов стали использовать для укрепления откосов насыпей, оснований, сложенных слабыми грунтами.

Использование цементации для заполнения балластных углублений твердеющими растворами, а также укрепление откосов насыпей выполнялись под руководством Д. В. Волоцкого (КИСИ) совместно с лабораторией технологии

химической обработки грунтов земляного полотна ВЗИИТа [29]. В частности, выполнены работы по укреплению инъектированием цементных растворов откоса насыпи железнодорожного пути высотой 12 м в г. Казани. Грунты насыпи были представлены пылеватыми супесями и суглинками. Инъектирование вяжущих материалов в балластные углубления рекомендовано справочной литературой [202]. При этом отмечено, что после процесса производства работ специальными инъекторами, они извлекаются из тела земляного полотна. В своей работе Л. А. Смоляницкий [194] отмечает, что инъектирование твердеющих растворов на основе цемента для стабилизации балластных углублений является прогрессивным методом. При этом основным достоинством этого метода является выполнение работ без закрытия перегона и ограничений по скорости движения, а твердение цементного раствора в балластных углублениях успешно происходит при движении поездов.

Вопросами стабилизации основной площадки земляного полотна инъектированием цементных растворов активно занимались и ученые ПГУПС. В работах [63, 75] отмечено, что в результате нагнетания инъекционных растворов возникает подбалластный слой упрочненного грунта, воспринимающий вибродинамические нагрузки.

Инъектирование цементных растворов на железной дороге до 2000-х г. использовалось в основном в режиме пропитки, а значит, ограничивалось дренирующими грунтами и их фильтрационными свойствами. При нагнетании твердеющих растворов с давлением выше структурной прочности грунта в грунтовом массиве образуются трещины, в дальнейшем увеличивающиеся до полостей, в которые способны свободно проникать жесткие смеси, например цементно-песчано-глинистые растворы. Таким образом, снимаются ограничения для усиления земляного полотна, связанные с дренирующими грунтами. Использование давлений выше величины разрыва структуры грунта осложнялось из-за возможного неконтролируемого распространения раствора, отсутствия методик проектирования, контролирования достижения заданных пара-

метров, апробированных технологий и оборудования [1, 18, 121, 146, 147, 148, 149, 150, 151, 185, 218].

К достоинствам метода инъектирования относится использование относительно недорогого и распространенного оборудования. Для инъектирования твердеющего раствора в грунтовые массивы используются растворонасосы, высоконапорные шланги, инъекторы, которые заранее погружаются в грунт специальными механическими приспособлениями или оборудованием. Инъекторы в общем случае представлены металлическими трубами внутренним диаметром 36 мм, внешним от 38 до 40 мм [202].

Твердеющие растворы, используемые для инъектирования, чаще всего представлены составами на цементе. Подбор твердеющих растворов для инъектирования достаточно полно представлен в трудах ученых и других научно-практических источниках [1, 2, 18, 30, 67]. Интерес представляет использование для укрепления грунтов земляного полотна поливинилового спирта (ПВС), так называемого способа криотропного гелеобразования [205, 228]. Однако недостаточно полно освещены в литературе особенности подбора инъектируемых составов при нагнетании с условием разрушения структурной прочности массива, отсутствуют данные об изменении физико-механических характеристик окружающих инъектируемый раствор грунтов, об интегральном изменении свойств всего грунтового массива после процесса инъектирования.

В рассматриваемой области наибольшую известность получили буроинъекционные сваи, создаваемые высоконапорной инъекцией (ВНИ) [18], и геотехногенный массив, создаваемый методом «геокомпозит» [140]. В общем случае геотехногенный массив [127, 139, 140] представлен природно-техногенной системой, комплексом искусственных элементов (уплотненным грунтом и армоэлементами, в том числе затвердевшим раствором) и грунтом, сохранившим первоначальные свойства [67]. Руководителями научно-технических разработок в этой области являются В. И. Осипов, В. В. Лушников, Б. Н. Мельников и другие, работающие в научно-исследовательских центрах РФ (МГУ им. М. В. Ломоносова, УралНИИАС, ИГЭ РАН и др.). Создание таких геотехногенных си-

стем инъектированием твердеющего раствора в связных грунтах требует решения вопроса ограничения распространения раствора в пределах усиления. Этот вопрос в условиях напряженно-деформируемого состояния грунтового основания решается путем создания вертикальных экранов, или регулирования давления с недопущением образования линий разрыва в массиве [18, 121, 146, 150, 151]. В случае земляного полотна железных дорог эти технологии реализовать крайне проблематично из-за низкого эффекта пригрузки со стороны окружающих грунтов.

Выполненный анализ научно-технической литературы в области усиления существующих высоких насыпей железных дорог из-за специфики эксплуатации последних показал, что эффективным направлением является армирование грунтовых массивов. Кроме того, в рамках армирования можно выделить как одно из перспективных направлений научных исследований использование в качестве армирующих элементов инъектируемых твердеющих растворов. К данному направлению относятся напорное инъектирование твердеющих растворов, струйная цементация, технология РИТ, объемное армирование стержневыми конструкциями с инъектированием, армирование набивными сваями в раскатанных скважинах и др. Перспективной является также разработка комбинированных способов и модификаций с использованием инъектирования твердеющих растворов [108]. При этом не только все, но и часть армоэлементов может выполняться с использованием инъектируемого раствора. В целом можно сформулировать термин «армирование с инъектированием», под которым применительно к эксплуатируемым высоким насыпям железных дорог понимается усиление грунтовых массивов армоэлементами из инъектируемого твердеющего раствора (либо с его использованием).

Очевидно, что при дальнейшем исследовании необходимо сформулировать основные принципы и выполнить теоретическое обоснование выбора способов армирования эксплуатируемых высоких насыпей.

Кроме того, анализ научно-технической литературы в области усиления существующих высоких насыпей железных дорог показал, что расчетно-

теоретическое обоснование армирования с инъектированием, необходимое для проектирования мероприятий и непосредственно усиления эксплуатируемых насыпей, в нормативной и научно-технической литературе отсутствует. Актуальным направлением научных исследований является разработка методологии армирования высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов, включающей методики проектирования, способы усиления и практические решения, методики контроля качества выполненных работ и теоретические основы подбора оптимальных параметров армирования. Разрабатываемые в настоящее время специалистами различных организаций методы усиления грунтов земляного полотна по большей части являются усовершенствованными модификациями известных способов и технологий. Существует необходимость развития теоретических положений и практических решений усиления высоких насыпей железных дорог за счет оптимизации объемов усиления на основании моделирования геотехнических процессов.

После анализа и предварительного обоснования методов усиления эксплуатируемых высоких насыпей железных дорог необходимо рассмотреть и обосновать применение численных методов решения для проектирования усиления грунтов. Существующие методики проектирования основаны на известных аналитических решениях, использование которых при расчете неоднородного геотехнического массива, армированного элементами с разными свойствами, не представляется возможным. Для расчета таких массивов в геомеханике все чаще используются численные методы.

1.4 Анализ численных методов в геомеханике для прогноза деформирования земляного полотна

Эффективным методом оценки напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтов при решении различных геотехнических задач является численное моделирование.

В настоящее время выполнен значительный объем теоретических и экспериментальных исследований работы грунта в природном состоянии и при

техногенном воздействии, позволяющий прогнозировать поведение грунтовых массивов в теле земляного полотна. Вопросам, связанным с моделированием грунтовых массивов и прогнозированием деформаций земляного полотна посвящены работы отечественных и зарубежных ученых: Е. С. Ашпиза, В. В. Виноградова, А. А. Зайцева, В. Н. Парамонова, Г. М. Шахунянца, Э. М. Доброва, А. Ф. Колоса, Т. Г. Яковлевой, В. И. Грицык, Г. Г. Коншина, Г. М. Стояновича, С. А. Кудрявцева, И. В. Прокудина и др. [24, 25, 85, 172, 207, 232, 233].

Применение методов численного моделирования позволяет выявить эффективность изменения сочетаний технологических параметров при усилении. Также возможно получить сведения о влиянии исходных свойств грунтов на деформационные свойства массива после усиления, а также получить количественные данные напряжений и деформаций в усиленном грунтовом массиве.

Для описания поведения грунтов при нагрузке и разгрузке используется математический аппарат теории пластичности и ее различные варианты. В настоящее время разными учеными на основе результатов опытов, выполненных на грунтовых образцах, и при теоретических исследованиях, разработан значительный объем реологических моделей материалов, которые описываются уравнениями физического состояния. Некоторые из моделей стали общепризнанными и используются в численных методах расчета сооружений, например модель Кулона – Мора [300].

Существующие методы расчета не обладают достаточной точностью моделирования, учитывающей взаимодействие армирующих элементов с грунтовой средой. Поэтому моделирование усиления грунтов земляного полотна осуществляется с использованием приближенных методов, которые основаны на описании работы армогрунтового массива с конкретными параметрами прочности и сжимаемости. Кроме того, при описании расчетной численной модели необходимо вводить ограничения по расчетной области.

Учитывая специфику решаемых геотехнических задач, исследования целесообразней проводить с использованием численного и натурного моделиро-

вания, что позволит выполнить корреляционный анализ и выявить адекватность разработанной численной модели.

Анализ литературных источников позволяет сделать вывод, что прогноз деформирования земляного полотна рекомендуется выполнять с использованием метода конечных элементов и метода дискретных элементов. Причем применение последнего весьма актуально для способов усиления с инъектированием твердеющего раствора. В данном случае необходимо оценивать давление инъектирования, изменение НДС грунтового массива и возможность возникновения дополнительных деформаций при инъектировании, а также давление и объем раствора, при которых возможно деформирование поверхности массива, т. е. возможен прорыв раствора из зоны усиления и т. п.

1.4.1 Метод конечных элементов и его основные особенности

В расчетах НДС грунтовых массивов в качестве инструмента численного моделирования при решении различных геотехнических задач широкое распространение получил метод конечных элементов (МКЭ) благодаря возможности аппроксимации любого непрерывного параметра (напряжения, температуры, перемещения) дискретной моделью, которая строится на множестве непрерывных функций, определенных на конечном числе элементов.

МКЭ достаточно востребован при решении задач геомеханики, поскольку при создании расчетных схем возможен учет неоднородности грунтовой среды, физико-механических характеристик материалов, совместной работы неоднородных сплошных и дисперсных материалов, характеризующихся различной сжимаемостью. Также в одной расчетной схеме возможно использование нескольких реологических моделей работы грунта и материалов, решение задач теории пластичности, упругости, ползучести и т. п.

Большой вклад в развитие и популяризацию МКЭ внес Л. Сегерлинд [188], который обобщил опыт применения МКЭ в решении задач космических исследований, строительной механики, механики твердого тела и систематизировал подход к решению различных задач с помощью МКЭ.

А. К. Бугров применяет МКЭ для решения смешанной упруго-пластической задачи, и задачи консолидации для многофазного грунта. В своих работах он приводит физические матрицы для грунта, находящегося в пластическом состоянии для условия прочности Кулона – Мора, приводит матрицы для упрочняющегося грунта и инкрементальный алгоритм нагружения [20].

Ю. К. Зарецкий и В. Н. Ломбардо на основании результатов многолетних экспериментальных исследований разработали математическую модель работы грунта на базе теории пластического упрочнения [60]. Ю. К. Зарецкий в своих трудах приводит условие прочности для упрочняющегося грунта, построенное на основе условия прочности Мизеса – Шлейхера, основные положения которого используются в грунтовых моделях современных программно-вычислительных комплексов. Также были представлены наиболее существенные особенности механического поведения насыпных грунтовых материалов, основные уравнения теории динамической консолидации.

Большую роль в развитии программно-вычислительных комплексов, работающих на основе МКЭ, используемых для решения прикладных задач геомеханики, сыграл А. Б. Фадеев [215]. В своих трудах он описал основные модели работы грунта, используемые по настоящее время в современных программных комплексах.

В транспортном строительстве исследования с использованием МКЭ начинались в МАДИ М. И. Колончаковым и В. Д. Браславским под руководством профессора Н. Н. Маслова [74]. МКЭ использовался в расчетах устойчивости откосов. Благодаря возможностям МКЭ было определено комплексное влияние сцепления глинистого грунта на устойчивость склонов и откосов.

В период с 1980 по 1990 г. С. А. Городецким было проведено теоретическое обоснование с практическими примерами расчета дорожных сооружений с использованием МКЭ [36, 37]. В работах произведена систематизация и обобщение опыта решения инженерных задач с использованием МКЭ и разработаны рекомендации для решения транспортных геотехнических задач.

Опыт решения геотехнических задач в трехмерной постановке представлен в монографиях С. К. Илиополова, В. П. Матуа, А. В. Смирнова [64, 126, 193]. В работах учтено влияние динамических нагрузок и накопления остаточных деформаций на работу транспортных сооружений.

В настоящее время МКЭ реализован во многих программно-вычислительных комплексах, специализирующихся на высокоточных геотехнических расчетах. Наиболее известными конечно-элементными программными продуктами, которые используются в расчетах НДС элементов системы «сооружение – основание», являются: ANSYS, LIRA, MIDAS, PLAXIS, SKAD, OPTUM и др. Принципиальные отличия существующих и используемых программных и расчетных комплексов заключаются в наборах интерфейсов и структурных элементов, возможности выполнять расчеты в двух- или трехмерной постановке задачи, алгоритмах расчетов, программных кодах реализации этих алгоритмов, ориентированности решений инженерных задач.

При этом, несмотря на большое количество расчетных геотехнических программ, при моделировании используются одни и те же базовые расчетные модели работы материала (грунта).

Таким образом, очевидные критерии выбора программного комплекса для выполнения геотехнических расчетов отсутствуют. Предпочтения в выборе отдаются в соответствии с возможностями имеющейся ЭВМ, корреляцией данных численного моделирования и натурных (лабораторных) экспериментов, необходимостью выполнения расчетов в трехмерной постановке задачи, а также субъективным восприятием программных интерфейсов.

Поскольку основной задачей численного моделирования является прогнозирование деформаций земляного полотна, состоящего из грунтовой среды и армирующих элементов с конкретными геометрическими параметрами, то ее решение целесообразней проводить как в двухмерной, так и в трехмерной постановке. В связи с этим для разработки и исследования работы численной модели земляного полотна выбран расчетный комплекс MIDAS GTS NX, содержащий наиболее подходящий для этих целей набор модулей и структурных

элементов. При выполнении численного моделирования в расчетном комплексе MIDAS GTS NX создается геометрическая модель сооружения, сетка конечных элементов, определяются граничные условия работы сооружения, формируются возможные работы сооружения и прикладываются нагрузки, определяются модели работы грунта и материалов.

Работа грунтовой среды и армоэлементов в программном комплексе MIDAS GTS NX может быть описана различными моделями. Наиболее широкое распространение получили упругая (линейная) модель, модель упрочняющегося грунта (Hardening soil), упругопластическая модель Мора – Кулона, упругопластическая модель Мизеса – Шлейхера и др.

Наиболее распространенной и используемой моделью при численном моделировании НДС армогрунтовых массивов является упругопластическая модель с критерием разрушения Кулона – Мора, являющаяся смешанной моделью теории упругости и пластичности грунтов.

Для конечных элементов, находящихся в предельном состоянии, справедливо следующее [19, 20, 68]:

- тензор полной деформации представляется в виде суммы пластической и упругой составляющих;
- существует поверхность нагружения, т. е. поверхность, отделяющая в пространстве главных напряжений область обратимых деформаций от области упругопластических;
- вектор приращения пластической деформации направлен по нормали к поверхности нагружения (следствие из постулата Друккера);
- связь приращений упругих деформаций с приращением компонент напряжений в пластических областях принимается в форме закона Гука;
- приращения пластических деформаций в пластических областях связаны с напряжениями через пластический потенциал.

В различных программных комплексах используются также физически нелинейные модели, построенные на основе условия Мизеса – Шлейхера – Боткина: гиперболическая модель упрочняющегося грунта Hardening soil; модель

слабого грунта Soft Soil; модель слабого грунта, учитывающая ползучесть его скелета Soft Soil Creep и многие другие.

Выбор модели Кулона – Мора при решении геотехнических задач обоснован ее апробированностью и простотой получения исходных данных [19]. Применимость той или иной модели диктуется не только ее точностью или адекватностью, но и возможностью получения соответствующих исходных данных. Именно поэтому модель Мора – Кулона, требующая только стандартные прочностные и деформационные параметры грунтов, получила наиболее широкое применение при численном моделировании НДС грунтовых массивов.

1.4.2 Метод дискретных элементов и его основные особенности

Среди численных методов наиболее распространенными при решении задач геомеханики являются методы конечных и граничных (МГЭ) элементов. Однако с применением МКЭ и МГЭ решать нелинейные задачи геомеханики, какими является большинство из них, проблематично. В данных численных методах используется модель сплошной среды и уравнения равновесия исследуемой области. Смоделировать с их помощью процессы, связанные с большими (вплоть до разрывных) деформациями массива, возникающими, в частности, при напорном инъецировании, при потере откосами высоких насыпей устойчивости, в ходе включения в работу грунтовых анкеров, проблематично, так как требуются еще и специальные теории неупругого деформирования материала, критерии его разрушения, а также дополнительные уравнения, учитывающие дилатансионные свойства сред со структурой, к каким относятся сыпучие материалы и грунты. Исследование по этому перечню представляет собой серьезную самостоятельную проблему.

Указанные задачи могут быть решены с использованием численного метода частиц [179] и метода дискретных элементов (МДЭ) [178], являющегося одним из его вариантов. С помощью МДЭ возможно оценить развитие деформаций в зонах разрушения геосреды, интегрируя уравнения движения отдельных частиц. Отдельные аналитические методы решения задач по определению

НДС геосреды, учитывающие ее структуру, существуют в упрощенных постановках [178, 179]. Среда в них, подобно грунтам, представлена в виде частиц, поровое пространство между которыми заполнено связующим веществом. Число параметров, характеризующих ее, минимально.

Для моделирования нелинейных процессов в сплошных средах применяется и другое семейство методов, к которому относятся: метод частиц в ячейках Ф. Харлоу [220], когда оперируют системой из точечных частиц конечной массы, а их параметры определяют путем интерполяции узлов неподвижной эйлеровой сетки; метод крупных частиц О. М. Белоцерковского и Ю. М. Давыдова [16], в котором используются крупные частицы, первоначально совпадающие с ячейками эйлеровой сетки, что обеспечивает непрерывность потоков массы через границы ячеек, гладкость получаемых решений и др. Но эти методы также являются континуальными, дискретность их чисто вычислительная.

МДЭ основан на уравнениях движения отдельных частиц (элементов, из которых состоит геосреда), определяемых балансом количества движения и силой взаимодействия между элементами, поэтому, в отличие от упомянутых выше метода частиц в ячейках и метода крупных частиц, МДЭ является истинно дискретным [247].

Лидером в разработке и применении МДЭ является компания Itasca Consulting Group Inc. (США), создавшая на его основе линейку программ Particle Flow Code [260]. В СО РАН с привлечением фундаментальных результатов, полученных в области механики горных пород [179], разработаны модификации МДЭ для решения задач механики горных пород и сыпучих сред [174, 219, 260].

В настоящее время в МДЭ оперируют двумя принципиально различными моделями частиц. В первом случае они принимаются абсолютно твердыми, используются для моделирования разреженных систем, в которых длительность контакта между отдельными элементами меньше времени свободного пробега до столкновений последних [237, 245]. Во втором случае частицы считаются деформируемыми, а потому при контакте перекрываются. Сила взаимодействия

между ними принимается пропорциональной величине такого перекрывания или вычисляется по Герцу. Такой подход используется для моделирования компактных сред, в которых частицы находятся в длительном взаимодействии друг с другом по одному или нескольким контактам одновременно. К настоящему времени методами дискретных элементов и динамики частиц решены некоторые задачи механики деформируемого твердого тела, горных пород, сыпучих сред и грунтов, которые было бы проблематично решить другими численными методами. Так, смоделировано поведение: мезочастиц в твердом теле [81], макрочастиц в оползнях склонов [389], движения льдов [258] и частиц при смешивании и сегрегации порошков [285], а также сыпучих материалов при их гравитационном истечении из емкостей в условиях, которые характерны для реакторов с фильтрационным горением топлива [55], массива горных пород при карстогенезе [14, 15, 182] и т.д.

МДЭ как инструмент исследователя, обладая большим потенциалом, опирается на значительные вычислительные ресурсы, что позволяет для оценки НДС геосреды создавать модели, учитывающие особенности ее физико-механических свойств, структуры и контактного взаимодействия между ее частицами.

В целом для расчетно-теоретического обоснования армирования высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов возможно применение МКЭ и МДЭ. Однако для использования численного моделирования необходимо выполнение теоретических исследований по разработке и систематизации численных моделей, учитывающих параметры и элементы армирования для каждого случая. МДЭ, помимо всего прочего, требует модификации, включая усовершенствование модели грунта, а также разработки алгоритма и программного продукта.

1.5 Цель и задачи исследования

Анализ научно-технической литературы указывает на ухудшение состояния земляного полотна железных дорог, сопровождающееся ростом числа отка-

зов, с одной стороны, и необходимостью увеличения провозной способности путем повышения осевой нагрузки, с другой. В зону риска повышения отказов при этом попадают эксплуатируемые высокие насыпи, в том числе за счет увеличения числа внезапных деформаций. Изучение статистических данных позволило выделить три основных вида возможных последствий воздействия интенсивного движения на железнодорожное земляное полотно, которые являются проблемными и для обычной эксплуатации. Отмечено, что по сети потенциально на эти группы приходится более 30 % всех дефектов и деформаций земляного полотна, и более 40 % внезапных деформаций.

Основным способом решения проблемы недостаточной надежности земляного полотна эксплуатируемых высоких насыпей железнодорожных линий является его усиление, что позволит повысить пропускную способность, в том числе путем повышения осевых и погонных нагрузок. В данной главе обоснована перспективность использования комбинированных способов и модификаций армирования с использованием инъектирования твердеющих растворов, позволяющих производить работы без или с минимальным ограничением движения.

Расчетно-теоретическое обоснование армирования с инъектированием, необходимое для проектирования мероприятий и непосредственно усиления эксплуатируемых насыпей в нормативной и научно-технической литературе отсутствует. Использование известных аналитических решений для проектирования не представляется возможным. Для использования численного моделирования необходимо выполнение теоретических исследований по разработке и систематизации числовых моделей, учитывающих параметры и элементы армирования для каждого случая.

В связи с этим целью диссертационной работы является повышение надежности эксплуатируемых высоких насыпей железнодорожного пути на основе развития **теоретических положений**, разработки и систематизации **практических решений** их усиления армированием с инъектированием твердею-

щих растворов. Для достижения цели исследования необходимо решить следующие задачи:

1 Обосновать выбор способов армирования эксплуатируемых высоких насыпей при высокой деформативности и недостаточной несущей способности основной площадки и откосных частей и разработать модели армированных с инъектированием твердеющих растворов высоких насыпей, учитывающих параметры и элементы армирования для каждого из способов.

2 Разработать теоретические основы оценки напряженно-деформированного состояния грунтовых массивов процессе армирования высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов для определения технологических параметров усиления.

3 Экспериментально исследовать конструктивные и технологические параметры армирования, которые характеризуют усиленный грунтовый массив в армированных высоких насыпях и позволяют уточнить и дополнить их модели.

4 Выполнить численное моделирование эксплуатируемых высоких насыпей, армированных с инъектированием твердеющих растворов, с целью разработки практических приемов проектирования, оценки адекватности составленных моделей и определения технологических параметров усиления.

5 Разработать методологию проектирования, систему практических решений и методику оценки экономической эффективности армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов.

6 Подтвердить на опытных участках железных дорог техническую и экономическую эффективность разработанной на основе проведенных исследований методологии армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов.

ГЛАВА 2 ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ ВЫБОРА СПОСОБОВ АРМИРОВАНИЯ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ВЫСОКИХ НАСЫПЕЙ, РАЗРАБОТКА МОДЕЛЕЙ И ПОДБОР ПАРАМЕТРОВ АРМИРОВАНИЯ

Эффективность усиления эксплуатируемых высоких насыпей зависит от качества проектных решений, возможности определения оптимальных параметров, прогнозирования поведения сооружения в процессе производства работ. Армирование с инъектированием твердеющих растворов высоких насыпей имеет существенные особенности, систематизация которых в научно-технической литературе отсутствует. Все это существенно затрудняет проектирование усиления эксплуатируемых сооружений рассматриваемым методом, делает результат недостаточно прогнозируемым.

Согласно анализу, проведенному в первой главе, в первую очередь необходимо сформулировать основные критерии и выполнить теоретическое обоснование выбора способов армирования эксплуатируемых высоких насыпей. В основу теоретического обоснования выбора способов армирования предлагается положить качественную и количественную оценку зон армирования эксплуатируемых насыпей при недостаточной несущей способности и высокой деформативности основной площадки и откосных частей. Оценка зон армирования эксплуатируемых высоких насыпей возможно выполнить после численного моделирования деформаций и потери устойчивости сооружения, что можно считать одной из задач теоретических исследований.

В рамках разработки методологии армирования высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов, включающей методики расчета и проектирования, согласно проведенному анализу рекомендуется использовать численные методы. Однако для полноценного использования численного моделирования необходимо решить задачи по разработке и систематизации моделей армирования эксплуатируемых высоких насыпей, учитывающих параметры и элементы армирования для каждого случая.

В процессе инъецирования твердеющих растворов в грунтовые массивы происходит изменение их НДС, что необходимо учитывать при подборе технологических параметров усиления (предельного давления и критического объема). Неучет изменения НДС в процессе инъецирования может привести к недостижению запроектированного результата, в том числе к дополнительным деформациям. В связи с этим в рамках теоретических исследований необходимо решить задачи по расчету напряжений в области инъецированного в грунт раствора, определению предельного давления инъецирования, при котором происходит поднятие поверхности грунтового массива, и определению объема раствора при заданном давлении инъецирования.

Как отмечалось в главе 1, для подбора перечисленных технологических параметров усиления актуально применение метода дискретных элементов. Однако для решения задач механики грунтов данный метод требует модификации, включая усовершенствование модели грунта, а также разработки алгоритма и программного продукта.

Для проверки адекватности разработанных моделей армирования высоких насыпей, а также получения теоретических и (или) практических решений необходимо провести ряд исследований на разработанных численных моделях. Задачи на получение теоретических и (или) практических решений необходимо сформулировать после разработки самих моделей армирования эксплуатируемых высоких насыпей. Следует отметить, что провести исследование на разработанных моделях возможно только после получения всех необходимых данных по результатам экспериментальных исследований, следовательно, решение данной задачи будет выполнено в главе 4.

Проверку адекватности усовершенствованной модели грунта, сформированной на основе метода дискретных элементов, возможно выполнить по результатам оценки НДС при моделировании нагружения откосной части насыпного массива, а также потери устойчивости высокой насыпи путем сравнения с экспериментальными данными (глава 4). Результаты моделирования процессов инъецирования твердеющих растворов вглубь массива железнодорожной

насыпи позволят выполнить оценку адекватности полученных теоретических решений при сравнении с результатами экспериментальных исследований и иных решений.

Для решения поставленных задач теоретических исследований, опираясь на анализ, проведенный в главе 1, возможно использовать численные методы, в том числе методы конечных и дискретных элементов, а также аналитические решения для некоторых задач.

В настоящее время для оценки НДС геотехнических систем, к которым в том числе относится эксплуатируемая высокая насыпь железных дорог, широкое распространение получило численное моделирование. Использование аналитических методов при оценке НДС армированных геотехнических систем затруднительно из-за необходимости существенных допущений при учете свойств армозаполнителей.

Анализ, выполненный в главе 1, показал, что разработку численных моделей грунтовых массивов (в том числе армированных) с исследованием их работы целесообразно выполнять в программных комплексах, основанных на МКЭ, с использованием существующих функциональных зависимостей поведения материалов. При создании численных моделей грунтовых массивов и сложных геотехнических систем с использованием современных программных комплексов, основанных на МКЭ, возможно учитывать геометрические размеры максимально приближенные к размерам реальных существующих объектов.

Применение МКЭ при исследовании численных моделей грунтовых массивов (в том числе армированных) позволит определить проектные параметры усиления (расположение, размеры, объемы и т. д.), а также спрогнозировать конечный результат, но только при условии соблюдения технологических параметров. Однако, как уже отмечалось, необходимо оценивать допустимое давление инъецирования, изменение НДС грунтового массива и возможность возникновения дополнительных деформаций при инъецировании, критический объем раствора, при котором возможно деформирование поверхности массива, т. е. возможность прорыва раствора из зоны усиления, и т. п. Перечисленные

параметры не представляется возможным оценить без совершенствования теоретических основ оценки НДС грунтового массива при армировании с инъектированием твердеющих растворов. Использование МКЭ для моделирования процессов, связанных с большими деформациями массива, возникающими при потере устойчивости откосов и (или) в результате их армирования (напорном инъектировании твердеющих растворов, включения в работу грунтовых анкеров и т. д.), проблематично, так как в данном численном методе используется модель сплошной среды и уравнения равновесия исследуемой области. Кроме того, требуются еще и специальные теории неупругого деформирования материала, критерии его разрушения и т. п.

В связи с этим отдельные решения для идеальных условий возможно получить аналитическим методом, а оценку напряженного состояния и развития деформаций в зонах разрушения геосреды в рамках интегрирования уравнений движения отдельных частиц целесообразней выполнять с МДЭ.

В целом поставленные задачи теоретических исследований возможно сгруппировать по методам их решения следующим образом:

а) задачи, решаемые методом конечных элементов:

1) моделирование деформаций и потери устойчивости высокой насыпи (глава 2);

2) разработка моделей армирования эксплуатируемых высоких насыпей (глава 2);

3) исследование моделей армированных высоких насыпей и расчетные схемы (глава 4);

б) Задачи, решаемые методом дискретных элементов:

1) модификация модели дискретной геосреды для решения задач механики грунтов (глава 2);

2) оценка НДС при моделировании нагружения откосной части насыпного массива, а также потери устойчивости грунтовой насыпи (глава 4);

3) моделирование процессов инъектирования твердеющих растворов вглубь массива железнодорожной насыпи (в главе 4);

в) задачи, решаемые аналитическими методами:

- 1) расчет напряжений в области инъецированного в грунт твердеющего раствора (глава 2);
- 2) определение объема раствора при заданном давлении инъецирования (глава 2);
- 3) определение предельного давления инъецированного твердеющего раствора, при котором происходит поднятие поверхности грунтового массива (глава 2).

2.1 Оценка зон армирования эксплуатируемых насыпей при недостаточной несущей способности и высокой деформативности основной площадки и откосных частей

Анализ состояния земляного полотна на сети железных дорог, а также научных исследований по этому вопросу, выполненный в первой главе, позволил выявить основные виды возможных последствий интенсивного воздействия на эксплуатируемую высокую насыпь, а именно:

- деформации основной площадки высокой насыпи;
- потеря устойчивости откосов высокой насыпи, в том числе с захватом грунтового массива основания при глубокой поверхности скольжения;
- деформации земляного полотна на подходных насыпях (к мостам, путепроводам и др.).

Следует отметить, что деформации основной площадки высокой насыпи могут наблюдаться не только из-за наличия в пределах рабочей зоны грунтов с недостаточными значениями деформационных характеристик, но и вследствие развития балластных углублений. Факт наличия балластного углубления существенно влияет на характер зоны необходимого армирования и требует отдельного рассмотрения. При потере устойчивости откосов высокой насыпи также необходимо рассмотреть отдельные расчетные схемы потери местной устойчивости (при наличии балластных шлейфов), потери общей устойчивости в теле высокой насыпи, а также потери общей устойчивости с захватом основания.

Оценку зон необходимого армирования эксплуатируемых высоких насыпей с определением их расположения и характера НДС возможно выполнить после численного моделирования деформаций и потери устойчивости сооружения, по выявленным последствиям интенсивного воздействия нагрузок. И, как отмечено ранее, для создания численных моделей грунтовых массивов будет использован МКЭ. Характеристика применяемых моделей грунта в рамках численного моделирования приведена ниже.

Опыт исследования работы грунтов земляного полотна позволил заключить, что после многократного нагружения насыпи поездной нагрузкой в грунтах будут возникать преимущественно упругие деформации. Анализ, выполненный в главе 1, позволил выделить основные модели поведения грунта, используемые при геотехнических расчетах с использованием МКЭ. При моделировании грунтовой среды тела насыпи в программных комплексах в случае работы грунтов до стадии пластических деформаций целесообразно использовать модели поведения грунта, основывающиеся на идеальной упругопластической модели Мора – Кулона.

При моделировании поведения основания и тела насыпи, в случае работы на стадии развития пластических деформаций, целесообразно использовать модифицированную модель Мора – Кулона (Modified Mohr – Coulomb).

Данная модель является усовершенствованной версией модели Мора – Кулона и отличается от нее тем, что поверхность текучести модифицированной модели не зафиксирована в пространстве главных напряжений, а может расширяться вследствие пластического деформирования. В этой модели учитывается упрочнение грунта – расширение поверхности текучести и образование за ней зоны упругого поведения.

2.1.1 Моделирование деформаций основной площадки эксплуатируемой высокой насыпи

Известно, что наибольшее силовое воздействие на земляное полотно (насыпь) оказывается подвижным составом в определенной зоне под основной

площадкой, которая называется рабочей зоной. В общем случае модель эксплуатируемой высокой насыпи, отсыпанной на грунтовом основании, с обозначенной рабочей зоной, представлена на рисунке 2.1.

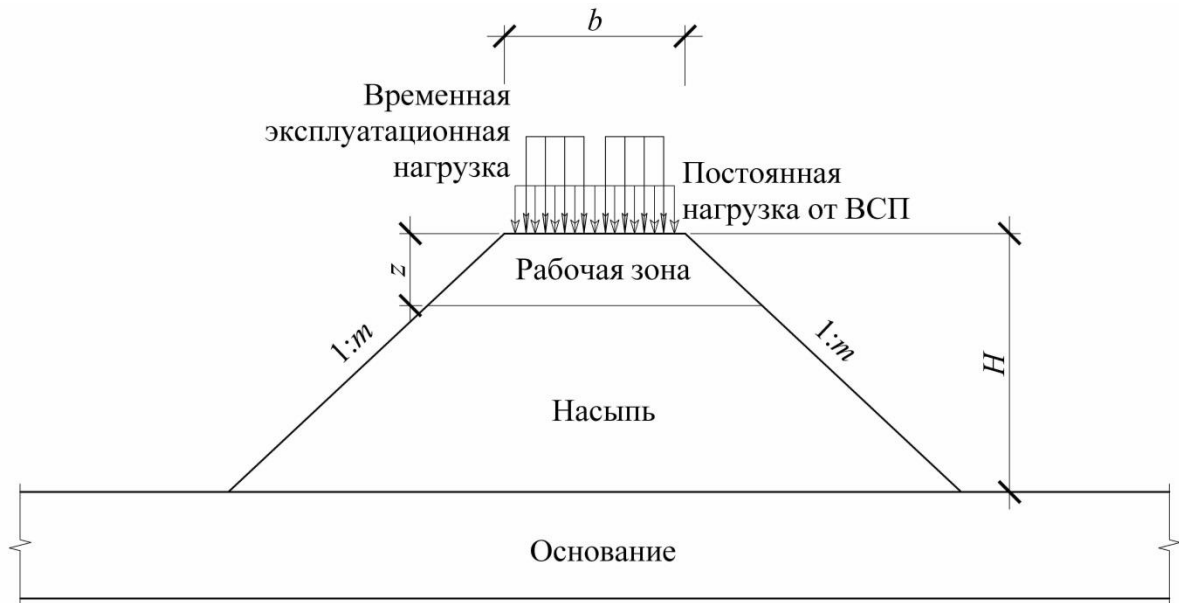


Рисунок 2.1 – Модель эксплуатируемой высокой насыпи

К определяющим геометрическим параметрам модели насыпи относятся:

- высота насыпи H ;
- ширина основной площадки b ;
- мощность рабочей зоны земляного полотна z ;
- заложение откосов m .

Геометрические параметры сооружения определяются в соответствии с данными, полученными при обследовании.

Ширина основной площадки определяется исходя из категории линии, количества путей, радиуса кривой и вида грунта земляного полотна. Поскольку больший интерес для исследования представляют двухпутные железнодорожные линии, то параметр b принят 13 м [57].

Граница рабочей зоны зависит от напряжений, возникающих в насыпи, и может быть определена с использованием экспериментально-теоретического метода расчета динамических напряжений проф. Г. Г. Коншина [57]:

$$z_{\text{пред}} = 2,302 \frac{\lg \sigma_{0-p} - \lg \sigma_{i-p}}{\lambda_p}, \quad (2.1)$$

где σ_{0-p} – напряжения на основной площадке в подрельсовом сечении на глубине h_0 от подошвы шпалы;

λ_p – коэффициент затухания, зависящий от скорости подвижного состава.

Параметр заложения откосов является нормативным и зависит от очертания насыпи, ее высоты, а также вида грунта, из которого она отсыпана.

Главным критерием исследуемой модели является деформативность, которая оценивается после приложения нагрузок, постоянных и временных, и зависит от параметров грунтовой среды.

Как известно, прикладываемая к основной площадке нагрузка зависит от осевой нагрузки, расстояния между осями, скорости подвижного состава, типа верхнего строения пути, состояния пути и других факторов. К постоянным нагрузкам можно отнести вес верхнего строения пути, к временным – эксплуатационную нагрузку. Данные величины являются нормативными и принимаются согласно СТН Ц-01-95 и СП 32-104-98. При этом эпюра нагрузки от подвижного состава (эксплуатационная нагрузка) в модели принимается трапециoidalной формы под каждый путь либо прямоугольной формы, действующей на длине шпалы. Эпюра нагрузки от ВСП (постоянная нагрузка от веса ВСП) принимается прямоугольной формы, действующей на основной площадке.

Грунтовая среда моделируется многослойной, каждому слою присваиваются физико-механические характеристики, полученные по результатам инженерно-геологического обследования. При этом модель работы грунтов насыпи – идеальная модель Мора – Кулона (в случае работы грунтов земляного полотна до стадии развития пластических деформаций) или модифицированная модель Мора – Кулона (в случае работы грунтов земляного полотна на стадии развития пластических деформаций). Модель работы попадающих в сжимаемую толщу грунтов основания – модифицированная модель Мора – Кулона.

Деформативность модели оценивается величиной упругих и пластических деформаций, определяемых по контрольным точкам. Величина данных исследуемых деформаций напрямую зависит от модуля деформации грунтовой среды и прикладываемых нагрузок.

Анализ, проведенный в главе 1, показал, что деформации основной площадки земляного полотна в большинстве случаев связаны с образованием балластных углублений, дальнейшее развитие которых усугубляется природно-климатическими факторами и интенсивным движением. Развитие балластных углублений приводит к нарушению устойчивости откосов. Таким образом, для практического использования разрабатываемых численных моделей необходимо учесть и ослабленные зоны, вызванные образованием балластных углублений.

Исследования, выполненные в МГУПСе под руководством Е. С. Ашпиза, позволили установить, что «при выпадении 80 мм осадков за 24 часа под балластным углублением образуются зоны глинистого грунта текучепластичной консистенции» с более низкими значениями физико-механических характеристик по сравнению с грунтами самой насыпи [163]. Поэтому целесообразно при моделировании земляного полотна с балластным углублением принять допущение об образовании под углублением ослабленного слоя.

При выполнении расчетов необходимо не только моделировать балластные углубления как отдельный материал с пониженными (в сравнении с грунтами тела насыпи) характеристиками, но и учитывать ослабленную зону непосредственно под балластным углублением.

Численное моделирование, в отличие от инженерных методов, позволяет оценить напряженно-деформированное состояние основной площадки, выявить наиболее неблагоприятное место в рабочей зоне насыпи и, как результат, выявить первоочередные зоны армирования. С этой целью выполнено численное моделирование высокой насыпи двухпутной железнодорожной линии. Рассмотрены два расчетных случая. В первом случае рассматривается эксплуатируемая насыпь без балластного углубления (рисунок 2.2, *а*). Во втором случае рассматривается насыпь, в пределах рабочей зоны которой присутствует балластное углубление, являющееся причиной появления дополнительных деформаций в уровне основной площадки (см. рисунок 2.2, *б*).

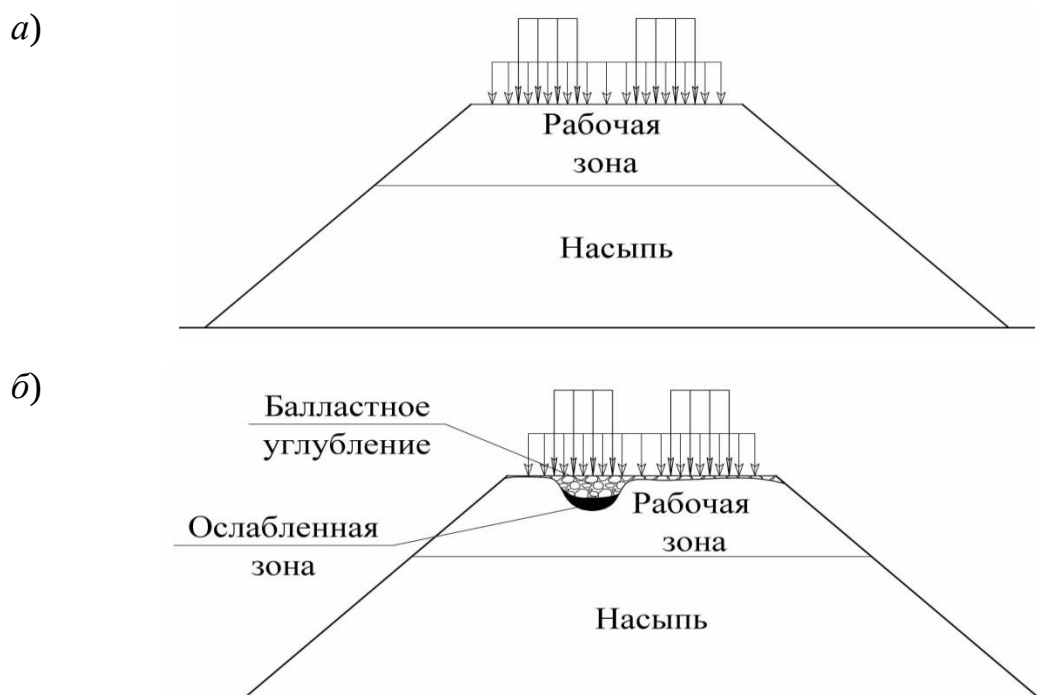


Рисунок 2.2 – Расчетная схема эксплуатируемой высокой насыпи:
а – без балластного углубления; *б* – с балластным углублением
 и ослабленной зоной

Формирование моделей по расчетным схемам выполнено с учетом описанных выше особенностей.

Оценка НДС грунтового массива выполнена при восприятии моделью собственного веса, постоянной нагрузки от собственного веса ВСП (20 кПа) и временной эксплуатационной нагрузки от действия подвижного состава (90 кПа).

Критическими для расчетной схемы без балластного углубления (см. рисунок 2.2, *б*) являются нормальные напряжения сжатия вдоль вертикальной оси (главным образом от поездной нагрузки), вызывающие осадки основной площадки земляного полотна. Общий вид напряженного состояния эксплуатируемой насыпи без балластных углублений представлен на рисунке 2.3. Перераспределение напряжений происходит в пределах рабочей зоны высокой насыпи на глубине 2,5...3,0 м, что в целом соответствует данным по зависимости (2.4), наблюдается интенсивное затухание сжимающих напряжений от временной эксплуатационной (поездной) нагрузки. С увеличением глубины влияние бытовых напряжений (от собственного веса насыпи) становится преобладающим.

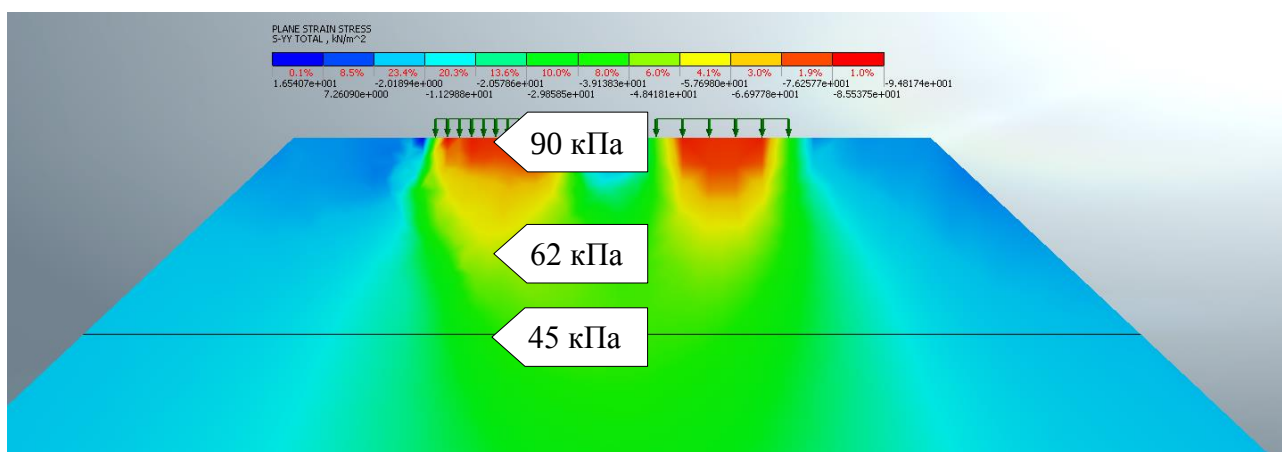


Рисунок 2.3 – Распределение нормальных вертикальных напряжений от эксплуатационной нагрузки в поперечном сечении насыпи

Таким образом, армирование высокой насыпи без балластного углубления для снижения деформаций основной площадки целесообразно проводить в пределах рабочей зоны (на глубине 2,5...3,0 м от основной площадки), в которой возникают сжимающие усилия. Элементы армирования должны работать на сжатие и обладать большей, в сравнении с грунтом тела насыпи, жесткостью (модулем упругости).

Моделирование по расчетной схеме, приведенной на рисунке 2.2, б, позволило установить, что наличие балластных углублений в пределах рабочей зоны способствует развитию касательных напряжений от временной эксплуатационной нагрузки, которые вызывают сдвиговые деформации. Такие области формируются в первую очередь в ослабленной зоне (в нижней части балластного углубления). Картина распределения областей пластических деформаций в расчетной схеме высокой насыпи с балластным углублением приведена на рисунке 2.4.

Наличие балластных углублений способствует формированию зон пластических деформаций и, как результат, приводит к деформированию основной площадки. Кроме того, балластные углубления увеличивают глубину затухания нормальных сжимающих напряжений от действия эксплуатационной нагрузки. Усиление таких зон может быть достигнуто путем заполнения балластного

углубления армирующими составами – твердеющими растворами, а также заменой или осушением грунтов.

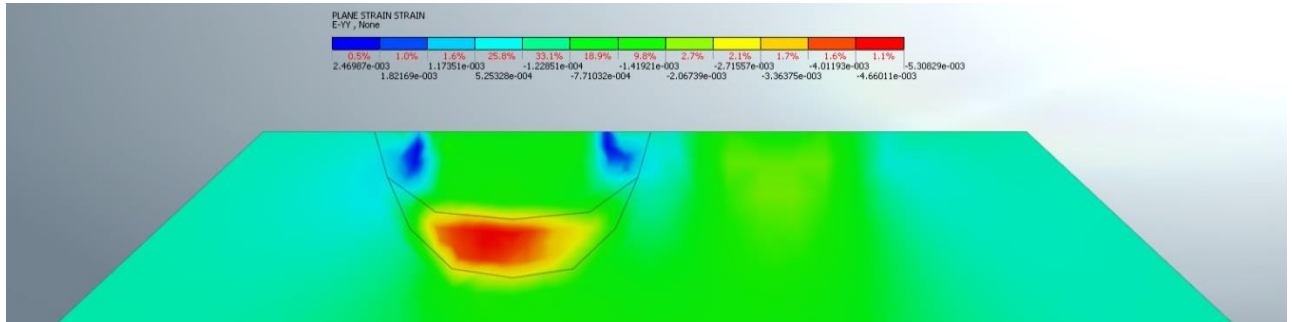


Рисунок 2.4 – Развитие областей пластических деформаций в расчетной схеме высокой насыпи с балластным углублением

2.1.2 Моделирование потери устойчивости эксплуатируемой высокой насыпи

Следующим возможным последствием интенсивного воздействия на высокие насыпи является потеря устойчивости откосов.

Потеря устойчивости откосов эксплуатируемых высоких насыпей происходит в основном в следующих случаях:

- увеличение интенсивности временных нагрузок;
- нарушение геометрических параметров насыпи;
- ухудшение физико-механических характеристик грунтов насыпи, а также накопление балластных шлейфов на откосных частях насыпи и развитие балластных углублений на основной площадке;
- ухудшение физико-механических характеристик грунтов основания, наличие слабых грунтов под подошвой откосов.

В реальности потеря устойчивости связана с комплексом неблагоприятных факторов. При любом сочетании неблагоприятных факторов в работе рассматривается повышение интенсивности поездной нагрузки.

При исследовании влияния балластных углублений на устойчивость насыпи, выполненном в МГУПСе под руководством Е. С. Ашпиза выявлена «необходимость учета ослабленной зоны под балластным углублением при расчете устойчивости откосов высоких насыпей с деформациями в виде бал-

ластных углублений» [163]. При этом оценка деформативности земляного полотна выполняется для нескольких стадий развития балластного углубления при неизменных характеристиках грунтовой среды.

Формирование линий скольжения при потере устойчивости носит вероятностный характер и зависит прежде всего от физико-механических характеристик грунта и, соответственно, от расположения ослабленных зон (как в теле насыпи – балластных углублений, так и в основании насыпи – слабых слоев).

Численное моделирование позволит оценить напряженно-деформированное состояние эксплуатируемой высокой насыпи и выявить наиболее неблагоприятные места в теле земляного полотна, являющиеся первоочередными для армирования – места расположения слабых зон. С этой целью выполнено численное моделирование высокой насыпи двухпутной железнодорожной линии по аналогии с описанной в пункте 2.1.1 методикой.

Потеря устойчивости откосных частей насыпи может произойти по различным сценариям, для каждого из которых возможно свое расположение зон армирования. Поэтому для оценки зон армирования высоких насыпей и дальнейшего определения оптимальных схем армирования будут рассмотрены три расчетные схемы высокой насыпи, моделирующие различные сценарии потери устойчивости:

- потеря местной устойчивости высокой насыпи из-за накопления балластных шлейфов на откосных частях насыпи (рисунок 2.5, а);
- потеря общей устойчивости в теле высокой насыпи из-за наличия в сооружении грунтов, не обеспечивающих требуемый запас прочности (см. рисунок 2.5, б), что может усугубиться развивающимся балластным углублением (см. рисунок 2.5, в);
- потеря общей устойчивости высокой насыпи с захватом основания из-за наличия слабого грунта под подошвой откоса (см. рисунок 2.5, г).

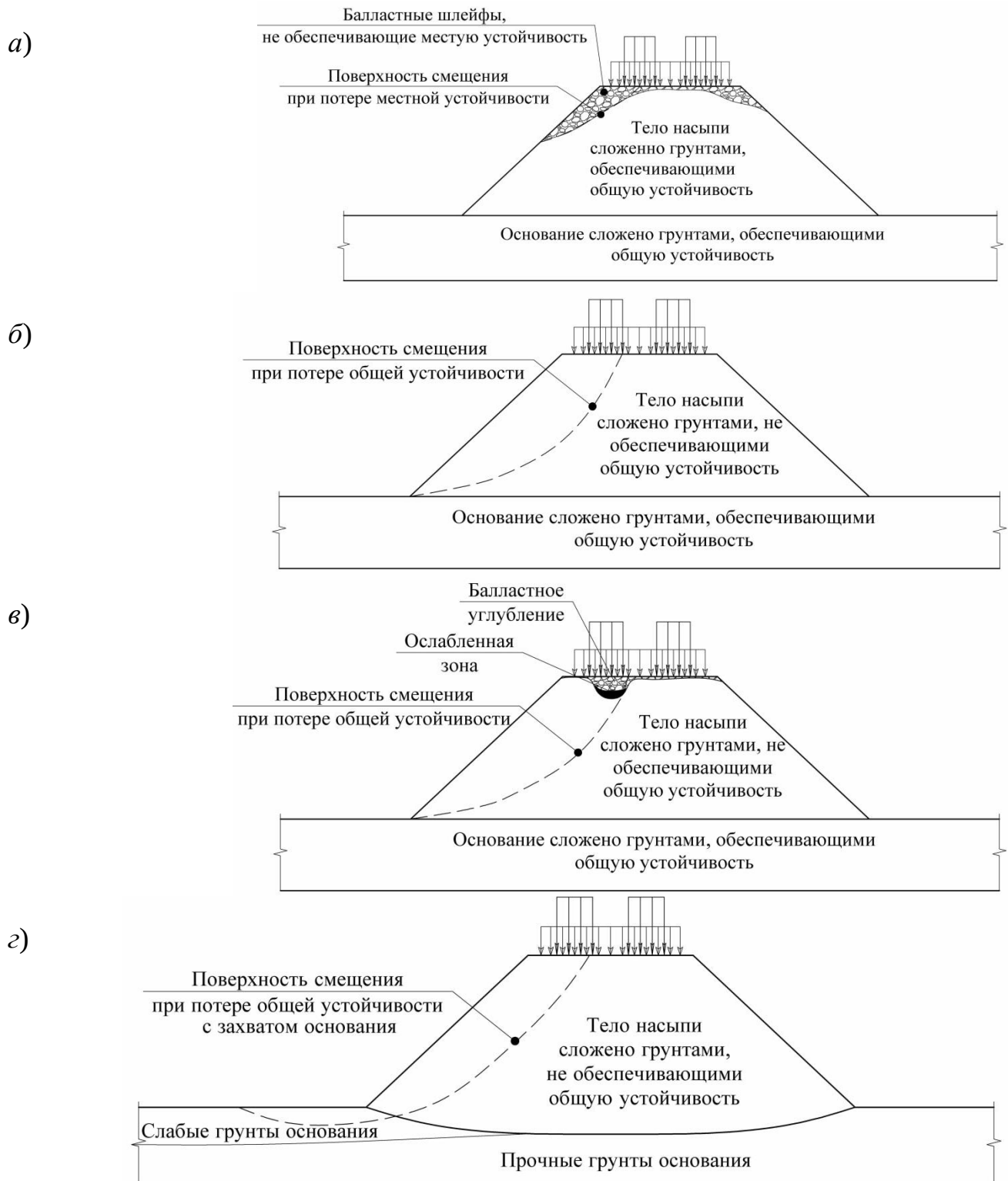


Рисунок 2.5 Расчетные схемы высокой насыпи, моделирующие различные условия потери устойчивости:

- а – из-за накопления балластных шлейфов на откосных частях насыпи;
 б, в – из-за наличия в теле насыпи грунтов, не обеспечивающих требуемый запас прочности и развивающегося балластного углубления; г – из-за наличия слабого грунта под подошвой откоса.

Анализ результатов моделирования по расчетной схеме, приведенной на рисунке 2.5, а, позволяет сделать вывод, что шлейфовые отложения в значительной степени снижают местную устойчивость откосных частей эксплуатируемой высокой насыпи. От действия временной эксплуатационной нагрузки в зоне балластных шлейфов формируются сдвигающие силы, вызывающие пластические сдвиговые деформации по поверхностям скольжения. Линия скольжения при этом практически всегда проходит по подошве балластных шлейфов (рисунок 2.6).

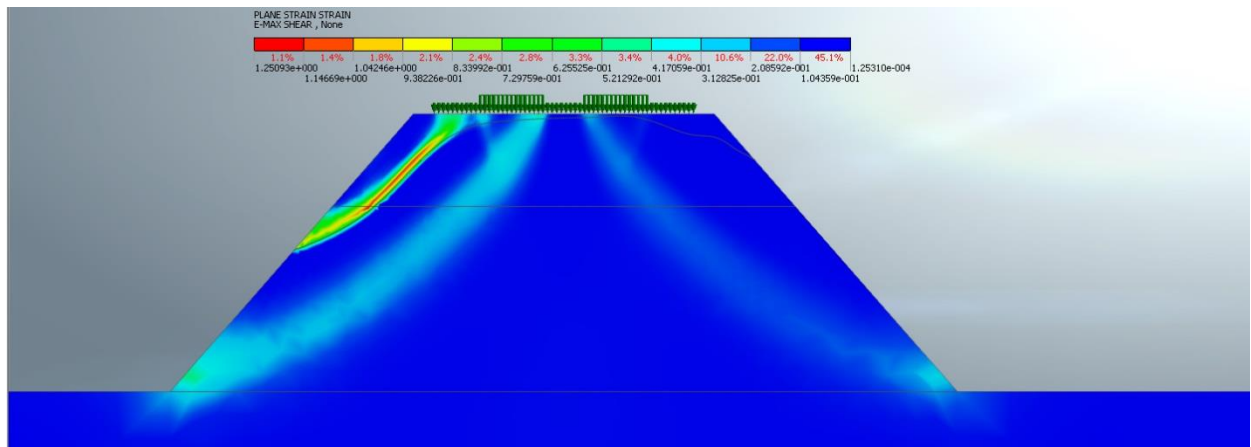


Рисунок 2.6 – Распределение сдвиговых деформаций
(при потере местной устойчивости насыпи)

По эпюре на рисунке 2.6 можно выделить зоны, приоритетные для армирования насыпи, подверженной потере местной устойчивости из-за негативного влияния балластных шлейфов. Такие зоны расположены преимущественно по подошве балластных шлейфов. Учитывая характер распределения напряжений в насыпи, усиление необходимо осуществлять путем прорезания поверхности скольжения армирующими элементами, работающими на изгиб, с высокой сопротивляемостью плоскому срезу. Кроме того, удержание сползающего массива (балластных шлейфов) возможно осуществить армирующими элементами, работающими на растяжение.

Анализ результатов моделирования по расчетной схеме на рисунке 2.5, б позволяет сделать вывод, что под действием временной эксплуатационной нагрузки в теле эксплуатируемой высокой насыпи возникают зоны

пластических сдвиговых деформаций и формируются поверхности скольжения (рисунок 2.7).

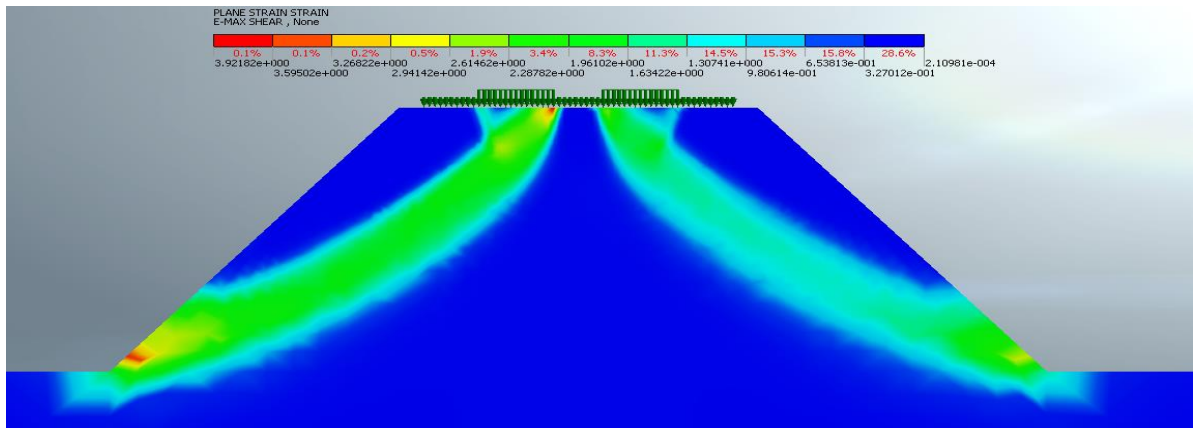


Рисунок 2.7 – Распределение сдвиговых деформаций
(при потере общей устойчивости насыпи) при $k_{уст} = 1,22$

Наличие балластного углубления и ослабленной зоны (в нижней части балластного углубления) дополнительно снижает удерживающие силы, в результате чего линия скольжения всегда проходит через балластное углубление, которое в целом является слабой зоной. Эпюра распределения сдвиговых деформаций в насыпи для данной расчетной схемы приведена на рисунке 2.8. По данной эпюре можно выделить линии, по которым формируется поверхность смещения, а также определить явно выраженную слабую зону, в пределах которой отмечается развитие пластических деформаций – балластное углубление.

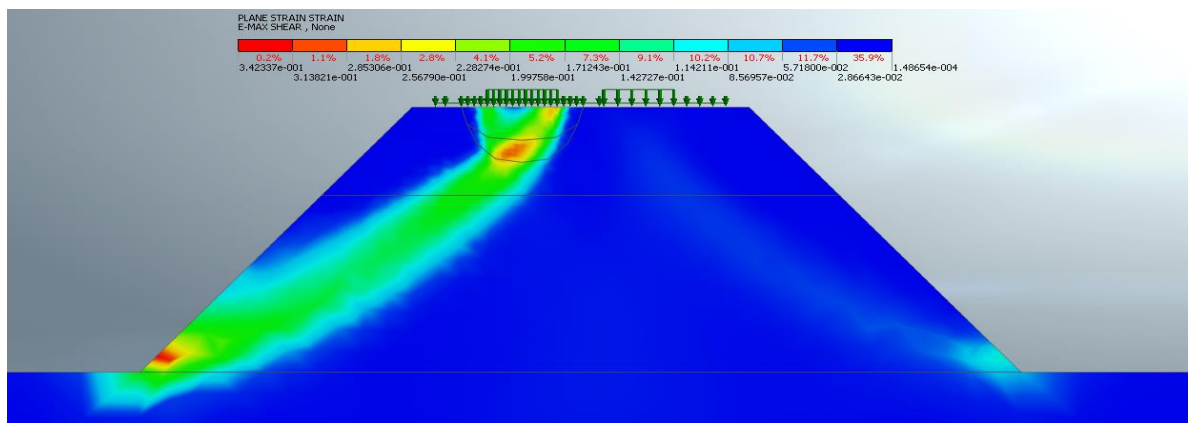


Рисунок 2.8 – Распределение сдвиговых деформаций в теле насыпи при наличии развивающегося балластного углубления
(при потере общей устойчивости насыпи) при $k_{уст} = 1,09$

Результаты численного моделирования по расчетным схемам, приведенным на рисунках 2.5, *а* и *в*, позволили установить при деформировании грунтового массива от временной нагрузки формируются сдвиговые силы, вызывающие пластические сдвиговые деформации по поверхностям скольжения. Положения поверхностей скольжения напрямую зависят от характеристик грунтов, геометрии насыпи и наличия балластного углубления. При этом зоны армирования можно локализовать в областях возможных поверхностей скольжения (зон пластических сдвиговых деформаций) в теле земляного полотна. Повышение устойчивости высокой насыпи может быть достигнуто путем прорезания линии скольжения армирующими элементами, работающими на изгиб, с высокой сопротивляемостью плоскому срезу, а также в некоторых случаях работающими на растяжение – удержание неустойчивого массива. А при наличии развивающегося балластного углубления при армировании дополнительно необходимо его заполнение омоноличивающими составами – твердеющими растворами.

Численное моделирование по расчетной схеме, изображенной на рисунке 2.5, *з*, показало, что при наличии в основании слабого грунтового слоя потеря общей устойчивости происходит по глубокой поверхности скольжения с захватом основания. При деформировании грунтового массива от временной эксплуатационной нагрузки формируются сдвиговые силы, вызывающие пластические сдвиговые деформации по глубоким поверхностям скольжения, проходящим через тело насыпи и выходящим на дневную поверхность через ее основание. В этом случае зона, требующая армирования, должна располагаться в основании откосной части насыпи, на глубине до 3 м от подошвы откоса. Данная глубина принята из опыта проведения расчетов на устойчивость откосов высоких насыпей при глубокой поверхности скольжения и ограничивает область настоящих исследований. Картина распределения сдвиговых деформаций в сооружении на слабом основании (при потере устойчивости по глубокой поверхности скольжения с захватом основания), на

которой явно выражена слабая зона в основании насыпи (в пределах которой развиваются пластические деформации сдвига), приведена на рисунке 2.9.

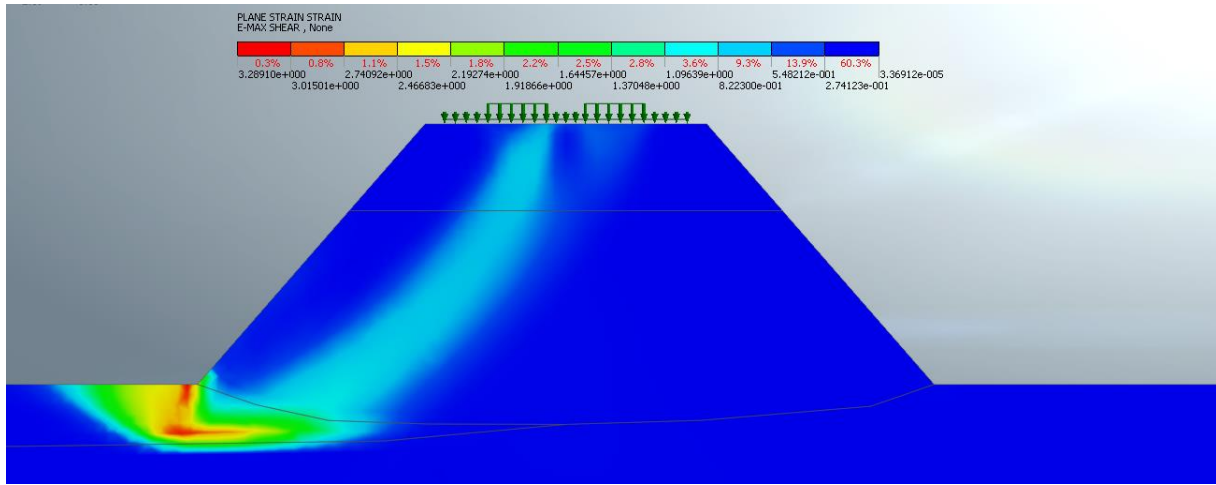


Рисунок 2.9 – Распределение сдвиговых деформаций в насыпи на слабом основании (при потере общей устойчивости с захватом основания)

Армирование таких зон (зон пластических сдвиговых деформаций) может быть выполнено элементами, работающими главным образом на изгиб, с высокой сопротивляемостью плоскому срезу, путем прорезания глубокой поверхности скольжения в основании.

В расчетных схемах, приведенных на рисунке 2.5, рассмотрены идеализированные сценарии потери устойчивости высоких насыпей. Для конкретных объектов, на которых возможно развитие нескольких рассмотренных выше сценариев, необходимо использовать комплексные решения на основе проведенного выше анализа. Детальные модели армированных высоких насыпей разработаны и представлены в параграфе 2.3.

2.1.3 Моделирование деформаций на участках эксплуатируемых подходных насыпей к мостам

Анализ научно-технической литературы, выполненный в первой главе, показывает, что возникновение деформаций на основной площадке подходной насыпи к мосту происходит из-за разной жесткости мостовых конструкций и грунта подходной насыпи. Кроме того, существенное влияние на развитие и прогрессирование подобных деформаций оказывает комплекс объективных и

субъективных факторов, связанных с недостаточным уплотнением грунтов при возведении подходной насыпи и их избыточном увлажнении при последующей эксплуатации сооружения. Деформации проявляются, как правило, в виде местных просадок, захватывающих зону сопряжения.

В общем случае модель эксплуатируемого земляного полотна на подходах к искусственному сооружению может быть представлена в виде подходной насыпи, отсыпанной грунтом на естественном основании. Модель эксплуатируемой подходной насыпи к мосту приведена на рисунке 2.10.

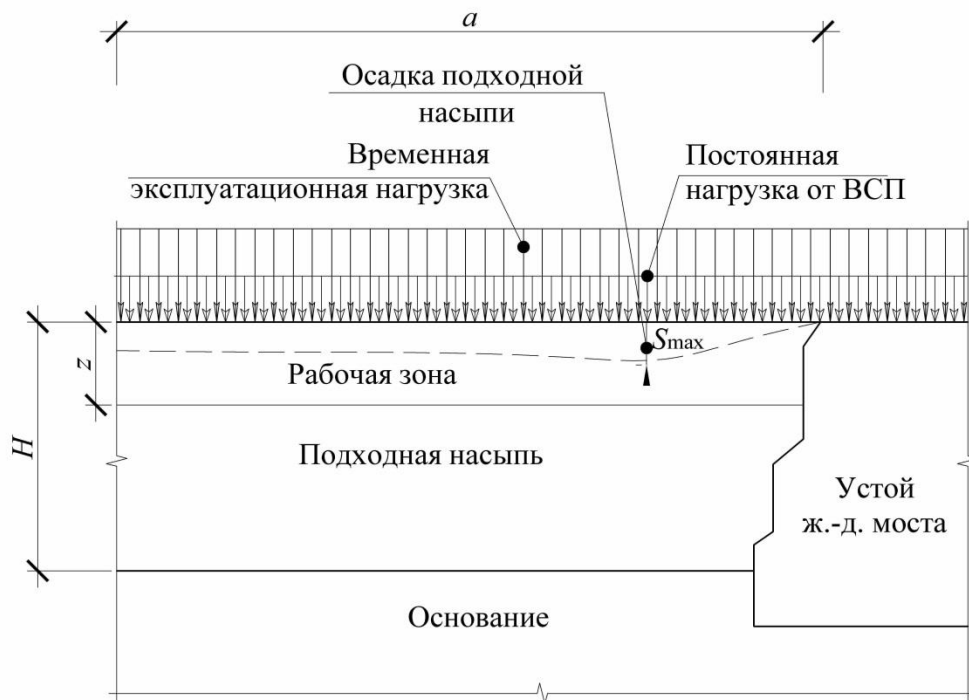


Рисунок 2.10 – Модель эксплуатируемой подходной насыпи к мосту

К определяющим геометрическим параметрам модели эксплуатируемой подходной насыпи к мосту относятся:

- высота насыпи H ;
- протяженность расчетного участка насыпи a ;
- мощность рабочей зоны z .

Геометрические параметры насыпи определяются в соответствии с данными, полученными при инженерном обследовании. Граница рабочей зоны зависит от напряжений, возникающих в насыпи, и может быть определена по формуле (2.1).

Грунтовая среда, так же как и в представленных выше моделях, моделируется многослойной, каждому слою присваиваются физико-механические характеристики, полученные по результатам инженерно-геологического обследования.

Деформируемость модели оценивается величиной упругих и пластических деформаций (осадок), определяемых по контрольным точкам, расположенным на основной площадке. Величина данных исследуемых деформаций напрямую зависит от модуля упругости грунтовой среды и прикладываемых нагрузок.

Для оценки НДС грунтов эксплуатируемой подходной насыпи выполнено численное моделирование. Моделирование эксплуатируемой подходной насыпи выполнено по принципу, описанному в пункте 2.1.1.

Так же как и при моделировании в пунктах 2.1.1 и 2.1.2, интенсивное затухание нормальных напряжений (напряжений сжатия вдоль вертикальной оси) от поездной нагрузки происходит на глубине 2,5...3,0 м от основной площадки, что в целом соответствует глубине рабочей зоны.

Исследование данной модели позволило оценить характер деформаций поверхности подходной насыпи к мосту и выделить зоны наибольших деформаций. Деформированный вид подходной насыпи приведен на рисунке 2.11.

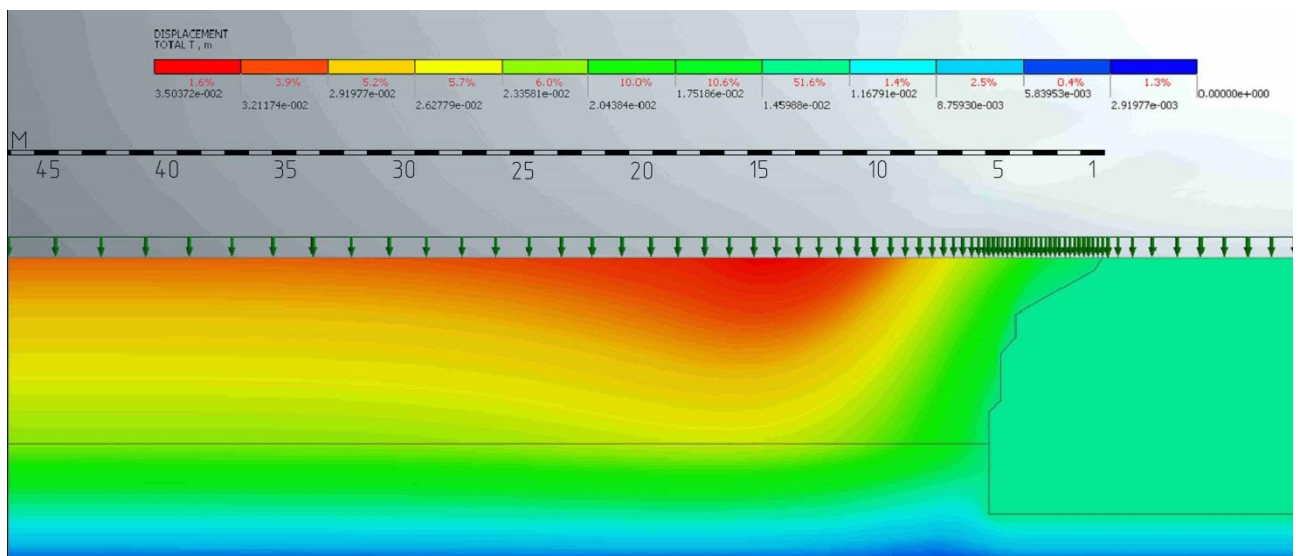


Рисунок 2.11 – Деформированный вид подходной насыпи к мосту

Наблюдается резкое увеличение вертикальной деформации основной площадки на участке сопряжения искусственного сооружения с подходной насыпью. Таким образом, усиление подходной насыпи для устройства участка переменной жесткости целесообразно проводить в пределах рабочей зоны (на глубине 2,5...3,0 м от основной площадки), в которой возникают сжимающие усилия. Плавное изменение жесткости (модуля упругости) на подходной насыпи необходимо выполнять в пределах 15 и 25 м (конструктивно) от шкафной стенки [57, 135]. Критическими являются нормальные напряжения (напряжения сжатия вдоль вертикальной оси), главным образом от поездной нагрузки. Касательные напряжения при нормативном состоянии грунтов рабочей зоны земляного полотна не вызывают значимых сдвиговых деформаций. Элементы армирования должны работать на сжатие и обладать значительно большей, в сравнении с грунтом тела насыпи, жесткостью (модулем упругости).

2.2 Обоснование выбора способов армирования эксплуатируемых высоких насыпей при недостаточной несущей способности и высокой деформативности основной площадки и откосных частей

Обоснование способов армирования эксплуатируемых высоких насыпей выполнено для выявленных ранее основных видов возможных последствий интенсивного воздействия нагрузок на них. Для каждого последствия выполнена качественная и количественная оценка зон армирования эксплуатируемых высоких насыпей (параграф 2.1).

На основании анализа научно-технической литературы, приведенного в главе 1, в том числе представленных схем (см. рисунки 1.4, 1.5), разработана классификация армирования по типу армирующего элемента, его исходного состоянию, наименованию и способу внедрения (рисунок 2.12).

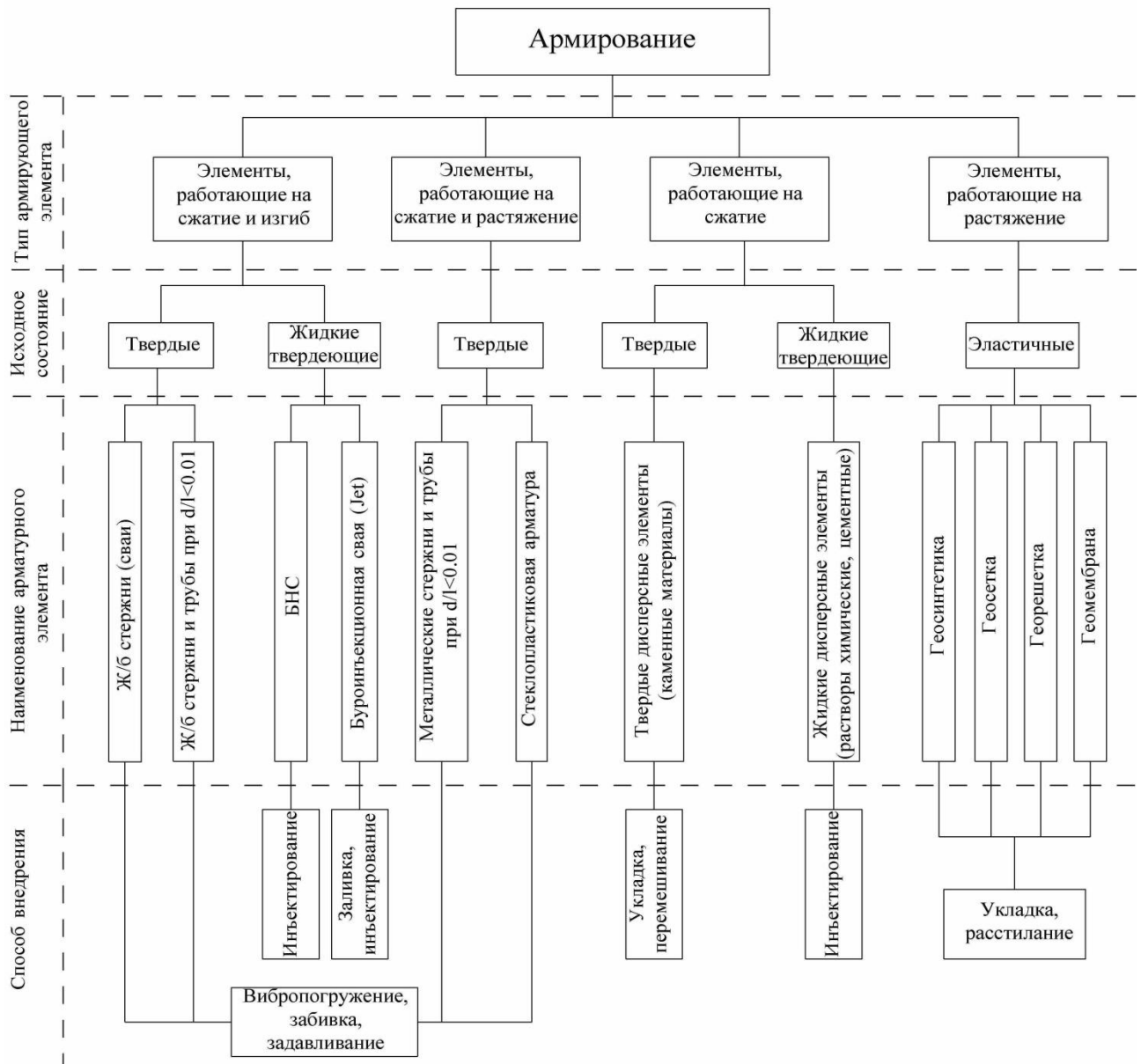


Рисунок 2.12 – Классификация армирования

На основании перечисленных данных, а также данных, приведенных в главе 1, сформулированы направления, а на их основании и возможные способы армирования эксплуатируемых высоких насыпей в зависимости от последствий интенсивного воздействия нагрузки, а также расположения и характера НДС требующих усиления зон (таблица 2.1).

Таблица 2.1 – Возможные способы армирования эксплуатируемых высоких насыпей

Последствия интенсивного воздействия нагрузок на эксплуатируемую высокую насыпь	Характеристика зон армирования эксплуатируемых высоких насыпей	Способы армирования
Деформации основной площадки	Расположение: - на глубину рабочей зоны, граница которой определяется по формуле (2.1); - на ширину балластной призмы; - на длину характерного участка в продольном направлении. Характер НДС: критическими являются нормальные напряжения (напряжения сжатия вдоль вертикальной оси), главным образом от поездной нагрузки, вызывающие осадки основной площадки высокой насыпи. Направления армирования: - повышение деформационных характеристик массива армирующими элементами, работающими на сжатие; - перераспределение нагрузки	Укладка геосинтетических материалов; напорное инъецирование твердеющих растворов; укладка твердых дисперсных материалов; буронабивные сваи; буронабивные сваи по технологии РИТ; буронабивные сваи с глубинным уплотнением; бурсмесительные грунтоцементные сваи; объемное армирование
То же вследствие развития балластных углублений	Расположение: в контурах (по результатам обследования) балластного углубления и вблизи него (конструктивно, при необходимости). Характер НДС: критическими являются касательные напряжения от поездной нагрузки, вызывающие сдвиговые деформации в грунтах основной площадки высокой насыпи (в пределах балластного углубления). Направления армирования: - повышение характеристик прочности материала балластного углубления омоноличивающими твердеющими составами; - замена материала в пределах балластного углубления; - осушение грунтов в пределах балластного углубления	Укладка геосинтетических материалов с устройством дрена; напорное инъецирование твердеющих растворов; укладка твердых дисперсных материалов

Продолжение таблицы 2.1

Последствия интенсивного воздействия нагрузок на эксплуатируемую высокую насыпь	Характеристика зон армирования эксплуатируемых высоких насыпей	Способы армирования
Потеря местной устойчивости (при наличии балластных шлейфов)	Расположение: - в области возможных поверхностей скольжения (зон пластических сдвиговых деформаций) по подошве балластных шлейфов; - на длину характерного участка в продольном направлении. Характер НДС: при приложении временной нагрузки к высокой насыпи в зоне балластных шлейфов формируются сдвигающие силы, вызывающие пластические сдвиговые деформации по поверхностям скольжения. Направления армирования: - прорезание поверхности скольжения в теле насыпи армирующими элементами, работающими на изгиб, с высокой сопротивляемостью плоскому срезу; - удержание неустойчивого массива армирующими элементами, работающими на растяжение	Стягивающие конструкции; нагельное крепление; анкерное крепление; объемное армирование

Продолжение таблицы 2.1

Последствия интенсивного воздействия нагрузок на эксплуатируемую высокую насыпь	Характеристика зон армирования эксплуатируемых высоких насыпей	Способы армирования
Потеря общей устойчивости в теле высокой насыпи	Расположение: - в области возможных поверхностей скольжения (зон пластических сдвиговых деформаций) в теле высокой насыпи; - на длину характерного участка в продольном направлении. Характер НДС: При приложении временной нагрузки к высокой насыпи в грунтовом массиве формируются сдвигающие силы, вызывающие пластические сдвиговые деформации по поверхностям скольжения. Направления армирования: - повышение характеристик прочности материала балластного углубления (при наличии) омоноличивающими твердеющими составами; - прорезание поверхности скольжения в теле насыпи армирующими элементами, работающими на изгиб с высокой сопротивляемостью плоскому срезу; - удержание неустойчивого массива армирующими элементами, работающими на растяжение	Стягивающие конструкции; нагельное крепление; анкерное крепление; буроинъекционные сваи; буросмесительные сваи; объемное армирование; напорное инъецирование твердеющих растворов в балластное углубление (при наличии); геосинтетические материалы

Окончание таблицы 2.1

Последствия интенсивного воздействия нагрузок на эксплуатируемую высокую насыпь	Характеристика зон армирования эксплуатируемых высоких насыпей	Способы армирования
Потеря общей устойчивости с захватом основания	Расположение: - в области возможных поверхностей скольжения (зон пластических сдвиговых деформаций) в основании высокой насыпи (на глубине до 3 м); - на длину характерного участка в продольном направлении. Характер НДС: при приложении временной нагрузки к высокой насыпи в грунтовом массиве формируются сдвигающие силы, вызывающие пластические сдвиговые деформации по поверхностям скольжения. Направление армирования: прорезание глубокой поверхности скольжения в основании армирующими элементами, работающими на изгиб с высокой сопротивляемостью плоскому срезу	Буронабивные сваи; буронабивные сваи по технологии РИТ; буронабивные сваи с глубинным уплотнением; бурсмесительные грунтоцементные сваи; буроинъекционные сваи (Jet grouting method); железобетонные и металлические забивные и задавливаемые сваи
Деформации земляного полотна на подходах насыпей	Расположение: - на глубину рабочей зоны, граница которой определяется по формуле (2.1); - на расстояние 15 и 25 м (конструктивно) от шкафной стенки по [57, 135]; - на ширину балластной призмы. Характер НДС: критическими являются нормальные напряжения (напряжения сжатия вдоль вертикальной оси), главным образом от поездной нагрузки, вызывающие осадки основной площадки земляного полотна. Направление армирования: плавное изменение жесткости (модуля упругости) на подходной насыпи армирующими элементами, работающими на сжатие	Буронабивные сваи; буронабивные сваи по технологии РИТ; буронабивные сваи с глубинным уплотнением; бурсмесительные грунтоцементные сваи; буроинъекционные сваи; напорное инъекирование твердеющих растворов; послойная укладка твердых дисперсных материалов (щебня); послойная укладка геосинтетических оболочек, заполненных инертным материалом

Дальнейшее обоснование способов армирования эксплуатируемых высоких насыпей выполнено для конкретных последствий интенсивного воздействия нагрузок, перечисленных в таблице 2.1.

Общие критерии выбора оптимальных способов армирования при усилении эксплуатируемых высоких насыпей с учетом анализа, выполненного в главе 1, сформулированы следующим образом:

- минимальное ограничение движения подвижного состава при проведении работ;
- возможность усиления глинистых грунтов различной консистенции;
- использование энерго- и материалоеффективных технологий, а также распространенных и экономически обоснованных материалов.

Для конкретных последствий критерии выбора способа армирования могут быть уточнены или дополнены.

При армировании грунтов рабочей зоны высокой насыпи для снижения **деформаций основной площадки** ключевым критерием является ограничение движения.

Поскольку участки, требующие усиления, могут быть достаточно протяженными, для минимизации ограничения движения следует использовать способы, не предусматривающие снятия рельсошпальной решетки. Под данный критерий не попадают способы, основанные на устройстве буронабивных свай и буросмесительных грунтоцементных свай. Выполнение таких армоэлементов вне габарита приближения движения, даже с использованием малогабаритных установок с наклонным бурением, не представляется возможным.

С применением специализированных комплексов для вырезки грунтов и укладки геосинтетических или твердых дисперсных материалов можно усилить только основную площадку. Глубина работы комплексов ограничивается до 40–50 см, что недостаточно для армирования рабочей зоны высоких насыпей и балластных углублений.

В связи с этим для такого последствия повышения интенсивности воздействия поездной нагрузки на эксплуатируемые высокие насыпи, как деформации основной площадки, обоснованными являются следующие способы армирования:

- напорное инъецирование твердеющих растворов;
- объемное армирование (формирование структуры из горизонтально ориентированных линейных армирующих элементов, объединенных в единый каркас вертикально ориентированными элементами, сформированными путем напорного инъецирования твердеющего раствора).

С применением данных способов возможно решить задачу по повышению деформационных характеристик грунтового массива. При этом, в отличие от Jet-технологии, инъецирование является «слабонапорным», что снижает возможность выхода раствора на поверхность усиливаемого грунтового массива.

Кроме того, при напорном инъецировании (нагнетании) твердеющих растворов, вокруг последних формируются зоны уплотненного грунта [108, 120, 137]. Создание уплотненных зон грунта вокруг армоэлемента повышает равномерность модуля упругости грунтового массива (рабочей зоны высокой насыпи) непосредственно под балластным слоем.

По критерию минимального ограничения движения для снижения **деформаций основной площадки из-за развития балластных углублений** обосновано армирование способом напорного инъецирования твердеющих растворов. С применением данного способа возможно решить задачу по повышению характеристик прочности материала балластного углубления за счет его омоноличивания твердеющим раствором с вытеснением водонасыщенных глинистых грунтов. Укладка геосинтетических или твердых дисперсных материалов не обоснована по описанным выше причинам.

При армировании грунтов высокой насыпи для обеспечения **общей устойчивости в теле высокой насыпи** практически все перечисленные в таб-

лице 2.1 возможные способы армирования позволяют минимизировать ограничение движения.

Повышение характеристик прочности материала балластного углубления (при наличии) омоноличиванием твердеющими составами с минимальным ограничением движения, как было обосновано ранее, выполняется напорным инъецированием. При этом образуемые при напорном инъецировании элементы, работающие на сжатие, не способны эффективно противостоять развитию сдвиговых деформаций в областях формирования поверхностей скольжения в теле высокой насыпи.

Армирование откосов высокой насыпи геосинтетическими материалами не представляется возможным без разборки откоса и ограничения движения подвижного состава. При этом поверхностное укрепление откосов само по себе малоэффективно.

Поскольку основные железнодорожные магистрали страны двухпутные, в работе рассматривается высокая насыпь под соответствующее верхнее строение пути. В этом случае применение стягивающих конструкций нецелесообразно. Применение других удерживающих устройств, таких как нагельное и анкерное крепление, существенно ограничено требованием о наличии в теле насыпи прочного, устойчивого «ядра». Наличие прочного «ядра» в эксплуатируемой высокой насыпи, сложенной глинистыми грунтами, на участках, требующих усиления по тем или иным причинам, наблюдается нечасто. В этом случае нагельные или анкерные конструкции необходимо дополнять прорезающими поверхность скольжения элементами.

Прорезание поверхности скольжения в теле насыпи армирующими элементами, работающими на изгиб, с высокой сопротивляемостью плоскому срезу, возможно выполнить путем устройства наклонных буронабивных, буросмесительных или буруинъекционных свай, а также объемным армированием. Устройство свай требует применения буровых установок, что не представляется возможным на крутом откосе высокой насыпи с устойчивостью, близкой к предельной. Кроме того, Jet-технология является «высоконапорным» способом

инъектирования, что не применимо для неглубоких зон армирования из-за возможности выхода раствора на поверхность. В этой связи на первый план выходит способ объемного армирования. При этом горизонтально ориентированными линейными армирующими элементами могут служить металлические или стелопластиковые стержни и трубы, а также анкеры, нагели специальных конструкций и др.

По тем же причинам способ объемного армирования с различными комбинациями армоэлементов целесообразно использовать при усилении грунтов высокой насыпи для обеспечения **местной устойчивости** (при наличии балластных шлейфов).

При армировании грунтов высокой насыпи для обеспечения **общей устойчивости при поверхности скольжения, проходящей через основание**, все перечисленные в таблице 2.1 возможные способы армирования также позволяют минимизировать ограничение движения.

Единственным эффективным и обоснованным для условий, рассматриваемых в настоящей работе, направлением армирования является прорезание глубокой поверхности скольжения в слабом основании армирующими элементами, работающими на изгиб, с высокой сопротивляемостью плоскому срезу. А ключевыми критериями обоснования оптимального способа армирования при наличии слабого слоя (грунты от мягкопластичной до текучей консистенции) в основании и проходящей через него поверхности скольжения являются снижение веса и габаритов установок, а также исключение дополнительных динамических нагрузок. При этом необходимо обеспечить использование энерго- и материалоэффективных технологий, а также распространенных и экономически обоснованных материалов.

Этим критериям удовлетворяют способы, в которых за счет глубинного уплотнения грунтов в межсвайном пространстве (создание уплотненной зоны) снижается необходимый диаметр скважины (облегчение установки) и, соответственно, требуемое количество материала. К таким способам относятся буро-

набивные сваи по технологии РИТ, набивные сваи в раскатанных скважинах и буройнъекционные сваи (Jet grouting method).

Как отмечалось ранее, Jet-технология является «высоконапорным» способом инъектирования, что не применимо для неглубоких зон армирования из-за возможности выхода раствора на поверхность. А в целом по критерию энергоэффективности на первый план выходит способ армирования буронабивными сваями в раскатанных скважинах. Заполнение раскатанных скважин выполняется посредством инъектирования твердеющего раствора при бытовом или избыточном давлении.

При армировании грунтов рабочей зоны земляного полотна **на подходных насыпях** необходимо обеспечить плавное изменение жесткости (модуля упругости) участка армирующими элементами, работающими на сжатие.

Поскольку участки, требующие армирования, не протяженные (до 25 м), даже при снятии рельсошпальной решетки на одном пути на непродолжительное время, критерий минимизации ограничения движения будет считаться обеспеченным. При этом не допускается разборка существующей подходной насыпи. Следовательно, применение способов послойной укладки твердых дисперсных материалов (щебня) или геосинтетических оболочек, заполненных инертным материалом, не представляется возможным.

Немаловажными критериями выбора способа армирования рабочей зоны земляного полотна на подходной насыпи являются необходимость повышения равномерности модуля упругости основной площадки и минимизация точек концентрации напряжения. В связи с чем рекомендуется применять способы армирования, обеспечивающие создание зон уплотненного грунта вокруг армоэлементов, что повышает равномерность модуля упругости грунтового массива (рабочей зоны высокой насыпи) непосредственно под балластным слоем.

Из способов, удовлетворяющих данному критерию, Jet-технология не применима из-за возможности выхода раствора на поверхность, а РИТ-технология не достаточно энергоэффективна. Следовательно, для такого последствия повышения интенсивности воздействия поездной нагрузки на

эксплуатируемые высокие насыпи, как деформации на подходных насыпях, обоснованными являются следующие способы армирования:

- напорное инъецирование твердеющих растворов (не требуется снятие рельсошпальной решетки);
- армирование набивными сваями в раскатанных скважинах (заполнение скважин выполняется посредством инъецирования твердеющего раствора при бытовом или избыточном давлении).

Выполненное обоснование способов армирования эксплуатируемых высоких насыпей справедливо для условий, представленных в таблице 2.2. Следует отметить, что данные условия не являются граничными для применения того или иного способа армирования. Обоснованные три способа армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъецированием твердеющего раствора конкурентоспособны и для иных условий усиления земляного полотна действующей железной дороги.

По результатам качественной и количественной оценки зон армирования эксплуатируемых высоких насыпей при недостаточной несущей способности и высокой деформативности основной площадки и откосных частей выполнено теоретическое обоснование выбора способов армирования. Для дальнейших исследований по поставленным ранее задачам выделен ряд перспективных способов армирования, среди которых:

- напорное инъецирование твердеющих растворов;
- объемное армирование (формирование структуры из горизонтально ориентированных линейных армирующих элементов (стержней, труб, нагелей, анкеров), объединенных в единый каркас вертикально ориентированными элементами, сформированными путем напорного инъецирования твердеющего раствора);
- армирование набивными сваями в раскатанных скважинах (заполнение скважин выполняется посредством инъецирования твердеющего раствора при бытовом или избыточном давлении).

Таблица 2.2 – Условия обоснования способов армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъе́ктированием твердеющих растворов

Условия	Способы армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъе́ктированием твердеющих растворов		
	Напорное инъе́ктирование твердеющих растворов	Объемное армирование	Армирование набивными сваями в раскатанных скважинах
Количество путей	Два и более	Два и более	Не регламентируется
Расположение зоны армирования	Рабочая зона при деформациях основной площадки, балластное углубление, рабочая зона на участке переменной жесткости	Рабочая зона при деформациях основной площадки, тело сооружения при местной и общей потере устойчивости в теле высокой насыпи	Зона слабого основания под подошвой откоса при потере общей устойчивости с захватом основания, рабочая зона на участке переменной жесткости
Грунтовые условия	Глинистые грунты от твердой до тугопластичной консистенции в рабочей зоне и от мягкопластичной до текучей консистенции в балластном углублении	Глинистые грунты от твердой до тугопластичной консистенции в рабочей зоне и теле сооружения	Глинистые грунты от твердой до тугопластичной консистенции в рабочей зоне и от тугопластичной до мягкопластичной консистенции в слабом основании
Наличие прочного «ядра» насыпи	Отсутствует	Отсутствует	Не регламентируется
Ограничение движения	Не допускается демонтаж ВСП и земляного полотна	Не допускается демонтаж ВСП и земляного полотна	Не допускается демонтаж земляного полотна. Допускается демонтаж ВСП при армировании подходов насыпей
Использование энерго- и материалоеффективных технологий	Требуется		

Продолжение таблицы 2.2

Условия	Способы армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъецированием твердеющих растворов		
	Напорное инъецирование твердеющих растворов	Объемное армирование	Армирование набивными сваями в раскатанных скважинах
Возможность уширения сооружения	Не обоснована по причине стесненных условий, наличия водопропускной трубы, наличия слабых грунтов основания, требующих усиления или вырезки и других факторов		
Применение крупногабаритной техники	Невозможно	Невозможно	Возможно с ограничениями
Интенсивные динамические воздействия при производстве работ	Не допускается		
Наличие зон уплотненного грунта вокруг армоэлементов	Требуется для рабочей зоны	Требуется для рабочей зоны	Требуется

Все перечисленные способы армирования возможно объединить единым термином «армирование с инъецированием», сформулированным в главе 1 (пункт 1.3). При этом, как показали выполненные ранее автором и под его научным руководством исследования [108, 120, 137], при армировании грунтовых массивов данными способами вокруг армирующих элементов из твердеющего раствора образуются уплотненные зоны грунта (за счет давления инъецируемого раствора или прохождения раскатчика скважин). В связи с чем в настоящей работе предлагается применительно к эксплуатируемым высоким насыпям железных дорог под термином **«армирование с инъецированием»** понимать **усиление грунтовых массивов армозементами из (либо с использованием) инъецируемого твердеющего цементного раствора, вокруг которого имеются зоны из уплотненного грунта**. Данным термином предлагается объединить три приведенные выше способа армирования.

Кроме того, ранее автором и в исследованиях, выполненных под его научным руководством [108, 120, 137], отмечено повышение значений физико-механических характеристик грунтов уплотненных зон. Таким образом, автором диссертации выдвинута гипотеза о том, что **уплотненные зоны грунта вокруг затвердевшего раствора, образованные при напорном инъецировании и раскатке скважин, существенно влияют на работу армированного массива, что требует их учета в математических моделях как расчетного элемента**. Для подтверждения выдвинутой гипотезы и правомерности применения разрабатываемых моделей необходимо выполнить экспериментальные исследования с определением размеров зон уплотнения вокруг затвердевшего раствора и закономерностей изменения в них свойств грунтов. В случае напорного инъецирования необходимо определить влияние конфигураций затвердевшего раствора на размеры зоны уплотнения.

2.3 Разработка моделей армирования эксплуатируемых высоких насыпей для различных случаев

Выполненное обоснование способов армирования эксплуатируемых высоких насыпей при недостаточной несущей способности и высокой деформативности основной площадки и откосных частей позволяет рекомендовать для усиления грунтов высоких насыпей следующие способы армирования с инъектированием твердеющих растворов:

- напорное инъектирование;
- объемное армирование;
- армирование набивными сваями в раскатанных скважинах (здесь и далее способы армирования с инъектированием твердеющих растворов, сформулированные в параграфе 2.2, будут обозначаться в сокращенном виде).

В соответствии с нормативными документами высокие насыпи рассчитываются по двум группам предельных состояний: по несущей способности и по деформациям. С учетом анализа в главе 1 требований, предъявляемых к расчетам высоких насыпей, а также возможных последствий при интенсивном воздействии поездных нагрузок сформулированы основные критерии для каждого случая, которые приведены в таблице 2.3. Возможные способы армирования определены по результатам теоретического обоснования (параграф 2.2).

Таблица 2.3 – Основные критерии расчета и возможные способы армирования в зависимости от последствий при интенсивном воздействии поездных нагрузок

Критерий	Возможные способы армирования
<i>Последствие 1. Деформации основной площадки высокой насыпи</i>	
Статический модуль деформации* E_{v2}	Напорное инъектирование, объемное армирование (при обосновании)
<i>Последствие 2. Потеря местной или общей устойчивости в теле высокой насыпи или с захватом основания</i>	
Коэффициент устойчивости $K_y \geq \frac{T_{уд}}{Q_{сд}}$	Объемное армирование, армирование буронабивными сваями в раскатанных скважинах (при потере устойчивости с захватом основания)

Продолжение таблицы 2.3

Критерий	Возможные способы армирования
<i>Последствие 3. Деформации земляного полотна на подходах насыпей</i>	
Статический модуль деформации E_{v2}	Напорное инъецирование, армирование набивными сваями в раскатанных скважинах
* Коэффициент прочности основной площадки не включен в перечень критериев расчета, поскольку принимается, что пороговое значение данного параметра будет обеспечено при достижении требуемого статического модуля деформации.	

С учетом указанного выше для решения поставленных ранее задач необходимо разработать модели армированных эксплуатируемых высоких насыпей в соответствии с матрицей, представленной в таблице 2.4.

В рамках разработки методологии армирования высоких насыпей с инъецированием твердеющих растворов, включающей методики расчета и проектирования, выполнена систематизация моделей армирования эксплуатируемых высоких насыпей.

Таблица 2.4 – Матрица моделей

Способ армирования	Деформации основной площадки	Деформации основной площадки вследствие развития балластных углублений	Потеря местной устойчивости (при наличии балластных шлейфов)	Потеря общей устойчивости в теле высокой насыпи	Потеря общей устойчивости с захватом основания	Деформации подходов насыпей
Напорное инъецирование	M1.1	M2.1	–	–	–	M6.1
Объемное армирование	M1.2	–	M3.2	M4.2	–	–
Армирование набивными сваями в раскатанных скважинах	–	–	–	–	M5.3	M6.3

Далее выполняется разработка моделей армирования эксплуатируемых высоких насыпей (M1.1, M1.2, M2.1, M3.2, M4.2, M5.3, M6.1, M6.3), учитывающих параметры и элементы армирования для каждого случая.

В ряде случаев на эксплуатируемых участках высоких насыпей возможны сочетания сразу нескольких последствий интенсивного воздействия поездных нагрузок. В таком случае возможно применение комбинаций из представленных в таблице 2.4 моделей армирования.

2.3.1 Модель эксплуатируемой высокой насыпи армированной напорным инъецированием твердеющего раствора (М1.1)

Ранее было установлено, что решение проблемы возникновения сверхнормативных деформаций основной площадки из-за недостаточных значений физико-механических характеристик грунтов тела высокой насыпи заключается в армировании рабочей зоны сооружения напорным инъецированием твердеющих растворов (см. параграф 2.2). Таким образом, разработанная модель должна отражать результат усиления рабочей зоны высокой насыпи до обеспечения нормативного состояния сооружения. Элементы усиления при этом должны воспринимать преимущественно сжимающие усилия.

С учетом обеспечения указанных выше требований разработана модель эксплуатируемой высокой насыпи, усиленной напорным инъецированием твердеющего раствора М1.1, которая представлена на рисунке 2.13.

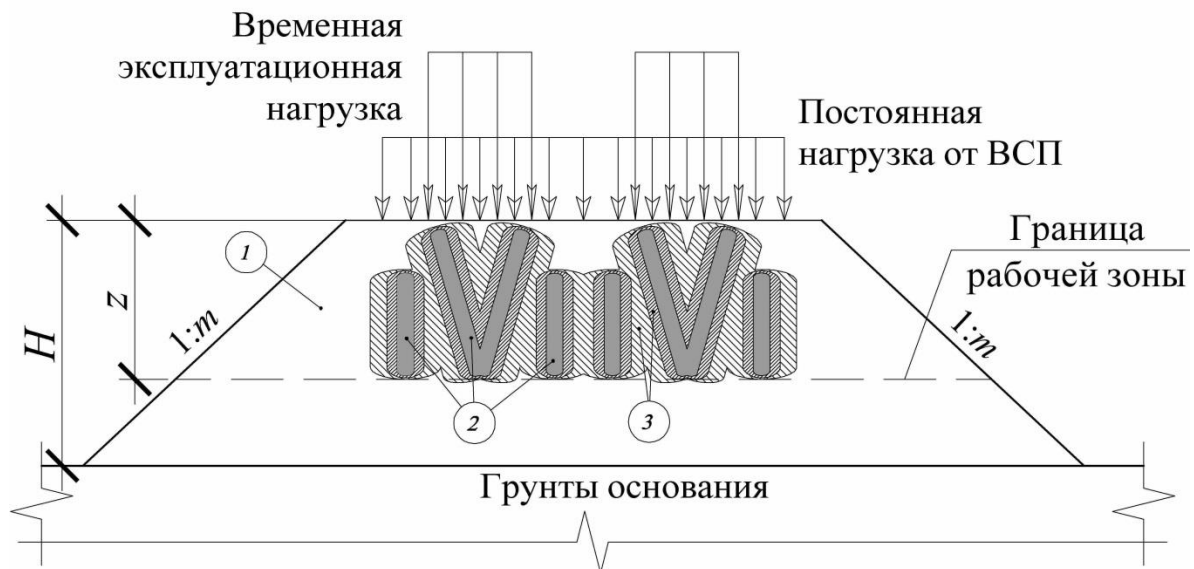


Рисунок 2.13 – Модель эксплуатируемой высокой насыпи, усиленной напорным инъецированием твердеющего раствора (М1.1)

Проведенный в главе 1 анализ методов усиления эксплуатируемых высоких насыпей железных дорог позволил сформировать основные элементы для модели М1.1, к которым относятся (см. рисунок 2.13):

1 – грунтовая среда тела насыпи с исходными значениями физико-механических характеристик;

2 – армоэлементы, представленные в данном случае массивами затвердевшего раствора, которые образуются по оси погружаемого иньектора. Данный тип элементов содержит два вида армоэлементов – вертикальные и наклонные. Разные углы погружения иньекторов связаны с необходимостью выполнения работ вне габарита приближения строения. Подробное описание данных армоэлементов приведено ниже;

3 – уплотненный грунт вокруг армоэлементов, характеризующийся различными зонами уплотнения от иньектирования твердеющего раствора. Данный элемент вводится в расчетную схему в соответствии с выдвинутой гипотезой, что уплотненные зоны грунта вокруг включений затвердевшего раствора оказывают существенное влияние на работу армированного массива.

Грунтовый массив основания насыпи, попадающий в сжимаемую толщу, принимается по данным инженерно-геологических изысканий.

Для учета в модели основных элементов, влияющих на эффективность усиления (массивы затвердевшего раствора, уплотненного грунта), учитывающих специфику распространения иньектируемого раствора в усиливаемых грунтах, необходимо провести дополнительные экспериментальные исследования. В исследованиях необходимо определить геометрические параметры включений твердеющего раствора, а также исследовать область вокруг этих включений.

Армоэлементы, представленные массивами затвердевшего раствора в пределах рабочей зоны высокой насыпи следует располагать с равномерным шагом, зависящим от возможности погружения иньекторов вне габарита приближения строения. С учетом опыта иньектирования диаметры таких массивов варьируются до 40–60 см. Прочностные и деформационные характеристики

данных включений (массивов) устанавливаются в зависимости от рецептуры армирующих составов. В зависимости от требований к деформативности усиленного массива возможно использование различных армирующих составов. Влияние рецептуры таких составов на прочностные и деформационные свойства раствора и, как результат, на деформируемость всего массива, а также размеры включений затвердевшего раствора в грунтах следует установить при отдельных лабораторных и экспериментальных исследованиях.

Общее количество армозащитных элементов в расчетном поперечном профиле составляет восемь (из технологических соображений по забивке инъекций, обеспечения требуемого габарита приближения строения, а также проработки области в пределах рабочей зоны, в которой возникают сжимающие напряжения от поездной нагрузки). Причем инъекции, забиваемые в междупутье и у обочин, выполняются не на полную глубину рабочей зоны, а только в нижней ее части (см. рисунок 2.13).

Очевидно, что эффективность уплотнения грунта при инъектировании твердеющего раствора с увеличением расстояния до массива будет снижаться. Следовательно, вокруг таких массивов затвердевшего раствора необходимо моделировать как минимум две зоны уплотненного грунта – зону с максимальным уплотнением на расстоянии порядка 20–30 см от затвердевшего раствора и зону с умеренным уплотнением на расстоянии до 50–60 см от включения раствора. Размеры таких зон необходимо уточнить в ходе экспериментальных исследований.

Загружение модели производится с учетом стадийной передачи нагрузки от собственного веса насыпи, постоянной нагрузки от ВСП и временной эксплуатационной нагрузки.

Для создания модели М1.1 необходима база вводных данных, содержащая информацию о грунтовой среде, параметрах армозащитных элементов, величине нагрузок и т. п. Часть таких параметров возможно определить из анализа исходных данных и конструктивных соображений. При этом для получения специфических данных, к которым относятся параметры армозащитных элементов и уплот-

ненного вокруг включений раствора грунта, необходимы дополнительные экспериментальные исследования. Перечень вводных данных для формирования модели М1.1 представлен в таблице 2.5.

Таблица 2.5 – Перечень вводных данных для модели М1.1

Вводные параметры	Ед. изм.	Примечание
Геометрические параметры модели		
Ширина основной площадки	м	Принимаются по результатам обследования насыпи
Высота насыпи	м	
Заложение откоса	—	
Мощность рабочей зоны	м	
Расстояние между осями пути	м	
Параметры нагрузки		
Ширина полосы временной нагрузки (поездной)	м	Зависит от длины шпалы
Величина временной нагрузки	кН/м	Принимается в зависимости от типа подвижного состава, скорости
Величина постоянной нагрузки	кН/м	Принимается в зависимости от конструкции ВСП
Грунтовая среда насыпи – элемент 1		
Удельный вес	кН/м ³	Принимаются по результатам инженерно-геологических изысканий
Коэффициент Пуассона	—	
Модуль упругости	МПа	
Угол внутреннего трения	градус	
Угол дилатансии	градус	
Удельное сцепление	кПа	
Параметры материала для армозащиты – элемент 2		
Шаг расстановки армозащиты (массивы затвердевшего раствора)	м	Назначается конструктивно из условий обеспечения габарита приближения в диапазоне от 0,7 до 1,5 м.
Диаметр массива затвердевшего раствора	м	До 40–60 см. Требуются дополнительные экспериментальные исследования
Угол наклона массива затвердевшего раствора	градус	Назначается конструктивно в зависимости от габарита приближения
Ширина зоны усиления	м	Соответствует ширине балластной призмы понизу
Мощность усиления	м	Соответствует мощности рабочей зоны
Модуль упругости раствора (инъекции)	МПа	Требуются дополнительные лабораторные исследования
Удельный вес раствора (инъекции)	кН/м ³	
Удельное сцепление раствора (инъекции)	кПа	
Угол внутреннего трения (инъекции)	градус	

Продолжение таблицы 2.5

Вводные параметры	Ед. изм.	Примечание
<i>Параметры уплотненного грунта вокруг инъекции – элемент 3</i>		
Коэффициент Пуассона	–	Принимается по результатам инженерно-геологических изысканий
Удельный вес	кН/м ³	Требуются дополнительные экспериментальные исследования
Модуль упругости	МПа	
Угол внутреннего трения	градус	
Угол дилатансии	градус	
Удельное сцепление	кПа	
Размер зоны уплотнения грунта от инъекции	м	Выделяются две зоны на расстоянии до 20–30 и 50–60 от включения раствора. Требуются дополнительные полевые исследования

Для формирования модели М1.1 требуется значительный объем специфических данных, которые возможно получить только по результатам экспериментальных исследований. В связи с чем при планировании и выполнении экспериментальных исследований в главе 3 необходимо решить ряд задач по определению этих данных, в том числе:

- определить конфигурацию затвердевшего раствора в усиленном грунтовой массиве с выявлением его геометрических параметров;
- исследовать влияние рецептуры армирующих составов, используемых при инъектировании, на физико-механические характеристики затвердевшего раствора;
- исследовать грунтовую область вокруг включений инъектируемого раствора с определением количественных характеристик уплотненного грунта. Определить размеры зон вокруг включения, в которых наблюдается наибольший и умеренный эффекты уплотнения грунта. Установить закономерности изменения характеристик уплотненного грунта с увеличением расстояния от включений раствора.

В соответствии с нормативными документами основной контролируемой деформационной характеристикой земляного полотна является модуль упругости, который рекомендуется определять путем нагружения грунтовых

массивов штампами. Очевидно, при таком способе определения модуля упругости будет получено его интегральное значение. А значит, в проекте (в расчетах) его необходимо задавать для всего грунтового слоя основной площадки.

Кроме того, моделирование с использованием МКЭ на этапе проектирования не всегда представляется возможным, а при оценочных или предварительных расчетах – нецелесообразным. Возникает необходимость разработки упрощенной модели эксплуатируемого земляного полотна, усиленного напорным инъецированием твердеющих растворов, использование которой возможно на первоначальном этапе проектирования.

В связи с чем возникает дополнительная задача по упрощению модели путем введения в нее эквивалентного грунтового слоя (в пределах рабочей зоны) с характеристиками, соответствующими определенному набору параметров армирования. В данном случае эквивалентный слой – это грунтовый слой с подбираемым значением модуля упругости, равным интегральному значению модуля упругости армированной рабочей зоны земляного полотна. За критерий эквивалентности принято значение упругой осадки основной площадки земляного полотна. В общем виде модель эксплуатируемой высокой насыпи М1.1, содержащая эквивалентный слой, представлена на рисунке 2.14. Решение данной задачи представлено в главе 4 в результатах численного моделирования.



Рисунок 2.14 – Упрощенная модель эксплуатируемой высокой насыпи М1.1, содержащая эквивалентный слой

Важной особенностью использования модели М1.1 на стадии проектирования является необходимость прогноза и учета технологических параметров напорного инъецирования твердеющих растворов, для чего необходимо решить ряд задач по определению:

- напряжений в грунтовом массиве в области инъецирования твердеющего раствора;
- объема инъецируемого раствора при заданном напряжении (давлении инъецирования);
- давления инъецирования твердеющего раствора, при котором происходит поднятие поверхности усиливаемого массива грунта.

Решение данных задач позволит разработать эффективную методику проектирования усиления грунтов инъецированием твердеющих растворов.

2.3.2 Модель эксплуатируемой высокой насыпи, усиленной в рабочей зоне объемным армированием (М1.2)

В соответствии с результатами исследований, представленными в параграфе 2.2 настоящей главы, одним из вариантов решения проблемы деформирования основной площадки является усиление рабочей зоны объемным армированием. Выполненные при непосредственном участии автора исследования показывают, что усиление рабочей зоны высокой насыпи объемным армированием эффективно при критической устойчивости основной площадки, т. е. при не выполнении условия прочности (несущей способности) грунта рабочей зоны (2.1). Применение напорного инъецирования, по аналогии с решениями, отраженными в модели М1.1, в отдельных случаях может сопровождаться выходом раствора на поверхность и привести к преждевременной потере устойчивости основной площадки в процессе нагнетания раствора. В таком случае дополнительное армирование рабочей зоны горизонтальными стержневыми элементами повысит несущую способность массива.

Модель М1.2 эксплуатируемой высокой насыпи, усиленной в рабочей зоне объемным армированием, представлена на рисунке 2.15.

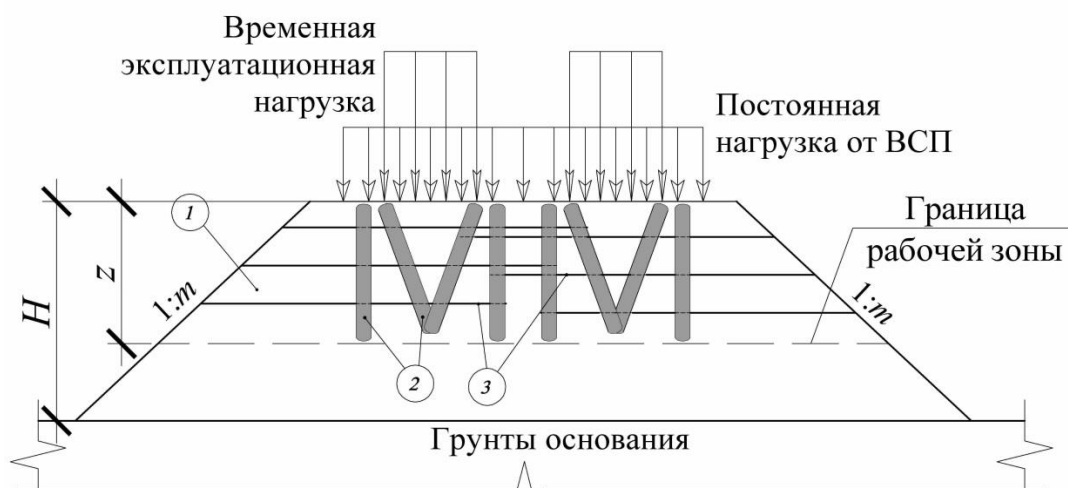


Рисунок 2.15 – Модель эксплуатируемой высокой насыпи, усиленной в рабочей зоне объемным армированием (М1.2)

Выполненные при непосредственном участии автора исследования [111] позволили сформировать расчетную схему объемного армирования рабочей зоны в модели М1.2, которая содержит три типа элементов, где (см. рисунок 2.15):

1 – грунтовая среда тела насыпи с исходными значениями физико-механических характеристик;

2 – армоэлементы, представленные столбами затвердевшего раствора, которые образуются по оси погружаемого иньектора. Данный тип элементов содержит два вида армоэлементов – вертикальные и наклонные. Разные углы погружения иньекторов связаны с необходимостью выполнения работ вне габарита приближения строения;

3 – армоэлементы, представленные горизонтальными стержнями.

Грунтовый массив основания насыпи, попадающий в сжимаемую толщу, принимается по данным инженерно-геологических изысканий.

Данная модель во многом схожа с моделью М1.1 и для полноценного ее формирования требует проведения дополнительных экспериментальных исследований. Основным отличием данной модели является наличие в ней горизонтальных армоэлементов, формирующих объемный каркас. Для моделирования поведения тела насыпи, в случае работы на стадии развития пластических де-

формаций, используется модифицированная модель Мора – Кулона. Компонировка каркаса в пределах рабочей зоны осуществляется исходя из обеспечения возможности погружения иньекторов вне габарита приближения строения. Каркас состоит из ярусов перекрестно расположенных стержневых элементов, объединенных между собой включениями твердеющего раствора преимущественно в узлах пересечения стержней (см. рисунок 2.16).

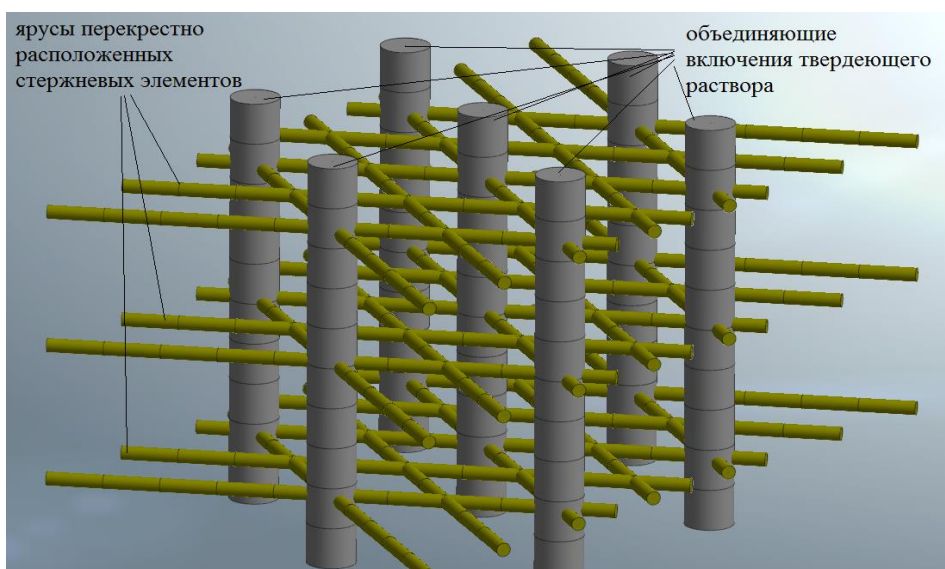


Рисунок 2.16 – Общий вид объемного каркаса

Характеристики каркаса задаются в зависимости от применяемых конструкций (элементов). Для горизонтальных элементов – поперечное сечение стержней, нагелей, анкеров и другой материал (сталь, стеклопластик или прочий композитный материал). Обоснование выбора параметров армирования (поперечное сечение, материал, угол забивки, шаг расстановки, количество ярусов) выполнено под научным руководством автора в работах [87, 111, 137].

Поскольку назначение включений затвердевшего раствора состоит в объединении ярусов перекрестно расположенных стержней, то такие включения в модели формируются столбами с относительно небольшим размером поперечного сечения. Учитывая специфику формы таких столбов и их назначение, зоны уплотненного грунта вокруг включений раствора, в отличие от модели М 1.1, не учитываются. Шаг расстановки таких столбов определяется в зависимости от частоты пересечений стержней в горизонтальных ярусах и варьируется от 1

до 3 м. Диаметр включений затвердевшего раствора в виде столбов, исходя из практического опыта инъектирования, может достигать 20 см.

Для определения конфигурации, размеров и прочностных параметров таких столбов затвердевшего раствора требуются дополнительные экспериментальные исследования.

Загружение модели М1.2 производится по аналогии с моделью М1.1. Вводные данные для формирования модели армированной высокой насыпи М1.2 в целом аналогичны вводным данным для модели М 1.1 и представлены в таблице 2.6.

Таблица 2.6 – Перечень вводных данных для модели М 1.2.

Вводные параметры	Ед. изм.	Примечание
Грунтовая среда насыпи – элемент 1		
Удельный вес	кН/м ³	Принимается по результатам инженерно-геологических изысканий
Коэффициент Пуассона	–	
Модуль упругости	МПа	
Угол внутреннего трения	градус	
Угол дилатансии	градус	
Удельное сцепление	кПа	
Параметры материала для армоэлементов – элемент 2		
Шаг расстановки армоэлементов (столбов затвердевшего раствора)	м	Принимается конструктивно от 1 до 3 м в зависимости от частоты пересечения стержней в горизонтальных ярусах
Диаметр столба затвердевшего раствора	м	От 5 до 20 см. Требуется дополнительные экспериментальные исследования
Угол наклона столба затвердевшего раствора	градус	Назначается конструктивно в зависимости от габарита приближения
Ширина зоны усиления	м	Соответствует ширине балластной призмы понизу
Мощность усиления	м	Соответствует мощности рабочей зоны
Модуль упругости раствора (инъекции)	МПа	Требуется дополнительные экспериментальные исследования
Удельный вес раствора (инъекции)	кН/м ³	
Удельное сцепление раствора (инъекции)	кПа	
Угол внутреннего трения (инъекции)	градус	
Параметры горизонтальных стержней – элемент 3		
Шаг расстановки стержней	м	Назначается в соответствии с ранними исследованиями [87, 111, 137]
Поперечное сечение стержней	м ²	
Модуль упругости материала стержней	МПа	По сортаменту
Удельный вес материала стержней	кН/м ³	По сортаменту

Использование разработанной модели М1.2 при расчетах МКЭ позволяет выполнять расчет высокой насыпи, усиленной объемным армированием. Достоверность сформированного в численной модели объемного каркаса рассматриваемого типа армирования подтверждена корреляционным анализом численного и натурного моделирования, выполненного под научным руководством автора и приведенного в работах [87, 111, 137]. Основным отличием модели М1.2 от модели М1.1 является возможность удержания массивов стержнями в момент нагнетания твердеющего раствора до его полного затвердевания.

В таблице 2.6 представлен значительный объем вводных данных, содержащих специфическую информацию для рассматриваемого типа армирования. Возникает вопрос назначения параметров армирования, необходимых для достижения требуемой прочности и деформативности усиленного массива. Актуальным вопросом является определение значимых параметров армирования, поскольку их влияние будет вносить различный вклад в эффективность усиления. Таким образом, при выполнении экспериментальных исследований в главе 3 необходимо решить следующие задачи:

- установить параметры объемного армирования (факторы), оказывающие существенное влияние на работу конструкции (на снижение деформативности и увеличение прочности усиленного массива);
- определить технологические параметры инъектирования для устройства в грунтах столбов из затвердевшего раствора с относительно небольшим размером поперечного сечения для возможности объединения горизонтальных ярусов стержней в объемный каркас;
- определить геометрические характеристики столбов затвердевшего раствора.

2.3.3 Модель эксплуатируемой высокой насыпи с армированным напорным инъецированием твердеющих растворов балластным углублением (М2.1)

Ранее было установлено, что решение проблемы возникновения сверхнормативных деформаций из-за развития балластных углублений заключается в усилении последних путем нагнетания твердеющего раствора и создания упрочненного массива, включающего затвердевший раствор и балластный материал (см. пункты 2.1.1 и 2.2). Таким образом, разработанная модель должна отражать результат усиления рабочей зоны высокой насыпи до обеспечения нормативного состояния сооружения. Элементы усиления при этом должны воспринимать напряжения от поездной нагрузки, вызывающие сдвиговые деформации в грунтах основной площадки высокой насыпи (в пределах балластного углубления).

С учетом обеспечения указанных выше требований, разработана модель эксплуатируемой высокой насыпи с развивающимся балластным углублением, усиленной напорным инъецированием твердеющего раствора М2.1, которая представлена на рисунке 2.17.

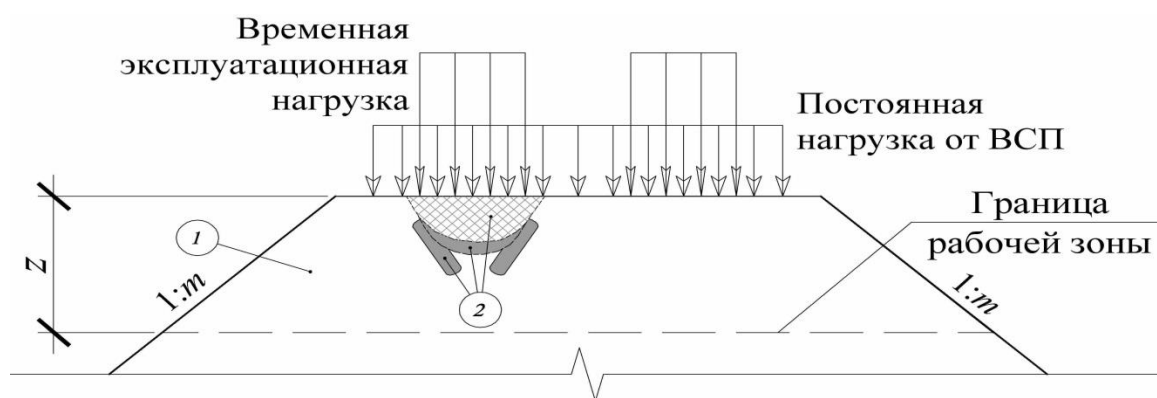


Рисунок 2.17 – Модель эксплуатируемой высокой насыпи с развивающимся балластным углублением, усиленной напорным инъецированием твердеющего раствора (М2.1)

Принцип формирования модели аналогичен принципу формирования модели М1.1. Основными элементами модели М2.1 являются (см. рисунок 2.17):

1 – грунтовая среда тела насыпи с исходными значениями физико-механических характеристик;

2 – армоэлементы, представленные включениями затвердевшего раствора, которые образуются:

- по осям погружаемых инъекторов (в виде столбов) с небольшим углом наклона (для погружения инъекторов вне габарита приближения строения);
- в результате заполнения твердеющим раствором ослабленной зоны под балластным углублением;
- в результате пропитки (цементирования) твердеющим раствором материала в балластном углублении.

Физико-механические характеристики балластного углубления и ослабленной зоны под ним определяются на стадии геотехнического обследования. В случае недостаточной плотности материала балластного углубления при нагнетании раствора происходит его упрочнение, характеристики сцементированного балластного материала рекомендуется принимать как для затвердевшего раствора. Если плотность материала балластного углубления соответствует требованиям нормативных документов, тогда инъектирование не требуется. Ослабленная зона под балластным углублением заполняется твердеющим раствором путем уплотнения слабых грунтов и отжатия воды через дренирующие устройства, устанавливаемые в случае необходимости (см. главу 5). Характеристики упрочненного грунта ослабленной зоны принимаются как для затвердевшего раствора.

Заполнение ослабленной зоны и омоноличивание материала балластного углубления следует выполнять через забивные инъекторы. Поскольку форма армоэлементов будет определена формой балластного углубления и ослабленной зоной, то расстановку инъекторов с последующей их забивкой следует осуществлять только из условия обеспечения габарита приближения сооружения.

Загружение модели производится с учетом стадийной передачи нагрузки от собственного веса насыпи, постоянной нагрузки от ВСП и временной эксплуатационной нагрузки.

Вводные данные для формирования модели армированной высокой насыпи М2.1 в целом аналогичны вводным данным для модели М1.1, и представлены в таблице 2.7.

Таблица 2.7 – Перечень вводных данных для модели М2.1

Вводные параметры	Ед. изм.	Примечание
Грунтовая среда насыпи – элемент 1		
Удельный вес	кН/м ³	Принимаются по результатам инженерно-геологических изысканий
Коэффициент Пуассона	–	
Модуль упругости	МПа	
Угол внутреннего трения	градус	
Угол дилатансии	градус	
Удельное сцепление	кПа	
Параметры материала для армоэлементов – элемент 2		
Шаг расстановки армоэлементов (массивы затвердевшего раствора)	м	Назначается конструктивно из условий обеспечения габарита приближения
Диаметр столба затвердевшего раствора	м	От 5 до 20 см. Требуются дополнительные экспериментальные исследования
Угол наклона столба затвердевшего раствора	градус	Назначается конструктивно в зависимости от габарита приближения
Ширина зоны усиления	м	В контурах балластного углубления и вблизи него
Мощность усиления	м	
Модуль упругости раствора (инъекции)	МПа	Требуются дополнительные лабораторные исследования
Удельный вес раствора (инъекции)	кН/м ³	
Удельное сцепление раствора (инъекции)	кПа	
Угол внутреннего трения (инъекции)	градус	
Размеры балластного углубления, заполненного раствором	м	Принимаются по результатам обследования

Анализируя таблицу 2.7, можно сделать вывод, что к специфическим данным для модели М2.1 относятся параметры затвердевшего раствора, которые возможно определить в ходе дополнительных лабораторных исследований. Задачи, поставленные для определения данных параметров, представлены в пункте 2.3.1.

2.3.4 Модель эксплуатируемой высокой насыпи, усиленной объемным армированием для повышения местной устойчивости (М3.2)

Исследования, представленные в параграфе 2.2 настоящей главы, показали, что для повышения местной устойчивости откосной части эксплуатируемой высокой насыпи при накоплении балластных шлейфов необходимо реализовать армирование в области возможных поверхностей скольжения (зон пластических сдвиговых деформаций) в теле земляного полотна [101, 94]. Также было установлено, что для повышения устойчивости насыпи необходимо использовать армоэлементы, работающие на изгиб, с высокой сопротивляемостью плоскому срезу, а также (в некоторых случаях) и на растяжение. Кроме того, армоэлементы должны «перебивать» поверхность скольжения. Ранее было установлено, что одним из вариантов такого усиления является объемное армирование (см. параграф 2.2).

Горизонтальные ярусы перекрестно расположенных стержневых элементов будут пререзать потенциальную поверхность скольжения. Вертикальные столбы затвердевшего раствора будут пререзать поверхность скольжения, а также объединять в единый объемный каркас горизонтальные ярусы.

В общем случае модель М3.2 эксплуатируемой высокой насыпи, усиленной объемным армированием для повышения местной устойчивости откосной части, представлена на рисунке 2.18.

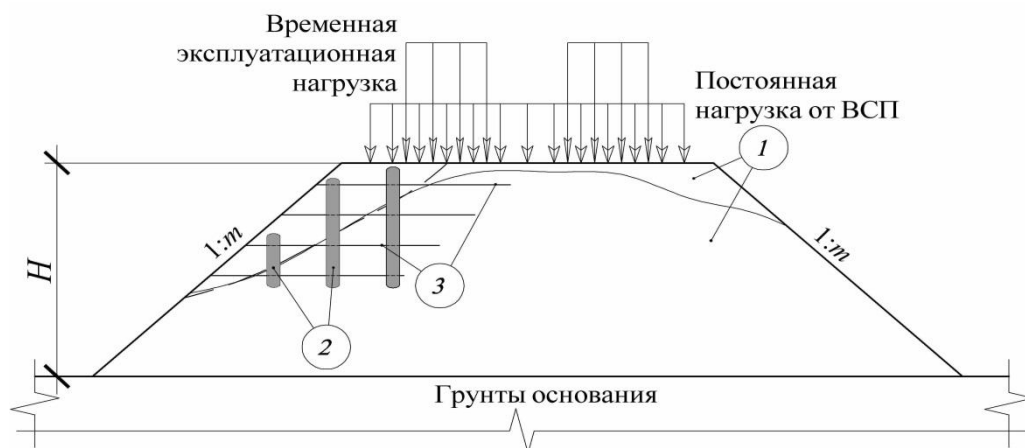


Рисунок 2.18 – Модель эксплуатируемой высокой насыпи, усиленной объемным армированием для повышения местной устойчивости (М3.2)

В целом модель М3.2 схожа с моделью М1.2, но существенным отличием является формирование объемного каркаса только в откосной части, где прогнозируется потеря местной устойчивости. Модель М3.2 является трехэлементной моделью, элементами которой являются (см. рисунок 2.18):

1 – грунтовая среда тела насыпи с исходными значениями физико-механических характеристик, в том числе балластные шлейфы;

2 – армоэлементы, представленные столбами затвердевшего раствора, которые образуются по оси погружаемого иньектора;

3 – армоэлементы, представленные горизонтальными стержнями.

Грунтовый массив основания насыпи, попадающий в сжимаемую толщу, принимается по данным инженерно-геологических изысканий. Параметры балластных шлейфов определяются на стадии геотехнического обследования.

Компоновка каркаса осуществляется исходя из обеспечения возможности погружения иньекторов вне габарита приближения строения. Армирующий каркас описан в пункте 2.3.2 и графически представлен ранее на рисунке 2.16. Принцип формирования каркаса (стержневых элементов и столбов затвердевшего раствора) в модели М3.2 описан в пункте 2.3.2.

Требования к формированию прикладываемой к модели М3.2 нагрузки в целом не отличаются от требований для описанных ранее моделей.

Перечень вводных данных для формирования модели усиленной насыпи М3.2 представлен в таблице 2.8.

Таблица 2.8 – Перечень вводных данных для модели М 3.2.

Вводные параметры	Ед. изм.	Примечание
Грунтовая среда насыпи – элемент 1		
Удельный вес	кН/м ³	Принимаются по результатам инженерно-геологических изысканий
Коэффициент Пуассона	–	
Модуль упругости	МПа	
Угол внутреннего трения	градус	
Угол дилатансии	градус	
Удельное сцепление	кПа	
Параметры материала для армоэлементов – элемент 2		
Шаг расстановки армоэлементов (столбов затвердевшего раствора)	м	Принимается конструктивно от 1 до 3 м в зависимости от частоты пересечения стержней в горизонтальных ярусах

Продолжение таблицы 2.8

Вводные параметры	Ед. изм.	Примечание
Диаметр столба затвердевшего раствора	м	От 5 до 20 см. Требуются дополнительные экспериментальные исследования
Угол наклона столба затвердевшего раствора	градус	Назначается конструктивно в зависимости от габарита приближения
Ширина зоны усиления	м	В пределах поверхности скольжения
Мощность усиления	м	
Модуль упругости раствора (инъекции)	МПа	Требуются дополнительные экспериментальные исследования
Удельный вес раствора (инъекции)	кН/м ³	
Удельное сцепление раствора (инъекции)	кПа	
Угол внутреннего трения (инъекции)	градус	
Параметры горизонтальных стержней – элемент 3		
Шаг расстановки стержней	м	Назначается в соответствии с ранними исследованиями [87, 111, 137]
Поперечное сечение стержней	м ²	
Модуль упругости материала стержней	МПа	По сортаменту
Удельный вес материала стержней	кН/м3	По сортаменту

Для модели М3.2 расчет усиления рекомендуется выполнять с использованием МКЭ.

2.3.5 Модель эксплуатируемой высокой насыпи, усиленной объемным армированием для повышения общей устойчивости в теле сооружения (М4.2)

Для повышения общей устойчивости в теле эксплуатируемой высокой насыпи необходимо реализовать армирование в области возможных поверхностей скольжения (зон пластических сдвиговых деформаций) [93]. При выполнении моделирования в пункте 2.1.2 было установлено, что при восприятии эксплуатационной нагрузки в грунтовом массиве тела насыпи формируются сдвигающие силы, вызывающие пластические сдвиговые деформации по поверхностям скольжения. Повышение общей устойчивости в таком случае может быть достигнуто за счет объемного армирования [98].

В общем случае модель М4.2 эксплуатируемой высокой насыпи, усиленной объемным армированием для повышения общей устойчивости, схожа с мо-

делью М3.2, но в данном случае участок усиления захватывает большую часть насыпи, как и потенциальная линия скольжения при потере общей устойчивости. Модель М4.2 представлена на рисунке 2.19.

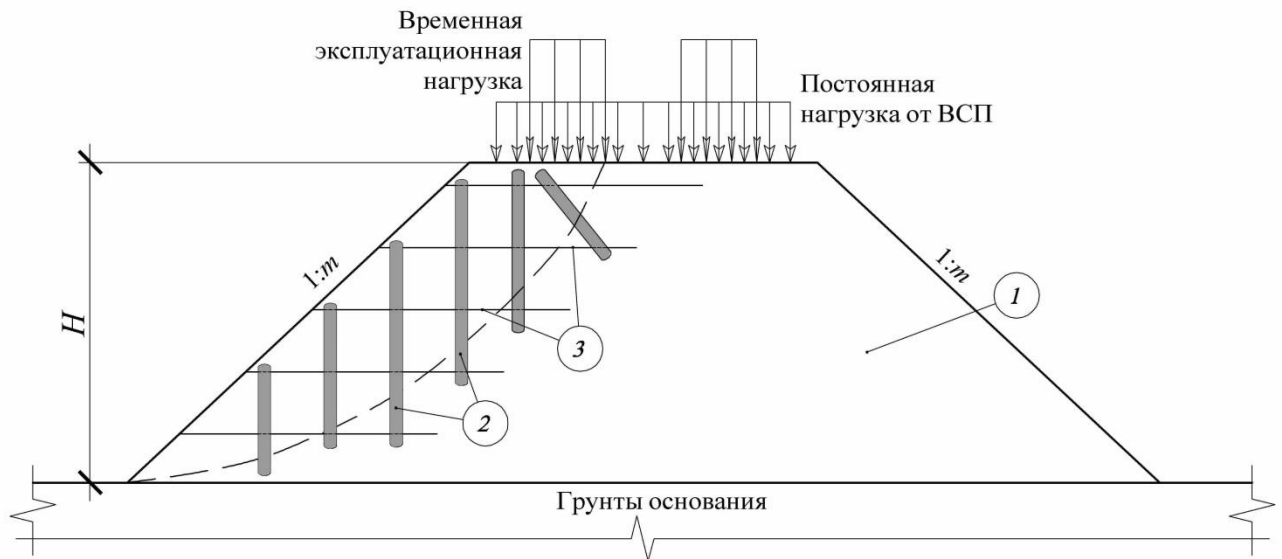


Рисунок 2.19 – Модель эксплуатируемой высокой насыпи, усиленной объемным армированием для повышения общей устойчивости в теле сооружения (М4.2)

Элементы модели М4.2 аналогичны элементам модели М3.2, за исключением того, что элемент 1 не содержит балластные шлейфы. В связи с чем подробное описание элементов модели приводится.

Ситуация с потерей общей устойчивости может быть осложнена из-за развивающегося балластного углубления (см. пункт 2.1.2), в котором при восприятии насыпью эксплуатационной нагрузки возникают значительные касательные напряжения, способствующие развитию зон пластических и сдвиговых деформаций и, соответственно, формированию линии скольжения, проходящей через такие ослабленные области. Для такого случая нет необходимости разработки отдельной модели, поскольку проблема с развивающимся балластным углублением решена применением напорного инъецирования и отражена в модели М2.1. Таким образом, для насыпей, в которых прогнозируется потеря общей устойчивости из-за развивающихся балластных углублений, необходимо применять комбинированное решение, отраженное в моделях М2.1 и М4.2.

2.3.6 Модель эксплуатируемой высокой насыпи, армированной в основании набивными сваями в раскатанных скважинах для повышения общей устойчивости (М5.3)

Моделирование деформирования земляного полотна в пункте 2.1.2 показало, что потеря общей устойчивости по глубокой линии скольжения с захватом основания может происходить в том числе из-за слабых грунтовых прослоев, расположенных под подошвой откосной части насыпи. Согласно исследованиям, проведенным в параграфе 2.2, решение данной проблемы может быть достигнуто за счет армирования основания набивными сваями в раскатанных скважинах.

Модель такого армирования, позволяющего повысить общую устойчивость высокой насыпи, приведена на рисунке 2.20. Способ армирования заключается в устройстве набивных свай в раскатанных скважинах, прорезающих часть глубокой линии скольжения насыпи, расположенной в основании (слабом грунтовом слое) [113, 100, 268].

Набивные сваи в плане расставляются в шахматном порядке с равномерным шагом. Шаг набивных свай и материал их изготовления принимаются в зависимости от требований к прочности и сжимаемости усиленного массива, установленных на стадии проектирования.

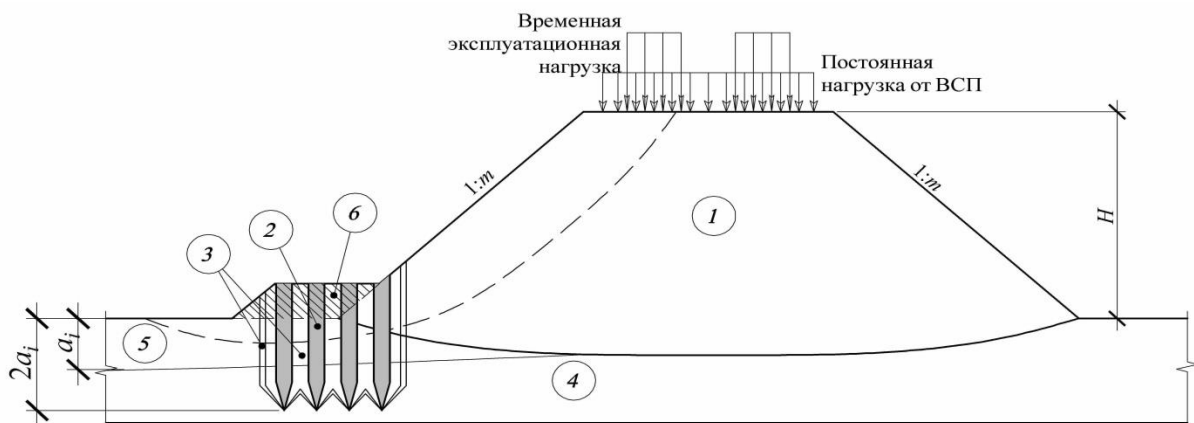


Рисунок 2.20 – Модель М5.3 высокой насыпи, армированной в основании набивными сваями в раскатанных скважинах для повышения общей устойчивости насыпи

Модель М5.3 является шестиэлементной:

1 – грунтовая среда тела насыпи с исходными значениями физико-механических характеристик;

2 – армоэлементы, представленные набивными сваями из затвердевшего раствора;

3 – уплотненный грунт вокруг армоэлементов, характеризующийся различными зонами уплотнения в зависимости от расстояния от набивной сваи. Данный элемент вводится в расчетную схему в соответствии с выдвинутой гипотезой, о том что уплотненный грунт вокруг набивных свай оказывает существенное влияние на работу армированного массива;

4 – прочный грунтовый массив основания насыпи, ограничивающийся нижней границей сжимаемой толщи насыпи;

5 – слабый грунтовый массив части основания. К слабым относятся грунты, имеющие прочность на сдвиг в условиях природного залегания менее 0,075 МПа или модуль деформации ниже 5,0 МПа;

6 – технологическая досыпка, отсыпаемая у откоса насыпи, необходимая для устройства набивных свай.

В данной модели эксплуатируемой насыпи на слабом основании к определяющим геометрическим параметрам модели насыпи (элемент 1) относятся высота насыпи, ширина основной площадки, мощность рабочей зоны земляного полотна, заложение откосов m и прочие параметры земляного полотна, определяемые в соответствии с данными, полученными при обследовании.

Для учета в модели основных элементов, влияющих на эффективность усиления (набивных свай, уплотненного от раскатки скважин грунта), учитывающих специфику усиления грунтов с применением технологии раскатки скважин, необходимо провести дополнительные экспериментальные исследования. В исследованиях необходимо определить влияние грунтовых условий на геометрические характеристики свай (в первую очередь на диаметр) и исследовать уплотненный грунт вокруг этих свай.

Прочностные и деформационные характеристики набивных свай устанавливаются по результатам расчета. В зависимости от требований к деформативности усиленного массива возможно использование различных армирующих составов. Задача по определению влияния рецептуры на свойства армирующих составов сформулирована в пункте 2.3.1.

Очевидно, что эффективность уплотнения грунта при раскатке скважин будет снижаться с увеличением расстояния от скважины. Следовательно, вокруг набивных свай необходимо моделировать как минимум две зоны уплотненного грунта – с максимальным и с умеренным уплотнением. Размеры таких зон необходимо определить в ходе экспериментальных исследований. Кроме того, при раскатке глинистых грунтов с большими значениями показателя текучести возможно оплывание скважин со значительным изменением площади поперечного сечения, что в целом скажется на эффективности усиления. Для повышения точности модели необходимо учитывать возможное переменное поперечное сечение свай в зависимости от грунтовых условий.

Глубина формирования армирующих элементов 2 и 3 устанавливается из условия прорезания сваями части глубокой линии скольжения насыпи, расположенной в слабом слое. Общая глубина армирующих элементов конструктивно назначается $2a_i$ (a_i – глубина расположения нижней точки глубокой линии скольжения, определенная при расчетах), но не менее 2 м. Общая глубина армирующих элементов может быть уточнена при выполнении численного моделирования усиления с использованием МКЭ.

Характеристики грунтовой среды для элементов 4 и 5 принимаются по результатам инженерно-геологических изысканий.

Загружение модели производится с учетом стадийной передачи нагрузки от собственного веса насыпи, постоянной нагрузки от ВСП и временной эксплуатационной нагрузки. Величины эксплуатационной нагрузки и нагрузки от ВСП принимаются как для описанных ранее моделей.

Таким образом, для создания модели М5.3 необходима база вводных данных, содержащая информацию о грунтовой среде, параметрах армоэлементов,

величине нагрузок и т. п. Часть таких параметров возможно определить из анализа исходных данных и конструктивных соображений. При этом для получения специфических данных, к которым относятся параметры армоэлементов (набивных свай) и уплотненного от действия раскатки грунта, необходимы дополнительные полевые и лабораторные исследования. Перечень вводных данных для формирования модели М5.3 представлен в таблице 2.9.

Таблица 2.9 – Перечень вводных данных для модели М5.3

Вводные параметры	Ед. изм.	Примечание
Грунтовая среда насыпи – элемент 1		
Удельный вес	кН/м ³	Принимаются по результатам инженерно-геологических изысканий
Коэффициент Пуассона	–	
Модуль упругости	МПа	
Угол внутреннего трения	градус	
Угол дилатансии	градус	
Удельное сцепление	кПа	
Параметры материала для армоэлементов – элемент 2		
Шаг расстановки армоэлементов (сваи)	м	Требуется дополнительные экспериментальные исследования
Диаметр свай	м	
Ширина зоны усиления	м	Устанавливается в зависимости от требуемого коэффициента устойчивости
Мощность усиления	м	2a _i , но не менее 2 м
Модуль упругости материала свай	МПа	Требуется дополнительные лабораторные исследования
Удельный вес материала свай	кН/м ³	
Удельное сцепление материала свай	кПа	
Угол внутреннего трения материала свай	градус	
Параметры уплотненного грунта вокруг свай – элемент 3		
Коэффициент Пуассона	–	По результатам инженерно-геологических изысканий
Удельный вес	кН/м ³	Требуется дополнительные полевые и лабораторные исследования
Модуль упругости	МПа	
Угол внутреннего трения	градус	
Угол дилатансии	градус	
Удельное сцепление	кПа	
Диаметр зоны уплотнения грунта от раскатки	м	

Для формирования модели М5.3 требуется значительный объем специфических данных, которые возможно получить только в ходе объемных полевых и

лабораторных экспериментальных исследований. В связи с чем при планировании и выполнении экспериментальных исследований в главе 3 необходимо решить ряд задач по определению этих данных, в том числе:

- определить влияние грунтовых условий на изменение диаметров набивных свай и, как следствие, на изменение площади поперечного сечения свай;
- исследовать влияние грунтовых условий на эффективность армирования набивными сваями в раскатанных скважинах, характеризующуюся сжимаемостью усиленного массива;
- исследовать влияние материала изготовления набивных свай (армирующих составов) на сжимаемость армированного массива;
- исследовать грунтовую область вокруг набивных свай с определением количественных характеристик уплотненного грунта. Определить размеры зон вокруг свай, где наблюдается наибольший и умеренный эффекты уплотнения грунта. Установить закономерности изменения характеристик уплотненного грунта с увеличением расстояния от набивной сваи.

Использование разработанной модели М5.3 при расчетах МКЭ позволяет выполнять расчет устойчивости насыпи на слабом основании, усиленном набивными сваями в раскатанных скважинах. Эффективность сформированных в численной модели армирующих элементов из набивных свай в раскатанных скважинах подтверждена корреляционным анализом численного и натурного моделирования, приведенного в ранних работах автора [86, 91, 106]. В соответствии с проведенными ранее исследованиями под научным руководством автора [120] возможен подбор параметров армирования и прогнозирование изменения деформационных параметров усиленного массива.

2.3.7 Модель подходной насыпи с элементами переменной жесткости из инъектированного твердеющего раствора (М6.1)

Согласно проведенному в главе 1 анализу решение проблемы различной жесткости мостовых конструкций на подходных насыпях достигается путем разнозаглубленного усиления последних. Важным требованием к участку под-

ходной насыпи к мосту является его переменная жесткость, которая может быть достигнута применением напорного инъецирования твердеющего раствора с варьированием параметрами армирования. Модель такого усиленного земляного полотна представлена на рисунке 2.21.

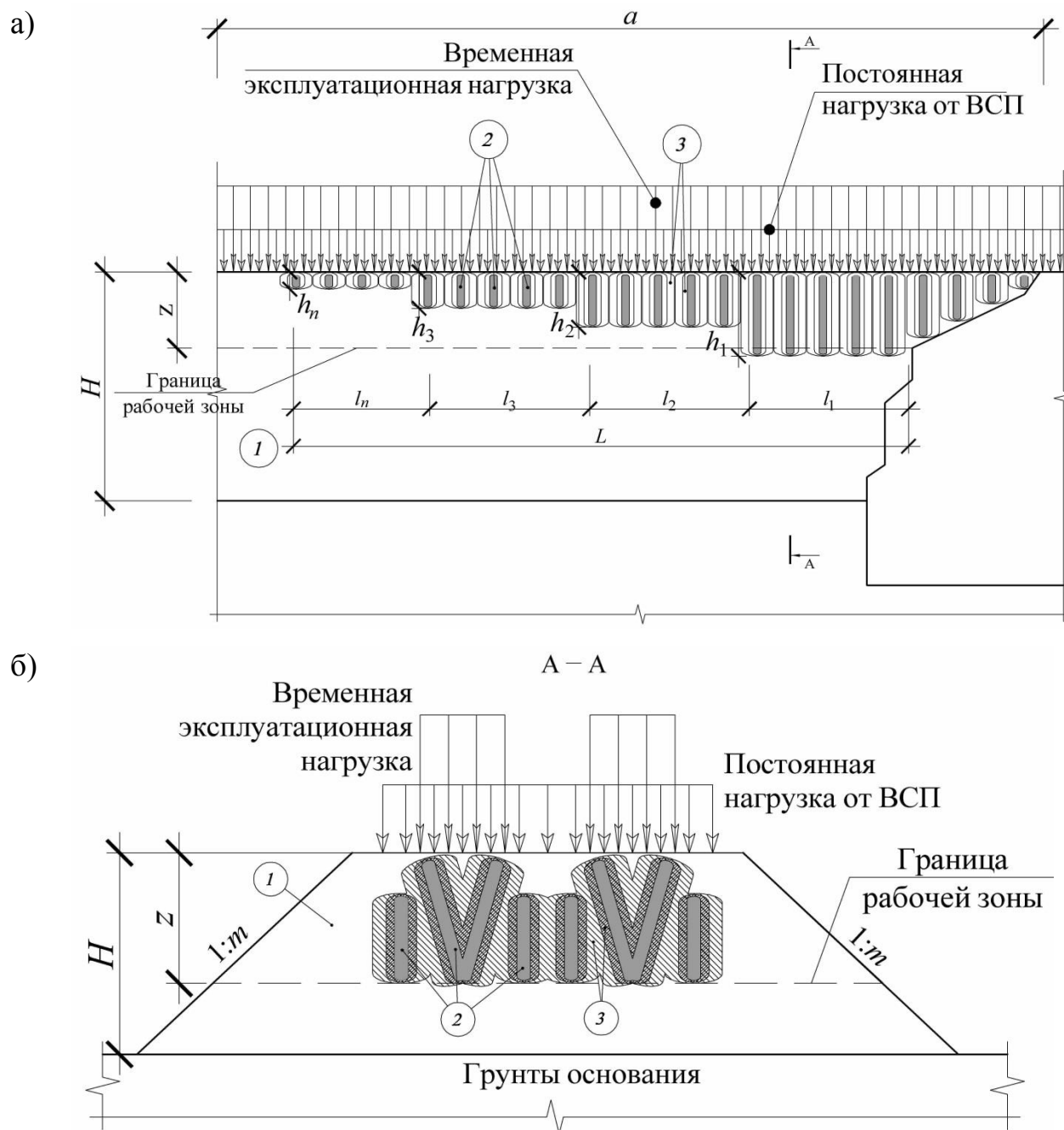


Рисунок 2.21 – Модель подходной насыпи с элементами переменной жесткости из инъецированного твердеющего раствора (М6.1):

а – в продольном профиле подходной насыпи; б – в поперечном профиле подходной насыпи.

На этапе предварительных расчетов для моделируемого объекта (земляного полотна на участке подходной насыпи к мосту) задаются его геометрические параметры, определяемые по результатам инженерных изысканий. Далее формируется плоский (двухмерный) каркас модели и сетка конечных элементов с формированием грунтовой среды земляного полотна.

Модель подходной насыпи с элементами переменной жесткости из инъекционного твердеющего раствора является трехэлементной:

1 – грунтовая среда тела насыпи с исходными значениями физико-механических характеристик;

2 – непосредственно армоэлементы, представленные в данном случае массивами затвердевшего раствора, которые образуются по оси погружаемого инъектора. Данный тип элементов содержит два вида армоэлементов – вертикальные и наклонные. Разные углы погружения инъекторов связаны с необходимостью выполнения работ вне габарита приближения строения;

3 – уплотненный грунт вокруг армоэлементов, характеризующийся зонами максимального и умеренного уплотнения от инъектирования твердеющего раствора.

Грунтовой массив основания насыпи, попадающий в сжимаемую толщу, принимается по данным инженерно-геологических изысканий. Конструкции искусственного сооружения (устой) принимаются по данным обследования.

В насыпи моделируется несколько участков длиной $l_1, l_2, l_3, l_4, \dots, l_n$ м, и высотой $h_1, h_2, h_3, h_4, \dots, h_n$ в зависимости от требований к «плавности въезда» поверхности подходной насыпи. Моделирование в пункте 2.1.3 показало, что переходной участок из элементов армирования следует выполнять в пределах рабочей зоны. Таким образом, максимальная глубина h_1 соответствует глубине рабочей зоны. Для расчетов на стадии ОПР длина участков принимается от $L/3$ до $L/5$ (L – общая длина участка переменной жесткости, конструктивно принимается 15 или 25 м), высота от z до $z/3$ или $z/5$ соответственно, (z – мощность рабочей зоны). Таким образом, переменная жесткость в модели достигается за счет разноглубинного усиления грунтов. Данные участки формируются из

включений затвердевшего раствора в виде массивов и зон уплотненного грунта (см. рисунок 2.21).

Геометрические параметры и физико-механические характеристики затвердевшего раствора и зон уплотненного грунта принимаются в соответствии с описанным ранее для модели М1.1 принципом (см. пункт 2.1.1).

Устой искусственного сооружения моделируется с упрощением, без детальной прорисовки конструкций. Конструкция устоев принимается на основании результатов инструментального обследования сооружения и (или) проектных данных.

Загружение модели производится с учетом стадийной передачи нагрузки от собственного веса насыпи, постоянной нагрузки от ВСП и временной эксплуатационной нагрузки, действующих как на подходной насыпи, так и на элементах ИССО (см. рисунок 2.21). Величины эксплуатационной нагрузки и нагрузки от ВСП принимаются как для описанных ранее моделей.

Перечень вводных данных для формирования модели подходной насыпи с элементами переменной жесткости из инъектированного твердеющего раствора М6.1 представлен в таблице 2.10.

Таблица 2.10 – Перечень вводных данных для модели М 6.1

Вводные параметры	Ед. изм.	Примечание
Грунтовая среда насыпи – элемент 1		
Удельный вес	кН/м ³	Принимаются по результатам инженерно-геологических изысканий
Коэффициент Пуассона	–	
Модуль упругости	МПа	
Угол внутреннего трения	градус	
Угол дилатансии	градус	
Удельное сцепление	кПа	
Параметры материала для армоэлементов – элемент 2		
Шаг расстановки армоэлементов (массивов затвердевшего раствора)	м	Назначается конструктивно из условий обеспечения габарита приближения, в интервале от 0,7 до 1,5 м
Диаметр массива затвердевшего раствора	м	До 40–60 см. Требуются дополнительные экспериментальные исследования
Угол наклона массива затвердевшего раствора	градус	Назначаются конструктивно из условий обеспечения габарита приближения

Продолжение таблицы 2.10

Вводные параметры	Ед. изм.	Примечание
Ширина зоны усиления	м	По ширине балластной призмы понизу
Мощность усиления	м	Формируются участки усиления переменной глубины, но не глубже нижней границы рабочей зоны
Модуль упругости раствора (инъекции)	МПа	Требуются дополнительные экспериментальные исследования
Удельный вес раствора (инъекции)	кН/м ³	
Удельное сцепление раствора (инъекции)	кПа	
Угол внутреннего трения (инъекции)	градус	
Параметры уплотненного грунта вокруг инъекции – элемент 3		
Коэффициент Пуассона	–	Принимается по результатам инженерно-геологических изысканий
Удельный вес	кН/м ³	Требуются дополнительные экспериментальные исследования
Модуль упругости	МПа	
Угол внутреннего трения	градус	
Угол дилатансии	градус	
Удельное сцепление	кПа	
Размер зоны уплотнения грунта от инъекции	м	Выделяются две зоны на расстоянии до 20–30 и 50–60 от включения раствора. Требуются дополнительные полевые исследования

Для полноценного формирования модели М6.1 требуются специфические данные, которые возможно получить только при выполнении соответствующих экспериментальных исследований. Поставленные задачи для их определения в пункте 2.3.1.

Для дальнейшей разработки методики проектирования участков подходной насыпи к мостам необходимо провести комплекс исследований на разработанной модели подходной насыпи с элементами переменной жесткости из инъецированного твердеющего раствора для решения следующих задач:

- установления зависимости модуля упругости рабочей зоны от высоты зоны усиления h_i (при варьировании от 0 до z) для расчетов на стадии ОПР;
- установление критерия «плавности въезда» на подходной насыпи с переменной жесткостью и условий его применения для детализированных расчетов.

Данные задачи решены в ходе численного моделирования в главе 4.

2.3.8 Модель подходной насыпи с элементом переменной жесткости из набивных свай в раскатанных скважинах (М6.3)

Еще одним вариантом устройства участка переменной жесткости является усиление грунтов армированием набивными сваями в раскатанных скважинах (рисунок 2.22).

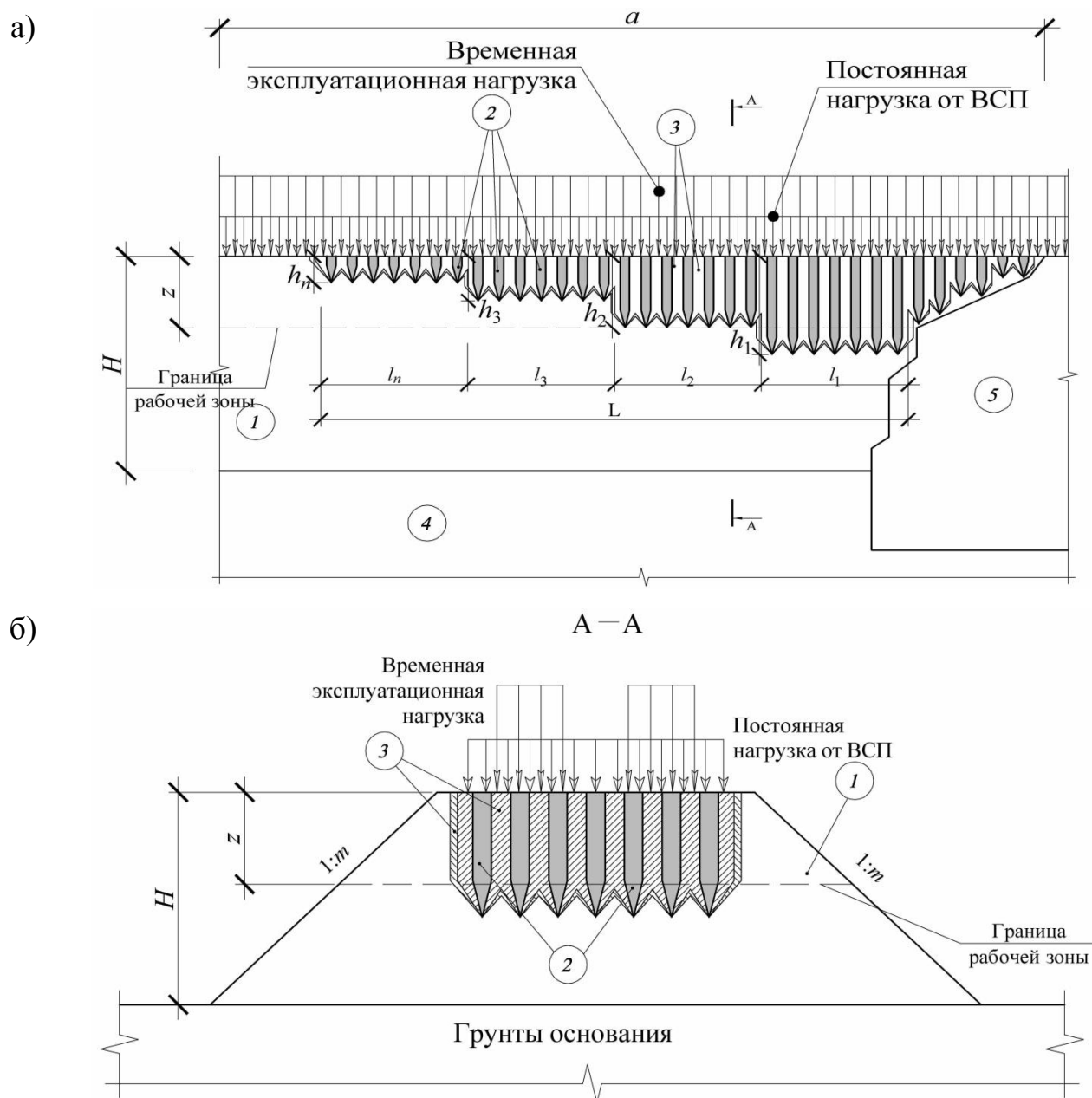


Рисунок 2.22 – Модель подходной насыпи с элементом переменной жесткости из набивных свай в раскатанных скважинах (М6.3):

а – в продольном профиле подходной насыпи; б – в поперечном профиле под-
ходной насыпи

Общая последовательность формирования модели объекта на этапе предварительных расчетов аналогична последовательности для модели М6.1.

Модель подходной насыпи с элементом переменной жесткости из набивных свай в раскатанных скважинах является трехэлементной:

1 – грунтовая среда тела насыпи с исходными значениями физико-механических характеристик;

2 – армоэлементы, представленные набивными сваями из затвердевшего раствора;

3 – уплотненный грунт вокруг армоэлементов, характеризующийся зонами максимального и умеренного уплотнения от раскатки скважин.

Грунтовый массив основания насыпи, попадающий в сжимаемую толщу, принимается по данным инженерно-геологических изысканий. Конструкции искусственного сооружения (устой) принимаются по данным обследования.

Общие требования по формированию участков усиления длиной $l_1, l_2, l_3, l_4, \dots, l_n$ м и высотой $h_1, h_2, h_3, h_4, \dots, h_n$ такие же, как и для модели М6.1, но в качестве армоэлементов используются набивные сваи.

Данная модель может быть сформирована как в плоской, так и в трехмерной постановке. При формировании трехмерной модели необходимо расставлять набивные сваи в плане в шахматном порядке для обеспечения равномерного уплотнения грунта вокруг свай (при раскатке скважин). При формировании плоской модели набивные сваи могут быть сформированы стержневыми элементами (1d). При этом в модели необходимо указывать расчетный шаг расстановки элементов (из плоскости расчетной области), а также учитывать модель контакта набивных свай и окружающего грунта, путем ввода в модель интерфейсных элементов.

Шаг набивных свай и материал их изготовления принимаются в зависимости от требований к «плавности въезда» поверхности подходной насыпи и требуемого модуля упругости. Исследования по влиянию шага расстановки и диаметра набивных свай на деформационные характеристики усиливаемых грунтов были проведены в научных работах [86, 91, 106, 120] под руководством

автора настоящей диссертации. Поэтому, при назначении шага расстановки и диаметра набивных свай следует руководствоваться выполненными ранее научными исследованиями.

Параметры набивных свай и уплотненного грунта, требуемые для формирования модели М6.1, идентичны соответствующим параметрам для модели М5.3. Принцип формирования устоя искусственного сооружения, а также формирования временной и постоянной нагрузки сооружения принимается по аналогии с моделью М6.1.

Перечень вводных данных для формирования модели переходного участка с элементами переменной жесткости из набивных свай в раскатанных скважинах М6.3 представлены в таблице 2.11.

Таблица 2.11 – Перечень вводных данных для модели М6.3

Вводные параметры	Ед. изм.	Примечание
Грунтовая среда насыпи – элемент 1		
Удельный вес	кН/м3	Принимаются по результатам инженерно-геологических изысканий
Коэффициент Пуассона	–	
Модуль упругости	МПа	
Угол внутреннего трения	градус	
Угол дилатансии	градус	
Удельное сцепление	кПа	
Параметры материала для армозащитных элементов – элемент 2		
Шаг расстановки армозащитных элементов (свай)	м	В зависимости от требований к «плавности прогиба» и требуемого модуля упругости грунта
Диаметр свай	м	Требуется дополнительные экспериментальные исследования
Ширина зоны усиления	м	На ширину балластной призмы понизу
Мощность усиления	м	Формируются участки усиления переменной глубины, но не глубже нижней границы рабочей зоны
Модуль упругости материала свай	МПа	Требуется дополнительные экспериментальные исследования
Удельный вес материала свай	кН/м³	
Удельное сцепление материала свай	кПа	
Угол внутреннего трения материала свай	градус	
Параметры уплотненного грунта вокруг свай – элемент 3		
Коэффициент Пуассона	–	Принимается по результатам инженерно-геологических изысканий

Продолжение таблицы 2.11

Вводные параметры	Ед. изм.	Примечание
Удельный вес	кН/м ³	Требуются дополнительные экспериментальные исследования
Модуль упругости	МПа	
Угол внутреннего трения	градус	
Угол дилатансии	градус	
Удельное сцепление	кПа	
Диаметр зоны уплотнения грунта от раскатки	м	

Для полноценного формирования модели М6.3 требуются специфические данные, которые возможно получить только при выполнении соответствующих экспериментальных исследований. Поставленные задачи для их определения в главе 3 приведены в пункте 2.3.4.

Использование разработанной модели М6.3 при расчетах МКЭ позволяет подобрать оптимальные шаг и диаметр набивных свай, а также рецептуру армирующих составов для заполнения раскатанных скважин (изготовления армо-элементов).

В то же время моделирование переходных участков по модели М6.3 с применением МКЭ и большим объемом вводных данных при оценочных или предварительных расчетах не всегда представляется возможным и нецелесообразно. В связи с чем возникает необходимость разработки упрощенной модели переходного участка с элементами переменной жесткости из набивных свай в раскатанных скважинах, использование которой возможно на этапе ОПр.

Упрощение модели М6.3, как и М1.1 может быть достигнуто путем введения эквивалентного грунтового слоя (см. рисунок 2.14) с характеристиками, соответствующими определенному набору параметров армирования.

Таким образом, для дальнейшей разработки методики проектирования участков подходных насыпей к мостам необходимо провести комплекс исследований на разработанной модели с элементами переменной жесткости из набивных свай в раскатанных скважинах для решения следующих задач:

- установление зависимости модуля упругости эквивалентного слоя от параметров армирования;
- установление зависимости модуля упругости рабочей зоны от высоты зоны усиления h_i (при варьировании от 0 до z).

Проблема по определению критерия «плавности въезда» на подходных насыпях с участками переменной жесткости и условий его применения сформулирована при рассмотрении модели М6.1. Результаты исследования данного критерия применимы также и к модели М6.3.

Решение указанных выше задач представлено в главе 4.

2.4 Аналитические решения задач подбора технологических параметров армирования при инъецировании твердеющих растворов

Эффективное армирование эксплуатируемых высоких насыпей с инъецированием предполагает нагнетание твердеющего раствора в грунтовый массив без существенного изменения его объема, с уплотнением окружающего грунта. При нагнетании раствора в грунтовые массивы на небольших глубинах возможны прорыв инъецируемого материала на поверхность и ее поднятие. Анализ научно-технической литературы по этому вопросу показывает, что разработанные методики, технологии не гарантируют эффективного усиления инъецированием. В процессе инъецирования твердеющих растворов в грунтовые массивы происходит изменение их НДС, что необходимо учитывать при подборе технологических параметров армирования (предельного давления и критического объема). Таким образом, для учета изменения НДС грунтового массива при армировании с инъецированием твердеющих растворов необходимо получение следующих решений:

- расчет напряжений в области инъецированного в грунт твердеющего раствора;
- определение объема раствора при заданном давлении инъецирования;
- определение предельного давления инъецирования твердеющего раствора, при котором происходит поднятие поверхности грунтового массива.

Решения для поставленных задач получены аналитическим методом и представлены ниже.

2.4.1 Расчет напряжений в области инъецированного в грунт твердеющего раствора

В результате инъецирования в грунтовой массив твердеющего раствора, форма последнего может быть разнообразной – отдельные включения, столбы, массивовы и пр. В общем случае определить НДС в окрестности включения раствора неправильной формы практически невозможно. В связи с этим далее в работе будет рассмотрена шарообразная форма инъецированного в массив грунта твердеющего раствора.

Постановка задачи. В грунтовой массив на глубину h закачивается твердеющий раствор в виде включения шарообразной формы с радиусом r_0 ($r_0 \ll h$), и давлением σ_0 . Рассмотрим в массиве область грунта в виде куба со стороной b ($r_0 \ll b \ll h$), с центром, совпадающим с V_0 . С учетом описанных ограничений, объемные силы возможно представить нормальными напряжениями σ_{hx} , σ_{hy} , σ_{hz} по осям O_x , O_y , O_z (см. рисунок 2.23).

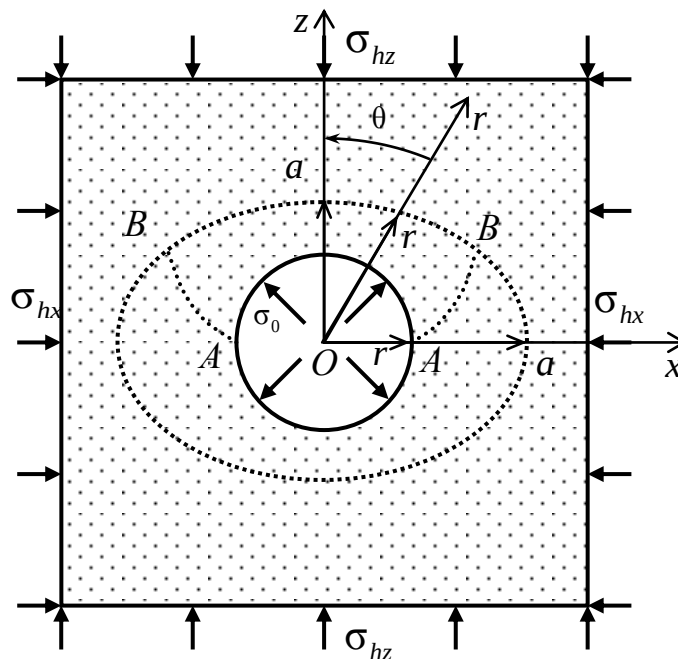


Рисунок 2.23 – Выделенная область грунта вокруг шарообразного включения твердеющего раствора

Граничные условия имеют следующий вид:

$$\sigma_{hx} = \sigma_{hy} = \xi \sigma_{hz} = \xi \gamma h, \quad \tau_{hxy} = \tau_{hxz} = \tau_{hyz} = 0, \quad (2.2)$$

где γ – удельный вес исходного грунтового массива;

ξ – коэффициент бокового распора;

$\tau_{hxy}, \tau_{hxz}, \tau_{hyz}$ – касательные напряжения на гранях выделенной кубической области в массиве грунта.

Задача заключается в определении в выделенной области грунта форму и размеров области V_d влияния давления σ_0 , а также распределение напряжений в области $V = V_d - V_0$, при $\sigma_0 \gg c$.

Решение задачи. На первом этапе определяется поле напряжений в массиве грунта от действия σ_0 без учета условий (2.2). В этом случае зоной влияния σ_0 будет весь грунтовой массив.

При условии $\sigma_0 \gg c$, где c – удельное сцепление, последним можно пренебречь. В сыпучей среде давление σ_0 передается вглубь массива грунта только через сжимающие напряжения. На расстоянии $r \geq r_0$ число контактов пропорционально площади сферы $4\pi r^2$ радиуса r и справедливо равенство $4\pi r_0^2 \sigma_0 = 4\pi r^2 \sigma_r$, откуда

$$\sigma_r = \sigma_0 \frac{r_0^2}{r^2}, \quad \sigma_t = \xi \sigma_r, \quad \tau_{rt} = 0, \quad (2.3)$$

где $\sigma_r, \sigma_t, \tau_{rt}$ – напряжения (радиальные, окружные и тангенциальные) в системе координат (сферической) $Or\eta\theta$.

С учетом граничных условий (2.2) влияние σ_0 будет ограничиваться областью V_d , размеры a_x, a_z которой зависят от σ_{hx}, σ_{hz} :

$$\sigma_r(r = a_x) = \sigma_{hx}, \quad \sigma_r(r = a_z) = \sigma_{hz}.$$

Учитывая (2.2), (2.3) и последние равенства, получаем

$$a_x = r_0 \sqrt{\sigma_0 / \sigma_{hx}}, \quad a_z = r_0 \sqrt{\sigma_0 / \sigma_{hz}}. \quad (2.4)$$

Очевидно, что в этом случае форма V_d должна быть осесимметричной относительно оси z и выпуклой. Этим условиям удовлетворяет эллипсоид с полуосями $a_x, a_y = a_x, a_z$. Граничные условия на внешней и внутренней поверхностях области $V = V_d - V_0$ имеют вид

$$\begin{aligned}\sigma_r(r=r_0) &= \sigma_0, & \sigma_t(r=r_0) &= \xi \sigma_0, & \tau_{rt}(r=r_0) &= 0, \\ \sigma_x(r=r_d) &= \sigma_{hx}, & \sigma_z(r=r_d) &= \sigma_{hz}, & \tau_{xz}(r=r_d) &= 0,\end{aligned}\quad (2.5)$$

где r_d – расстояние от центра до поверхности эллипсоида.

Значение r_d определяется как

$$r_d = \frac{a_x a_z}{\sqrt{a_x^2 \cos^2 \theta + a_z^2 \sin^2 \theta}}. \quad (2.6)$$

Напряжения в области V находятся путем наложения σ_{hx}, σ_{hz} и σ_0 . Тогда параметры $\sigma_x, \sigma_z, \tau_{xz}$, выраженные через $\sigma_r, \sigma_t, \tau_{rt}$, определяются как

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \sigma_r \sin^2 \theta + \sigma_t \cos^2 \theta + 2 \tau_{rt} \sin \theta \cos \theta, \\ \sigma_z &= \sigma_r \cos^2 \theta + \sigma_t \sin^2 \theta - 2 \tau_{rt} \sin \theta \cos \theta, \\ \tau_{xz} &= (\sigma_r - \sigma_t) \sin \theta \cos \theta - \tau_{rt} (\sin^2 \theta - \cos^2 \theta).\end{aligned}\quad (2.7)$$

В этом случае на внешней границе области V имеем

$$\tau_{rt}(r=r_d) = \frac{\sin \theta \cos \theta (\sigma_r - \sigma_t)}{\sin^2 \theta - \cos^2 \theta}, \quad (2.8)$$

$$\frac{\sigma_x(r=r_d)}{\sigma_z(r=r_d)} = \xi = \frac{\sigma_r \sin^2 \theta + \sigma_t \cos^2 \theta + 2 \sin^2 \theta \cos^2 \theta (\sigma_r - \sigma_t) / (\sin^2 \theta - \cos^2 \theta)}{\sigma_r \cos^2 \theta + \sigma_t \sin^2 \theta - 2 \sin^2 \theta \cos^2 \theta (\sigma_r - \sigma_t) / (\sin^2 \theta - \cos^2 \theta)}.$$

Разделив числитель и знаменатель на σ_r и введя параметр $\xi' = \sigma_t(r=r_d) / \sigma_r(r=r_d)$, получим

$$\xi' = \frac{\sin^2 \theta + \xi \cos^2 \theta}{\cos^2 \theta + \xi \sin^2 \theta}. \quad (2.9)$$

Напряжения $\sigma_r, \sigma_t, \tau_{rt}$ удовлетворяют (2.8), (2.9) на внешней границе V и граничным условиям на внутренней границе V , в результате

$$\sigma_r = \sigma_0 \frac{r_0^2}{r^2}, \quad \sigma_t = [(1-k)\xi + k\xi'] \sigma_r, \quad \tau_{rt} = \frac{\sin \theta \cos \theta (\sigma_r - \sigma_t)}{\sin^2 \theta - \cos^2 \theta} k, \quad (2.10)$$

при этом $k = (r - r_0) / (r_d - r_0)$, $r_0 \leq r \leq r_d$.

Уравнения (2.10) можно преобразовать (введением безразмерных величин) $\sigma_{rN} = \sigma_r / \sigma_0$, $\sigma_{tN} = \sigma_t / \sigma_0$, $\tau_{rtN} = \tau_{rt} / \sigma_0$, $r_N = r / r_0$, $r_{dN} = r_d / r_0$:

$$\begin{aligned}\sigma_{rN} &= 1 / r_N^2, \quad \sigma_{tN} = [(1 - k_N) \xi + k_N \xi'] \sigma_{rN}, \\ \tau_{rtN} &= \frac{\sin \theta \cos \theta (\sigma_{rN} - \sigma_{tN})}{\sin^2 \theta - \cos^2 \theta} k_N,\end{aligned}\quad (2.11)$$

где $k_N = (r_N - 1) / (r_{dN} - 1)$, $1 \leq r_N \leq r_{dN}$.

Граничные условия (2.5) тогда запишутся в следующем виде:

$$\begin{aligned}\sigma_{rN}(r_N = 1) &= 1, \quad \sigma_{tN}(r_N = 1) = \xi, \quad \tau_{rtN}(r_N = 1) = 0, \\ \sigma_{xN}(r_N = r_{dN}) &= \sigma_{hx} / \sigma_0, \quad \sigma_{zN}(r_N = r_{dN}) = \sigma_{hz} / \sigma_0, \quad \tau_{xzN}(r_N = r_{dN}) = 0,\end{aligned}$$

где $\sigma_{xN} = \sigma_x / \sigma_0$, $\sigma_{zN} = \sigma_z / \sigma_0$, $\tau_{xzN} = \tau_{xz} / \sigma_0$.

Безразмерные полуоси a_{xN}, a_{zN} равны:

$$a_{xN} = \sqrt{\sigma_0 / \sigma_{hx}}, \quad a_{zN} = \sqrt{\sigma_0 / \sigma_{hz}}, \quad (2.12)$$

а расстояние r_{dN} вычисляется следующим образом:

$$r_{dN} = \frac{a_{xN} a_{zN}}{\sqrt{a_{xN}^2 \cos^2 \theta + a_{zN}^2 \sin^2 \theta}}. \quad (2.13)$$

Таким образом, напряженное состояние в области V характеризуется системой (2.10) и граничными условиями (2.15) или (2.11) и (2.12) соответственно в безразмерном виде. Характеристики эллипсоида влияния находятся по формулам (2.4) и (2.6) или (2.13) соответственно в безразмерном виде.

2.4.2 Определение объема раствора при заданном давлении инъектирования

При увеличении V_0 – объема инъектируемого твердеющего раствора – σ_0 падает относительно давления нагнетания σ_m . Иначе, при $\sigma_m > \gamma h$ независимо от r_0 , будет наблюдаться выход раствора на поверхность. На практике установлено, что конкретному давлению $\sigma_m > \gamma h$ соответствует критический радиус r_0 , при котором инъектирование останавливается и может быть продолжено только при увеличении σ_m . Примем $\sigma_0 = \sigma_0(\sigma_m, r_m, r_0)$ в виде:

$$\sigma_0 = \sigma_m \frac{r_m^\mu}{r_0^\mu}, \quad (2.14)$$

где $\mu = k_\mu (1 - w)$ – коэффициент, характеризующий конкретный инъецируемый раствор (при условии $r_0 \geq r_m, 0 < k_\mu \leq 2$), в котором w – доля, характеризующая количество воды в твердеющем растворе.

В безразмерном виде имеем

$$\sigma_{0N} = \frac{1}{r_{0N}^\mu}, \quad (2.15)$$

где $\sigma_{0N} = \sigma_0 / \sigma_m$, $r_{0N} = r_0 / r_m$.

Необходимо найти величину r_0 .

Постановка и решение задачи. В грунтовый массив (удельный вес γ) через инъектор диаметром r_m на глубину h с давлением σ_m закачивается твердеющий раствор в виде включения шарообразной формы. Необходимо определить предельный объем V_0 раствора, который можно закачать при давлении σ_m и граничных условиях (2.5), а также r_0 , давление σ_0 , полуоси a_x, a_z эллипсоида V_d .

Объем V_0 инъецированного твердеющего раствора равен:

$$V_0 = \frac{4}{3} \pi r_0^3. \quad (2.16)$$

С другой стороны,

$$V_0 = \int_{V_0}^{V_d} (n_d - n) dV, \quad (2.17)$$

где n – изменяющаяся при инъецировании пористость.

В первом приближении примем

$$n = n_{\min} + \frac{r_x - r_0}{a_x - r_0} (n_d - n_0), \quad (2.18)$$

где $n_{\min} = e_{\min} / (1 + e_{\min})$, в котором $e_{\min}$ – минимальный коэффициент пористости для конкретных грунтовых условий.

Величина dV определяется как

$$dV = \frac{4}{3} \pi (r_x + dr_x)(r_y + dr_y)(r_z + dr_z) - \frac{4}{3} \pi r_x r_y r_z.$$

Члены второго и третьего порядка малости возможно отбросить, тогда

$$dV = \frac{4}{3} \pi (r_x r_y dr_z + r_x r_z dr_y + r_y r_z dr_x).$$

Так как $r_y = r_x$, $dr_y = dr_x$, $dr_z = \frac{\sqrt{\xi} a_x - r_0}{a_x - r_0} dr_x$, и подставляя (2.18) в (2.17)

имеем

$$V_0 = \int_{r_0}^{a_x} \frac{4}{3} \pi (n_d - n_0) \frac{a_x - r_x}{a_x - r_0} [3k r_x^2 + 2(1-k)r_0 r_x] dr_x, \quad (2.19)$$

где $k = (\sqrt{\xi} a_x - r_0) / (a_x - r_0)$.

После интегрирования получаем

$$V_0 = \frac{4}{3} \pi \frac{n_d - n_{\min}}{a_x - r_0} \left[\frac{1}{4} k a_x^4 + \frac{1}{3} (1-k) r_0 a_x^3 - r_0^3 a_x + \frac{1}{3} \left(\frac{k}{4} + 2 \right) r_0^4 \right] \quad (2.20)$$

Из системы уравнений (2.4), (2.15), (2.16) и (2.20) возможно определить V_0 , r_0 , σ_0 , a_x , a_z .

Так, например, для грунтовых условий с параметрами $\xi = 0,35$, $\rho = 2700 \text{ кг/м}^3$, $e_{\min} = 0,45$, $e_d = 0,85$ при $h = 1,8 \text{ м}$ и параметрах твердеющего раствора $k_\mu = 2$, $w = 0,5$ с инъецированием через инъектор с $r_m = 0,03 \text{ м}$ под давлением $\sigma_m = 0,5 \text{ МПа}$ получим: $V_0 = 0,017 \text{ м}^3$, $r_0 = 0,16 \text{ м}$, $\sigma_0 = 0,094 \text{ МПа}$, $a_x = 0,52 \text{ м}$, $a_z = 0,31 \text{ м}$.

2.4.3 Определение предельного давления инъецирования твердеющего раствора

В результате инъецирования твердеющего раствора под давлением при некоторых условиях в грунтовом массиве могут развиваться области сдвиговых деформаций (скольжения). В осесимметричной задаче достаточно определить линии скольжения в плоскости $y = 0$. Для этого выделим сечение куба $y = 0$ (рисунк 2.24).

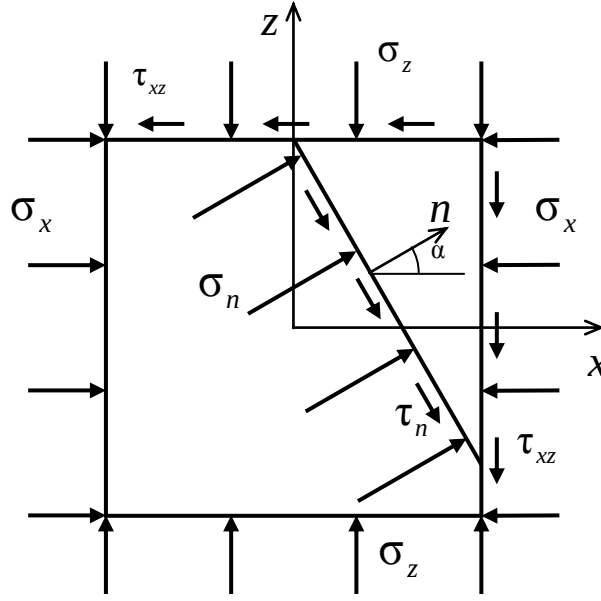


Рисунок 2.24 – Линия скольжения

По поверхности, перпендикулярной Ox , действуют сжимающее напряжение σ_x и касательное τ_{xz} , а на поверхности, перпендикулярной Oz – σ_z и $\tau_{zx} = \tau_{xz}$, соответственно. На наклонной площадке, расположенной под углом α к оси Ox , действуют напряжения σ_n и τ_n . Уравнения равновесия для отсекаемой фигуры, по стороне которой приложены напряжения σ_n , τ_n , имеют вид

$$\begin{aligned}\sigma_n &= \sigma_x \cos^2 \alpha + \sigma_z \sin^2 \alpha + 2\tau_{xz} \sin \alpha \cos \alpha, \\ \tau_n &= (\sigma_x - \sigma_z) \sin \alpha \cos \alpha + \tau_{xz} (\sin^2 \alpha - \cos^2 \alpha).\end{aligned}\quad (2.21)$$

Далее определим площадку, на которой τ_n / σ_n будет наибольшим:

$$d\left(\frac{\tau_n}{\sigma_n}\right)/d\alpha = (\sigma_x - \sigma_z)(\sigma_x - \sigma_z \operatorname{tg}^2 \alpha) + 2(\sigma_x + \sigma_z)\tau_{xz} \operatorname{tg} \alpha + 2\tau_{xz}^2(1 + \operatorname{tg}^2 \alpha).$$

Приравняв результат к нулю, получим

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\tau_{xz}(\sigma_x + \sigma_z) \pm \sqrt{(\sigma_x \sigma_z - \tau_{xz}^2)[(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2]}}{\sigma_z(\sigma_x - \sigma_z) - 2\tau_{xz}^2}.\quad (2.22)$$

Угол α определяется по зависимости (2.22).

Зона поднятия поверхности грунта зависит от того, откуда с поверхности V_0 начинаются линии скольжения. Наихудший вариант развития области поднятия будет наблюдаться, если линии скольжения A_1B_1 и A_2B_2 (см. рису-

нок 2.25) начнут развиваться из A_1 и A_2 при $\theta = \pi / 2$ и $\theta = -\pi / 2$. Из (2.22) и граничных условий (2.3) линии скольжения будут наклонены под углом β_0 :

$$\beta_0 = \frac{\pi}{2} - \arctg \sqrt{1/\xi}. \quad (2.23)$$

В точках B_1 и B_2 линии скольжения будут наклонены под углом β_d , равным:

$$\beta_d = \frac{\pi}{2} - \arctg \sqrt{\xi}. \quad (2.24)$$

Для примера на рисунке 2.25 продемонстрирована линия скольжения A_2B_2 , образованная в массиве грунта под влиянием давления σ_0 . Результаты получены для параметров: $\xi = 0,35$; $e_d = 0,85$; $e_0 = 0,45$; $\rho = 2,700 \text{ кг/м}^3$; $h = 1,8 \text{ м}$; $r_m = 0,03 \text{ м}$; $\sigma_m = 0,5 \text{ МПа}$, $k_\mu = 2$, $w = 0,5$. На рисунке 2.25 размеры представлены в безразмерном виде относительно r_0 : $x_N = x/r_0$, $z_N = z/r_0$, $a_{xN} = a_x/r_0 = 3,22$, $a_{zN} = a_z/r_0 = 1,91$, $r_{0N} = r_0/r_0 = 1$.

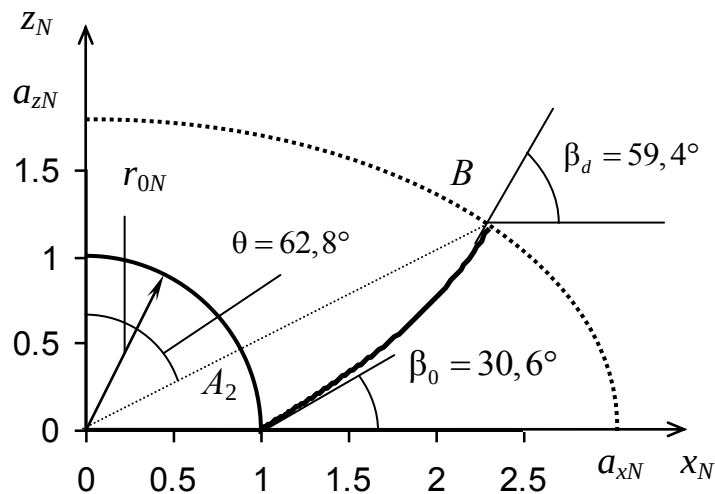


Рисунок 2.25 – Линия скольжения A_2B_2

Далее определим давление, которое спровоцирует поднятие массива грунта.

Постановка и решение задачи. В массиве грунта с параметрами γ , ϕ , c , ξ (коэффициент бокового расширения), выделим область Ω , в форме усеченного конуса (рисунок 2.26) с высотой h , радиусом r_h , углом образующей α . Начало координат по оси z совпадает с дневной поверхностью массива грунта.

ные напряжения; $\sigma_r = \xi \sigma_z$ – горизонтальные напряжения; $r = r_d - z \operatorname{tg} \alpha$;
 $r_d = r_0 + h \operatorname{tg} \alpha$.

После включения перечисленных выше сил в (2.26) получим:

$$\frac{d\sigma_z}{dz} - \frac{k}{r} \sigma_z = \gamma + \frac{2c}{r}, \quad (2.27)$$

где $k = 2 \operatorname{tg} \varphi (\xi \cos \alpha + \sin \alpha)$.

Решение (2.27) выглядит следующим образом:

$$\sigma_z = \sigma_0 \left(\frac{r_0}{r} \right)^{k_1} + r^{-k_1} \operatorname{ctg} \alpha \left(\gamma \frac{r_0^{k_1+1} - r^{k_1+1}}{k_1 + 1} + 2c \frac{r_0^{k_1} - r^{k_1}}{k_1} \right), \quad (2.28)$$

где $k_1 = k \operatorname{ctg} \alpha$.

Область Ω начнет подниматься тогда, когда от напряжений σ_h на уровень $z = 0$ будут действовать напряжения, равные σ_d . Тогда:

$$\sigma_0 = \left(\frac{r_d}{r_0} \right)^{k_1} \left[\sigma_d - r_d^{-k_1} \operatorname{ctg} \alpha \left(\gamma \frac{r_0^{k_1+1} - r_d^{k_1+1}}{k_1 + 1} + 2c \frac{r_0^{k_1} - r_d^{k_1}}{k_1} \right) \right]. \quad (2.29)$$

В (2.28) и (2.29) величина r_0 соответствует радиусу массива инъецированного затвердевшего раствора.

Так, например, используя полученные зависимости, для параметров $\xi = 0,35$, $\varphi = 35^\circ$, $\gamma = 16\,053 \text{ Н/м}^3$, $c = 10\,000 \text{ Па}$, $\sigma_d = 10\,000 \text{ Па}$, $h = 1,8 \text{ м}$, $r_h = 0,3 \text{ м}$, $\alpha = 45^\circ$, получим величину давления поднятия поверхности массива грунта, равную $\sigma_0 = 0,51 \text{ МПа}$.

2.5 Методика оценки напряженно-деформированного состояния грунтового массива в процессе инъецирования твердеющих растворов методом дискретных элементов

В процессе инъецирования твердеющих растворов в грунтовые массивы происходит изменение их НДС. Для недопущения дополнительных деформаций грунтового массива в процессе инъецирования необходимо оценивать НДС сооружения и корректно выполнять подбор технологических параметров армирования (предельного давления и критического объема).

Как отмечалось ранее, для решения задач подбора технологических параметров армирования и учета изменения НДС грунтового массива в процессе инъецирования возможно применение метода дискретных элементов. Однако для решения задач механики грунтов данный метод требует модификации, включая усовершенствование модели грунта, а также разработки алгоритма и программного продукта.

2.5.1 Модификация модели дискретной геосреды и метода дискретных элементов для решения ряда задач механики грунтов

В соответствии со схемой исследований отдельным вопросом, требующим решения, является моделирование процесса инъецирования твердеющих растворов в грунтовой массив с оценкой НДС в зоне усиления. Полученные аналитические решения позволяют численно оценить параметры нагнетания, а именно давление и объем, при которых не происходит неконтролируемого распространения раствора. Моделирование такого процесса возможно методом дискретных элементов, для чего необходимо модифицировать модель дискретной геосреды для решения задач механики грунтов.

Прежде чем перейти к модификации модели дискретной среды применительно к грунтам, необходимо рассмотреть определяющие уравнения МДЭ.

Примем исследуемую модельную область Ω среды полностью или частично заполненной частицами – дискретными элементами. Для описания их перемещения используются уравнения движения твердых тел:

$$\begin{aligned} m_i \frac{d^2 \mathbf{x}_i}{dt^2} &= \sum_{j=1}^{N_i} \mathbf{F}_{ij} + m_i \mathbf{g}, \\ J_i \frac{d\boldsymbol{\omega}_i}{dt} &= \sum_{j=1}^{N_i} (\mathbf{F}_{ij} \times \mathbf{r}_{ij}), \end{aligned} \quad (2.30)$$

где i – порядковый номер элемента;

m_i – масса элемента;

$\mathbf{x}_i$ – радиус-вектор, соединяющий начало системы координат O и центр масс i -го элемента O_i ;

$\mathbf{F}_{ij}$ – сила, действующая на i -й со стороны j -го элемента;

ω_i – угловая скорость;

J_i – тензор инерции;

g – ускорение свободного падения;

r_{ij} – радиус-вектор, соединяющий O_i с точкой приложения F_{ij} .

При этом для системы (2.30) начальными условиями являются

$$X_i(t=0) = X_i^{(0)}, v_i(t=0) = v_i^{(0)}, \omega_i(t=0) = \omega_i^{(0)}, \quad (2.31)$$

где v_i – линейная скорость O_i .

Кроме того, для области Ω также вводятся ограничивающие поверхности, препятствующие движению частиц (задаются аналитически или состоят из статичных дискретных элементов).

Кратко остановимся на выборе численного метода решения уравнений движения частиц. Существует множество способов их численного интегрирования, однако наиболее простым и в то же время достаточно приемлемым по точности вычислений является схема с перешагиванием. В ее алгоритме скорость, вычисляемая в промежуточный момент времени $t + \Delta t/2$, используется для расчета координаты в момент времени $t + \Delta t$:

$$X_i^{(t+\Delta t)} = X_i^{(t)} + v_i^{(t+\Delta t/2)} \Delta t, \quad (2.32)$$

$$v_i^{(t+\Delta t/2)} = 0,5 \left(v_i^{(t)} + v_i^{(t+\Delta t)} \right), \quad (2.33)$$

где

$$\begin{cases} v_i^{(t)} = \left[\sum_{j=1}^{N_i} (F_{ij}^{(t)} / m_i) + m_i g \right] \Delta t, \\ v_i^{(t+\Delta t)} = \left[\sum_{j=1}^{N_i} (F_{ij}^{(t+\Delta t)} / m_i) + m_i g \right] \Delta t. \end{cases} \quad (2.34)$$

Разностное уравнение для ω имеет вид

$$\omega_i^{(t+\Delta t/2)} = 0.5 \left(\omega_i^{(t)} + \omega_i^{(t+\Delta t)} \right), \quad (2.35)$$

где

$$\begin{cases} \omega_i^{(t)} = \left[\sum_{j=1}^{N_i} (F_{ij}^{(t)} \times r_{ij}^{(t)}) \right] \Delta t, \\ \omega_i^{(t+\Delta t)} = \left[\sum_{j=1}^{N_i} (F_{ij}^{(t+\Delta t)} \times r_{ij}^{(t+\Delta t)}) \right] \Delta t. \end{cases} \quad (2.36)$$

В соотношениях (2.32)–(2.36) верхние символы в круглых скобках при жирных символах обозначают не степени, а моменты времени.

При численном решении системы (2.30) на каждом цикле Δt решаются уравнения (2.32)–(2.36). Затем ищутся углы $\Delta\theta_i^{(t+\Delta t)}$ поворота для каждого i -го элемента за период Δt времени от t до $t + \Delta t$:

$$\Delta\theta_i^{(t+\Delta t)} = |\omega_i^{(t+\Delta t/2)}| \Delta t. \quad (2.37)$$

Данные углы необходимы для того, чтобы найти текущие координаты точек контактов элементов в глобальной системе координат $OXYZ$, что требуется при определении контактных сил.

Для начала рассмотрим модель грунтов, состоящую из частиц шарообразной формы. На рисунке 2.27 представлена расчетная схема дискретной модели, а именно фрагмент реального грунта (рисунк 2.27, *а*) и моделирующая его идеализированная дискретная модель из шаров (рисунк 2.27, *б*). Допускаем, что между ними возникают следующие силы: сила отталкивания F_{nij} , сила трения F_{vij} , сила когезионного сцепления F_{cij} и сила адгезионного сцепления F_{Aij} .

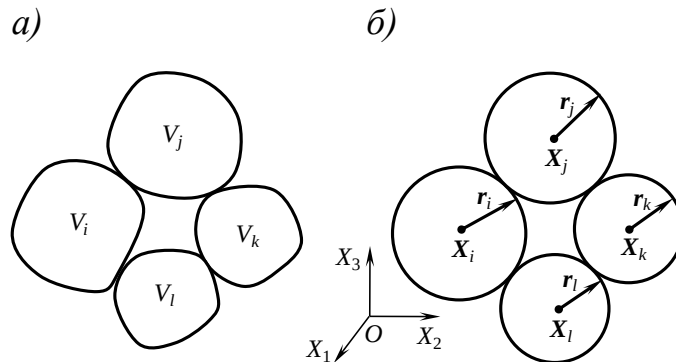


Рисунок 2.27 – Расчетная схема модели:

а – фрагмент реального грунта; *б* – идеализированная дискретная модель

Каждый i -й элемент можно охарактеризовать: радиусом r_i ; плотностью ρ_i ; углом, характеризующим контактное трение между частицами трения ϕ_i ; модулем упругости частиц E_i ; когезионным и адгезионным сцеплением C^* и C^{**} соответственно; модулями упругости, характеризующими виртуальные пружины

когезии и адгезии E_{ci} и E_{ai} соответственно, которые вводятся для интерпретации сил F_{cij} и F_{aij} , при этом

$$E_{ci} \ll E_i, E_{ai} \ll E_i. \quad (2.38)$$

При контакте i -го и j -го шаров, обладающих координатами центра масс X_i, X_j , между элементами возникают силы, представленные на рисунке 2.28. К ним относятся силы когезионного и адгезионного сцепления, сила трения и сила отталкивания.

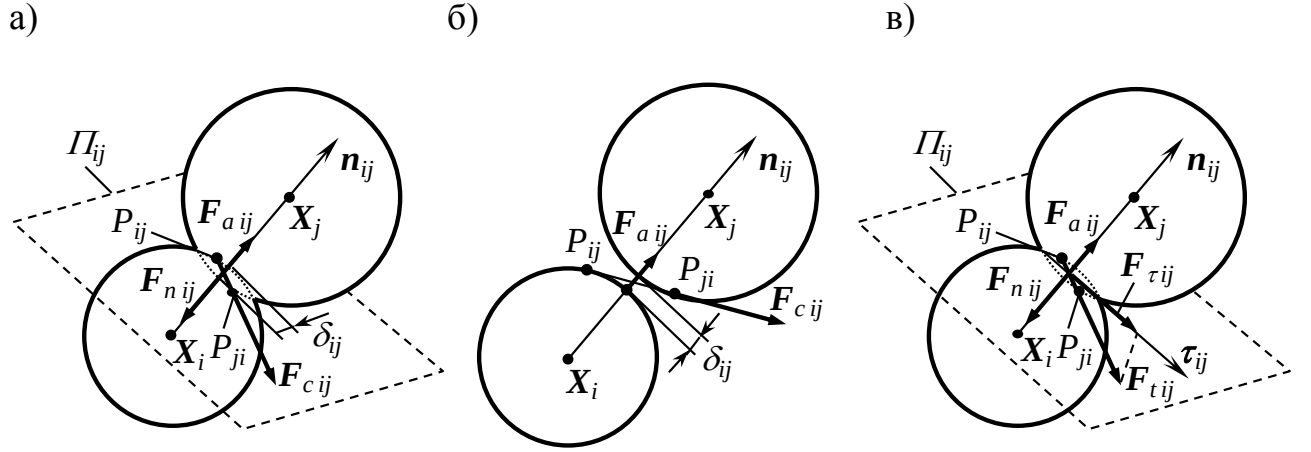


Рисунок 2.28 – Схема сил при взаимодействии частиц на контакте

Далее определим нормаль контакта n_{ij} для i -го элемента в виде единичного вектора. Последний располагается ортогонально плоскости контакта Π_{ij} .

$$n_{ij} = d_{ij}/|d_{ij}|, \quad (2.39)$$

где $|d_{ij}| = |X_j - X_i| = d_{ij}$ – расстояние между центрами взаимодействующих частиц.

Расстояние l_{ij} от центра i -го элемента до плоскости Π_{ij} определяется из следующей зависимости:

$$l_{ij} = (d_{ij}^2 + r_i^2 - r_j^2)/(2d_{ij}). \quad (2.40)$$

Для определения отталкивающей силы F_{nij} вводится сжатие частиц грунта δ_{ij} (см. рисунок 2.28, а):

$$\delta_{ij} = r_i + r_j - d_{ij}. \quad (2.41)$$

Отталкивающая сила F_{nij} направлена против n_{ij} , а модуль силы $F_{nij} = |F_{nij}|$ определяется как

$$F_{nij} = \begin{cases} kE_{ij}r_{ij}^a\delta_{ij}^b, & \delta_{ij} > 0, \\ 0, & \delta_{ij} \leq 0, \end{cases} \quad (2.42)$$

где k, a, b – коэффициенты;

$$E_{ij} = 2E_iE_j/(E_i + E_j);$$

$$r_{ij} = f(r_i, r_j).$$

Так, при $k = 1/3, a = 1/2, b = 3/2, r_{ij} = 2r_i r_j / (r_i + r_j)$ получаем отталкивающую силу между частицами, а при $k = 1, a = 1, b = 1, r_{ij} = 2\min(r_i, r_j)$ – зависимость F_{nij} от δ_{ij} .

Сила адгезии F_{aij} (см. рисунок 2.28, б, в) возникает между частицами, если $\delta_{ij} > -\delta_{ij}^*$, где $\delta_{ij}^* = r_{ij}C_{ij}^{**}/E_{aij}$, $C_{ij}^{**} = \min(C_i^*, C_j^{**})$, $E_{aij} = 2E_{ai}E_{aj}/(E_{ai} + E_{aj})$. При $\delta_{ij} \leq -\delta_{ij}^*$ адгезии между частицами не возникает. При этом δ_{ij} можно характеризовать как растяжение пружины адгезии между соприкасающимися частицами. Сила F_{aij} составляет

$$F_{aij} = \begin{cases} E_{aij}r_{ij}(\delta_{ij}^* + \delta_{ij}), & \delta_{ij} > -\delta_{ij}^*, \\ 0, & \delta_{ij} \leq -\delta_{ij}^*. \end{cases} \quad (2.43)$$

На рисунке 2.29 жирными отрезками показан график зависимости суммы сил отталкивания и адгезии от величины δ_{ij} в случае линейной зависимости F_{nij} от δ_{ij} .

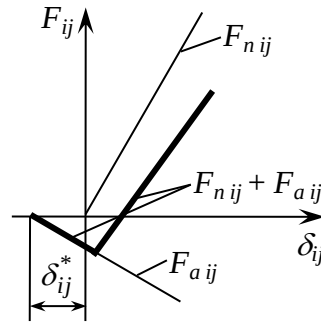


Рисунок 2.29 – Графики зависимости сил отталкивания и адгезии от δ_{ij}

Определить когезионную силу F_{cij} в момент времени t_0 возможно, стянув площадку контакта F_{cij} в точку P_{ij} , совпадающую с P_{ji} , которая располагается на пересечении d_{ij} с плоскостью Π_{ij} в зоне контакта частиц. P_{ij} связывается (жестко) с i -м элементом, а P_{ji} – с j -м элементом. При вращательных и поступа-

тельных вращениях частиц точки P_{ij} и P_{ji} расходятся (см. рисунок 2.28, а, б), при этом на i -й элемент действует когезионная сила F_{cij} . Далее вводится пружина, характеризующая сцепление, растянутая по направлению ϵ_{ij} на $\epsilon_{ij} = |\epsilon_{ij}|$, где $\epsilon_{ij} = \overrightarrow{P_{ij}P_{ji}}$ (см. рисунок 2.28, б). В этом случае, для i -го элемента когезионная сила F_{cij} , действующая от P_{ij} к P_{ji} , равна:

$$F_{cij} = \begin{cases} E_{cij} r_{ij} \epsilon_{ij}, & \epsilon_{ij} < \epsilon_{ij}^*, \\ 0, & \epsilon_{ij} \geq \epsilon_{ij}^*, \end{cases} \quad (2.44)$$

где $\epsilon_{ij}^* = r_{ij} C_{ij}^* / E_{cij}$;

$$C_{ij}^* = \min(C_i^*, C_j^*);$$

$$E_{cij} = 2E_{ci}E_{cj} / (E_{ci} + E_{cj}).$$

При $\epsilon_{ij} \geq \epsilon_{ij}^*$ когезионная составляющая сцепления разрушается и не восстанавливается при повторном взаимодействии частиц.

Далее определяем силу трения $F_{\tau ij}$ (см. рисунок 2.44, в). Для этого в момент времени t_0 площадка контакта $F_{\tau ij}$ стягивается в точку P_{ij} , совпадающую с P_{ji} , которая располагается на пересечении d_{ij} с плоскостью Π_{ij} в зоне контакта частиц. P_{ij} связывается (жестко) с i -м элементом, P_{ji} — с j -м. При вращательных и поступательных вращениях частиц точки P_{ij} и P_{ji} расходятся, при этом между элементами возникнет трение $F_{\tau ij}$. Ее принимаем равной проекции вектора $F_{\tau ij}$, который направлен по $\epsilon_{ij} = \overrightarrow{P_{ij}P_{ji}}$, на вектор τ_{ij} , который, в свою очередь, ориентирован ортогонально нормали n_{ij} и расположен в плоскости $F_{\tau ij}$ и n_{ij} . Сила трения $F_{\tau ij}$ равна:

$$F_{\tau ij} = \begin{cases} \operatorname{tg} \varphi_{ij} F_{nij} \delta_{\tau ij} / \delta_{\tau ij}^*, & \delta_{\tau ij} < \delta_{\tau ij}^*, \quad M_{ij}, M_{ji} \in \Psi_{ij}, \\ k_\varphi \operatorname{tg} \varphi_{ij} F_{nij}, & \delta_{\tau ij} \geq \delta_{\tau ij}^*, \quad M_{ij}, M_{ji} \in \Psi_{ij}, \\ 0, & M_{ij} \notin \Psi_{ij} \text{ или } M_{ji} \notin \Psi_{ij}, \end{cases} \quad (2.45)$$

где $\delta_{\tau ij} = |\epsilon_{ij} \cos \alpha_{ij}|$ (α_{ij} — угол наклона ϵ_{ij} к τ_{ij});

M_{ij}, M_{ji} — проекции P_{ij}, P_{ji} на плоскость Ψ_{ij} по контакту трения;

k_φ — коэффициент из диапазона $0 \leq k_\varphi \leq 1$ для различного типа трения (при $k_\varphi = 0$ тип трения stick-sleep); $\operatorname{tg} \varphi_{ij} = \min(\operatorname{tg} \varphi_i, \operatorname{tg} \varphi_j)$.

При удовлетворении условия $\delta_{\tau ij} \geq \delta_{\tau ij}^*$ точки P_{ij} и P_{ji} , расположенные на частицах, отделяются от них и занимают положения, которые удовлетворяют условиям: вектор ε_{ij} сохраняет направление, его величина уменьшается до $\varepsilon_{ij} = k\delta_{\tau ij}^*/|\cos\alpha_{ij}|$, его середина пересекается с осью $\mathbf{n}_{ij}$.

При условиях $M_{ij} \notin \Psi_{ij}$ или $M_{ji} \notin \Psi_{ji}$, сила трения $F_{\tau ij}=0$. При повторном контакте частиц вводятся точки на контакте трения P_{ij} , P_{ji} . Из (2.45) следует, что сила трения $F_{\tau ij}$ может не только возрасть при увеличении ε_{ij} , но и снижаться с уменьшением ε_{ij} .

Соотношениями (2.42)–(2.45) определяются силы отталкивания, адгезии, когезии и трения, возникающие на контактах элементов в результате смещений элементов. Из приведенной модели контактного взаимодействия частиц следует, что при одноосном растяжении прочность геоматериала определяется когезией и адгезией, при одноосном сжатии – в основном отталкиванием и трением.

Таким образом, соотношениями (2.42)–(2.45) учитываются как невозстанавливаемая, так и восстанавливаемая составляющие сцепления, которые могут реализовываться в грунтах. Модель геосреды при этом, как и реальный грунт, оказывается разномодульной и разнопрочностной.

Прочностные свойства грунта, как отмечено выше, зависят не только от их физико-механических характеристик, но и от формы частиц, из которых он состоит. В методе дискретных элементов обычно используются частицы в форме шара для удобства вычислений. В данной работе элементы неправильной формы будем составлять из элементов-шаров, неподвижных относительно друг друга. Назовем такой элемент кластером.

Рассмотрим кластер K , состоящий из n одинаковых шарообразных частиц с радиусом r и массой m ; $\mathbf{x}_i$ – радиус-вектор центра i -го шарообразной частицы. Масса K складывается из суммы масс шарообразных частиц за вычетом массы области перекрывания (наложения). Пусть a_{ij} – расстояние от центра i -го элемента до плоскости Π_{ij} пересечения с j -м. Так как все шарообразные частицы

имеют равный радиус, то $a_{ij} = a_{ji} = a = |\mathbf{x}_j - \mathbf{x}_i|/2$. Массу $m^* = m_{ij}^*$ области перекрывания двух частиц $V^* = V_{ij}^*$ найдем как удвоенный интеграл плотности ρ по объему, отсекаемому плоскостью Π_{ij} от шара:

$$m^* = 2\rho \int_a^r \int_0^{2\pi} \int_0^{\sqrt{r^2-z^2}} r dr d\varphi dz = 2\pi\rho[(2r^3 + a^3)/3 - ar^2]. \quad (2.46)$$

Тогда масса M кластера будет равна суммарной массе всех его элементов за вычетом массы всех областей их наложений:

$$M = nm - 0,5 \sum_{i,j \neq i}^n m_{ij}^*, \quad (2.47)$$

а центр масс кластера окажется в точке с радиус-вектором $\mathbf{X}$:

$$\mathbf{X} = (1/n) \sum_i^n \mathbf{x}_i - 0.5 \left(\sum_{i,j \neq i}^n m_{ij}^* (\mathbf{x}_i + \mathbf{x}_j) \right) \left(\sum_{i,j \neq i}^n m_{ij}^* \right)^{-1}. \quad (2.48)$$

Далее определяется тензор инерции кластера. Он будет равен сумме тензоров инерции шаров относительно центра масс кластера за вычетом суммы тензоров инерции областей V_{ij}^* . Главные моменты инерции элемента относительно его центра равны: $I_1 = I_2 = I_3 = (2/5)mr^2$. Пусть $R_i = |\mathbf{R}_i|$ – расстояние между центром масс кластера и центром i -го шара, где $\mathbf{R}_i = \mathbf{x}_i - \mathbf{X}$. Тогда тензор инерции шарового элемента относительно центра масс кластера найдем по теореме Штейнера

$$\begin{cases} I_{11} = (2/5)mr^2 + m(R_2^2 + R_3^2), \\ I_{22} = (2/5)mr^2 + m(R_1^2 + R_3^2), \\ I_{33} = (2/5)mr^2 + m(R_1^2 + R_2^2), \\ I_{kl} = -mR_k R_l, k \neq l. \end{cases} \quad (2.49)$$

Тензор инерции области V^* относительно центра одного из двух перекрывающихся элементов будет равен удвоенному тензору отсеченной части шара относительно его центра. Кроме того, центр инерции той же области V^* лежит в плоскости пересечения элементов на линии, соединяющей их центры и являющейся одной из главных осей инерции области V^* . Две другие оси находятся в плоскости Π^* и выбираются произвольным образом. Отсюда по теореме Штейнера определяются моменты инерции области V^* :

$$\begin{cases} I_1^* = 2\rho \int_a^r \int_0^{2\pi} \int_0^{\sqrt{r^2-z^2}} r^3 dr d\varphi dz = \pi\rho[8r^5 - (15ar^4 - 10a^3r^2 + 3a^5)]/15, \\ I_2^* = I_3^* = 2\rho \int_a^r \int_0^{2\pi} \int_0^{\sqrt{r^2-z^2}} [z^2 + (r \sin \varphi)^2] r dr d\varphi dz = \\ = \pi\rho[16r^5 - (15ar^4 + 10a^3r^2 - 9a^5)]/30 - m^*a^2 \end{cases} \quad (2.50)$$

Так как $I_1^* \neq I_2^* = I_3^*$, для нахождения суммарного тензора всех областей V^* относительно центра масс необходимо все тензоры привести к единому базису. Для этого целесообразно выбрать $\{\mathbf{e}_k\}$. В этом случае связь между $\{\mathbf{e}_k^*\}$ и $\{\mathbf{e}_k\}$, можно определить следующим образом. Направление вектора $\mathbf{e}_1^*$, совпадает с направлением вектора $\mathbf{x}_j - \mathbf{x}_i$. Поскольку базисные векторы ортогональны, то $\mathbf{e}_1^* \mathbf{e}_2^* = e_{11}^* e_{21}^* + e_{12}^* e_{22}^* + e_{13}^* e_{23}^* = 0$. Отсюда, предположив, например, $e_{13}^* \neq 0$, положим $e_{21}^* = 0$, $e_{22}^* = 1$ и получим $e_{23}^* = -e_{12}^*/e_{13}^*$. Базисный вектор $\mathbf{e}_3^*$ найдем как векторное произведение $\mathbf{e}_3^* = \mathbf{e}_1^* \times \mathbf{e}_2^*$. После проведения нормировки получим следующие соотношения

$$\begin{aligned} \mathbf{e}_1^* &= (\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_j)/|\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_j|, \\ e_{21}^* &= 0, e_{22}^* = e_{13}^*/\sqrt{(e_{12}^*)^2 + (e_{13}^*)^2}, e_{23}^* = e_{12}^*/\sqrt{(e_{12}^*)^2 + (e_{13}^*)^2}, \\ \mathbf{e}_3^* &= \mathbf{e}_1^* \times \mathbf{e}_2^*. \end{aligned} \quad (2.51)$$

Компоненты базисного вектора $\{\mathbf{e}_k^*\}$, выраженные через $\{\mathbf{e}_k\}$ с помощью (2.51), можно записать

$$\mathbf{e}^* = \begin{pmatrix} e_{11}^* & e_{12}^* & e_{13}^* \\ e_{21}^* & e_{22}^* & e_{23}^* \\ e_{31}^* & e_{32}^* & e_{33}^* \end{pmatrix}. \quad (2.52)$$

Данная матрица представляет собой матрицу перехода от базиса $\{\mathbf{e}_k\}$ к базису $\{\mathbf{e}_k^*\}$. Обратный переход для них осуществляется обратной матрицей $(\mathbf{e}^*)^{-1} = \mathbf{e}$. Обозначив расстояние между центром масс кластера и центром масс области V^* как $X^* = |\mathbf{X}^*|$, где $\mathbf{X}^* = \mathbf{x}^* - \mathbf{X}$, $\mathbf{x}^*$ – радиус-вектор центра масс пересечения, $\mathbf{x}^* = 0,5(\mathbf{x}_i + \mathbf{x}_j)$, и применяя теорему Штейнера, найдем тензор инерции области V^* относительно центра масс кластера

$$J_{kl}^* = e_{kl} I_{kl}^* e_{kl}^* + [(X^*)^2 \delta_{kl} - X_k^* X_l^*], \quad (2.53)$$

где δ_{kl} – символ Кронекера.

Окончательно, суммарный тензор инерции J_K кластера будет равен

$$J_K = \sum_i^n I_i - 0,5 \sum_{i,j \neq i}^n J_{ij}^*. \quad (2.54)$$

В случае когда кластер K состоит из n произвольных частиц, а плотность ρ у них одинакова, обозначаем их радиус r_i и массу m_i , тогда $\mathbf{x}_i$ – радиус-вектор центра i -й частицы системе координат $Ox_1x_2x_3$, $i = 1, \dots, n$. Предположим, что кластер полностью лежит внутри параллелепипеда Ω со сторонами R_k , $k = 1, 2, 3$. При этом Ω разбивается на кубическую сетку с шагом Δs . Количество ячеек n_k по осям прямоугольной системы составляет

$$n_k = \text{Trunc}(R_k/\Delta s) + 1. \quad (2.55)$$

Масса M кластера определяется как

$$M = \sum_j \Delta m_j, \quad \Delta m_j = \rho \Delta V_j, \quad (2.56)$$

где $j \in \aleph_m$, $\aleph_m$ – номера ячеек Ω ;

ΔV_j – объем j -й ячейки.

Положение X_k центра масс кластера определяется следующим образом:

$$X_k = \sum_j (x_{kj} \Delta m_j) / M, \quad (2.57)$$

где x_{kj} – координаты центра j -й ячейки.

Тензор инерции J кластера определяется по соотношениям

$$\begin{cases} J_{11} = \sum_j [(x_{2j}^2 + x_{3j}^2) \Delta m_j], & J_{12} = J_{21} = -\sum_j (x_{1j} x_{2j} \Delta m_j), \\ J_{22} = \sum_j [(x_{1j}^2 + x_{3j}^2) \Delta m_j], & J_{23} = J_{32} = -\sum_j (x_{2j} x_{3j} \Delta m_j), \\ J_{33} = \sum_j [(x_{1j}^2 + x_{2j}^2) \Delta m_j], & J_{13} = J_{31} = -\sum_j (x_{1j} x_{3j} \Delta m_j). \end{cases} \quad (2.58)$$

Для сокращения вычислений тензор J приводится к диагональному виду.

Поскольку он является симметричным, по методу Якоби справедливо

$$J^* = \tilde{U} J U, \quad \tilde{U} = \prod_{l=1}^{n_\epsilon} \tilde{U}_l, \quad U = \prod_{l=1}^{n_\epsilon} U_l, \quad (2.59)$$

где J^* – диагональная матрица;

n_ϵ – число итераций;

U_l – матрица вращения относительно $a_{i_0 j_0}$ матрицы $J_l = \tilde{U}_{l-1} J_{l-1} U_{l-1}$;

$\tilde{U}_{l-1}$ – транспонированная матрица для U_{l-1} .

Вращение выполняется на угол φ , который определяется как $\text{tg}(2\varphi) = 2a_{i_0 j_0} / (a_{i_0 i_0} - a_{j_0 j_0})$. В базисе $\{\mathbf{e}_k^0\}$, состоящем из найденных собственных векторов, J имеет диагональный вид. Базис $\{\mathbf{e}_k^0\}$ связан с кластером K ,

а его начало совпадает с центром масс кластера. Координаты i -го шара кластера определяются как

$$\mathbf{x}_i^0 = U\mathbf{x}_i. \quad (2.60)$$

При решении системы уравнений (2.58) основную вычислительную сложность представляет определение угловой скорости элемента и координат точек контакта после его поворота. При использовании в МДЭ кластеров, помимо начальных условий, задается еще и матрица A_i направляющих косинусов ортов базиса $\{\mathbf{e}_k^0\}_i$ в локальной системе координат $\Phi_i = \{O_i x_{1i} x_{2i} x_{3i}\}$, начало которой совпадает с центром масс i -го кластера, а ее оси параллельны соответствующим осям глобальной системы координат $\Phi = \{OX_1 X_2 X_3\}$. Базис $\{\mathbf{e}_k^0\}_i$ связан с локальной системой координат $\Phi_i^0 = \{O_i x_{1i}^0 x_{2i}^0 x_{3i}^0\}$, жестко закрепленной с i -м кластером. Затем на каждом шаге численного интегрирования пересчитывается матрица A_i , так как жестко закрепленный базис $\{\mathbf{e}_k^0\}_i$ вращается вместе с i -м кластером. Матрица A_i необходима для определения координат точек P_{ij} контактов i -го кластера в глобальной системе Φ .

Найдем координаты точки P элемента, являющейся одной из точек контакта i -го элемента, в базисе $\{\mathbf{e}_k^0\}_i$ после поворота элемента на угол $\Delta\theta_i = \omega_i \Delta t$, где $\omega_i = |\boldsymbol{\omega}_i|$, Δt – шаг по времени (рисунок 2.30).

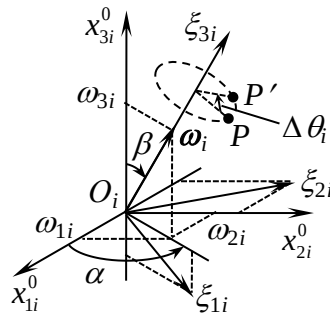


Рисунок 2.30 – Поворот точки P кластера на угол $\Delta\theta_i$ вокруг $\boldsymbol{\omega}_i$

В результате вращения точка из положения P перемещается в P' . Найдем координаты P' в базисе $\{\mathbf{e}_k^0\}_i$. Для этого введем дополнительную систему координат $\Lambda_i = \{O_i \xi_{1i} \xi_{2i} \xi_{3i}\}$ так, чтобы ось $O_i \xi_{3i}$ была направлена по вектору $\boldsymbol{\omega}$, а ось $O_i \xi_{2i}$ оказалась в плоскости $O_i x_{1i} x_{2i}$. Такую систему координат Λ_i , перво-

начально совпадающую с Φ_i^0 , получим путем поворота против часовой стрелки на угол α вокруг оси $O_i\xi_{3i}$, затем на угол β вокруг оси $O_i\xi_{2i}$. Матрица B_i направляющих косинусов осей системы Λ_i относительно Φ_i^0 имеет вид

$$B_i = \begin{pmatrix} \cos \alpha \cos \beta & \sin \alpha \cos \beta & -\sin \beta \\ -\sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ \cos \alpha \sin \beta & \sin \alpha \sin \beta & \cos \beta \end{pmatrix}, \quad (2.61)$$

где $\sin \alpha = \omega_{2i}/\omega_{12i}$;

$$\cos \alpha = \omega_{1i}/\omega_{12i};$$

$$\sin \beta = \omega_{12i}/\omega_i;$$

$$\cos \beta = \omega_{3i}/\omega_i;$$

$$\omega_{12i} = \sqrt{\omega_{1i}^2 + \omega_{2i}^2};$$

$$\omega_i = |\boldsymbol{\omega}_i| = \sqrt{\omega_{1i}^2 + \omega_{2i}^2 + \omega_{3i}^2};$$

$\omega_{1i}, \omega_{2i}, \omega_{3i}$ – проекции $\boldsymbol{\omega}_i$ на оси $O_i x_{1i}^0, O_i x_{2i}^0, O_i x_{3i}^0$ соответственно.

Точка P с координатами $x_{1i}^0, x_{2i}^0, x_{3i}^0$, заданными в системе Φ_i^0 , имеет в Λ_i координаты $\xi_{1i}, \xi_{2i}, \xi_{3i}$, которые находятся из соотношений

$$\boldsymbol{\xi}_i = B_i \boldsymbol{x}_i^0. \quad (2.62)$$

После вращения кластера на угол $\Delta\theta_i$ точка P перейдет в положение P' с координатами

$$\begin{cases} \xi'_{1i} = k_1 \xi_{1i} - k_2 \xi_{2i}, \\ \xi'_{2i} = k_2 \xi_{1i} + k_1 \xi_{2i}, \\ \xi'_{3i} = \xi_{3i}, \end{cases} \quad (2.63)$$

где $k_1 = \cos(\Delta\theta_i)$;

$$k_2 = \sin(\Delta\theta_i).$$

В системе Φ_i^0 точка P' имеет координаты

$$\boldsymbol{x}_i^{0'} = \tilde{B}_i \boldsymbol{\xi}'_i, \quad (2.64)$$

где $\tilde{B}_i$ – транспонированная по отношению к B_i матрица.

После подстановки (2.61), (2.62) в (2.64) и преобразований получим

$$\boldsymbol{x}_i^{0'} = D_i \boldsymbol{x}_i^0. \quad (2.65)$$

Здесь

$$D_i = \begin{pmatrix} k_3 u_1 u_1 + k_1 & k_3 u_1 u_2 - k_2 u_3 & k_3 u_1 u_3 + k_2 u_2 \\ k_3 u_2 u_1 + k_2 u_3 & k_3 u_2 u_2 + k_1 & k_3 u_2 u_3 - k_2 u_1 \\ k_3 u_3 u_1 - k_2 u_2 & k_3 u_3 u_2 + k_2 u_1 & k_3 u_3 u_3 + k_1 \end{pmatrix}, \quad (2.66)$$

$$k_3 = 1 - \cos(\Delta\theta_i); u_k = \omega_{ki}/\omega_i, k = 1, 2, 3. \quad (2.67)$$

В системе Φ_i координаты точки P' определяются из соотношения

$$\mathbf{x}'_i = \tilde{A}_i \mathbf{x}_i^{0'}, \quad (2.68)$$

а в системе Φ получим

$$\mathbf{X}'_i = \mathbf{x}'_i + \mathbf{X}_{oi}, \quad (2.69)$$

где $\mathbf{X}'_i$, $\mathbf{X}_{oi}$ – радиус-векторы точки P' и центра масс i -го кластера в глобальной системе координат.

Матрица (2.66), полученная приведенным выше методом, совпадает с матрицей кватернионного трехмерного поворота, но способ ее вывода является более наглядным.

Таким образом, для решения задач в области геомеханики получены [99]:

- модель грунта, учитывающая силы отталкивания, трения, когезионного и адгезионного сцепления, которые возникают на контактах между частицами геосреды;

- формулы для описания положения центров масс и тензоров инерции частиц – кластеров произвольной формы, составленных из шаровых элементов;

- модифицированный метод дискретных элементов, основанный на уравнениях движения частиц, усовершенствованной модели грунта и обеспечивающий возможность использования кластеров.

2.5.2 Алгоритмы и программные средства

На основе модифицированной модели геосреды и МДЭ, приведенных выше, разработан основной вычислительный блок компьютерной программы РМ2D для расчета НДС сыпучих материалов и грунтов, нагружаемых внешними силами и моментами [186]. Программа разработана в среде Delphi.

Основной вычислительный блок программы разработан с использованием алгоритма распараллеливания расчетов на многоядерных процессорах персональных компьютеров. На рисунке 2.31 представлена блок-схема алгоритма вычислительного блока программы.

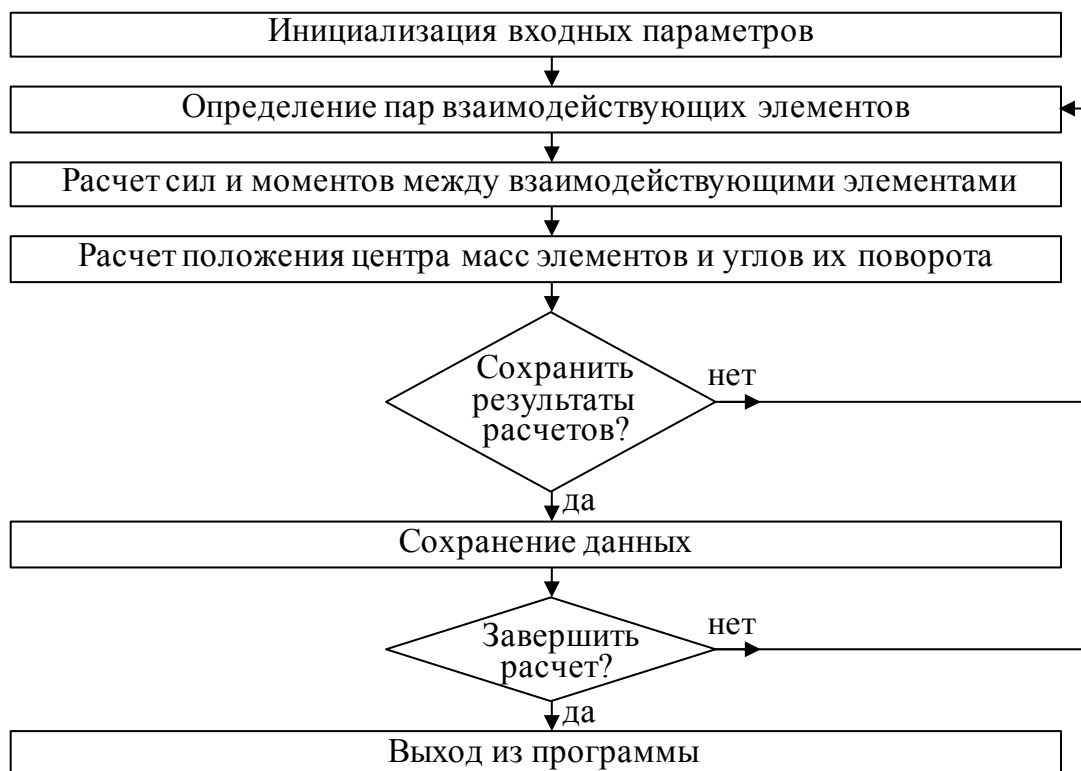


Рисунок 2.31 – Алгоритм основного блока программы

В общем случае данный алгоритм состоит из следующих шагов:

- **инициализация входных параметров.** На данном шаге вводится начальное состояние всех дискретных элементов, участвующих в расчете, и инициализируются все входные параметры задачи;

- **определение пар взаимодействующих элементов.** Начало основного цикла, когда находятся контактирующие пары элементов. Данный шаг при применении метода PolyNet, описанного ниже, имеет сложность $O(n_s N_n N)$, где n_s – число сеток; N_n – среднее количество соседних частиц на один элемент;

- **расчет сил и моментов между взаимодействующими элементами.** На данном шаге вычисляются контактные силы и моменты от них. Шаг обладает сложностью $O(n_c N)$, где n_c – количество контактов на элемент;

- **расчет центра масс элементов и углов их поворота.** После расчета сил и моментов для каждого элемента вычисляют результирующую силу и момент, после чего интегрируют уравнения движения и определяют новые значения угловой и линейной скоростей, положения и ориентацию элементов. Данный шаг обладает сложностью $O(N)$;

- **сохранение данных.** На данном шаге производится сохранение промежуточных расчетов.

Одним из наиболее ресурсоемких в плане вычислений является второй шаг. Поэтому важно максимально оптимизировать методы поиска контактирующих пар. Ниже приведем описание метода PolyNet, разработанного в ИГД СО РАН. Он является универсальным способом минимизации числа N_c проверок пар частиц на контакт как в случае относительно небольшого различия между размерами частиц среды, так и для полидисперсных сред.

Для того чтобы выяснить, есть ли контакт между элементами шаровой формы, необходимо найти расстояние d_{ij} между их центрами. При этом если

$$\delta_{ij} = d_{ij} - r_i - r_j < \delta^*, \quad (2.70)$$

где δ^* – некоторая положительная константа, то между элементами может быть контакт.

Для того чтобы не проверять на контакт все из $N(N - 1)/2$ потенциально возможных пар частиц, применяется ряд приемов. Как правило, основаны они на разбиении области Ω счета на сетку с регулярно или нерегулярно расположенными ячейками, в которые заносятся номера элементов. При этом считается, что i -й элемент принадлежит ячейке $\Omega_{i_1 i_2 i_3}$, если его центр тяжести лежит в $\Omega_{i_1 i_2 i_3}$. После этого проверку на контакт осуществляют только между частицами, расположенными в $\Omega_{i_1 i_2 i_3}$ и соседних с ней ячейках. Такой способ позволяет уменьшить число проверок N_c пар частиц на контакт с $O(N^2)$ до $O(N_n N)$, где N_n – среднее количество соседних частиц на элемент; $N_n \ll N$ при относительно большом числе N (от нескольких до сотен тысяч). Среди приведенных приемов

самым распространенным и простым является разбиение области Ω на сетку с регулярно расположенными одинаковыми кубическими ячейками размером

$$d = 2(r_{\max} + \delta^*), \quad (2.71)$$

Где $r_{\max}$ – радиус максимального элемента.

Из (2.71) следует, что данный прием эффективен, когда размеры элементов не сильно отличаются друг от друга (при одинаковых шарах $N_n = N^* = 91$). В противном случае может оказаться, что $N_n \gg N^*$.

Для полидисперсных сред с большим разбросом размеров их частиц применяются более эффективные методы поиска ближайших соседей, такие как *O*-деревья, метод ограничивающих объемов и др. Но эти методы отличаются сложностью реализации, требующей дополнительных вычислительных затрат. Кроме того, в некоторых из этих методов требуется регулярное обновление структуры сетки, что является дорогой вычислительной операцией.

В данной работе приведем метод поиска возможных контактирующих пар частиц PolyNet, являющийся простым в реализации и эффективным как для сред, состоящих из частиц с небольшим разбросом их размеров, так и для полидисперсных сред. Свяжем расчетную область, имеющую форму прямого параллелепипеда $\Omega = L_x \times L_y \times L_z$, с декартовой системой координат *OXYZ*. Тогда Ω в заданной системе определяется начальной P_1 и конечной P_2 точками с координатами $P_1(X_1, Y_1, Z_1)$ и $P_2(X_2, Y_2, Z_2)$ соответственно. В пределах области Ω по заданному детерминированному или случайному алгоритму введем элементы-шары с радиусами r_i из диапазона

$$r_{\min} \leq r_i \leq r_{\max}, \quad (2.72)$$

где $i = 1, \dots, N$.

Суть метода PolyNet состоит в следующем. Область Ω покрывается сетками Ω_k ($k = 0, \dots, n_s - 1$; n_s – число сеток) с регулярно расположенными кубическими ячейками. Число сеток n_s и размеры их ячеек d_s определяются следующим образом. Среди элементов выявим два шара с минимальным $r_{\min}$ и максимальным $r_{\max}$ радиусами. Число n_s сеток Ω_k ($k = 0, \dots, n_s - 1$) находим из соотношения

$$n_s = \text{Trunc}[r_{\max}/(ar_{\min})], \quad (2.73)$$

где a – коэффициент из диапазона $1 < a < 2$.

Размер d_k ячеек k -й сетки принимаем равным

$$d_k = 2r_{\min}(a^{k+1} + b), \quad (2.74)$$

где b – константа.

Тогда число ячеек n_{kx}, n_{ky}, n_{kz} k -й сетки по осям OX, OY, OZ находим из соотношений

$$\begin{aligned} n_{kx} &= \text{Trunc}(L_x/d_k) + 1, \\ n_{ky} &= \text{Trunc}(L_y/d_k) + 1, \\ n_{kz} &= \text{Trunc}(L_z/d_k) + 1. \end{aligned} \quad (2.75)$$

Размеры сеток определяются из соотношений

$$L_{kx} = n_{kx}d_k, \quad L_{ky} = n_{ky}d_k, \quad L_{kz} = n_{kz}d_k. \quad (2.76)$$

Из (2.76) следует, что размеры сеток могут отличаться от размеров расчетной области. В системе координат $OXYZ$ сетки Ω_k , как и расчетная область Ω , определяются начальной P_{k1} и конечной P_{k2} точками. При этом точки P_{k1} ($k = 0, \dots, n_s - 1$) совмещаются с точкой P_1 расчетной области. Считаем, что i -й элемент принадлежит k -й сетке, если

$$k = \text{Trunc}(r_i/(a r_{\min})), \quad (2.77)$$

а номера ячейки Ω_{kxyz} k -й сетки (относительно осей OX, OY, OZ), в которую попадает i -й элемент, находятся из равенств

$$\begin{aligned} l_{kx} &= \text{Trunc}((x_i - X_1)/d_k), \\ l_{ky} &= \text{Trunc}((y_i - Y_1)/d_k), \\ l_{kz} &= \text{Trunc}((z_i - Z_1)/d_k). \end{aligned} \quad (2.78)$$

Поиск ближайших соседей i -го элемента проводим следующим образом. Разнесем элементы по сеткам согласно (2.77) и (2.78). Пусть i -й элемент попал в k -ю сетку. Находим для него ячейки Ω_{jxyz} j -х сеток, где $j = k, \dots, n_s - 1$, по соотношениям (2.78). Затем по формуле (2.70) проверяем i -й элемент на возможный контакт с частицами, принадлежащими соседним к Ω_{jxyz} ячейкам и самим Ω_{jxyz} . Таким образом, при использовании метода PolyNet число проверок на контакт ограничено сверху $O(n_s N_n N)$, где N_n порядка N^* . В отличие от случая

применения одиночной сетки с регулярно расположенными ячейками, PolyNet является достаточно универсальным средством для минимизации числа N_c как для среды, состоящей из частиц, относительно однородных по грансоставу, так и для полидисперсных сред.

В модели среды, в которой используются кластеры, составленные из шаровых элементов, для поиска ближайших соседей дискретных элементов также можно применять метод PolyNet, но с небольшой поправкой: между собственными шарами кластера не производится проверка на возможный контакт.

На рисунке 2.32 в целях упрощения визуализации рисунка приведена двумерная расчетная область $\Omega = L_x \times L_y$, заполненная элементами с различными радиусами (см. рисунок 2.32, а). В данном случае, в соответствии с (2.68), получилась система из двух сеток Ω_0 и Ω_1 , с размерами ячеек d_0 и d_1 соответственно. При этом согласно формуле (2.77) элементы 1 и 2 попали в сетку Ω_1 (см. рисунок 2.32, в), остальные – в Ω_0 (см. рисунок 2.32, б).

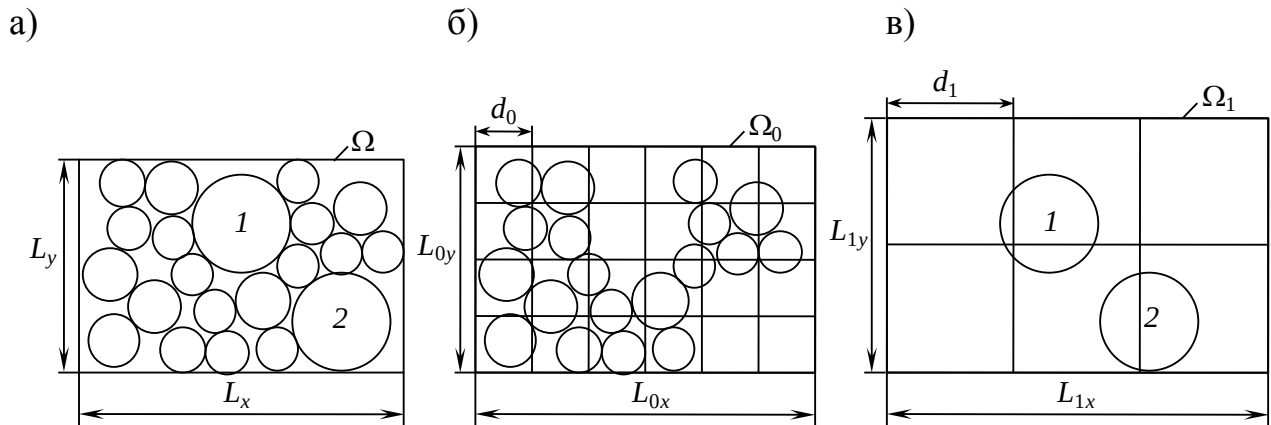


Рисунок 2.32 – Метод поиска ближайших соседей PolyNet

Таким образом, предложена методика для оценки напряженно-деформированного состояния грунтового массива, в том числе в процессе инъецирования твердеющих растворов, методом дискретных элементов. В составе методики разработаны:

- модифицированный метод дискретных элементов, основанный на уравнениях движения частиц, усовершенствованной модели грунта и обеспечивающий возможность использования кластеров;

- алгоритм, реализующий многосеточный метод PolyNet для оптимального поиска ближайших соседей частиц геосреды произвольного гранулометрического состава;

- основной расчетный блок компьютерной программы, учитывающий модифицированные применительно к грунтам модели геосреды и МДЭ.

Использование рассмотренного выше МДЭ для оценки НДС насыпных массивов требует сопоставления получаемых результатов с экспериментальными данными. В среде Delphi разработана компьютерная программа PM2D для исследования работы насыпей [186]. С целью проверки адекватности заложенных в PM2D алгоритмов проведены пробные расчеты и выполнено их дальнейшее сравнение с экспериментальными данными, представленное в главе 4.

Выводы по главе 2

Подводя итоги по представленным исследованиям, можно сделать следующие выводы:

1 Для оценки зон армирования эксплуатируемых высоких насыпей выполнено численное моделирование деформаций и потери устойчивости сооружений, отражающее основные виды возможных последствий повышения интенсивности воздействия поездной нагрузки, а именно:

- деформации основной площадки высокой насыпи;
- потерю устойчивости откосов высокой насыпи, в том числе с захватом грунтового массива основания при глубокой поверхности скольжения;
- деформации земляного полотна на подходных насыпях (к мостам, путепроводам и др.).

2 По результатам качественной и количественной оценки зон армирования эксплуатируемых высоких насыпей выполнено теоретическое обоснование выбора способов армирования, а также выделено три перспективных способа армирования с инъектированием твердеющих растворов для дальнейших исследований, среди которых:

- напорное инъектирование;

- объемное армирование;
- армирование набивными сваями в раскатанных скважинах (полное наименование способов сформулировано в параграфе 2.2).

Предложен термин «армирование с инъектированием», объединяющий перечисленные способы армирования, дано его определение.

3 Выдвинута гипотеза о том, что уплотненные зоны грунта вокруг затвердевшего раствора, образованные при напорном инъектировании и раскатке скважин, существенно влияют на работу армированного массива, что требует их учета в моделях как расчетного элемента. Для подтверждения выдвинутой гипотезы и правомерности применения разрабатываемых моделей поставлена одна из задач на выполнение экспериментальных исследований.

4 Предложен системный подход к определению параметров усиления с составлением и обоснованием матрицы моделей армирования эксплуатируемых высоких насыпей по способу армирования и виду деформаций.

5 В соответствии с предложенной матрицей разработано восемь моделей эксплуатируемых высоких насыпей, усиленных армированием с инъектированием твердеющих растворов, для предотвращения основных видов возможных последствий повышения интенсивности поездных нагрузок. В ряде случаев на эксплуатируемых участках высоких насыпей возможны сочетания сразу нескольких последствий интенсивного воздействия поездных нагрузок. В таких случаях возможно применение комбинаций из разработанных моделей армирования.

Для каждой модели выполнено поэлементное описание и обоснованы условия применения. Элементы армирования в моделях подобраны с учетом особенностей напряженно-деформированного состояния в зонах необходимого армирования.

6 Для возможности формирования разработанных моделей на стадии проектирования для каждого способа армирования с инъектированием твердеющих растворов сформулированы задачи экспериментальных исследований:

- установить параметры армирования (факторы) для каждого способа армирования с инъектированием, оказывающие существенное влияние на работу усиленного массива;
- определить свойства грунтовых массивов, армированных с инъектированием твердеющих растворов;
- определить конфигурацию включений затвердевшего раствора в грунтовом массиве, армированном напорным инъектированием (с выявлением их геометрических параметров);
- исследовать область вокруг включений инъектируемого раствора с определением количественных характеристик уплотненного грунта;
- оценить влияние грунтовых условий на изменение диаметров набивных свай, изготовленных в раскатанных скважинах;
- исследовать грунтовую область вокруг набивных свай с определением количественных характеристик уплотненного грунта;
- исследовать влияние рецептуры армирующих составов на физико-механические характеристики затвердевшего раствора, используемого при армировании с инъектированием.

7 Для возможности проектирования армирования способами напорного инъектирования и набивными сваями в раскатанных скважинах сформулированы задачи для дополнительного численного моделирования, которые включают:

- упрощение моделей путем введения эквивалентного грунтового слоя (в пределах рабочей зоны) с характеристиками, соответствующими определенному набору параметров армирования;
- установление зависимости модуля упругости рабочей зоны от высоты зоны усиления h_i (при варьировании от 0 до z) для расчетов на стадии ОНР;
- установление критерия «плавности въезда» на подходной насыпи с переменной жесткостью и условий его применения для детализированных расчетов.

8 Получено решение для определения напряженного состояния грунтового массива в непосредственной близости от области инъектирования твердею-

щего раствора, которое характеризуется системой (2.10) и граничными условиями (2.5) или (2.11) и (2.12) соответственно в безразмерном виде.

9 Получено решение для определения геометрических размеров зоны (в форме эллипсоида) влияния на окружающие грунты инъецирования твердеющего раствора, которые находятся по формулам (2.4) и (2.6) или (2.12) и (2.13) соответственно в безразмерном виде.

10 Для заданного давления сформулировано решение (2.20) для определения объема инъецируемого твердеющего раствора. Из системы уравнений (2.4), (2.14), (2.16) и (2.20) возможно определить допустимое давление нагнетания, а также объем и геометрические размеры области нагнетаемого раствора.

11 Получена зависимость (2.29) для определения предельного давления инъецирования твердеющего раствора, при котором происходит поднятие поверхности усиливаемого массива грунта.

12 Предложена методика для оценки напряженно-деформированного состояния грунтового массива, в том числе в процессе инъецирования твердеющих растворов, методом дискретных элементов. В составе методики разработаны:

- модифицированный метод дискретных элементов, основанный на уравнениях движения частиц и усовершенствованной модели грунта, обеспечивающий возможность использования кластеров;
- алгоритм, реализующий многосеточный метод PolyNet для оптимального поиска ближайших соседей частиц геосреды произвольного гранулометрического состава;
- основной расчетный блок компьютерной программы, учитывающий модифицированные применительно к грунтам модели геосреды и МДЭ, а также компьютерная программа.

Поставлена задача проверки адекватности усовершенствованной модели грунта, сформированной на основе метода дискретных элементов.

ГЛАВА 3 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРИ АРМИРОВАНИИ ГРУНТОВЫХ МАССИВОВ С ИНЪЕКТИРОВАНИЕМ ТВЕРДЕЮЩИХ РАСТВОРОВ

3.1 Состав и планирование экспериментальных исследований

Анализ научно-технической литературы, выполненный в первой главе, а также теоретические исследования, выполненные во второй главе, выявили необходимость решения следующих задач при армировании грунтовых массивов с инъецированием твердеющих растворов:

1 Исследовать элементы и параметры армирования с инъецированием, характеризующие усиленный массив, а также подтвердить выдвинутую гипотезу о влиянии уплотненных зон вокруг элементов армирования. Для решения данной задачи необходимо:

- установить параметры армирования с инъецированием (факторы), оказывающие существенное влияние на работу усиленного массива;
- определить конфигурацию включений затвердевшего раствора в грунтовом массиве, армированном напорным инъецированием;
- изучить область вокруг включений инъецируемого раствора с определением количественных характеристик уплотненного грунта;
- оценить влияние грунтовых условий на изменение диаметров набивных свай, изготовленных в раскатанных скважинах;
- изучить грунтовую область вокруг набивных свай с определением количественных характеристик уплотненного грунта.

2 Определить свойства грунтовых массивов, армированных с инъецированием твердеющих растворов.

3 Исследовать технические особенности и технологические параметры при устройстве армирующих элементов для рассматриваемых способов с целью их оптимизации. Для решения данной задачи необходимо:

- определить технологические параметры инъектирования для устройства в грунтах элементов из затвердевшего раствора различных форм и размеров;
- определить технические особенности оборудования, используемого при устройстве армирующих элементов (инъекторов, раскатчиков скважин).

4 Исследовать армирующие составы, используемые для приготовления твердеющих растворов. Необходимо определить влияние рецептуры армирующих составов на физико-механические характеристики затвердевшего раствора, используемого при армировании с инъектированием.

3.1.1 Планирование крупномасштабных экспериментов при объемном армировании грунтовых массивов

Исследования для объемного армирования планируются с целью получения качественных и количественных данных о влиянии параметров армирования на эффективность усиления (повышение деформативности и устойчивости насыпи). Поэтому при планировании экспериментальных исследований необходимо учесть возможность выполнения прямых испытаний усиленной насыпи штампом. Выполнить такие исследования на эксплуатируемых насыпях представляется невозможным, а на грунтовых массивах, не являющихся насыпями – некорректным. С учетом специфики исследуемого метода армирования (в том числе область его применения) и особенности эксплуатации объектов железнодорожной инфраструктуры было принято решение о проведении полевых экспериментов с использованием метода эквивалентных материалов. Этот метод дает возможность проведения натурного исследования в уменьшенном масштабе. Масштаб моделирования должен обеспечивать максимальное приближение параметров модели к реальным параметрам исследуемого объекта.

Важным этапом в создании натурной модели является соблюдение критериев подобия и определение масштабного коэффициента. Основные критерии подобия основываются на трех теоремах:

- критерии подобия связаны друг с другом уравнением подобия в безразмерном решении;

- два процесса подобны, если они качественно одинаковы и их определяющие критерии попарно равны;
- для двух подобных процессов все критерии подобия попарно равны.

Для наиболее корректной оценки сжимаемости и прочности массива, усиленного объемным армированием, в насыпи при натурном моделировании рекомендуется использовать масштабный коэффициент 1:5. Кроме того, в целях упрощения задачи натурного моделирования необходимо рассмотреть работу фрагмента насыпи. Откос такого фрагмента насыпи должен содержать в своем строении неустойчивый грунтовый массив, провоцирующий возникновение сдвиговых подвижек при восприятии временных нагрузок.

Схема натурной модели фрагмента насыпи приведена на рисунке 3.1.

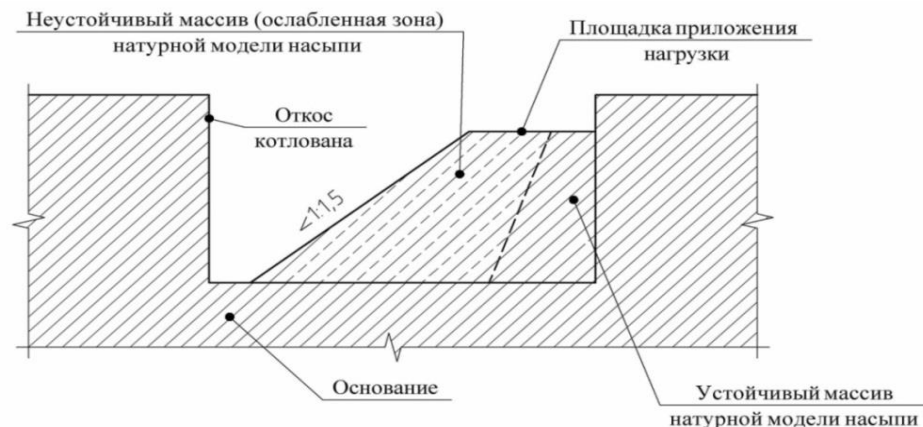


Рисунок 3.1 – Схема натурной модели насыпи

При натурном моделировании работы усиленного фрагмента насыпи планируется рассмотреть влияние следующих параметров армирования: шаг расстановки стержней h , глубину заделки элементов армирования в устойчивый грунтовый массив B , угол забивки стержней (относительно плоскости поперечного сечения) α и шаг расстановки точек инъекции раствора L . Тогда количество требуемых испытаний составит n^k (где k – количество факторов, а n – количество уровней их определения) [221]. Параметры назначены по результатам анализа выполненных ранее исследований под руководством автора [87, 111, 137].

Выполнение полного факторного эксперимента не представляется возможным. Дробный факторный эксперимент используется для сокращения числа опытов при выполнении экспериментальной работы. Для определения опти-

мальной комбинации качественных факторов применяют методы планирования эксперимента по схеме латинских квадратов [221, 184]. Впервые дробный факторный эксперимент по схеме латинского квадрата был введен Фишером [221]. Использование метода латинских квадратов при планировании экспериментов одновременно дает экономию в числе наблюдений и приводит к упрощению вычислений. Таким образом, для выполнения исследований необходимо использовать неполный четырехфакторный анализ по методу латинских квадратов. Схема проведения экспериментов приведена на рисунке 3.2.

Код	L	Код	В, м	1					2					3					4					5				
				0,29					0,51					0,73					0,94					1,16				
				1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
				0,3	0,26	0,23	0,19	0,16	0,3	0,26	0,23	0,19	0,16	0,3	0,26	0,23	0,19	0,16	0,3	0,26	0,23	0,19	0,16	0,3	0,26	0,23	0,19	0,16
1	1/5	1	25	■																								
		2	30								6																	
		3	35			1										11				16						21		
		4	40																									■
		5	45																									
2	1/4	1	25																									
		2	30		■						7																	
		3	35				2									12				17						22		
		4	40									■																■
		5	45																									
3	1/3	1	25																									
		2	30																									
		3	35																									
		4	40																									
		5	45																									
4	1/2	1	25																									
		2	30																									
		3	35																									
		4	40																									
		5	45																									
5	1/1	1	25																									
		2	30																									
		3	35																									
		4	40																									
		5	45																									

B – глубина заделки элементов армирования в устойчивый грунтовый массив;

L – шаг расстановки точек инъектирования раствора (в зависимости от расположения узлов пересечения стержней);

α – угол забивки стержней в плане;

h – шаг расстановки стержней (рассчитан исходя из диаметра стержня, равного 6 мм)

Рисунок 3.2 – Схема проведения полевых экспериментов на натурной модели насыпи, усиленной объемным армированием

При полевых исследованиях конструкции насыпи, усиленной объемным армированием, планируются испытания грунтов статическими вдавливающими нагрузками с помощью плоского штампа для получения фактических данных о сжимаемости и прочности исследуемой натурной модели насыпи. При выполнении штамповых испытаний определились модуль упругости усиленного массива и предельное давление на штамп, при котором в насыпи возникали критические деформации. Для оценки достоверности полученных материалов и возможности статистической обработки данных натурного моделирования каждый опыт (штамповое испытание) выполнялся в шести повторностях.

3.1.2 Планирование полевых экспериментов при напорном инъецировании грунтовых массивов

Исходя из поставленных задач после затвердевания инъецированного в грунтовые массивы раствора следует провести прямые исследования. На опытных площадках необходимо выполнить следующие полевые работы, которые позволят оценить изменение физико-механических свойств грунтового массива после его усиления напорным инъецированием и исследовать особенности распространения нагнетаемого раствора в грунтах при различных схемах: испытания грунтовых массивов статически вдавливающими нагрузками с использованием плоских и винтовых штампов; консолидированный срез целиков; динамическое зондирование; вскрытие шурфов с замером включений затвердевшего раствора и отбором монолитов уплотненного грунта и кернов раствора. Выполнение таких исследований только на эксплуатируемых насыпях не представляется возможным. Поэтому часть исследований выполнена на грунтовых массивах, представленных близкими по составу и консистенции глинистыми грунтами, на площадках строительных объектов при непосредственном усилении грунтов, а также в процессе выполнения опытного инъецирования и контроля качества после усиления.

В экспериментальных исследованиях необходимо выполнить напорное инъецирование с варьированием таких параметров армирования, как шаг за-

бивки инъекторов, объем нагнетаемого раствора, применяемое оборудование (инъекторы). Данные параметры назначены по результатам анализа выполненных автором ранее исследований [90, 97].

В шурфах выполнены замеры геометрических параметров затвердевшего раствора, отбор монолитов уплотненного грунта через каждые 5–10 см и кернов затвердевшего раствора. Монолиты и керны направляются в геотехническую лабораторию для дальнейшего исследования. Полученные таким образом данные позволят выявить оптимальное расстояние между точками инъектирования твердеющего раствора. Для выявления направления оптимизации инъекционного оборудования в экспериментах необходимо исследовать несколько типов инъекторов, основным различием между которыми является расположение отверстий для выхода твердеющего раствора. По этому признаку инъекторы можно разделить на модели с открытым концом (теряемым наконечником) и щелевидные, а также их модификации.

3.1.3 Планирование полевых экспериментов при армировании грунтовых массивов набивными сваями в раскатанных скважинах

В связи с отсутствием особенностей использования способа армирования набивными сваями в раскатанных скважинах эксплуатируемых насыпей и грунтовых массивов на строительных площадках возможно выполнение экспериментальных исследований на последних.

При проведении экспериментальных исследований необходимо рассмотреть два типа рабочих органов, используемых при раскатке скважин: раскатчик модели РС-250 (с подвижными катками) и грунтоуплотняющий рабочий орган модели ГРО-250 (с неподвижными катками) (рисунок 3.3).

Исследования грунтовых массивов, усиленных армированием набивными сваями в раскатанных скважинах, позволят определить грунтовые условия, в которых возможно использование стандартного навесного оборудования, а также те, для которых необходима разработка дополнительных модификаций навесного оборудования.

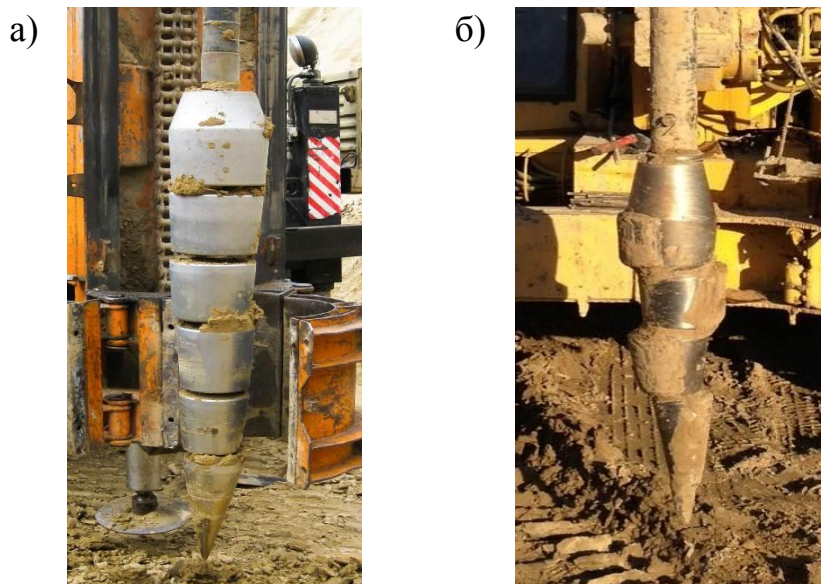


Рисунок 3.3 – Раскатчики скважин для полевых исследований:

а – РС-250; *б* – ГРО-250

Оценка эффективности усиления грунтов армированием набивными сваями в раскатанных скважинах выполняется в том числе путем определения диаметров скважин, образующихся в усиливаемом массиве при его раскатке, и с использованием эталонов (с диаметрами от 50 до 250 мм), которые поочередно опускаются в раскатанные скважины.

Для получения зависимостей изменения модуля упругости массива, усиленного армированием набивными сваями в раскатанных скважинах, экспериментальные исследования могут быть выполнены на основе трехфакторного дисперсионного анализа по методу латинских квадратов. В качестве факторов выбраны коэффициент пористости грунта, показатель текучести грунта и предел прочности набивной сваи на сжатие. Данные параметры назначены по результатам анализа выполненных ранее исследований под руководством автора [86, 91, 120]. Схема планирования экспериментов представлена на рисунке 3.4.

Параметры деформируемости армированных массивов определяются методом статических испытаний вдавливающей нагрузкой на плоские круглые штампы. Для получения необходимой базы данных для определения закономерности уплотнения грунтов вокруг набивных свай на опытных площадках выполняется раскатка скважин с заполнением скважин твердеющим раствором. После окончания твердения раствора выполняется проходка шурфов глубиной

до 2,5 м. Из шурфов на расстояниях от 0,15 до 0,5 м от оси набивной сваи производится отбор монолитов уплотненного грунта. Отобранные монолиты уплотненного грунта направляются в геотехническую лабораторию для определения их физико-механических характеристик.

Код	e	Код		1	2	3	4	5
		R, МПа						
		Код	I _L	1	2	3	4	5
1	0,650	1	0...0,25					
		2	0,25...0,37			(3)	(4)	
		3	0,37...0,50	(1)				(5)
		4	0,50...0,63		(2)			
		5	0,63...0,75					
2	0,700	1	0...0,25		(7)			
		2	0,25...0,37			(8)	(9)	
		3	0,37...0,50					
		4	0,50...0,63	(6)				(10)
		5	0,63...0,75					
3	0,750	1	0...0,25					
		2	0,25...0,37	(11)	(12)			
		3	0,37...0,50			(13)	(14)	
		4	0,50...0,63					(15)
		5	0,63...0,75					
4	0,800	1	0...0,25					
		2	0,25...0,37	(16)				(20)
		3	0,37...0,50		(17)	(18)		
		4	0,50...0,63				(19)	
		5	0,63...0,75					
5	0,850	1	0...0,25					
		2	0,25...0,37					(25)
		3	0,37...0,50	(21)				
		4	0,50...0,63		(22)	(23)	(24)	
		5	0,63...0,75					

e – коэффициент пористости грунта (до раскатки);

I_L – показатель текучести грунта;

R – предел прочности материала сваи, МПа

Рисунок 3.4 – Схема экспериментальных исследований для грунтовых массивов, армированных набивными сваями в раскатанных скважинах

3.2 Методики и приборы, используемые при проведении экспериментальных исследований

3.2.1 Методики и оборудование, используемое при полевых экспериментальных исследованиях

Полевые экспериментальные исследования выполнялись на действующих объектах железнодорожного транспорта Западно-Сибирской, Красноярской, Забайкальской железных дорог, а также на строительных площадках и существующих объектах гражданского строительства Сибирского федерального округа. Использовались площадки с инженерно-геологическим строением, максимально приближенным к реальным условиям эксплуатации железнодорожного земляного полотна.

При выполнении экспериментальных полевых исследований погружение иньекторов и нагнетание твердеющих растворов осуществлялось с применением стандартного оборудования. Нагнетание и приготовление раствора на площадках осуществлялось с использованием растворонасоса СО-49, растворосмесителя СБ-133 и высоконапорных шлангов. Для погружения иньекторов использовался направляющий кондуктор. Длина звеньев иньектора составляла 1 м. При производстве работ на площадках контролировалась глубина погружения, а по количеству ударов выявлялись слабые прослои в грунтовой массе. Контроль давления раствора на выходе из растворонасоса осуществлялся манометром МП2-УУ2. При производстве работ на всех площадках велся журнал производства работ, в котором отмечалось давление разрыва структуры грунта, давление нагнетания раствора, давление окончания нагнетания раствора. В каждой точке иньектирования фиксировался объем вошедшего раствора.

Исследования выполнялись на железнодорожных насыпях на 15-м км перегона Дедюево – Буреничево Западно-Сибирской железной дороги, и на земляном полотне над трубой на 88-м км линии Алтайская – Бийск Западно-Сибирской железной дороги и на площадках строительных объектов при непо-

средственным усилении грунтов, а также в процессе выполнения опытного инъ-ектирования (рисунок 3.5) и контроле качества после усиления.



Рисунок 3.5 – Общий вид опытной площадки

Выполнение экспериментальных исследований по объемному армированию осуществлялось на натурной модели насыпи. Натурное моделирование фрагмента насыпи выполнялось в котловане размерами в плане $4,5 \times 2,0$ м, глубиной 1,5 м. Котлован разделялся на три секции по 1,5 м для возможности одновременного исследования работы трех фрагментов насыпи. Секции котлована ограничивались разделительными перегородками, исключающими взаимное влияние моделей друг на друга. Фото натурной модели насыпи приведено на рисунке 3.6. Устойчивый грунтовый массив фрагмента насыпи возводился из пылеватых суглинков полутвердой консистенции влажностью $w = 18 \%$, плотностью $\rho = 1,96 \text{ г/см}^3$. Неустойчивый массив (ослабленная зона) фрагмента насыпи возводился из тяжелого пылеватого суглинка текучей консистенции влажностью $w = 39 \%$, плотностью $\rho = 1,82 \text{ г/см}^3$.

Возведение фрагментов натурной модели насыпи выполнялось послойно. Устойчивый грунтовый массив фрагмента насыпи укладывался с послойным уплотнением до достижения коэффициента уплотнения $k_{уп} = 0,98$. Ослабленная зона выполнялась укладкой грунта в подготовленное ложе без уплотнения. Фо-

том материалы отдельных технологических операций при устройстве натурных моделей фрагментов насыпи приведены на рисунке 3.7.

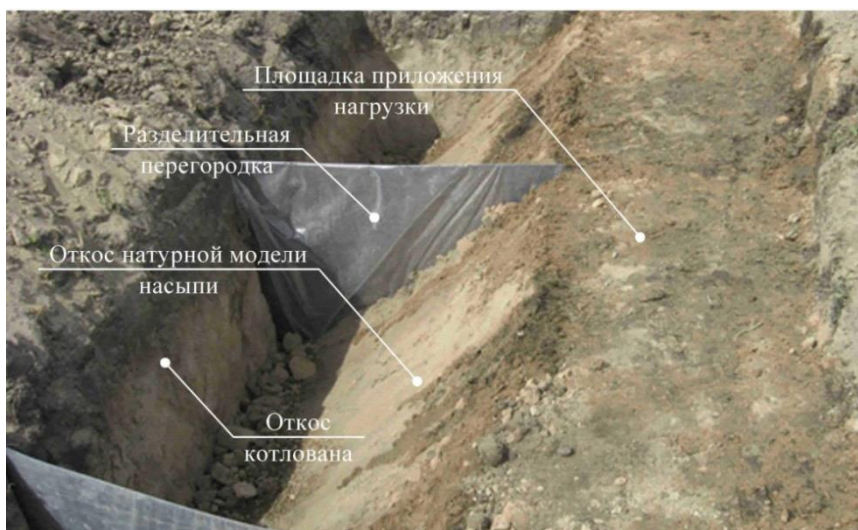


Рисунок 3.6 – Фото натурной модели насыпи

а)



б)



в)



г)



Рисунок 3.7 – Отдельные технологические операции по устройству натурной модели фрагмента насыпи:

а – укладка стеклопластиковой арматуры; б – приготовление раствора;
в – заполнение грунтоцементным раствором пустот; г – последние этапы
возведения модели фрагмента насыпи

При армировании насыпи использовалась стеклопластиковая арматура диаметром 6 мм (ТУ 2296-016-20994511-2009). Для создания линз твердеющего раствора использовался грунтоцементный раствор, с соотношением грунта и цемента 5:1.

Раскатка скважин при экспериментальных исследованиях работы раскатчиков выполнялась с использованием буровой установки Nippon Sharyo в идентичных грунтовых условиях для двух рабочих органов. При этом глубина опытных скважин составляла 10 м. Грунтовые условия площадок при исследовании работы раскатчиков представлены в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Грунтовые условия опытных площадок при исследовании работы раскатчиков скважин

Номер площадки	Число пластичности грунта I_p , %	Показатель текучести грунта I_L , д. е.	Влажность грунта w , %	Плотность грунта ρ , кг/м ³ (ср.)
1	4...6	0...0,25	14...17	1 790
2	7...10	0,25...0,50	16...19	1 820
3	10...12	0,50...0,75	18...21	1 840

Для решения ряда задач, поставленных перед полевыми экспериментальными исследованиями, выполнялось: динамическое зондирование, консолидированный срез целиков, испытания грунтов статически вдавливающими нагрузками с использованием плоских и винтовых штампов.

В процессе проведения исследований динамическое зондирование позволило выявить включения затвердевшего раствора в усиленном напорным инъецированием массиве и оценить физико-механические свойства грунтов по глубине зондирования путем корреляции данных зондирования и результатов прямых испытаний грунтов.

Испытания срезом целиков выполнялись на реальном железнодорожном полотне с использованием разработанной конструкции, изображенной на рисунке 3.8. Нормальное давление на грунт создавалось с помощью гидравлического домкрата путем его упора в железнодорожную платформу. Касательная

нагрузка в плоскости среза создавалась упором домкрата в стенку шурфа через плиту. Срез в каждой точке выполнялся при трех нормальных напряжениях.



Рисунок 3.8 – Вид установки для выполнения среза целиков

При испытании усиленных грунтовых массивов статическими нагрузками использовалось три типа штампов:

- плоский штамп прямоугольного сечения площадью $5\,000\text{ см}^2$;
- плоский штамп круглого сечения площадью $5\,000\text{ см}^2$;
- винтовой штамп площадью 600 см^2 .

Применение штампов трех типов обосновывалось различными условиями проведения экспериментов, а также технологическими и конструктивными особенностями различных способов армирования. Плоский штамп прямоугольного сечения использовался для определения модуля упругости массива, усиленного объемным армированием. Общий вид штампа, смонтированного на натурной модели насыпи, приведен на рисунке 3.9.



Рисунок 3.9 – Фото штампа, смонтированного на натурной модели насыпи

Для передачи осевой нагрузки на штамп использовалась гидравлическая установка, состоящая из гидравлического домкрата ДГ-200 и гидравлической станции. Упор домкрата произведен в рамную конструкцию, состоящую из упорной стальной балки и двух анкерных стальных буровых шнеков. Для фиксации перемещений штампа использовались четыре прогибомера системы Аистова, которые устанавливались на реперную систему (металлическую раму), не воспринимающую деформаций испытываемой модели фрагмента насыпи. Испытания проводились с повышением нагрузки на штамп до достижения критических деформаций насыпи, вызывших предельный перекося штамп, после которого увеличение нагрузки привело бы к обрушению откоса.

Плоский штамп круглого сечения (рисунок 3.10), использовался для изучения сжимаемости грунтовых массивов, усиленных напорным инъецированием и армированием набивными сваями в раскатанных скважинах. Определялись значения модулей упругости грунтовых массивов с выявлением граничных нагрузок, при которых сохраняется линейная зависимость между ними и осадками штампа.

Для проведения штамповых испытаний на действующем железнодорожном земляном полотне была разработана специальная конструкция. Передача нагрузки на штамп осуществлялась с помощью домкрата путем его упора через балки в загруженную платформу, подгоняемую к месту проведения испытания.



Рисунок 3.10 – Плоский штамп круглого сечения площадью 5 000 см²

Для установки штампа на необходимую отметку шурфобуром вскрывался шурф. Далее дно шурфа зачищалось специальной желонкой, и устанавливался штамп. Для проведения штамповых испытаний для массивов, усиленных напорным инъецированием, использована конструкция, которая изображена на рисунке 3.11.

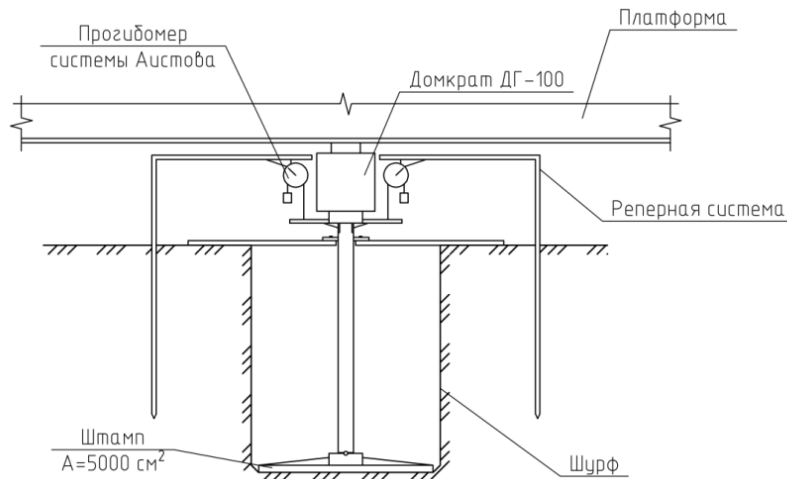


Рисунок 3.11 – Конструкция штамповой установки площадью 5 000 см²

Испытания грунтовых массивов, усиленных армированием набивными сваями в раскатанных скважинах, проводились с использованием круглого штампа площадью 5 000 см². При испытаниях армированного массива штамп устанавливался через буферный слой. Для производства экспериментальных исследований армированного массива использовался гидравлический домкрат ДГ-200 и гидравлическая станция с механическим приводом. При испытаниях максимальное давление под подошвой штампа составляло 300 кПа. Нагружение штампа осуществлялось с помощью домкрата путем его упора в рамную конструкцию, состоящую из одной упорной балки, двух поперечных балок и четырех анкерных элементов – буровых шнеков диаметром 180 мм, воспринимающих реактивные усилия.

Перемещения штампа фиксировались тремя прогибомерами системы Аустова, установленными на реперную систему, не воспринимающую деформации испытываемого армированного массива (рисунок 3.12, а). Общий вид смонтированной установки на опытной площадке представлен на рисунке 3.12, б.

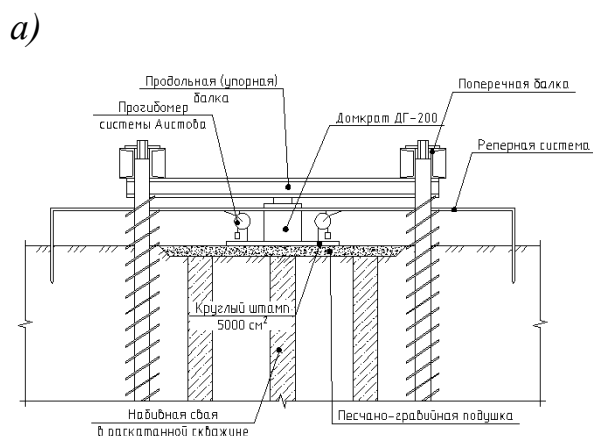


Рисунок 3.12 – Установка штампового испытания:

a – схема установки; *б* – общий вид установки

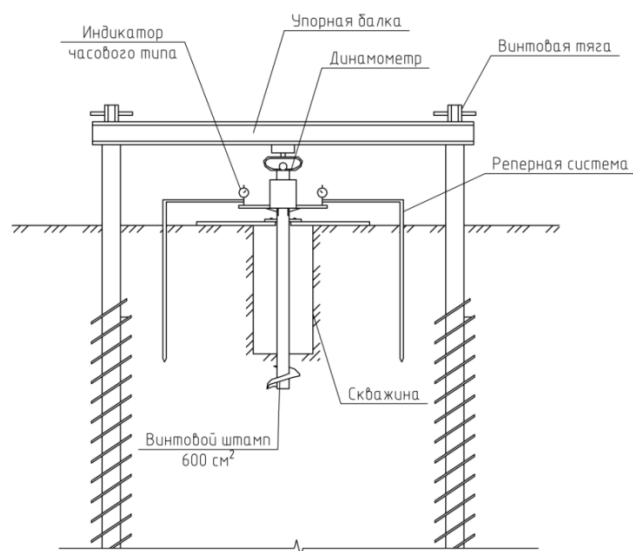
Винтовой штамп использовался для изучения сжимаемости грунтовых массивов, усиленных методом напорного инъецирования на глубинах более 3 м. При испытаниях также определялись значения модуля упругости грунтовых массивов.

Для установки винтового штампа бурилась скважина диаметром 280 мм шнековым способом на необходимую глубину. Штамп площадью 600 см² заворачивался на заданную глубину с минимальным осевым давлением, устье скважины закрывалось кондуктором. Между штангами устанавливали «фонари», что не позволяло отклоняться от отвесной линии колонне из буровых штанг, передающих усилие на штамп. Для восприятия реактивного усилия по обе стороны от штампа на расстоянии 1,2 м заворачивались анкерные сваи (шнеки диаметром 180 мм), которые соединялись при помощи винтовых тяг с упорной балкой, между балкой и столиком на конце колонны устанавливался динамометр ДОСМ-3, которым фиксировалось давление на штамп, передаваемое винтовыми тягами. Перемещение штампа измерялось двумя диаметрально расположенными индикаторами часового типа, зафиксированными на неподвижных реперах.

На рисунке 3.13 приведены схема и общий вид установки испытания винтовым штампом с использованием анкерной системы. Для исключения системных ошибок измерений при проведении экспериментальных исследований осо-

бое внимание уделялось метрологическому обеспечению экспериментов. Перед испытаниями выполнялась метрологическая поверка задействованных в исследовании прогибомеров системы Аистова, индикаторов часового типа и гидравлических манометров.

а)



б)



Рисунок 3.13 – Установка испытания винтовым штампом с использованием анкерной системы:

а – схема установки; *б* – общий вид установки

3.2.2 Методики и приборы, используемые в лабораторных исследованиях

Все лабораторные испытания проб грунта и проб затвердевшего раствора выполнялись в соответствии с существующими нормативными документами на оборудовании, сертифицированном в соответствии с государственными стандартами аккредитованными специалистами, и в настоящем пункте подробно не описываются.

Возможность инъектирования твердеющего раствора определяется его удобоукладываемостью и связностью. Удобоукладываемость раствора зависит от расхода воды, требуемого на приготовление 1 м³ сухой смеси, и состава сухой смеси. С повышением диаметра частиц уменьшается подвижность раствора, что влияет на распространение раствора по шлангам и в грунтовом массиве

при его инъектировании. В лабораторных исследованиях для оценки удобоукладываемости раствора глубина погружения стандартного конуса принималась не менее 15 см. Для оценки подвижности раствора использовался конус СтройЦНИЛ. Подбор рецептуры раствора с заданными свойствами осуществлялся путем варьирования водоцементным и грунтоцементным отношением. Определение характеристик образцов затвердевшего раствора (прочности на изгиб и сжатие) выполнялось по стандартной методике. Из раствора каждого состава изготавливались призмы размерами $4 \times 4 \times 16$ см, которые испытывались через 7, 14 и 28 сут после изготовления. Кроме того, при изготовлении образцов подбиралось водовязущее отношение (В/В) по требованиям удобоукладываемости.

В лабораторных исследованиях выполнялось определение сроков схватывания образцов на тесте нормальной густоты. Определялась консистенция, при которой пестик прибора Вика, погруженный в кольцо, заполненное тестом, не доходит 5...7 мм до основания кольца. Для определения начала и конца схватывания на приборе Вика пестик заменялся иглой. Испытания образцов на изгиб проводились через 7, 14, 28 сут на машине МИИ-100. Испытания образцов на одноосное сжатие проводились также через 7, 14, 28 сут на прессе. По линейной части графика получены значения модуля упругости.

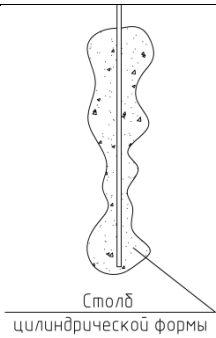
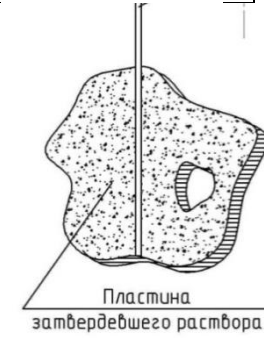
3.3 Результаты экспериментальных исследований при армировании грунтовых массивов напорным инъектированием

3.3.1 Конфигурация затвердевшего раствора и закономерности изменения свойств уплотненных грунтов вблизи него

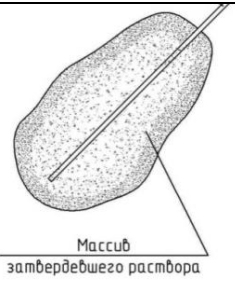
Визуальное и инструментальное обследование усиленного массива из вскрытых шурфов позволило выявить три основных конфигурации затвердевшего раствора: столб цилиндрической формы, пластина и массив затвердевшего раствора. Условия образования выделенных конфигураций затвердевшего раствора в усиленном массиве при напорном инъектировании и особенности

уплотнения окружающего грунта представлены в таблице 3.2. Выполненные исследования по определению конфигурации включений затвердевшего раствора и изучению области вокруг них позволили уточнить сформированные в главе 2 армирующие элементы, используемые в численных моделях. В полевых условиях вокруг включений затвердевшего раствора на различном расстоянии до них отбирались монолиты уплотненного грунта с последующим их исследованием в лаборатории. Графические зависимости, отражающие изменение плотности скелета грунта с увеличением расстояния от включения затвердевшего раствора, полученные по результатам лабораторных исследований, представлены на рисунке 3.14.

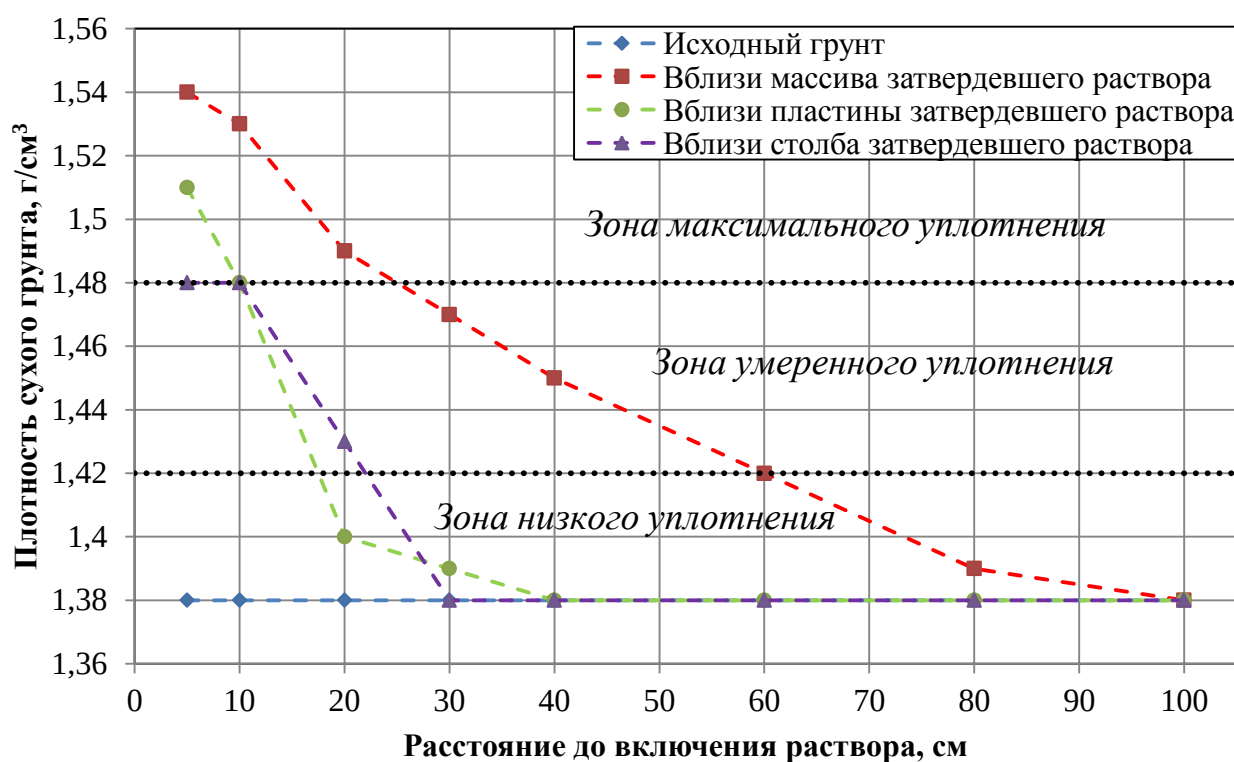
Таблица 3.2 – Условия образования конфигураций затвердевшего раствора в усиленном напорным инъецированием массиве и особенности уплотнения окружающего грунта

Условия образования конфигураций затвердевшего раствора	Конфигурация затвердевшего раствора	Геометрические параметры включения	Особенности уплотнения окружающего грунта	Схематичное изображение (в натуре)
Постепенное поднятие инъектора в процессе нагнетания раствора	Столб цилиндрической формы вдоль инъектора	Диаметр включения в среднем составляет 20 см	Умеренное уплотнение до 20 см, низкое уплотнение в пределах 20–30 см. Уплотнение незначительно	
После достижения разрыва структуры грунта давление нагнетания поддерживается близким к значению давления разрыва	Пластины неправильной формы и незначительной толщины	Толщина включения в среднем составляет 5 см	Максимальное и умеренное уплотнение грунта происходит на расстоянии не более 10 см от пластины, низкое уплотнение – в пределах 10–40 см.	

Продолжение таблицы 3.2

Условия образования конфигураций затвердевшего раствора	Конфигурация затвердевшего раствора	Геометрические параметры включения	Особенности уплотнения окружающего грунта	Схематичное изображение (в натуре)
Поддержание давления нагнетания раствора в соотношении 0,7 давления разрыва структуры грунта	Массивы затвердевшего раствора	Диаметр включения составляет от 20 до 60 см в зависимости от объема нагнетаемого раствора	Максимальное уплотнение на расстоянии до 20 см от включения, умеренное уплотнение в пределах 20–60 см, низкое уплотнение в пределах 60–100 см.	

Примечание – При составлении таблиц не учитывались особенности используемых при нагнетании конструкций инъекторов, приведены усредненные значения показателей.

Рисунок 3.14 – Изменение ρ_d с увеличением расстояния от затвердевшего раствора

Как можно видеть на графиках рисунка 3.14, наибольшая зона уплотнения грунта, достигающая 1 м от включения, наблюдается вокруг массивов затвердевшего раствора. Максимальное уплотнение можно выделить на расстоя-

нии 20 см от включения, умеренное уплотнение в пределах от 20 до 60 см и низкое уплотнение в пределах от 60 до 100 см.

Зона умеренного уплотнения вокруг столба затвердевшего раствора достигает 20 см, а зона низкого уплотнения расположена в пределах от 20 до 30 см. В целом уплотнение незначительно ввиду малого радиуса воздействия.

Зона максимального и умеренного уплотнения грунтов вокруг пластин затвердевшего раствора не превышает 10 см, а зона низкого уплотнения расположена в пределах от 10 до 40 см. Зона уплотнения вокруг пластин обладает наихудшими параметрами среди выявленных конфигураций затвердевшего раствора.

Представленные на рисунке 3.14 графики подтверждают присутствие уплотненных зон вокруг включений затвердевшего раствора, которые оказывают влияние на работу армированного массива. Таким образом, армирующие элементы, характеризующие включения затвердевшего раствора и уплотненный грунт вокруг включений, используемые при формировании численных моделей высоких насыпей, армированных напорным инъецированием и объемным армированием, рекомендуется учитывать в соответствии со схемой, представленной на рисунке 3.15.

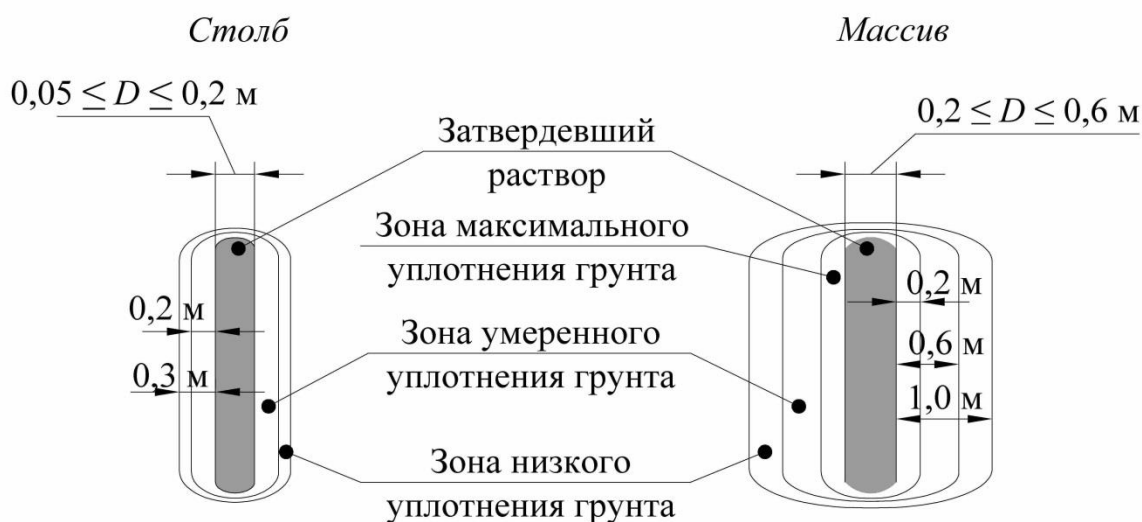


Рисунок 3.15 – Схема армирующих элементов, используемых при формировании численных моделей высоких насыпей, армированных напорным инъецированием и объемным армированием

Включения раствора в виде массива используются в численных моделях для напорного инъецирования, диаметр массива напрямую зависит от объема нагнетаемого раствора. Вокруг массивов формируются зоны максимального и умеренного уплотнения грунта. При этом зоной низкого уплотнения при конструировании и расчете армирующих конструкций в запас прочности рекомендуется пренебречь.

Включения раствора в виде столбов используются в численных моделях для объемного армирования. Диаметр столбов от 5 до 20 см. Зоной умеренного и низкого уплотнения рекомендуется пренебречь. Включения в виде пластин не рекомендуются к применению в моделях армированных высоких насыпей.

3.3.2 Давление инъецирования твердеющих растворов

При напорном инъецировании насыпных грунтов твердеющим раствором наблюдались частые прорывы раствора на поверхность, а также его неконтролируемое распространение за пределы зоны усиления. Реализация напорного инъецирования в твердых и пластичных супесях и суглинках от твердой до мягкопластичной консистенции показывает высокую эффективность данного метода усиления. Однако требуется тщательно подходить к вопросам назначения рабочего давления инъецирования.

Анализ полевых журналов производства работ позволил выявить количественные показатели рабочего давления инъецирования твердеющих растворов: давление разрыва структуры грунта, давления нагнетания, давление окончания нагнетания. Отмечается, что при разрыве структуры грунта происходит резкий скачок давления на выходе из растворонасоса, а затем резкое падение давления. В таблице 3.3 представлены средние значения показателей давления инъецирования твердеющих растворов, а также соотношение фактически закаченного объема раствора и расчетного.

Таблица 3.3 – Результаты исследования давления инъецирования

Номер опыта	Состав насып- ного грунта	Давление инъекирования, МПа			Объем раствора от проектного $V_{п}$
		Разрыв	Нагнетание	Окончание	
1	Содержание частиц фрак- ции менее 0,1 мм по массе более 10 %	0,65	0,15	Прорыв	0,7
2		0,50	0,25	0,45	1,0
3		0,50	0,20	0,40	1,0
4		0,40	0,25	0,30	1,0
5		0,60	0,15	Прорыв	0,8
6		0,55	0,10	Прорыв	0,5
7		0,35	0,05	0,20	1,2
8		0,40	0,20	0,25	1,1
9		0,45	0,25	0,40	1,0
10		0,40	0,15	Прорыв	0,5
Среднее		0,48	0,18	–	0,9
11	Содержание частиц фрак- ции менее 0,1 мм по массе не более 10 %	–	0,10	Прорыв	0,5
12		–	0,10	Прорыв	0,5
13		0,25	0,15	0,20	0,7
14		–	0,15	Прорыв	0,5
15		0,20	0,15	0,20	0,9
16		–	0,10	Прорыв	0,7
17		–	0,15	0,10	1,2
18		–	0,10	0,10	1,1
19		0,15	0,15	Прорыв	0,7
20		–	0,10	0,15	1,0
Среднее		–	0,13	–	0,8

В грунтах с содержанием частиц фракции менее 0,1 мм по массе более 10 % при начале инъецирования отмечалось повышение давления в системе, при котором происходил разрыв структуры грунта, затем осуществлялось нагнетание раствора. Прорывы твердеющего раствора на поверхности происходили в основном в случаях превышения фактической плотности грунта относительно расчетной (заложенной в проекте). В таких случаях для разрыва структуры грунта требуется создание более высокого давления, при этом закачивается меньший объем раствора (примеры № 1, 5 и 6 в таблице 3.3). Для предотвращения прорывов твердеющего раствора на поверхность необходимо варьировать технологическими параметрами при производстве работ.

В грунтах с содержанием частиц размером менее 0,1 мм по массе не более 10 % резкого скачка давления не наблюдалось, распространение раствора происходило в режиме пропитки. Прорывы твердеющего раствора на поверхность в таких грунтах происходили из-за невозможности разрыва структуры

грунта. В этом случае твердеющий раствор выходит из зоны усиления по пути наименьшего сопротивления. Для предотвращения этого явления необходимо создать компрессионные условия, что не представляется возможным при усилении высоких эксплуатируемых насыпей.

В результате проведенных исследований давления инъецирования твердеющего раствора были сделаны следующие выводы:

1 При инъецировании в грунтах с высоким содержанием пылевато-глинистой фракции происходит разрыв структуры грунта при давлениях порядка 0,4–0,5 МПа с заполнением образованных трещин и разрывов твердеющим раствором. В ряде случаев возможна и пропитка усиливаемого массива раствором, в результате которой происходит цементация крупных включений.

2 Инъецирование в грунтах с низким содержанием пылевато-глинистой фракции в основном сводится к классической пропитке. В связи с чем основными исходными данными при проектировании усиления в таких грунтах являются плотность и фильтрационные свойства грунта.

3 Напорное инъецирование эффективно при усилении насыпных грунтов с включением органического вещества. Растительные остатки в усиливаемом грунтовой массиве со временем перегнивают, образуя на своем месте макропоры и пустоты, которые в последствие могут быть заполнены твердеющим раствором. В результате чего значительно повышаются интегральные физико-механические характеристики такого массива.

Анализ выполненных исследований позволил разработать критерии «отказа» при выполнении работ по нагнетанию раствора:

- снижение расхода раствора до 5 л/мин с одновременным повышением давления в нагнетаемой системе до 12–15 атм;
- выход нагнетаемого раствора на поверхность;
- перемещения конструкций усиливаемого сооружения.

Кроме того, в случае наступления «отказа» при нагнетании до поглощения скважиной расчетного количества раствора необходимо выполнить компенсационное инъецирование невошедшего раствора в соседний инъектор или

назначить дополнительные объемы работ по повторному нагнетанию растворов в зоне данных инъекторов.

Обязательным требованием к производству работ по напорному инъецированию является ведение инструментального и визуального контроля за возможными перемещениями конструкций сооружения.

3.3.3 Совершенствование оборудования и определение шага инъектирования

Выполненные полевые эксперименты позволили выявить оптимальные конструкции инъекторов, которые могут быть использованы при напорном инъецировании. На предложенные полезные модели получено три патента РФ. Подробное описание изобретений представлено в главе 5.

Экспериментальные исследования на глинистых грунтах позволили выявить оптимальный шаг расстановки точек инъецирования, который составляет 1 м. При этом в зависимости от требуемых параметров усиленного массива шаг может быть изменен.

3.3.4 Свойства грунтового массива, армированного напорным инъектированием

Полевые испытания грунтов статически вдавливающими нагрузками позволили определить интегральные значения модулей упругости грунтового массива, представленного уплотненным грунтом и включениями затвердевшего раствора (таблица 3.4).

Лабораторные исследования образцов массивов, усиленных напорным инъецированием твердеющих растворов, с определением их прочностных характеристик были невозможны из-за высокой неоднородности грунтов насыпи на участках опытного усиления. В связи с чем прочностные характеристики определены в полевых условиях. Результаты определения интегральных значений прочностных характеристик усиленных массивов (за счет работы уплот-

ненного грунта и включений затвердевшего раствора) по срезам целиков представлены в таблице 3.5.

Таблица 3.4 – Результаты экспериментальных исследований работы массивов, армированных напорным инъецированием

Номер опыта	Сочетание параметров			Модуль упругости усиленного массива, МПа
	Изменение коэффициента пористости грунта в результате нагнетания раствора Δe , д.е.	Коэффициент пористости грунта e , д.е.	Показатель текучести I_L , д.е.	
1	0,15	0,510	0,10	69
2	0,20	0,612	0,06	65
3	0,10	0,512	0,05	68
4	0,05	0,655	0,15	63
5	0,15	0,768	0,69	51
6	0,15	0,785	0,85	48
7	0,15	0,712	0,75	62
8	0,05	0,802	0,77	44
9	0,20	0,499	0,00	67
10	0,25	0,452	0,05	71
11	0,15	0,602	0,15	73
12	0,20	0,612	0,16	62
13	0,15	0,698	0,37	60
14	0,10	0,706	0,40	52
15	0,10	0,711	0,25	58
16	0,25	0,679	0,28	64
17	0,20	0,556	0,30	65
18	0,15	0,510	0,10	67

Таблица 3.5 – Средние значения прочностных характеристик исследуемых грунтов усиленных способом напорного инъецирования

Слой грунта	Удельное сцепление c , кПа	Угол внутреннего трения φ , градус
Насыпь до усиления	18...26	17,5...21,3
Насыпь после усиления	49...94	23,1...26,5
Основание до усиления	9...15	8,1...10,1
Основание после усиления	34...49	19,9...25,0

Из таблицы 3.5 видно, что напорное инъецирование твердеющих растворов позволяет существенным образом увеличить сцепление массива.

3.4 Результаты экспериментальных исследований при армировании грунтовых массивов набивными сваями в раскатанных скважинах

3.4.1 Особенности конструкций раскатчиков скважин

Для определения эффективности работы двух типов раскатчиков скважин (РС-250 и ГРО-250) проведены исследования в идентичных грунтовых условиях. Результаты замера времени, требуемого на раскатку одной 10-метровой скважины, представлены в таблице 3.6.

Таблица 3.6 – Время, необходимое на раскатку одной скважины глубиной 10 м

Пло- щадка	Рабочий орган	Время раскатки, мин, с нарастающим итогом по глубине, м									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	РС-250	19	32	47	70	95	122	176	205	243	282
	ГРО-250	9	13	16	21	27	30	50	57	67	77
2	РС-250	13	25	33	50	69	102	143	175	213	246
	ГРО-250	5	8	12	16	20	24	41	46	54	64
3	РС-250	6	19	29	42	62	85	134	162	193	221
	ГРО-250	3	5	9	12	16	21	35	40	43	52
Примечание – Значения, представленные в таблице, средние по результатам десяти измерений для каждой площадки.											

Количество затраченного времени для раскатки скважины напрямую зависит от типа раскатчика и от консистенции грунтов. Для образования одной 10-метровой скважины раскатчиком с подвижными катками требуется в среднем в четыре раза больше времени, чем для раскатчика с неподвижными катками. Графики, отражающие затраты времени на раскатку скважин, представлены на рисунке 3.16. Скачок затрачиваемого времени на раскатку скважины с 6-го по 7-й метр вызван технологической особенностью – надставкой дополнительной штанги, которая в среднем длится 10 мин.

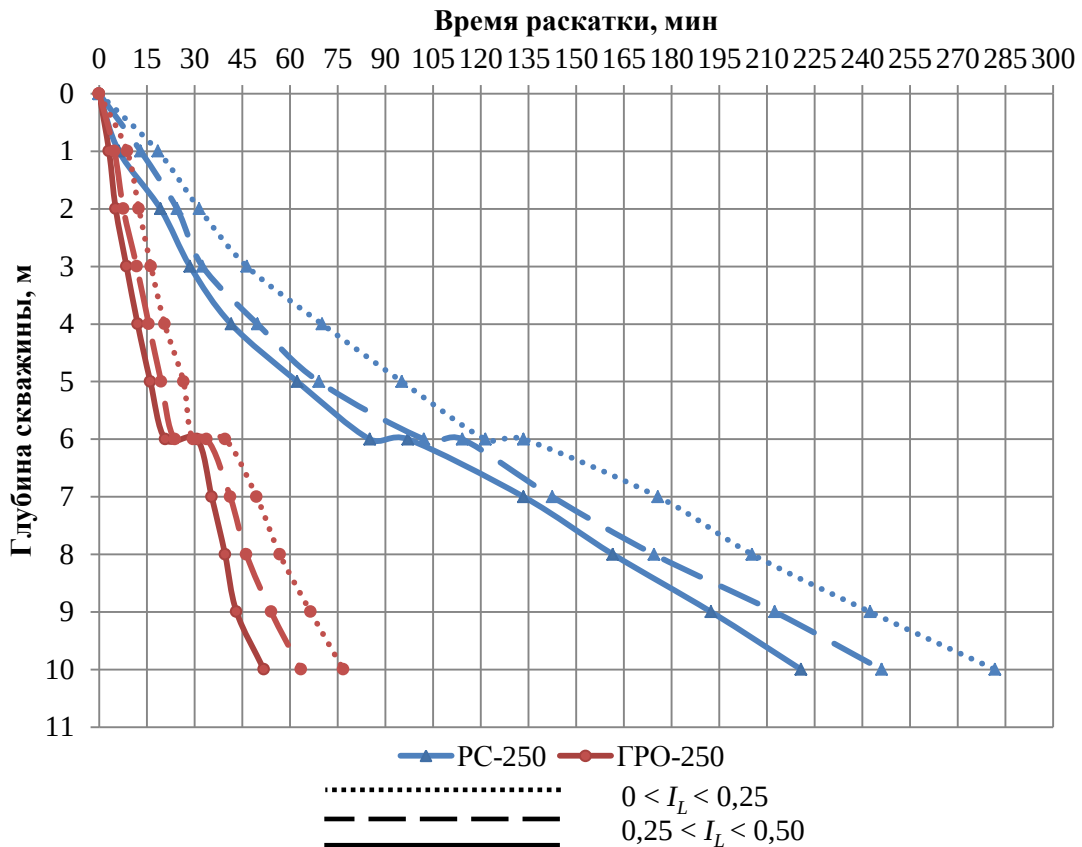


Рисунок 3.16 – Затраты времени на раскатку скважины
с применением РС-250 и ГРО-250

Анализ проведенных исследований по выявлению особенностей работы различных типов раскатывающих рабочих органов позволил сделать следующие выводы:

1 Подвижные уплотняющие элементы раскатчика РС-250 способствуют тщательному, более эффективному уплотнению грунта, но при этом снижается скорость раскатки и повышаются затраты на ремонт рабочего органа. Существенным недостатком такого раскатчика является необходимость его частого технологического обслуживания. Таким образом, применение раскатчиков скважин с подвижными катками позволяет увеличить эффект от уплотнения, но значительно увеличивает сроки выполнения работ. Средняя скорость раскатки грунтов с показателем текучести $0 < I_L < 0,25$; $0,25 < I_L < 0,50$ и $0,50 < I_L < 0,75$ с использованием раскатчика скважин с подвижными катками составила 3,5; 4,1 и 4,5 см/мин соответственно.

2 Раскатчик скважин ГРО-250 содержит неподвижные катки, в связи с чем уплотнение грунта и формирование скважины происходит за счет вдавливания вращающегося рабочего органа в грунт без обкатки. При выполнении экспериментальных исследований было выявлено значительное преимущество такого раскатчика над аналогом в скорости раскатки. Средняя скорость раскатки грунтов с показателем текучести $0 < I_L < 0,25$; $0,25 < I_L < 0,50$ и $0,50 < I_L < 0,75$ с использованием ГРО-250 составляет 13,1; 15,8 и 19,3 см/мин соответственно, что в четыре – пять раз выше, чем у РС-250. Недостатком ГРО является большая энергоемкость образования скважин из-за значительного трения скольжения боковой поверхности катков о грунт, что повышает их износ. Кроме того, падает качество уплотнения грунтов в межсвайном пространстве.

Раскатчики скважин с неподвижными катками (ГРО) оказались наиболее эффективны в глинистых грунтах с показателем текучести $I_L \geq 0,5$ д. е. Однако при усилении таких грунтов возникает дополнительная проблема с затягиванием скважин. Для решения этой проблемы на основе анализа полученных материалов разработана модификация раскатывающего рабочего органа с полым валом и выходным отверстием в конусе (рисунок 3.17). Подобная конструкция раскатчика позволяет выполнять набивные сваи за один рабочий цикл при извлечении раскатчика из скважины после проходки.

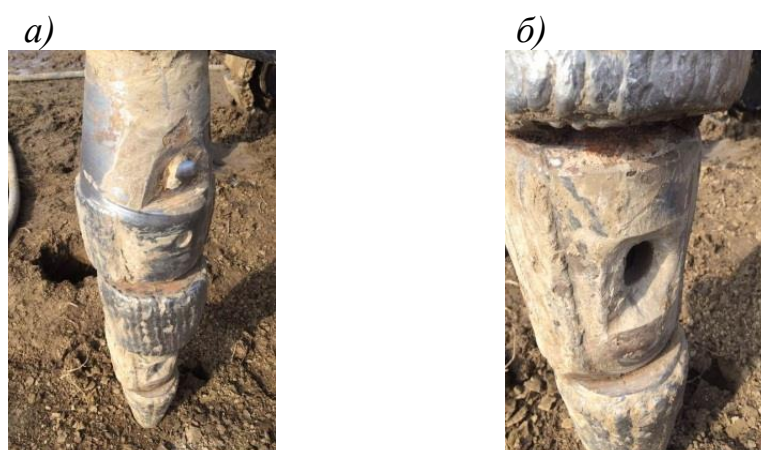


Рисунок 3.17 – Модификация раскатчика скважин с полым валом и выходным отверстием (патент РФ 147223):

a – общий вид раскатчика; *б* – выходное отверстие для подачи раствора

Для изготовления набивных свай с использованием разработанной модификации раскатчика скважин буровая установка дополнительно должна быть оборудована раствором узлом, полыми штангами и высоконапорными шлангами, через которые подается грунтоцементный раствор. Подача раствора осуществляется через расходомер, установленный на входе в систему.

3.4.2 Ожидаемый диаметр раскатанной скважины

Результаты определения диаметров скважин, образованных при раскатке в различных грунтовых условиях представлены в таблице 3.7.

Таблица 3.7 – Результаты определения диаметров раскатанных скважин в различных грунтовых условиях

Номер опыта	Сочетание глубины усиления и грунтовых условий			Значение диаметра раскатанной скважины D , мм
	e , д.е.	h , м	I_L , д. е.	
1	0,650	0,00	0,13	250
2		0,75	0,25	250
3		1,50	0,37	230
4		2,25	0,50	230
5		3,00	0,63	150
6	0,700	0,00	0,25	240
7		0,75	0,37	230
8		1,50	0,50	170
9		2,25	0,63	80
10		3,00	0,13	240
11	0,750	0,00	0,37	200
12		0,75	0,50	150
13		1,50	0,63	50
14		2,25	0,13	220
15		3,00	0,25	210
16	0,800	0,00	0,50	80
17		0,75	0,63	50
18		1,50	0,13	220
19		2,25	0,25	200
20		3,00	0,37	170
21	0,850	0,00	0,63	50
22		0,75	0,13	220
23		1,50	0,25	180
24		2,25	0,37	150
25		3,00	0,50	50

С использованием полученных данных оценено влияние отдельных факторов на изменение диаметра скважины. Оценка влияния факторов, отражающих параметры армирования и грунтовые условия, реализована в соответствии с [221]. Значения F-критериев для исследуемых факторов, влияющих на изменение диаметра раскатанной скважины, приведены в таблице 3.8.

Таблица 3.8 – Критерии Фишера для исследуемых факторов, влияющих на изменение диаметра раскатанной скважины

Исследуемый фактор	Значения критерия Фишера	
	для диаметра скважин	критическое
Глубина h	0,308	3,2592
Коэффициент пористости e	8,934	
Показатель текучести I_L	27,068	

Основное влияние на диаметр выполненной скважины оказывают грунтовые условия, а не общая глубина усиления. В связи с чем при проектировании усиления грунтов армированием набивными сваями в раскатанных скважинах основное внимание необходимо уделять равномерности изменения грунтовых условий в пределах зоны усиления. При столь существенном влиянии грунтовых условий на фактический диаметр раскатанной скважин отдельное внимание следует уделить программе контроля качества выполняемых работ по раскатке. Графическая зависимость, отражающая влияние грунтовых условий на диаметр раскатанной скважины, приведена на рисунке 3.18.

В глинистых грунтах с показателем текучести I_L не менее 0,45 д. е. происходит интенсивное сужение диаметра скважин до 70 %, что говорит о снижении эффективности уплотнения таких грунтов. В данных грунтовых слоях уменьшается и поперечное сечение набивных свай, сопровождающееся перераспределением напряжений на окружающий уплотненный грунт. Следовательно, в таких грунтах для снижения деформативности усиленного массива необходимо изменять шаг расстановки свай и увеличивать диаметр скважин. Также эффективным решением является использование модификации раскатчика скважин с полым валом и выходным отверстием (патент РФ 147223).

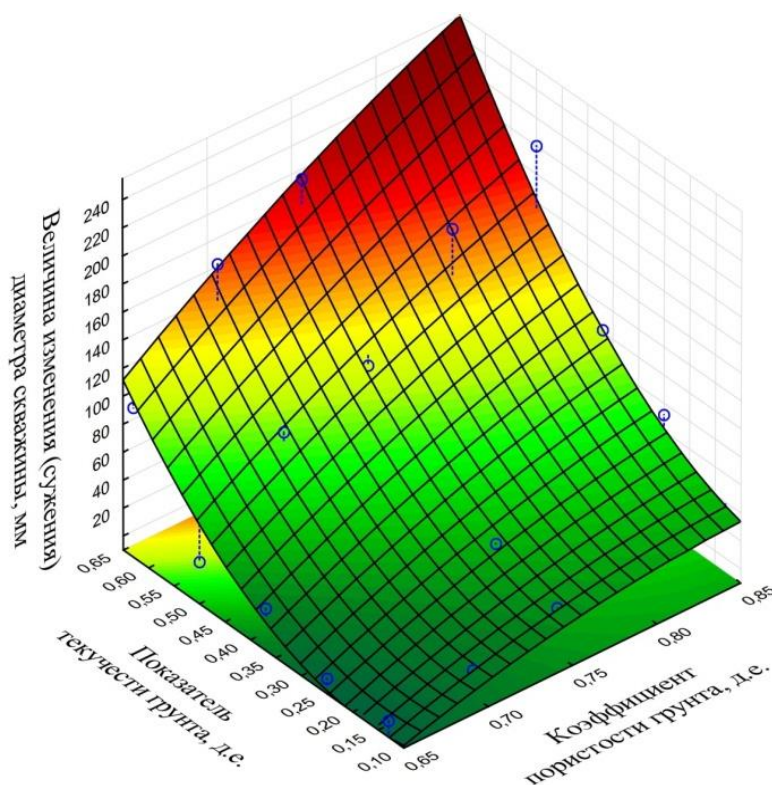


Рисунок 3.18 – Влияние коэффициента пористости и показателя текучести грунта на изменения диаметра раскатанной скважины

С использованием результатов полевых исследований была получена зависимость:

$$D = D_n - \Delta D, \quad (3.1)$$

где D – фактический диаметр раскатанной скважины, мм;

D_n – номинальный диаметр раскатанной скважины, зависящий от раскатывающего рабочего органа (в исследования принят 250 мм);

ΔD – величина изменения (сужения) диаметра скважины за счет влияния грунтовых условий определяется с учетом результатов полевых исследований по формуле

$$\Delta D = d_1 + d_2 e (1,63 - e) + d_1 I_L (1,45 - I_L) + d_3 e I_L, \quad (3.2)$$

где e – коэффициент пористости грунта, д. е.;

I_L – показатель текучести грунта, д.е.;

d_1, d_2, d_3 – коэффициенты, полученные в ходе статистической обработки материалов полевых экспериментов, равные: $d_1 = -540, d_2 = 880, d_3 = 920$.

При этом ΔD не может превышать D_n , т. е. если в случае применения формулы (3.2) получится результат, при котором $\Delta D > D_n$, необходимо принять $\Delta D = D_n$.

Полученную закономерность изменения диаметра раскатанной скважины следует использовать при формировании армирующих элементов (набивных свай в раскатанных скважинах) в численных моделях высоких насыпей. Схема таких армирующих элементов приведена в п. 3.4.4.

3.4.3 Свойства грунтового массива, армированного набивными сваями в раскатанных скважинах

Результаты определения модулей упругости массивов, усиленных армированием набивными сваями в раскатанных скважинах, представлены в таблице 3.9.

Таблица 3.9 – Результаты определения модулей упругости массивов, армированных набивными сваями в раскатанных скважинах

Номер опыта	Факторы			Модуль упругости усиленного массива, МПа (в повторностях)					
	e , д. е.	R_c , МПа	I_L , д. е.						
1	0,650	1	0,13	69,6	68,0	64,7	70,6	71,5	40,2
2		2	0,25	55,0	50,5	49,9	51,2	55,0	73,8
3		3	0,37	58,4	64,2	54,9	56,1	56,0	65,0
4		4	0,50	53,2	62,3	47,5	53,0	59,1	56,1
5		5	0,63	47,9	42,4	53,4	49,6	49,6	55,9
6	0,700	1	0,25	51,7	49,9	56,1	56,0	56,8	66,7
7		2	0,37	52,1	52,8	52,7	52,6	53,9	67,1
8		3	0,50	59,2	51,5	46,7	57,6	54,1	43,5
9		4	0,63	53,9	56,6	55,8	53,4	49,6	36,1
10		5	0,13	64,4	65,9	69,7	58,4	60,5	71,7
11	0,750	1	0,37	49,6	47,7	45,7	37,9	48,7	41,6
12		2	0,50	46,2	44,1	56,0	45,6	55,4	41,9
13		3	0,63	58,6	58,1	48,7	57,3	54,4	35,5
14		4	0,13	62,2	54,6	62,1	55,6	64,4	65,9
15		5	0,25	59,2	72,5	65,6	74,1	72,4	53,4
16	0,800	1	0,50	44,5	48,7	41,7	48,4	41,5	42,8
17		2	0,63	38,1	37,3	39,4	38,9	48,3	63,2
18		3	0,13	64,0	57,2	66,2	55,2	58,8	59,8
19		4	0,25	54,0	63,1	59,4	62,0	51,2	40,9
20		5	0,37	40,4	54,4	41,9	51,5	50,4	50,6

Продолжение таблицы 3.9

Номер опыта	Факторы			Модуль упругости усиленного массива, МПа (в повторностях)					
	e , д. е.	R_c , МПа	I_L , д. е.						
21	0,850	1	0,63	38,4	50,1	48,5	38,6	38,6	39,0
22		2	0,13	61,4	65,7	68,0	58,8	62,8	43,9
23		3	0,25	54,1	50,9	58,1	55,0	51,8	62,5
24		4	0,37	52,3	42,6	45,3	40,4	48,1	47,9
25		1	0,50	35,5	36,2	51,1	40,1	47,9	50,2

С использованием полученных данных оценено влияние отдельных факторов на работу массива, усиленного набивными сваями в раскатанных скважинах. Оценка влияния факторов, отражающих параметры армирования и грунтовые условия, реализована по алгоритму, описанному в [221].

Графическое отображение результатов полевых экспериментов в виде зависимостей, отражающих влияние предела прочности на сжатие армирующего элемента параметров армирования и грунтовых условий на сжимаемость усиленных набивными сваями в раскатанных скважинах массивов, приведено на рисунках 3.19–3.21.

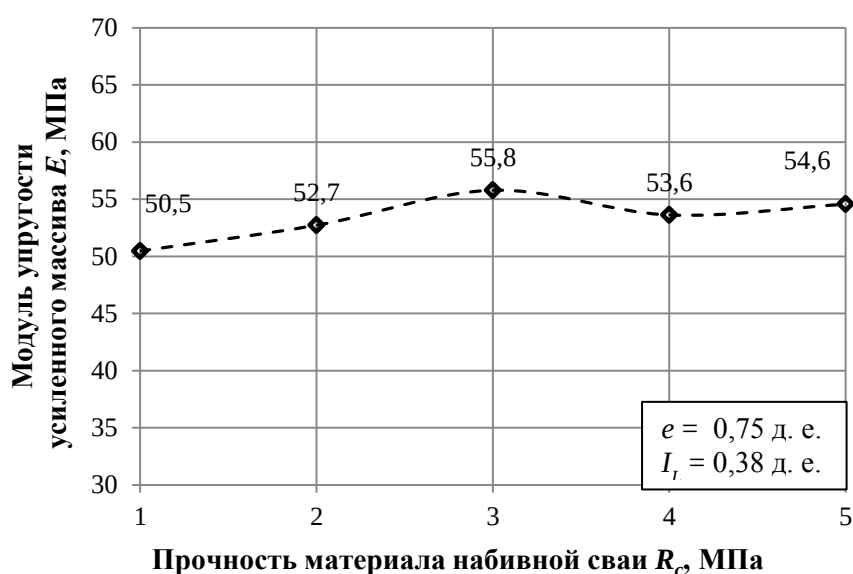


Рисунок 3.19 – Влияние прочности материала набивной сваи на модуль упругости массива, армированного набивными сваями в раскатанных скважинах



Рисунок 3.20 – Влияние коэффициента пористости грунта на модуль упругости массива, армированного набивными сваями в раскатанных скважинах

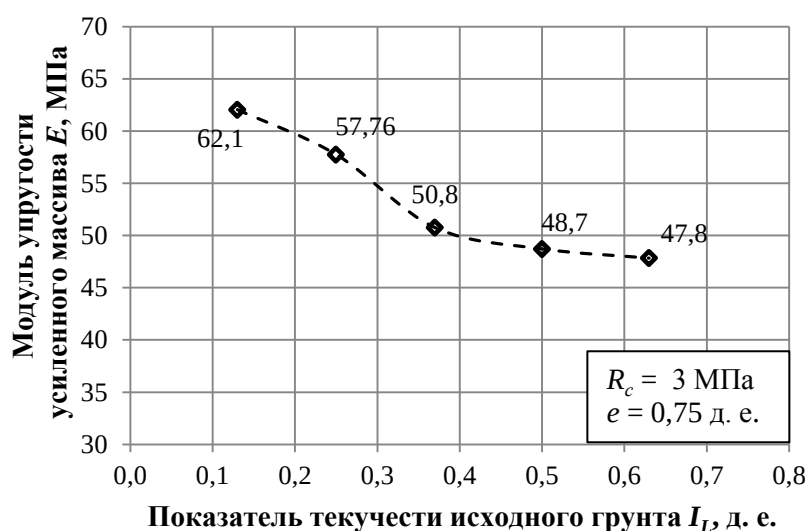


Рисунок 3.21 – Влияние показателя текучести исходного грунта на модуль упругости массива, армированного набивными сваями в раскатанных скважинах

Полученные в ходе полевых экспериментов значения модулей упругости усиленных массивов определены в границах упругопластической фазы деформирования грунта. Следовательно, в случае использования настоящих результатов полевых экспериментов при проектировании усиления деформации грунта не перейдут в фазу сдвигов. Значения F -критериев для исследуемых параметров армирования и грунтовых условий представлены в таблице 3.10.

Таблица 3.10 – Критерии Фишера для исследуемых параметров армирования набивными сваями в раскатанных скважинах и грунтовых условий

Параметры, грунтовые условия	Значение критерия Фишера	
	для модуля упругости массива	критическое
Коэффициент пористости e	4,7310	3,2592
Прочность материала набивной сваи R_c	1,7634	
Показатель текучести I_L	16,7924	

Анализируя полученные результаты полевых экспериментов в виде зависимостей, можно сделать вывод, что основное влияние на сжимаемость массива, усиленного армированием набивными сваями в раскатанных скважинах, оказывают два исследуемых параметра из трех. Варьирование прочностью материала набивных свай (в исследуемых границах от 1 до 5 МПа) для изменения модуля упругости оказалось несущественным. Результирующее влияние на изменение сжимаемости массива, усиленного армированием набивными сваями в раскатанных скважинах, оказывают грунтовые условия – коэффициент пористости грунта и показатель текучести.

Результаты проведенных полевых экспериментов позволяют спрогнозировать повышение модуля упругости массива при его усилении армированием набивными сваями в раскатанных скважинах в глинистых грунтах с показателем текучести $I_L = 0 \dots 0,75$ д. е. и коэффициентом пористости $e = 0,650 \dots 0,850$. Однако данные результаты позволяют выполнять расчет характеристик усиленного массива только в случае использования раскатчика скважин типа ГРО-250 и при шаге раскатанных скважин в 1,0 м.

3.4.4 Закономерности изменения свойств уплотненных грунтов вблизи набивной сваи в раскатанной скважине

Для исследования закономерности изменения свойств уплотненных грунтов вблизи набивных свай в раскатанных скважинах выполнялся комплекс лабораторных исследований монолитов, отобранных из шурфов на различном расстоянии от набивных свай (рисунок 3.22). По монолитам определялись фи-

зико-механические характеристики уплотненного грунта. Таким образом был сформирован массив значений физико-механических характеристик грунта при различном сочетании исходных грунтовых условий и при различном расстоянии от армирующих элементов.



Рисунок 3.22 – Шурф, вскрытый около набивных свай

В результате анализа результатов лабораторных исследований монолитов были выделены зоны максимального, умеренного и низкого уплотнения грунтов раскаткой. В супесях в зависимости от показателя текучести максимальное уплотнение наблюдается в интервале от 15 до 22 см (r_1) от оси набивной сваи, умеренное уплотнение в интервале от 22 до 30 см (r_2), низкое уплотнение в интервале от 30 до 50 см (r_3). В суглинках в зависимости от показателя текучести максимальное уплотнение наблюдается в интервале от 15 до 20 см (r_1) от оси набивной сваи, умеренное уплотнение в интервале от 20 до 25 см (r_2), низкое уплотнение в интервале от 25 до 50 см (r_3). Полученные результаты указывают на наличие зон уплотнения грунта вокруг набивной сваи, образованных при раскатке скважин, которые оказывают влияние на работу армированного массива.

Отмечено, что эффективность уплотнения грунтов раскаткой зависит от показателя текучести грунта I_L . С увеличением значения I_L эффективность

уплотнения грунтов снижается. Эффект от уплотнения грунтов раскаткой на расстоянии более двух диаметров скважины оказался несущественен.

Выполненные исследования области вокруг набивных свай в раскатанных скважинах позволили уточнить сформированные в главе 2 армирующие элементы, используемые в численных моделях. Таким образом, армирующие элементы, характеризующие набивные сваи в раскатанных скважинах и уплотненный грунт вокруг них, рекомендуется учитывать в соответствии со схемой, представленной на рисунке 3.23. При этом зонами низкого уплотнения при конструировании и расчете армирующих конструкций в запас прочности рекомендуется пренебречь.

Диаметр набивной сваи в раскатанной скважине d необходимо определять в зависимости от грунтовых условий с использованием закономерностей, полученных в п. 3.4.1. Уплотненный грунт вокруг свай разделен на две зоны, отражающие максимальное и умеренное уплотнения грунта. Границы расположения этих зон от оси набивной сваи (соответственно r_1 и r_2) зависят от номенклатурного вида грунта, в первую очередь от числа пластичности и показателя текучести.

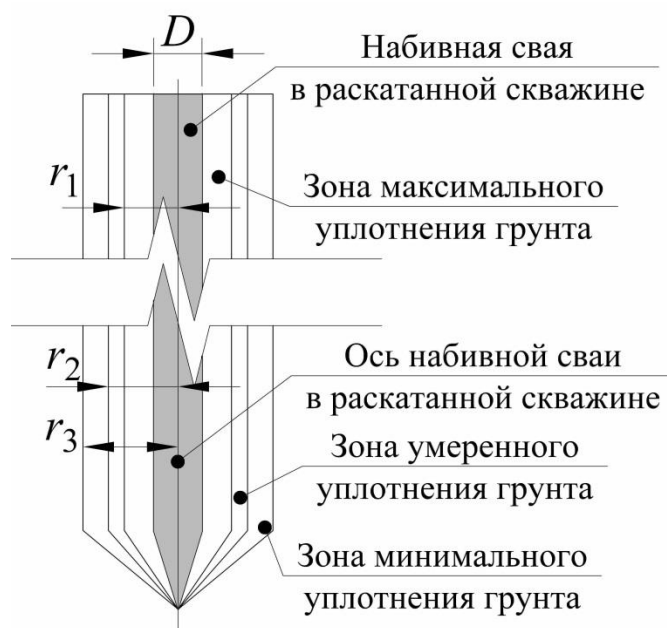


Рисунок 3.23 – Схема армирующих элементов, используемых при формировании численных моделей с армированием набивными сваями в раскатанных скважинах

Для оценки изменения физико-механических характеристик грунта в зоне максимального и умеренного уплотнения была получена функциональная зависимость коэффициента пористости грунта от расстояния до оси раскатанной скважины путем статистической обработки результатов экспериментальных и лабораторных исследований монолитов уплотненного грунта, отобранных на различном расстоянии от раскатанной скважины, с получением аппроксимирующей функции изменения коэффициента пористости уплотненного грунта.

Аппроксимирующая функция представлена в следующем виде:

$$e = e_0 - \frac{T}{1 + K \left(\frac{r - r_{\text{св}}}{r_{\text{св}}} \right)^n}, \quad (3.3)$$

где e_0 – коэффициент пористости грунта до уплотнения раскаткой;

T и K – коэффициенты, зависящие от консистенции и вида грунта и от значения коэффициента пористости e_0 ;

r – расстояние от оси набивной сваи до точки определения коэффициента пористости уплотненного грунта, м;

$r_{\text{св}}$ – радиус сваи, м;

n – коэффициент, который характеризует кривизну функции (зависимости).

Коэффициенты T , K и n были определены в ходе статистической обработки массива значений коэффициентов пористости грунта путем преобразования аппроксимирующей функции в линейное уравнение вида $y = A + Bx$ с использованием способа наименьших квадратов. Обратный переход линейного уравнения к аппроксимирующей функции сопровождался оценкой тесноты линейной связи путем определения линейного коэффициента корреляции R .

Полученные коэффициенты были распределены по группам в зависимости от исходных грунтовых условий. Значения коэффициентов K и T сведены в таблицы 3.11 и 3.12. Значение коэффициента n для песчанистых супесей составило $n = 4$, для легких суглинков $n = 5$.

Таблица 3.11 – Значения коэффициентов T и K для супесей

Консистенция грунта	Коэффициент пористости грунта до уплотнения раскаткой e_0	T	K
$0 < I_L \leq 0,25$	0,650–0,725	0,745	0,667
	0,725–0,800	0,741	0,636
	0,800–0,875	0,736	0,614
$0,25 < I_L \leq 0,50$	0,650–0,725	0,789	0,724
	0,725–0,800	0,784	0,638
	0,800–0,875	0,780	0,583
$0,50 < I_L \leq 0,75$	0,650–0,725	0,726	0,661
	0,725–0,800	0,723	0,633
	0,800–0,875	0,719	0,615

Таблица 3.12 – Значения коэффициентов T и K для суглинков

Консистенция грунта	Коэффициент пористости грунта до уплотнения раскаткой e_0	T	K
$0 < I_L \leq 0,25$	0,650–0,725	0,740	0,388
	0,725–0,800	0,743	0,435
	0,800–0,875	0,746	0,376
$0,25 < I_L \leq 0,50$	0,650–0,725	0,762	0,450
	0,725–0,800	0,753	0,446
	0,800–0,875	0,767	0,438
$0,50 < I_L \leq 0,75$	0,650–0,725	0,725	0,400
	0,725–0,800	0,729	0,387
	0,800–0,875	0,733	0,425

Для оценки увеличения удельного сцепления грунта, уплотненного раскаткой скважин, на основании лабораторных исследований получены соответствующие зависимости для супесей и суглинков. На рисунках 3.24 и 3.25 представлены функциональные зависимости, отражающие увеличение удельного сцепления грунта Δc от снижения коэффициента пористости грунта Δe в результате его уплотнения раскаткой.

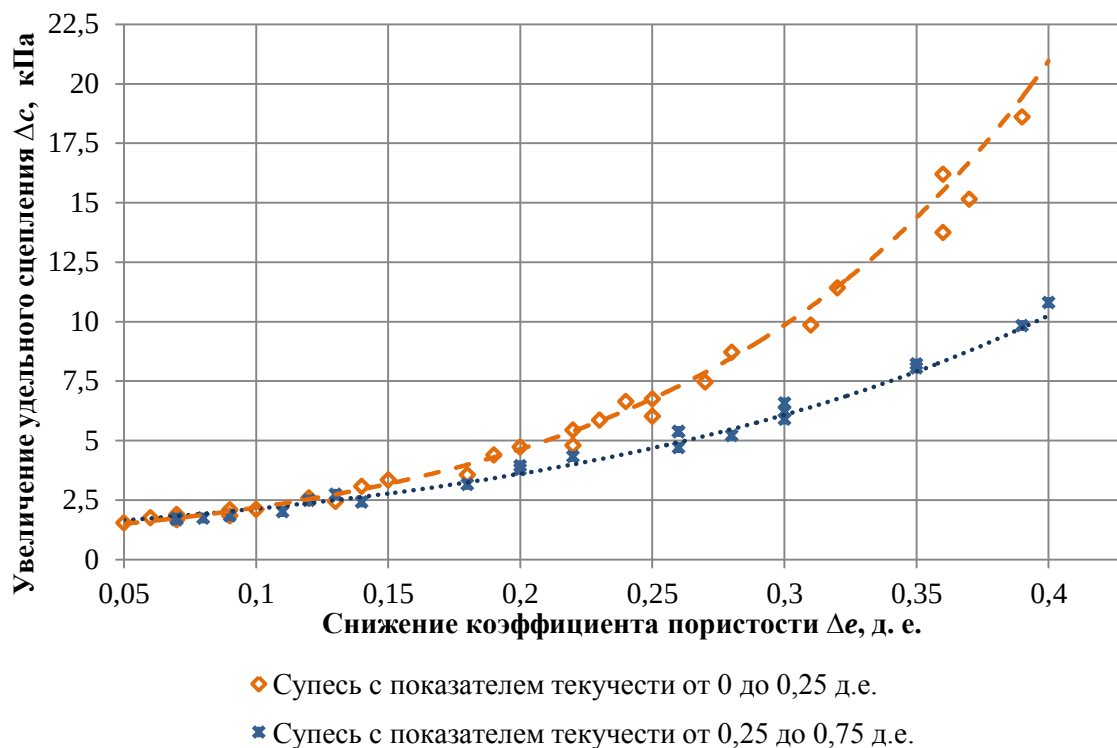


Рисунок 3.24 – Функциональные зависимости, отражающие увеличение удельного сцепления Δc в зависимости от снижения коэффициента пористости Δe , для супесей

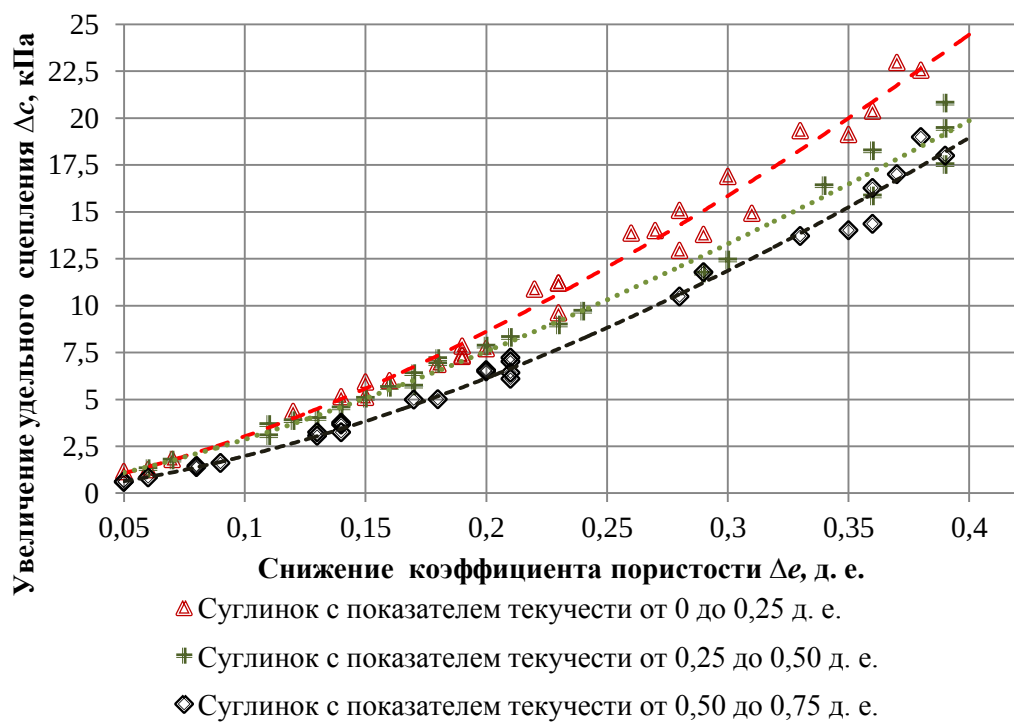


Рисунок 3.25 – Функциональные зависимости, отражающие увеличение удельного сцепления Δc в зависимости от снижения коэффициента пористости Δe , для суглинков

Анализируя зависимость Δc от Δe можно выделить характерные функциональные зависимости для супесей и суглинков, позволяющие вычислить удельное сцепление уплотненного от раскатки грунта. Для супесей

$$c_{гр}^{уп} = c_{гр} + \Delta c = c_{гр} + a_1 \exp[a_2 \cdot \Delta e], \quad (3.4)$$

где $c_{гр}$ – удельное сцепление грунта, не попадающего в зону влияния раскатки (исходное значение), кПа;

a_1 и a_2 – эмпирические коэффициенты, зависящие от I_L .

Для суглинков

$$c_{гр}^{уп} = c_{гр} + \Delta c = c_{гр} + b_1 \cdot \Delta e^{b_2}, \quad (3.5)$$

где b_1 и b_2 – эмпирические коэффициенты, зависящие от I_L .

Формулы 3.4 и 3.5 служат для определения удельного сцепления уплотненного грунта вокруг набивной сваи при армировании. Эмпирические коэффициенты a_1 , a_2 , b_1 и b_2 представлены в таблице 3.13.

Таблица 3.13 – Эмпирические коэффициенты a_1 , a_2 , b_1 и b_2

Вид грунта (I_p)	Коэффициент	Показатель текучести глинистого грунта I_L , д. е.		
		0–0,25.	0,25–0,50	0,50–0,75
Супеси (0...7)	a_1	1,02	1,26	
	a_2	7,53	5,23	
Суглинки (8...14)	b_1	97,2	71,24	1,39
	b_2	1,51	1,39	1,63

3.5 Результаты экспериментальных исследований при усилении грунтовых массивов объемным армированием

В результате проведенных экспериментальных исследований были получены зависимости осадки штампа от ступеней нагружения, которые позволили на линейных участках (графика «осадка-нагрузка») определить значения модуля упругости усиленного массива E . Также было определено предельное давления N_u под подошвой штампа, после достижения которого в конструкции возникают критические деформации.

Анализ выполненных исследований показывает, что каждый параметр армирования влияет на эффективность и характер работы натурной модели фрагмента насыпи. При этом вклад каждого параметра различен.

На повышение предельного давления и модуля упругости массива основное влияние оказывают шаг расстановки стержней и глубина заделки элементов армирования в устойчивый массив грунта. Введение дополнительных точек инъектирования раствора позволяет в значительной степени снизить деформативность армированного массива. Варьирование углом забивки арматурных стержней не оказало существенного влияния на деформативность системы и восприятие предельных нагрузок. Данные, полученные при проведении экспериментальных исследований насыпи усиленной объемным армированием, представлены в таблицах 3.14 и 3.15.

Таблица 3.14 – Значения предельного давления N_u для моделей насыпей, усиленных объемным армированием

Номер опыта	Схема армирования*	Значения предельного давления, кПа, в повторностях					
		1	2	3	4	5	6
1	$B = 0,29 \text{ м}; L = 1/5; \alpha = 25^\circ; h = 0,30 \text{ м}$	180	187	186	186	190	187
2	$B = 0,29 \text{ м}; L = 1/4; \alpha = 30^\circ; h = 0,26 \text{ м}$	196	203	197	203	202	198
3	$B = 0,29 \text{ м}; L = 1/3; \alpha = 35^\circ; h = 0,23 \text{ м}$	213	208	199	199	205	212
4	$B = 0,29 \text{ м}; L = 1/2; \alpha = 40^\circ; h = 0,19 \text{ м}$	249	248	252	243	244	248
5	$B = 0,29 \text{ м}; L = 1/1; \alpha = 45^\circ; h = 0,16 \text{ м}$	266	269	255	264	267	254
6	$B = 0,51 \text{ м}; L = 1/5; \alpha = 35^\circ; h = 0,26 \text{ м}$	270	268	258	265	271	271
7	$B = 0,51 \text{ м}; L = 1/4; \alpha = 40^\circ; h = 0,23 \text{ м}$	292	289	296	290	296	290
8	$B = 0,51 \text{ м}; L = 1/3; \alpha = 45^\circ; h = 0,19 \text{ м}$	329	323	327	325	322	324
9	$B = 0,51 \text{ м}; L = 1/2; \alpha = 25^\circ; h = 0,16 \text{ м}$	262	268	268	260	272	266
10	$B = 0,51 \text{ м}; L = 1/1; \alpha = 30^\circ; h = 0,30 \text{ м}$	286	296	295	295	299	292
11	$B = 0,73 \text{ м}; L = 1/5; \alpha = 45^\circ; h = 0,23 \text{ м}$	358	345	350	348	353	350
12	$B = 0,73 \text{ м}; L = 1/4; \alpha = 25^\circ; h = 0,19 \text{ м}$	297	301	305	305	292	292
13	$B = 0,73 \text{ м}; L = 1/3; \alpha = 30^\circ; h = 0,16 \text{ м}$	308	323	318	313	320	314
14	$B = 0,73 \text{ м}; L = 1/2; \alpha = 35^\circ; h = 0,30 \text{ м}$	341	342	339	342	346	347
15	$B = 0,73 \text{ м}; L = 1/1; \alpha = 40^\circ; h = 0,26 \text{ м}$	351	351	357	348	351	348
16	$B = 0,94 \text{ м}; L = 1/5; \alpha = 30^\circ; h = 0,19 \text{ м}$	350	350	341	345	337	351
17	$B = 0,94 \text{ м}; L = 1/4; \alpha = 35^\circ; h = 0,16 \text{ м}$	367	363	366	374	374	369
18	$B = 0,94 \text{ м}; L = 1/3; \alpha = 40^\circ; h = 0,30 \text{ м}$	387	381	379	383	383	381
19	$B = 0,94 \text{ м}; L = 1/2; \alpha = 45^\circ; h = 0,26 \text{ м}$	398	395	403	395	398	391
20	$B = 0,94 \text{ м}; L = 1/1; \alpha = 25^\circ; h = 0,23 \text{ м}$	365	372	370	370	374	370
21	$B = 1,16 \text{ м}; L = 1/5; \alpha = 40^\circ; h = 0,16 \text{ м}$	370	380	369	369	380	374
22	$B = 1,16 \text{ м}; L = 1/4; \alpha = 45^\circ; h = 0,30 \text{ м}$	405	406	405	397	406	411
23	$B = 1,16 \text{ м}; L = 1/3; \alpha = 25^\circ; h = 0,26 \text{ м}$	365	365	361	362	371	357

Продолжение таблицы 3.14

Номер опыта	Схема армирования*	Значения предельного давления, кПа, в повторностях					
		1	2	3	4	5	6
24	$B = 1,16 \text{ м}; L = 1/2; \alpha = 30^\circ; h = 0,23 \text{ м}$	373	370	370	368	367	379
25	$B = 1,16 \text{ м}; L = 1/1; \alpha = 35^\circ; h = 0,19 \text{ м}$	402	397	410	402	406	405

* B – глубина заделки элементов армирования в устойчивый массив грунта; L – шаг расстановки точек инъекции раствора ($1/4$ – одна точка инъекции раствора на каждый четвертый узел пересечения сетки стержней); α – угол забивки стержней в плане; h – шаг расстановки стержней.

В ходе статистической обработки материалов экспериментальных исследований решалась задача по выявлению значащих факторов. Методика определения значащих факторов при проведении многофакторного дисперсионного анализа по методу латинских квадратов принята по рекомендациям [221]. В рамках программы исследований значение критического F -распределения, при уровне значимости $\alpha = 0,05$ и числах степеней свободы $\varphi_1 = 4$ и $\varphi_2 = 12$ составляет $F = 3,2592$.

Таблица 3.15 – Значения модулей упругости массивов, усиленных объемным армированием

Номер опыта	Схема армирования*	Значения модуля упругости, МПа, в повторностях					
		1	2	3	4	5	6
1	$B = 0,29 \text{ м}; L = 1/5; \alpha = 25^\circ; h = 0,30 \text{ м}$	54,8	38,8	61,8	63,8	71,8	48,8
2	$B = 0,29 \text{ м}; L = 1/4; \alpha = 30^\circ; h = 0,26 \text{ м}$	61,3	50,3	54,3	70,3	60,3	46,3
3	$B = 0,29 \text{ м}; L = 1/3; \alpha = 35^\circ; h = 0,23 \text{ м}$	91,1	81,1	60,1	76,1	71,1	61,1
4	$B = 0,29 \text{ м}; L = 1/2; \alpha = 40^\circ; h = 0,19 \text{ м}$	115,3	131,3	113,3	100,3	131,3	124,3
5	$B = 0,29 \text{ м}; L = 1/1; \alpha = 45^\circ; h = 0,16 \text{ м}$	160,2	153,2	170,2	167,2	133,2	133,2
6	$B = 0,51 \text{ м}; L = 1/5; \alpha = 35^\circ; h = 0,26 \text{ м}$	78,2	87,2	73,2	71,2	78,2	50,2
7	$B = 0,51 \text{ м}; L = 1/4; \alpha = 40^\circ; h = 0,23 \text{ м}$	66,2	62,2	74,2	95,2	59,2	94,2
8	$B = 0,51 \text{ м}; L = 1/3; \alpha = 45^\circ; h = 0,19 \text{ м}$	144,2	117,2	140,2	111,2	124,2	125,2
9	$B = 0,51 \text{ м}; L = 1/2; \alpha = 25^\circ; h = 0,16 \text{ м}$	91,3	101,3	86,3	100,3	76,3	77,3
10	$B = 0,51 \text{ м}; L = 1/1; \alpha = 30^\circ; h = 0,30 \text{ м}$	124,2	114,2	143,2	108,2	114,2	137,2
11	$B = 0,73 \text{ м}; L = 1/5; \alpha = 45^\circ; h = 0,23 \text{ м}$	82,2	75,2	94,2	58,2	57,2	70,2
12	$B = 0,73 \text{ м}; L = 1/4; \alpha = 25^\circ; h = 0,19 \text{ м}$	69,2	62,2	97,2	75,2	91,2	101,2
13	$B = 0,73 \text{ м}; L = 1/3; \alpha = 30^\circ; h = 0,16 \text{ м}$	103,5	102,5	89,5	78,5	101,5	90,5
14	$B = 0,73 \text{ м}; L = 1/2; \alpha = 35^\circ; h = 0,30 \text{ м}$	101,4	138,4	134,4	132,4	132,4	113,4
15	$B = 0,73 \text{ м}; L = 1/1; \alpha = 40^\circ; h = 0,26 \text{ м}$	139,6	122,6	160,6	140,6	152,6	129,6
16	$B = 0,94 \text{ м}; L = 1/5; \alpha = 30^\circ; h = 0,19 \text{ м}$	49,6	59,6	67,6	63,6	64,6	73,6
17	$B = 0,94 \text{ м}; L = 1/4; \alpha = 35^\circ; h = 0,16 \text{ м}$	91,6	91,6	74,6	71,6	91,6	102,6
18	$B = 0,94 \text{ м}; L = 1/3; \alpha = 40^\circ; h = 0,30 \text{ м}$	135,5	117,5	114,5	124,5	114,5	108,5
19	$B = 0,94 \text{ м}; L = 1/2; \alpha = 45^\circ; h = 0,26 \text{ м}$	133,2	128,2	136,2	129,2	130,2	117,2
20	$B = 0,94 \text{ м}; L = 1/1; \alpha = 25^\circ; h = 0,23 \text{ м}$	149,5	127,5	138,5	140,5	122,5	139,5

Продолжение таблицы 3.15

Номер опыта	Схема армирования*	Значения модуля упругости, МПа, в повторностях					
		1	2	3	4	5	6
21	$B = 1,16 \text{ м}; L = 1/5; \alpha = 40^\circ; h = 0,16 \text{ м}$	108,5	109,5	86,5	84,5	110,5	95,5
22	$B = 1,16 \text{ м}; L = 1/4; \alpha = 45^\circ; h = 0,30 \text{ м}$	94,2	109,2	121,2	109,2	123,2	128,2
23	$B = 1,16 \text{ м}; L = 1/3; \alpha = 25^\circ; h = 0,26 \text{ м}$	95,2	67,2	86,2	88,2	69,2	80,2
24	$B = 1,16 \text{ м}; L = 1/2; \alpha = 30^\circ; h = 0,23 \text{ м}$	123,2	123,2	139,2	106,2	118,2	139,2
25	$B = 1,16 \text{ м}; L = 1/1; \alpha = 35^\circ; h = 0,19 \text{ м}$	130,3	148,3	127,3	130,3	132,3	128,3

* B – глубина заделки элементов армирования в устойчивый массив грунта; L – шаг расстановки точек инъекции раствора (1/4 – одна точка инъекции раствора на каждый четвертый узел пересечения сетки стержней); α – угол забивки стержней в плане; h – шаг расстановки стержней.

Также для результатов экспериментальных исследований с использованием критерия Стьюдента выполнена оценка среднеквадратического отклонения и коэффициента вариации. Графическое отображение результатов представлено на рисунках 3.26–3.33. Зависимости, отражающие влияние параметров армирования на модуль упругости усиленного массива представлены с учетом масштабного коэффициента моделирования.

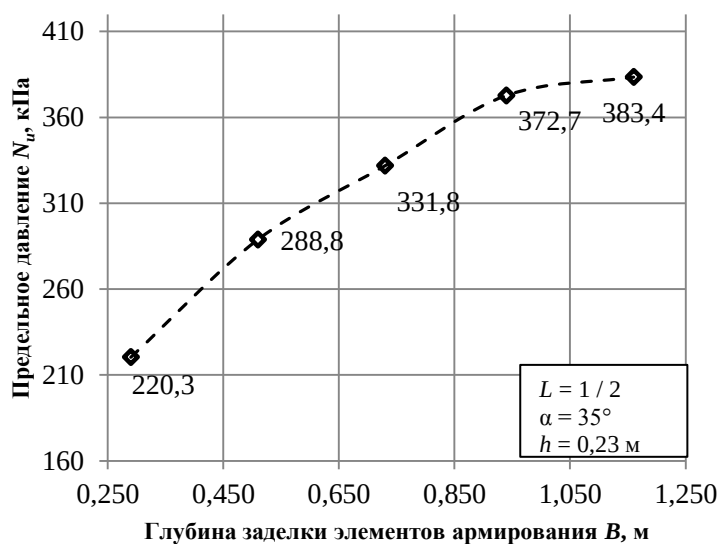


Рисунок 3.26 – Влияние глубины заделки элементов армирования в устойчивый слой фрагмента насыпи B на предельное давление N_u , передаваемое на усиленный массив фрагмента насыпи

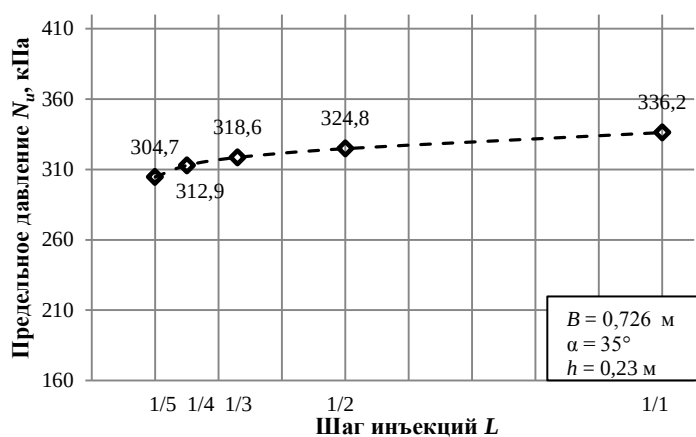


Рисунок 3.27 – Влияние шага расстановки точек инъекции раствора L на предельное давление N_u , передаваемое на усиленный массив фрагмента насыпи

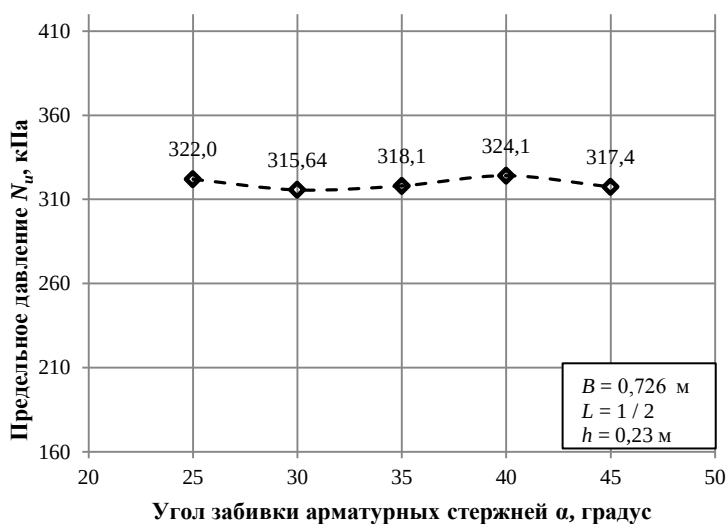


Рисунок 3.28 – Влияние угла забивки арматурных стержней α на предельное давление N_u , передаваемое на усиленный массив фрагмента насыпи

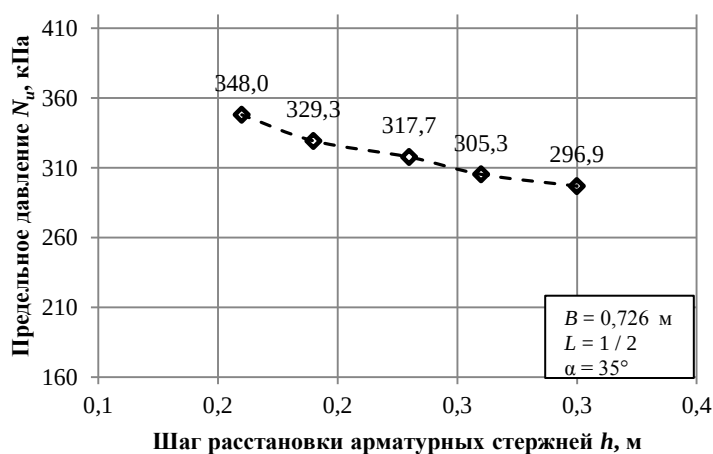


Рисунок 3.29 – Влияние шага расстановки арматурных стержней h на предельное давление N_u , передаваемое на усиленный массив фрагмента насыпи

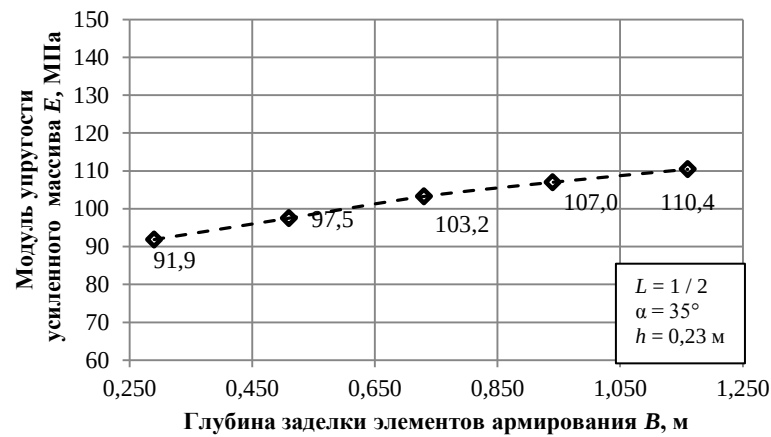


Рисунок 3.30 – Влияние глубины заделки элементов армирования в устойчивый слой насыпи B на модуль упругости усиленного массива E фрагмента насыпи

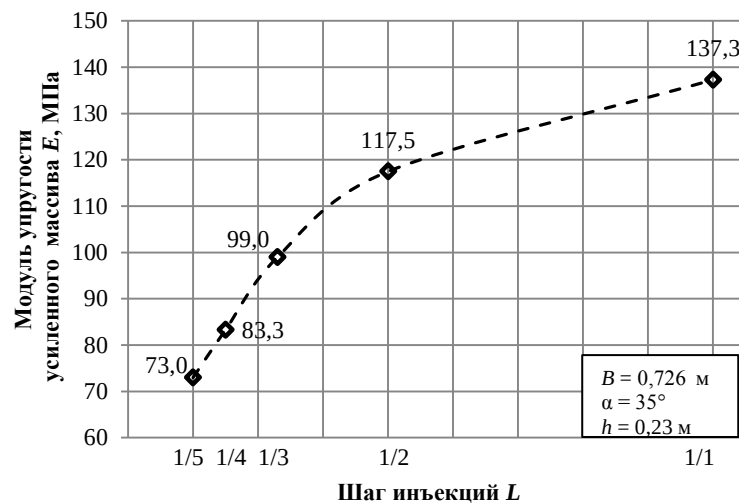


Рисунок 3.31 – Влияние шага расстановки точек инъектирования раствора L на модуль упругости усиленного массива E фрагмента насыпи

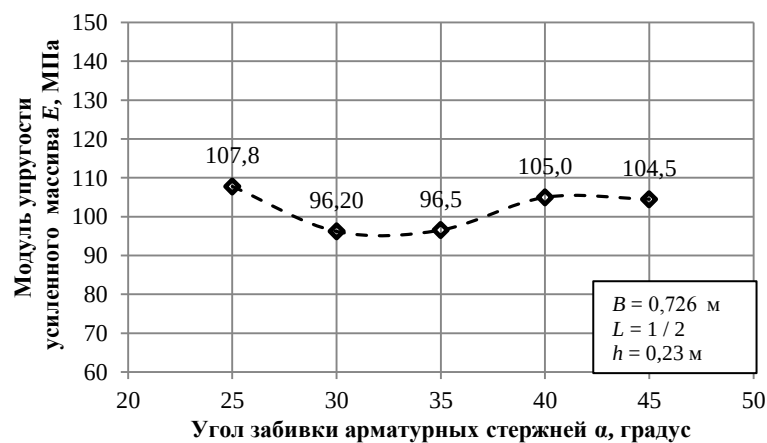


Рисунок 3.32 – Влияние угла забивки арматурных стержней α на модуль упругости усиленного массива E фрагмента насыпи

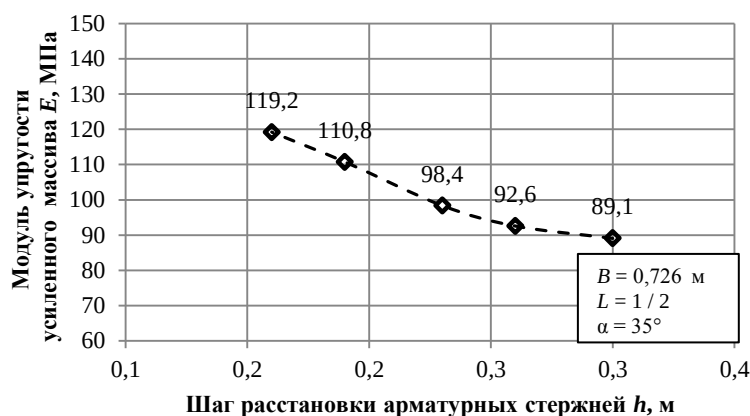


Рисунок 3.33 – Влияние шага расстановки арматурных стержней h на модуль упругости усиленного массива E фрагмента насыпи

Значения F-критериев для исследуемых параметров объемного армирования приведены в таблице 3.16.

Таблица 3.16 – Критерии Фишера для исследуемых параметров объемного армирования

Параметры объемного армирования	Значение критерия Фишера		
	для N_u фрагмента насыпи	для E фрагмента насыпи	критическое
Глубина заделки в устойчивый массив B	326,2273	1,33819	3,2592
Шаг расстановки точек инъектирования твердеющего раствора L	10,4720	16,3182	
Шаг расстановки арматурных стержней в плане h	29,6756	3,89572	
Угол забивки арматурных стержней в плане α	0,8862	0,68026	

Анализируя полученные результаты в виде зависимостей можно сделать вывод, что варьирование исследуемых параметров армирования отражается на предельном давлении, воспринимаемом усиленным массивом. Происходит перераспределение сдвигающих напряжений в насыпи за счет включения в работу объемного каркаса, состоящего из системы горизонтальных стержневых элементов и вертикальных включений затвердевшего раствора.

Также определено, что основное влияние на сжимаемость и прочность массива фрагмента насыпи, усиленного объемным армированием, оказывают три из четырех параметров армирования. Параметр угла забивки стержней в плане в исследуемых границах носит шумовой характер и существенного влия-

ния на изменение предельного давления N_u и модуля упругости E не оказывает. В связи с чем величина угла забивки стержней в плане α должна назначаться из конструктивных соображений и технологической возможности забивки стержней в усиливаемый массив.

Существенное влияние на изменение сжимаемости и прочности усиленного массива фрагмента насыпи оказывает шаг расстановки точек инъектирования L и шаг расстановки арматурных стержней в плане.

Глубина заделки арматурных стержней в устойчивый массив фрагмента насыпи эффективно повышает предельное давление N_u фрагмента насыпи, в то время как на сжимаемость усиленного массива особого влияния не оказывает.

3.6 Результаты лабораторных исследований армирующих составов

В лабораторных условиях были исследованы рецептуры приготовления армирующих составов. В качестве их компонентов использовалась смесь глинистого грунта и цемента. Водоцементное отношение и оптимальное соотношение компонентов составов устанавливались по результатам лабораторных испытаний соответствующих образцов затвердевшего раствора на одноосное сжатие и изгиб.

В таблице 3.17 приведены рецептуры (в виде соотношения глины и цемента) исследуемых армирующих составов для напорного инъектирования. На основании требуемой в процессе производства работ удобоукладываемости инъектируемого раствора для каждой смеси подбиралось водовязующее отношение.

Таблица 3.17 – Рецептуры армирующих составов, использованные в лабораторных исследованиях

Материал	Порядковый номер рецептуры												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Глина	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Цемент	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
Водовязующее отношение	0,73	0,71	0,70	0,69	0,69	0,68	0,67	0,66	0,65	0,64	0,63	0,60	0,56

Сроки схватывания для каждой исследуемой рецептуры армирующих составов приведены в таблице 3.18. Отмечено, что с увеличением содержания цемента водовяжущее отношение уменьшается.

В результате проведенных лабораторных испытаний опытных образцов получены зависимости увеличения прочности раствора на сжатие и изгиб, модуля упругости и удельного сцепления раствора для каждой рецептуры от времени твердения раствора. Полученные зависимости в виде графиков представлены на рисунках 3.34...3.36.

Таблица 3.18 – Сроки схватывания рецептур армирующих составов

Номер рецептуры	Глина / цемент	Состав, г	Водовяжущее отношение	Начало схватывания, ч : мин	Конец схватывания, ч : мин
1	1,0 / 0,3	Глина 450; цемент 135; вода 428; песок 1463	0,73	0:40	4 : 20
2	1,0 / 0,4	Глина 400; цемент 160; вода 398; песок 1400	0,71	1 : 00	4 : 40
3	1,0 / 0,5	Глина 400; цемент 200; вода 400; песок 1500	0,70	1 : 05	5 : 25
4	1,0 / 0,6	Глина 400; цемент 240; вода 442; песок 1600	0,69	0 : 55	4 : 50
5	1,0 / 0,7	Глина 300; цемент 210; вода 352; песок 1275	0,69	1 : 10	5 : 10
6	1,0 / 0,8	Глина 300; цемент 240; вода 370; песок 1350	0,69	0 : 50	4 : 50
7	1,0 / 0,9	Глина 300; цемент 270; вода 382; песок 1425	0,67	1 : 10	5 : 15
8	1,0 / 1,0	Глина 250; цемент 250; вода 330; песок 1250	0,66	0 : 45	5 : 55
9	1,0 / 1,1	Глина 250; цемент 275; вода 341; песок 1313	0,65	1 : 20	5 : 30
10	1,0 / 1,2	Глина 250; цемент 300; вода 352; песок 1375	0,64	1 : 40	5 : 45
11	1,0 / 1,3	Глина 250; цемент 325; вода 365; песок 1438	0,63	1 : 55	6 : 10
12	1,0 / 1,4	Глина 250; цемент 350; вода 360; песок 1500	0,60	1 : 30	6 : 20
13	1,0 / 1,5	Глина 250; цемент 375; вода 350; песок 1563	0,56	1 : 20	6 : 45

Полученные данные лабораторных исследований образцов твердеющего раствора позволили разработать методику подбора армирующих составов, которая заключается в следующем:

- в результате предварительных расчетов усиленного массива определяются требуемые значения модуля упругости, удельного сцепления, прочности на сжатие и изгиб затвердевшего раствора;

- по определенным в результате предварительного расчета характеристикам раствора с использованием таблиц 3.17 и 3.18 и графиков на рисунках 3.34–3.36 определяется необходимая рецептура армирующего состава и водо-вяжущее отношение;

- для выбранной рецептуры армирующего состава с использованием таблицы 3.18 определяются сроки схватывания раствора.

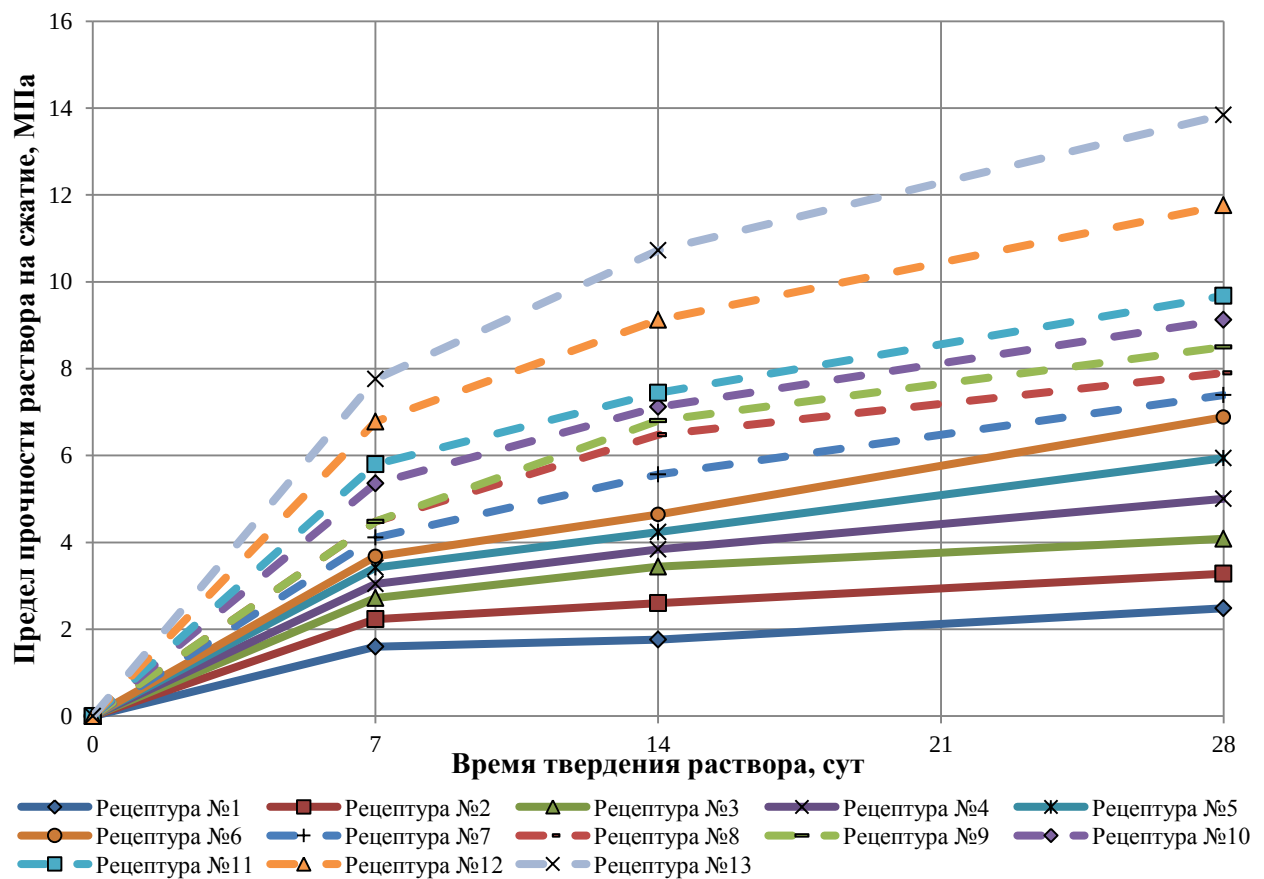


Рисунок 3.34 – Зависимость увеличения предела прочности образца на одноосное сжатие от времени твердения раствора

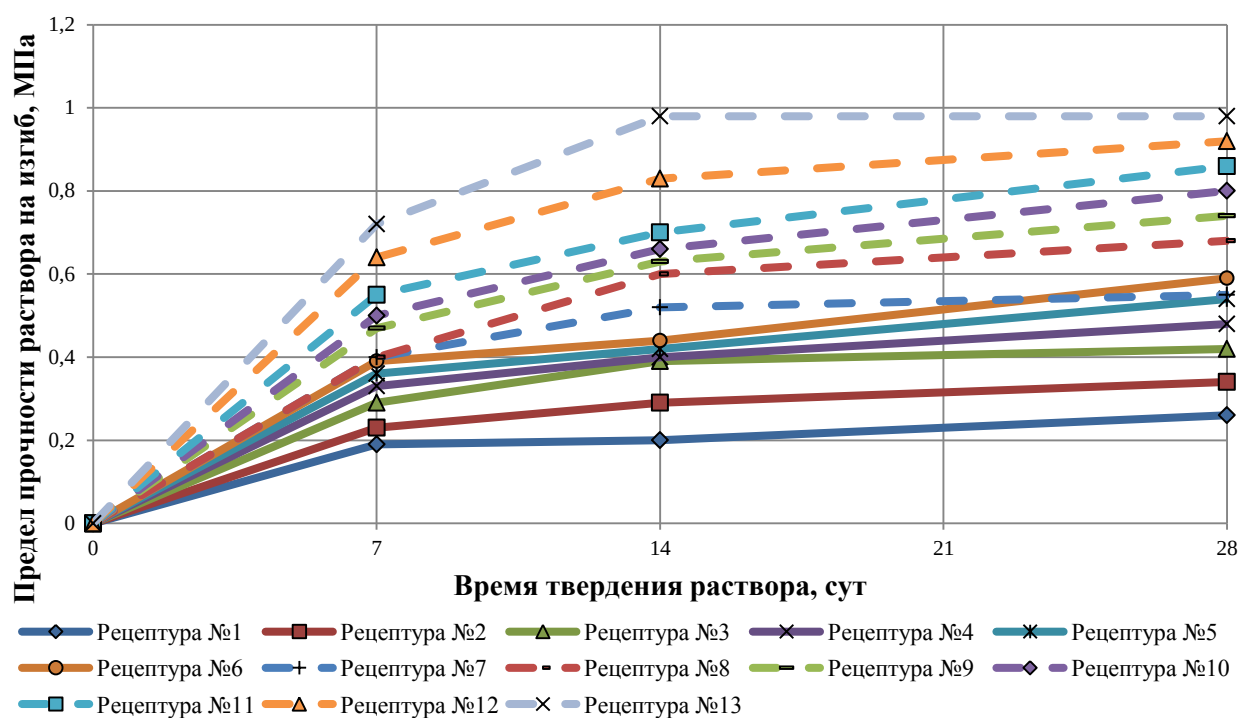


Рисунок 3.35 – Зависимость увеличения предела прочности образца на изгиб от времени твердения раствора

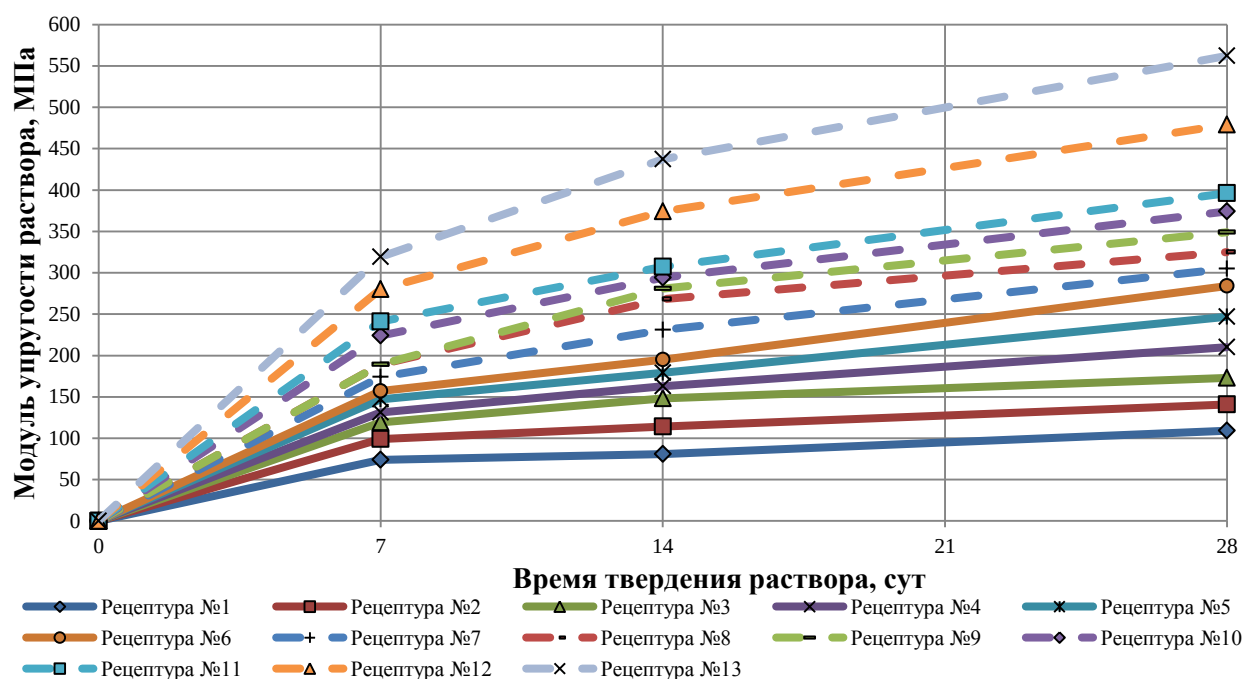


Рисунок 3.36 – Зависимость увеличения модуля упругости образца от времени твердения раствора

Данная методика при проектировании усиления грунтов тела и основания земляного полотна с инъектированием твердеющих растворов позволяет назна-

чить рецептуру армирующего состава и учесть свойства затвердевшего раствора при формировании численных моделей эксплуатируемых высоких насыпей, усиленных армированием с инъектированием твердеющего раствора. Полученные данные лабораторных исследований армирующих составов опробованы при проведении полевых экспериментов.

Выводы по главе 3

В результате проведенных экспериментальных исследований в полевых и лабораторных условиях для армирования грунтовых массивов инъектированием твердеющих растворов можно сформулировать следующие выводы:

1 Установлены параметры, оказывающие существенное влияние на работу усиленного массива:

- для объемного армирования: глубина заделки стержневых элементов в устойчивый массив грунта, шаг расстановки стержней и точек инъектирования твердеющего раствора;
- для напорного инъектирования: объем нагнетаемого твердеющего раствора;
- при армировании грунтов набивными сваями в раскатанных скважинах: коэффициент пористости и показатель текучести исходного грунта.

2 Определены элементы армирования, характеризующие усиленный массив и позволяющие сформировать модель усиления:

а) для объемного армирования:

- 1) затвердевший раствор, формируемый в виде столбов диаметром от 5 до 20 см вдоль осей забивки инъекторов;
- 2) горизонтальные стержневые элементы, расположенные в теле насыпи ярусами и объединенные вертикальными столбами затвердевшего раствора;

б) для напорного инъектирования:

- 1) затвердевший раствор, формируемый массивами, контуры которых стремятся к цилиндрической форме, диаметром от 20 до 60 см, расположенными вдоль осей забивки инъекторов;

2) уплотненный вокруг массивов затвердевшего раствора грунт, характеризующийся зонами максимального (на расстоянии до 0,2 м от затвердевшего раствора) и умеренного (на расстоянии до 0,6 м от затвердевшего раствора) уплотнения;

в) для армирования грунтов набивными сваями в раскатанных скважинах:

1) набивные сваи из затвердевшего раствора с изменяющейся по глубине (в зависимости от показателя текучести и коэффициента пористости) площадью поперечного сечения;

2) уплотненный вокруг набивных свай грунт, характеризующийся зонами максимального, умеренного и минимального уплотнения раскаткой. В супесях в зависимости от показателя текучести максимальное уплотнение наблюдается в интервале от 15 до 22 см от оси набивной сваи, умеренное уплотнение в интервале от 22 до 30 см, минимальное уплотнение в интервале от 30 до 50 см. В суглинках в зависимости от показателя текучести максимальное уплотнение наблюдается в интервале от 15 до 20 см от оси набивной сваи, умеренное уплотнение в интервале от 20 до 25 см, минимальное уплотнение в интервале от 25 до 50 см.

3 Качественно и количественно определено влияние напорного инъецирования твердеющих растворов на изменение физико-механических характеристик массива: модуль упругости усиленного массива увеличивается в 1,7...3,0 раза, значение удельного сцепления усиленного массива повышается в 3...4 раза. На изменение модуля упругости и удельного сцепления существенное влияние оказывают включения затвердевшего раствора в виде линз и прослоев, а также уплотненный грунт, расположенный вокруг этих включений.

4 Качественно и количественно определено влияние армирования грунтов набивными сваями в раскатанных скважинах на изменение физико-механических характеристик массива при шаге расстановки набивных свай 1 м и диаметре свай 0,25 м: модуль упругости грунтов основания насыпи повышается в 2...2,9 раза.

5 Определены оптимальные параметры инъектирования твердеющих растворов в дренирующих и недренирующих грунтах. Установлено, что распространение инъектируемых растворов в дренирующих насыпных грунтах происходит путем их пропитки, при инъектировании в недренирующие грунты происходит разрыв структуры грунта при давлениях от 0,4 до 0,5 МПа с заполнением образованных в грунтах полостей. Также выявлены зоны влияния инъектируемого раствора на уплотнение окружающего грунта, определено оптимальное расстояние между инъекторами при их расстановке: от 1 до 2 м. В случае необходимости расстояние между инъекторами может быть увеличено путем их наклонного расположения. Предложены критерии «отказа» при выполнении работ по нагнетанию армирующих составов.

6 Исследования технологических параметров армирования позволили совершенствовать оборудование для усиления грунтов:

- выявлены оптимальные конструкции инъекторов, которые могут быть использованы при напорном инъектировании;
- предложены три конструкции инъекторов, применяемые в зависимости от грунтовых условий и решаемых задач;
- обосновано направление модифицирования раскатчика, позволяющего выполнять оперативное заполнение раскатанных скважин за счет инъектирования твердеющего раствора при реверсивном ходе рабочего органа.

7 Разработана методика подбора армирующих составов для армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов. Рассмотрены 13 рецептур армирующих составов, для которых определены предел прочности на сжатие и изгиб, а также модуль упругости на 7, 14 и 28-е сутки твердения раствора.

ГЛАВА 4 ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ВЫСОКИХ НАСЫПЕЙ, АРМИРОВАННЫХ С ИНЪЕКТИРОВАНИЕМ ТВЕРДЕЮЩИХ РАСТВОРОВ

После получения необходимых экспериментальных данных для разработанных ранее моделей армированных с инъектированием твердеющих растворов высоких насыпей решались задачи, поставленные в главе 2, а именно:

а) исследование моделей высоких насыпей, армированных напорным инъектированием и набивными сваями в раскатанных скважинах:

1) для упрощения моделей путем введения эквивалентного грунтового слоя (в пределах рабочей зоны) с характеристиками, соответствующими определенному набору параметров армирования;

2) для установления зависимости модуля упругости рабочей зоны от высоты зоны усиления h_i (при варьировании от 0 до z) для расчетов на стадии общих проектных решений;

3) для установления критериев «плавности въезда» на подходной насыпи с переменной жесткостью и условий их применения для детальных расчетов;

4) для подтверждения гипотезы о влиянии уплотненных зон грунта вокруг затвердевшего раствора на работу армированного массива;

5) оценки адекватности разработанных моделей;

б) оценка НДС при моделировании потери устойчивости высокой насыпи и сравнение полученных результатов с экспериментальными данными для проверки адекватности усовершенствованной модели грунта, сформированной на основе метода дискретных элементов;

в) моделирование методом дискретных элементов процессов инъектирования твердеющих растворов вглубь массива для отработки и оценки адекватности полученных теоретических решений по подбору технологических параметров армирования (предельного давления и критического объема).

4.1 Исследование моделей армированных высоких насыпей с разработкой расчетных схем

4.1.1 Методика и результаты исследования модели высокой насыпи армированной напорным инъецированием твердеющего раствора

Исследование модели высокой насыпи, усиленной напорным инъецированием твердеющих растворов М1.1. основано на подборе эквивалентного грунтового слоя. Целью исследования является выявление закономерностей изменения модуля упругости эквивалентного слоя в модели М1.1 от параметров армирования и исходного состояния грунтов с использованием неполного многофакторного анализа по методу латинских квадратов. Моделирование выполнялось с различным сочетанием трех факторов, оказывающих влияние на деформационные характеристики армированного массива. В качестве функции отклика модели (рассчитываемой величины) принят модуль упругости усиленного массива (эквивалентного слоя). Модель высокой насыпи М1.1 с эквивалентным слоем была описана ранее в пункте 2.3.1.

Поскольку основной задачей численного моделирования является получение базы данных, позволяющей осуществлять проектирование усиления по упрощенной схеме на стадии общих проектных решений (ОПР), а также проведение корреляционного анализа, то в качестве влияющих факторов были приняты грунтовые условия и параметры армирования, как при натурных полевых экспериментах, представленных в главе 3. В качестве фактора, отражающего влияние грунтовых условий на изменение деформационных характеристик усиленного грунтового массива в модели М1.1, выбран модуль упругости грунта тела насыпи.

В качестве параметров армирования, варьируемых при моделировании, выбраны относительный объем затвердевшего раствора и марка твердеющего раствора.

В качестве фактора, отражающего такой параметр, как марка твердеющего раствора, был выбран модуль упругости раствора, определенный ранее при лабораторных исследованиях в главе 3.

Варьирование факторов при исследовании модели M1.1 выполнялось следующим образом:

- относительный объем затвердевшего раствора ε_v : от 0,016 до 0,145 м³_{р-ра}/ м³_{гр};
- модуль упругости затвердевшего раствора $E_{р-р}$: от 165 до 680 МПа;
- модуль упругости грунтов тела насыпи $E_{гр}$: от 25 до 45 МПа.

При этом в модели также формировались массивы затвердевшего раствора, образованные при ликвидации ослабленных зон под балластным углублением. Планирование схемы проведения расчетов при численном моделировании с последующей статистической обработкой данных, в том числе определение степени влияния параметров армирования при инъектировании на сжимаемость усиленного массива и, как следствие, на модуль упругости эквивалентного слоя, реализовано в программном комплексе STATISTICA 10.0.

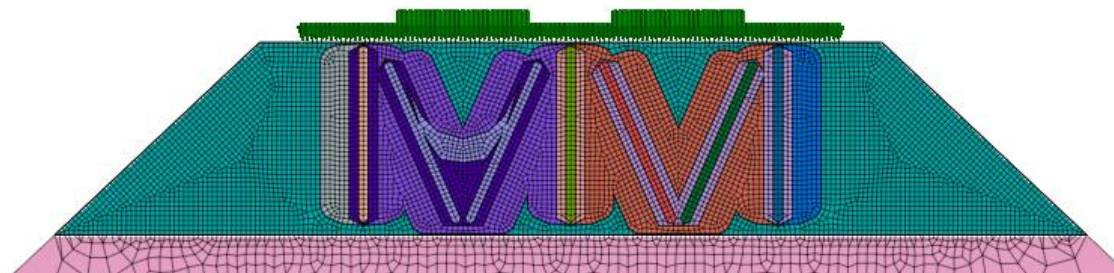
В исследовании было смоделировано 25 расчетных схем модели M1.1 с различным сочетанием исследуемых факторов. Для каждой расчетной схемы параллельно моделировалась высокая насыпь с эквивалентным слоем. За критерий сопоставления принято значение упругой осадки основной площадки высокой насыпи S . Общий вид расчетных схем приведен на рисунке 4.1.

Общая последовательность исследования для каждого сочетания параметров армирования и грунтовых условий заключается в следующем:

- формирование расчетной схемы модели M1.1 с сочетанием исследуемых факторов в соответствии с таблицей 4.1 (см. рисунок 4.1, *а*);
- нагружение схемы постоянной нагрузкой от ВСП (20 кН/м²) и эксплуатационной нагрузкой (90 кН/м²);
- определение упругой осадки земляного полотна S ;
- формирование расчетной схемы модели M1.1 с эквивалентным слоем (см. рисунок 4.1, *б*);

- подбор характеристик эквивалентного слоя (модуля упругости), обеспечивающих упругую осадку основной площадки высокой насыпи, равную упругой осадке для расчетной схемы с элементами армирования.

а)



б)

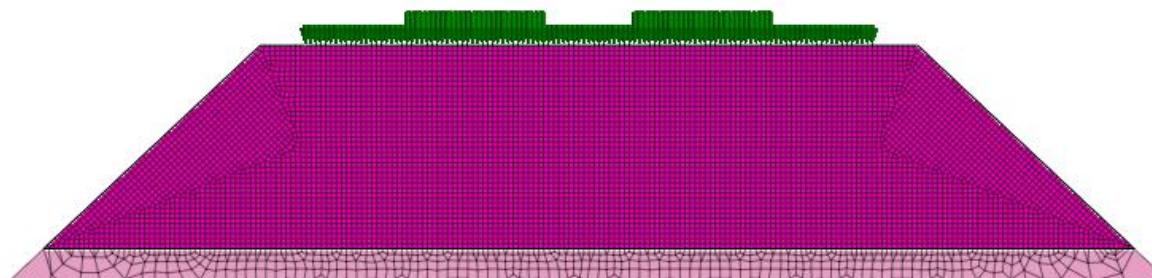


Рисунок 4.1 – Расчетная схема модели М1.1:

а – схема со сформированными включениями затвердевшего раствора и уплотненного грунта; *б* – схема с эквивалентным слоем

Упругая осадка высокой насыпи определялась по эпюре вертикальных перемещений основной площадки земляного полотна (рисунок 4.2).

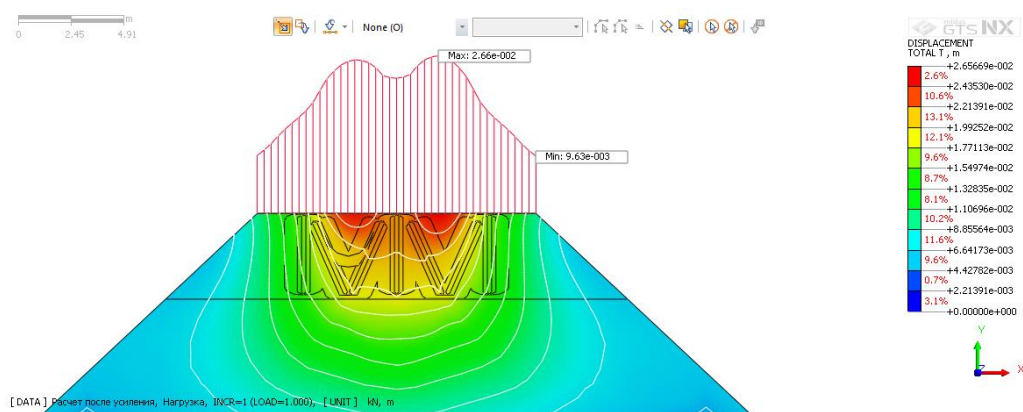


Рисунок 4.2 – Эпюра упругой осадки основной площадки земляного полотна

В результате проведенных исследований был установлен характер деформирования высокой насыпи (в уровне основной площадки) при различном сочетании параметров армирования и грунтовых условий, с подбором модуля упругости эквивалентного грунтового слоя для каждого сочетания этих пара-

метров. Результаты исследования работы модели М1.1 приведены в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Результаты исследования модели М1.1

Номер схемы	Сочетание параметров армирования и грунтовых условий (факторов) для модели М1.1			Модуль упругости эквивалентного слоя, МПа
	Относительный объем за- твердевшего раствора, $M^3_{p-ра} / M^3_{гр}$	Модуль упру- гости грунта насыпи, МПа	Модуль упру- гости затвер- девшего рас- твора, МПа	
1	0,016 (8 столбов, $r = 0,10$ м)	25	165	40,1
2		30	210	54,3
3		35	365	66,0
4		40	575	76,4
5		45	680	86,5
6	0,036 (8 столбов, $r = 0,15$ м)	25	210	43,7
7		30	365	64,7
8		35	575	77,3
9		40	680	85,5
10		45	165	78,1
11	0,064 (8 столбов, $r = 0,20$ м)	25	365	50,2
12		30	575	73,0
13		35	680	83,5
14		40	165	73,4
15		45	210	87,0
16	0,100 (8 столбов, $r = 0,25$ м)	25	575	59,7
17		30	680	82,8
18		35	165	72,3
19		40	210	82,3
20		45	365	102,8
21	0,145 (8 столбов, $r = 30$ м)	25	680	67,5
22		30	165	68,9
23		35	210	80,8
24		40	365	94,9
25		45	575	118,1

Анализ выполненных исследований показывает, что эффективность усиления напрямую зависит от параметров армирования при напорном инъецировании и грунтовых условий. Оценка влияния факторов, отражающих технологические параметры усиления и грунтовые условия, реализована по алгоритму, описанному в [221].

При усилении грунтов напорным инъецированием наибольший вклад в снижение деформативности массива вносят относительный объем затвердевшего раствора, марка раствора, характеризующаяся модулем упругости, и исход-

ный модуль упругости грунтов тела насыпи. Графическое отображение результатов представлено на рисунках 4.3...4.5.

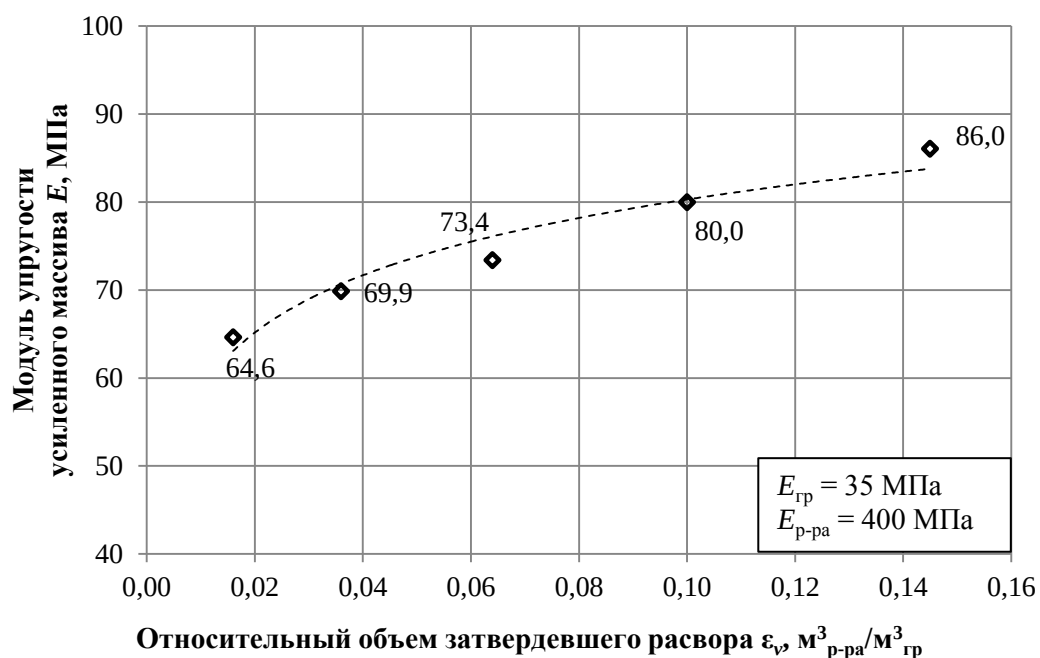


Рисунок 4.3 – Влияние относительного объема затвердевшего раствора ε_v на модуль упругости массива E , усиленного напорным инъецированием

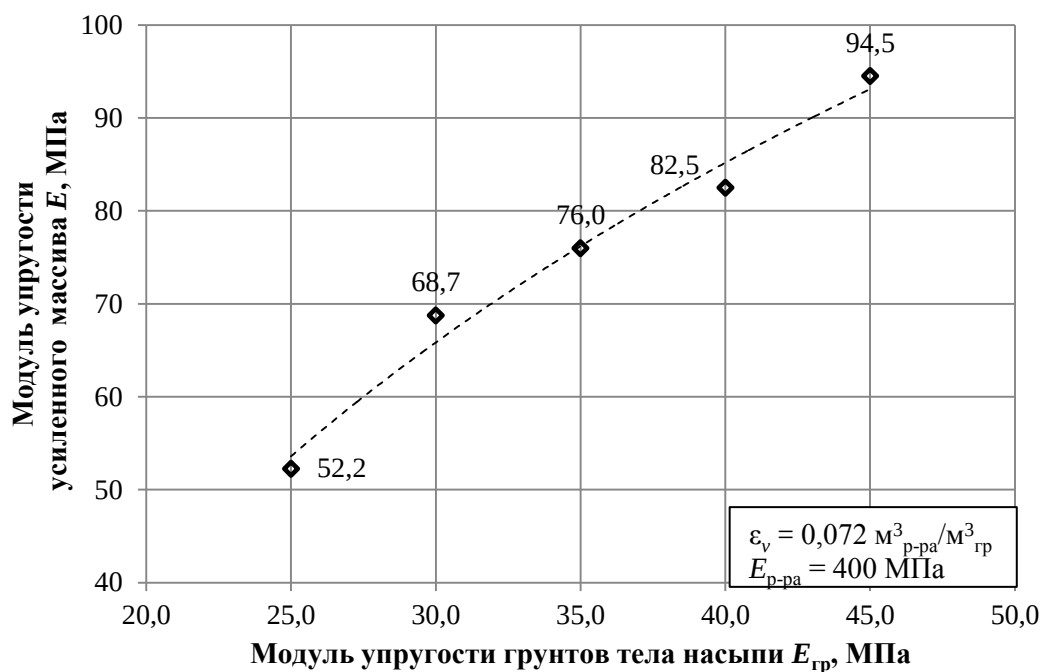


Рисунок 4.4 – Влияние модуля упругости грунтов тела насыпи $E_{гр}$ на модуль упругости массива E , усиленного напорным инъецированием

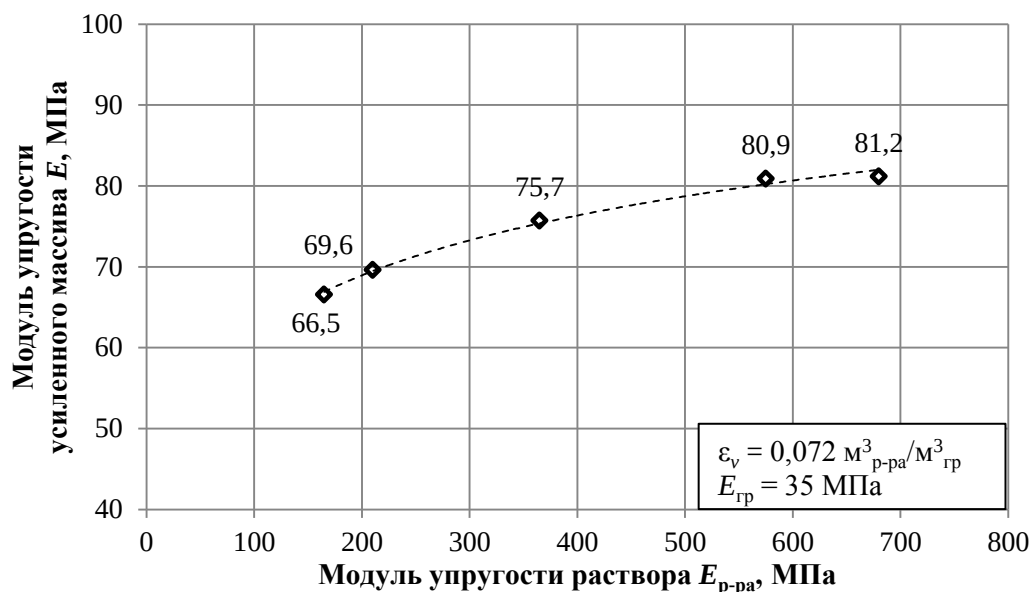


Рисунок 4.5 – Влияние модуля упругости раствора (рецептуры) $E_{р-ра}$

на модуль упругости массива E , усиленного напорным инъецированием

Статистическая обработка материалов численного моделирования позволила получить зависимость модуля упругости усиленного массива от параметров армирования: материала твердеющего раствора, характеризующегося модулем упругости, и относительного объема нагнетаемого раствора. При варьировании объема нагнетаемого раствора грунтовые условия, характеризующиеся модулем упругости грунтов насыпи, оказывают наибольшее влияние на деформируемость усиленного массива. Значения F -критериев приведены в таблице 4.2.

Таблица 4.2 – Значения критериев Фишера для модуля упругости эквивалентного слоя (для напорного инъецирования)

Исследуемые параметры	Значения F -критерия	
	Модуль упругости усиленного массива (эквивалентного слоя) E	критическое
Модуль упругости раствора (рецептура раствора) $E_{р-ра}$	15,44	3,2592
Относительный объем затвердевшего раствора ε_v	25,12	
Модуль упругости грунтов тела насыпи $E_{гр}$	88,28	

Для графического отображения зависимости модуля упругости эквивалентного слоя от параметров армирования и грунтовых условий построены поверхности влияния (рисунок 4.6).

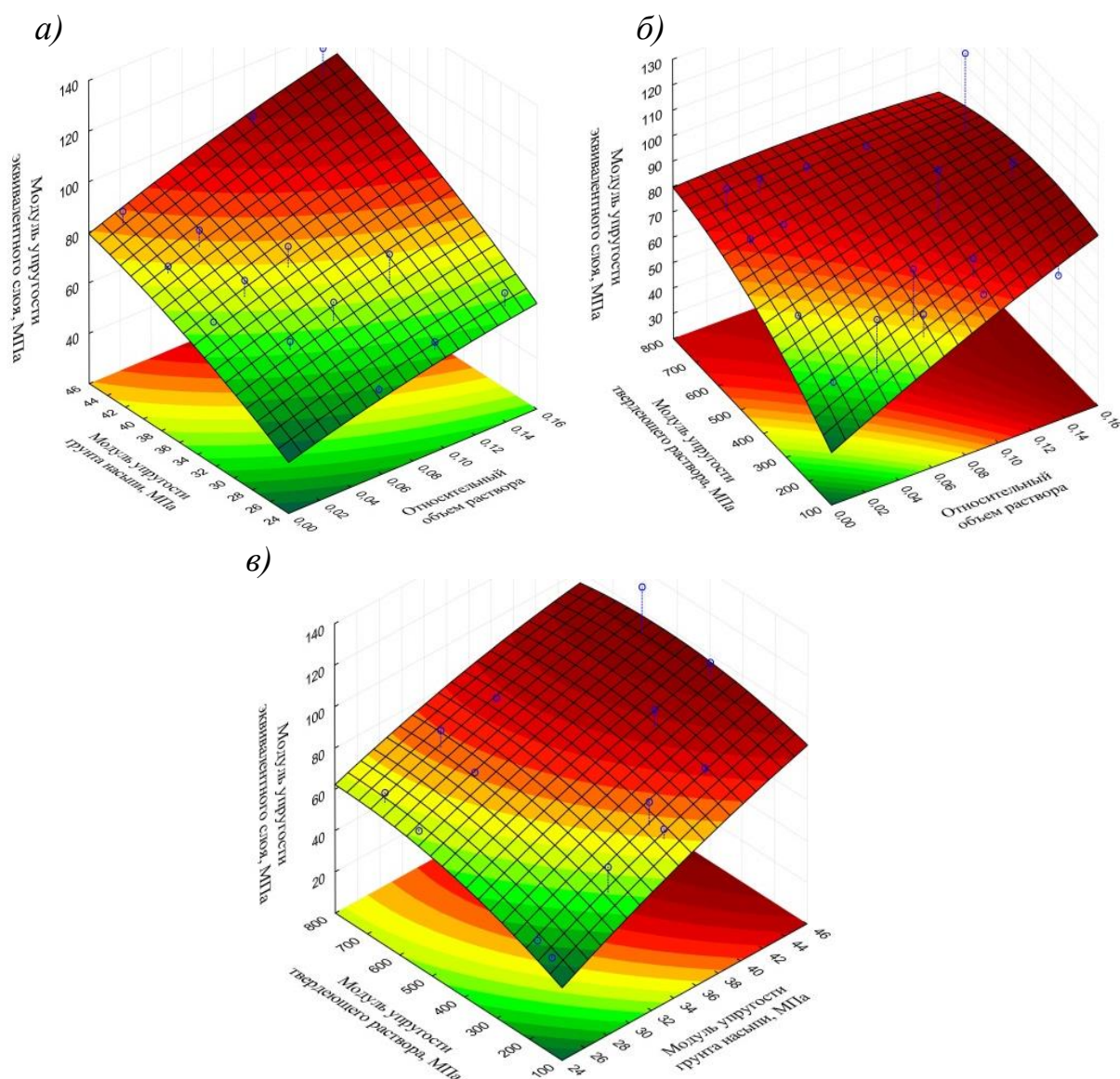


Рисунок 4.6 – Графические зависимости модуля упругости эквивалентного слоя (усиленного массива) от исследуемых параметров:

- а – от относительного объема затвердевшего раствора и модуля упругости грунтов тела насыпи (при среднем значении модуля упругости раствора);
- б – от относительного объема затвердевшего раствора и модуля упругости твердеющего раствора (при среднем значении модуля упругости грунтов тела насыпи);
- в – от модуля упругости грунтов тела насыпи и модуля упругости твердеющего раствора (при среднем значении относительного объема затвердевшего раствора)

С использованием полученных зависимостей и поверхностей влияния определена функциональная зависимость изменения модуля упругости эквивалентного слоя (усиленного грунтового массива) от параметров армирования и грунтовых условий:

$$E = A_1 \varepsilon_v + A_2 E_{\text{гр}}^3 + A_3 E_{\text{гр}}^2 + E_{\text{гр}}(A_4 + 1) + A_5 \ln(E_{\text{р-р}}) + A_6, \quad (4.1)$$

где E – модуль упругости эквивалентного слоя (массива, усиленного напорным инъецированием);

$A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6$ – постоянные величины, определенные при статистической обработке материалов численного моделирования, $A_1 = 35,75$, $A_2 = 0,0322$, $A_3 = -0,353$, $A_4 = 12,73$, $A_5 = 3,557$, $A_6 = -137,74$;

ε_v – относительный объем нагнетаемого твердеющего раствора;

$E_{\text{гр}}$ – модуль упругости грунтов тела насыпи;

$E_{\text{р-р}}$ – модуль упругости затвердевшего раствора.

Область применения функциональной зависимости (4.1) ограничена областью проведенного исследования. Граничные значения параметров армирования и грунтовых условий, в пределах которых допускается применение зависимости (4.1) составляют:

- для относительного объема затвердевшего раствора ε_v : от 0,016 до 0,145 м³_{р-р}/м³_{гр};
- для модуля упругости затвердевшего раствора $E_{\text{р-р}}$: от 165 до 680 МПа;
- для модуля упругости грунтов тела насыпи в пределах рабочей зоны $E_{\text{гр}}$: от 25 до 45 МПа.

В случае если в расчетной схеме М1.1 (рисунок 4.1, а) не учитывать уплотнение зоны грунта вокруг затвердевшего раствора, значение модуля упругости эквивалентного слоя снижается на 15 % (в зависимости от параметров армирования). Данный факт подтверждает выдвинутую в параграфе 2.2 гипотезу о том, что уплотненные зоны грунта вокруг затвердевшего раствора, образованные при напорном инъецировании, существенно влияют на работу армированного массива.

Оценка достоверности полученных результатов численного моделирования и адекватности полученной зависимости (4.1) выполняется путем сопоставления значений модуля упругости усиленного массива, полученных в ходе экспериментальных исследований, со значениями, полученными по функциональной зависимости (4.1). При этом в функцию подставляются грунтовые параметры и параметры армирования, как при полевых экспериментах.

Для возможности сопоставления данных полевых экспериментов и результатов численного моделирования необходимо привести исходные данные к единому виду. В главе 3 представлены результаты экспериментальных исследований, при которых варьируются параметры армирования – изменение коэффициента пористости грунта в результате нагнетания раствора, равное $\Delta e = e - e_y$ (e – коэффициент пористости исходного грунта, e_y – коэффициент пористости грунта после усиления (проектное значение)), и предел прочности на одноосное сжатие твердеющего раствора R , а также параметры, отвечающие за грунтовые условия, – показатель текучести грунта I_L и коэффициент пористости e . Данные параметры необходимо преобразовать в параметры, используемые в зависимости (4.1), – относительный объем затвердевшего раствора ε_v , модуль упругости грунтов тела насыпи $E_{гр}$ и модуль упругости затвердевшего раствора $E_{р-р}$.

Относительный объем затвердевшего раствора может быть определен с использованием Δe и e по зависимости

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta e}{e + 1} \quad (4.2)$$

Модуль упругости грунтов тела насыпи может быть определен по нормативной зависимости от коэффициента пористости и показателя текучести грунта.

Модуль упругости раствора может быть определен с использованием результатов лабораторного исследования рецептуры твердеющего раствора, представленных в главе 3.

Сопоставление значений модуля упругости усиленного массива, полученного в полевых экспериментах и путем расчета по зависимости (4.1), приведены в таблице 4.3.

Разброс значений модуля упругости усиленного напорным инъецированием грунтового массива, полученных в ходе экспериментальных исследований и путем расчета по зависимости (4.1) для каждого сочетания технологических параметров армирования и грунтовых условий, находится в пределах 10 %. Это говорит о том, что разработанная модель М1.1 с достаточной точностью отражает внутренние процессы работы массивов, усиленных напорным инъецированием. Выявленную функциональную зависимость (4.1) возможно использовать для назначения оптимальных параметров армирования при проектировании усиления грунтов напорным инъецированием для устранения проблемы деформаций основной площадки земляного полотна.

Таблица 4.3 – Сопоставление значений модуля упругости усиленного массива, полученного в полевых экспериментах и путем расчета по зависимости (4.1) для модели М1.1

Параметры армирования				Грунтовые условия (до усиления)			Модуль упругости E , МПа	
Δe , д. е.	$\varepsilon_v =$ $= \Delta e / 1 + e$	R_{p-p} , МПа	$E_{p-p} =$ $= f(R)$, МПа	e , д. е.	I_L , д. е.	$E_{гр} =$ $= f(e, I_L)$, МПа	Эксперимент	Зависимость (4.1)
0,15	0,099	1	106	0,510	0,10	30	69	69
0,20	0,124	8	319	0,612	0,06	24	65	68
0,10	0,066	11	510	0,512	0,05	30	68	73
0,05	0,030	1	106	0,655	0,15	22	63	58
0,15	0,085	12	597	0,768	0,69	14	51	57
0,15	0,084	1	106	0,785	0,85	10	48	45
0,15	0,088	12	597	0,712	0,75	14	62	58
0,05	0,028	4	170	0,802	0,77	10	44	42
0,20	0,133	11	510	0,499	0,00	31	67	76
0,25	0,172	6	233	0,452	0,05	34	71	77
0,15	0,094	12	597	0,602	0,15	24	73	71
0,20	0,124	6	233	0,612	0,16	24	62	68
0,15	0,088	5	199	0,698	0,37	17	60	58
0,10	0,059	1	106	0,706	0,40	16	52	54
0,10	0,058	4	170	0,711	0,25	16	58	55
0,25	0,149	4	170	0,679	0,28	17	64	60
0,20	0,128	5	199	0,556	0,30	25	65	68
0,15	0,099	2	124	0,510	0,10	30	67	70

4.1.2 Методика и результаты исследования модели участка подходной насыпи к мосту с элементами переменной жесткости из инъектированного твердеющего раствора

Одной из задач, решение которой необходимо для дальнейшей разработки методики проектирования участков подходных насыпей к мосту с элементами переменной жесткости из инъектированного твердеющего раствора, является установление зависимости модуля упругости грунтов тела насыпи в пределах рабочей зоны от высоты области усиления h_i (при варьировании от 0 до z , см. пункт 2.3.7) [95, 89, 96].

При проектировании участка подходной насыпи к мосту с элементом переменной жесткости из инъектированного твердеющего раствора высоту зоны усиления (проработки) в непосредственной близости от шкафной стенки мостов рекомендуется принимать равной мощности рабочей зоны z [135, 70, 71]. Усиление на данном участке необходимо выполнять по схеме, представленной на рисунке 2.21, с достижением рекомендуемого модуля упругости в 100 МПа, в общем случае соответствующего модулю упругости подрельсового основания на мостах [70, 71].

Достижение требуемого параметра деформируемости земляного полотна обеспечивается варьированием параметрами армирования, через зависимость модуля упругости усиленного грунтового массива (эквивалентного слоя) от параметров армирования и грунтовых условий (закономерность (4.1)).

Далее для элемента переменной жёсткости обеспечивается пропорциональное расстоянию от моста снижение модуля упругости до значения, соответствующего модулю упругости грунтов земляного полотна подходной насыпи. Снижение модуля упругости рабочей зоны земляного полотна для элемента переменной жесткости реализуется за счет уменьшения высоты усиления от величины z (полная мощность рабочей зоны земляного полотна) до 0.

Для установления зависимости модуля упругости массива в пределах рабочей зоны насыпи от высоты области усиления h_i , по методике, описанной в

пункте 4.1.1, выполнены расчеты для вариации параметров армирования, представленных в таблице 4.1, с усилением на высоту $1/4z$, $1/2z$, $3/4z$ и $1z$ м. Результаты расчетов представлены в таблице 4.4.

Таблица 4.4 – Результаты расчета модуля упругости массива в пределах рабочей зоны в зависимости от высоты области усиления h_i для напорного инъецирования

Номер схемы	Сочетание параметров армирования			Модуль упругости массива в пределах рабочей зоны, МПа, при усилении на высоту h_i , равную			
	Относительный объем затверде- вшего раствора, $M^3_{p-pa} / M^3_{гр}$	Модуль упру- гости грунта насыпи, МПа	Модуль упру- гости затвер- девшего рас- твора, МПа	$1/4z$	$1/2z$	$3/4z$	$1z$
1	0,016 (8 столбов, $r = 0,10$ м)	25	165	28,9	32,0	37,4	40,5
2		30	210	39,1	43,8	51,3	54,3
3		35	365	45,6	51,2	58,7	66,0
4		40	575	53,2	59,2	67,2	76,4
5		45	680	58,0	65,5	76,2	86,5
6	0,036 (8 столбов, $r = 0,15$ м)	25	210	32,3	36,1	41,9	43,7
7		30	365	42,8	48,4	58,6	64,7
8		35	575	46,6	53,2	63,5	77,3
9		40	680	54,0	61,4	71,2	85,5
10		45	165	58,2	63,8	72,2	78,1
11	0,064 (8 столбов, $r = 0,20$ м)	25	365	32,2	37,1	44,7	50,2
12		30	575	42,8	50,6	62,1	73,0
13		35	680	45,8	54,8	65,7	83,5
14		40	165	52,5	57,8	65,8	73,4
15		45	210	56,8	64,0	74,9	87,0
16	0,100 (8 столбов, $r = 0,25$ м)	25	575	32,5	38,7	48,4	59,7
17		30	680	43,0	52,2	66,4	82,8
18		35	165	45,7	51,5	61,8	72,3
19		40	210	53,4	59,9	69,6	82,3
20		45	365	57,7	68,3	83,6	102,8
21	0,145 (8 столбов, $r = 30$ м)	25	680	37,4	45,3	58,2	67,5
22		30	165	42,5	50,3	60,5	68,9
23		35	210	45,4	52,8	65,2	80,8
24		40	365	53,0	62,4	74,8	94,9
25		45	575	67,9	78,8	97,0	118,1

По результатам расчетов построен график зависимости относительного приращения модуля упругости ΔE от относительной высоты усиления h_i/z .

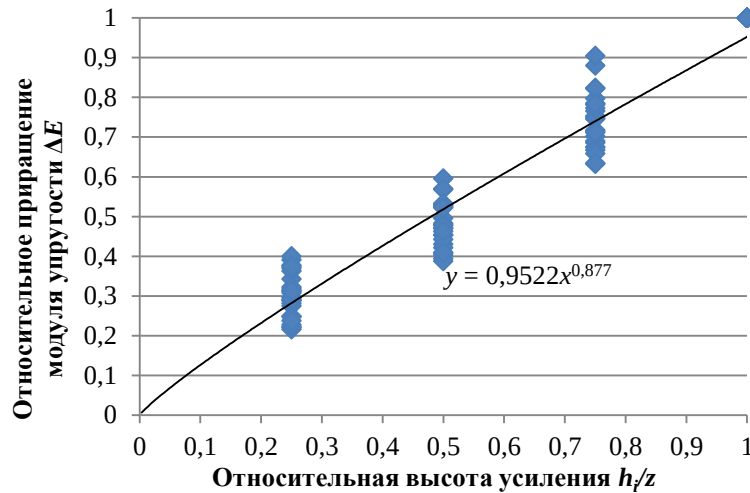


Рисунок 4.7 – График зависимости относительного приращения модуля упругости ΔE от относительной высоты усиления h_i/z

При этом относительное приращение модуля упругости

$$\Delta E = \frac{E_i - E_0}{E_z - E_0}, \quad (4.3)$$

где E_i – модуль упругости рабочей зоны высокой насыпи при высоте усиления h_i ;

E_z – модуль упругости рабочей зоны высокой насыпи при высоте усиления z , принимается равным 100 МПа, достигается варьированием параметрами армирования по зависимости (4.1);

E_0 – модуль упругости грунтов в пределах рабочей зоны высокой насыпи без усиления.

На основании вышеизложенного решение для определения высоты области усиления будет иметь вид

$$\begin{aligned} \frac{E_i - E_0}{E_z - E_0} &= 0,9522 \left(\frac{h_i}{z} \right)^{0,877}, \\ h_i^{0,877} &= \frac{z^{0,877} (E_i - E_0)}{0,9522 (E_z - E_0)}, \\ h_i &= z \cdot 0,877 \sqrt[0,877]{\frac{(E_i - E_0)}{0,9522 (E_z - E_0)}}. \end{aligned} \quad (4.4)$$

В качестве примера использования предлагаемого решения для определения высоты области усиления, рассмотрим следующую ситуацию. В пределах

рабочей зоны $z = 4$ м требуется запроектировать переходной участок (с насыпи на ИССО) с элементами переменной жесткости из инъецированного твердеющего раствора. Для обеспечения требуемой плавности прогиба основной площадки под действием эксплуатационной нагрузки модуль упругости в пределах данного участка должен изменяться от $E_0 = 50$ МПа до $E_z = 100$ МПа. В процессе проектирования установлено, что в i -той точке требуется обеспечить модуль упругости $E_i = 75$ МПа. Подставляя исходные данные в решение (4.4), определить мощность усиления h_i на расстоянии l_i от ИССО:

$$h_i = 4 \cdot 0,877 \sqrt[0,9522]{\frac{(75-50)}{(100-50)}} = 1,92 \text{ м.}$$

Более подробно проектирование усиления будет рассмотрено в главе 5.

Второй важной задачей исследования вопроса усиления участков подходов насыпей к мостам, решение которого необходимо для выполнения точных расчетов МКЭ, является установление критериев «плавности въезда» основной площадки в пределах участков переменной жесткости и условий его применения.

В работе [135] неравномерность осадки на участке подходной насыпи к мосту предлагается оценивать контрольным значением неровности (углом изгиба пути). В данной работе предлагается принять за критерии неравномерности осадки на переходных участках не только средний уклон участка, но и закономерность его изменения по длине (расстоянию от ИССО), а также максимальное значение этого параметра на подходе.

Таким образом, под «плавностью въезда» на железнодорожное мостовое сооружение понимается закономерность изменения продольного уклона на участке переменной жесткости, при которой не возникает значимых динамических воздействий на конструкции пути и подвижной состав при въезде последнего на железнодорожное мостовое сооружение. Для этого на ранее разработанной модели (см. пункт 2.3.7) необходимо провести исследования, заключающиеся в установлении неравномерности осадки основной площадки в пределах участка переменной жесткости при использовании нормативных решений.

Для широко применяемых решений возможно получение функциональной зависимости изменения вертикальной деформации основной площадки от длины участка. Дифференцируя полученную функциональную зависимость по длине участка переменной жесткости, можно выявить закон изменения приращения вертикальной деформации к длине участка подходной насыпи, иными словами, получить закон изменения неравномерности угла наклона основной площадки на участке переменной жесткости.

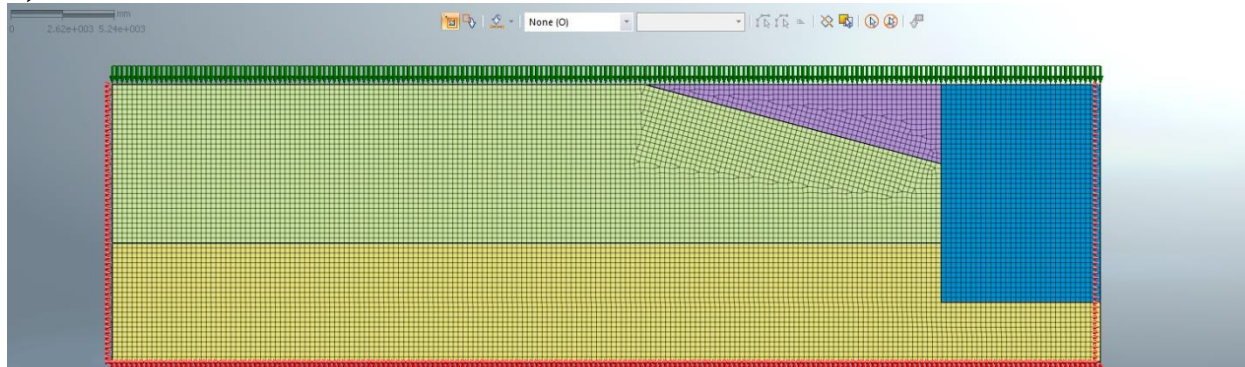
Для выполнения исследований необходимо составить модели подходных насыпей, отражающие применение нормативных решений по устройству участков переменной жесткости. Согласно профильным нормативным документам [135], технической литературе и научным исследованиям [70, 71] в практике строительства и эксплуатации конструкций сопряжения искусственных сооружений и подходных насыпей используются следующие типы устройств: укладка железобетонной плиты; устройство железобетонных коробов, заполненных щебнем, переменной глубины; устройство щебеночной подушки переменной толщины; устройство подушки, послойно армированной геосинтетическими материалами; устройство подходной насыпи с большей плотностью; армирование подходной насыпи на участке переменной жесткости и др.

Перечисленные выше нормативные решения отличаются техническими особенностями по их устройству и технологическим исполнением. Но, несмотря на различия в их исполнении и в материалах, используемых в решениях, можно выделить три характерные модели, отражающие все перечисленные выше нормативные конструкции, к которым относятся:

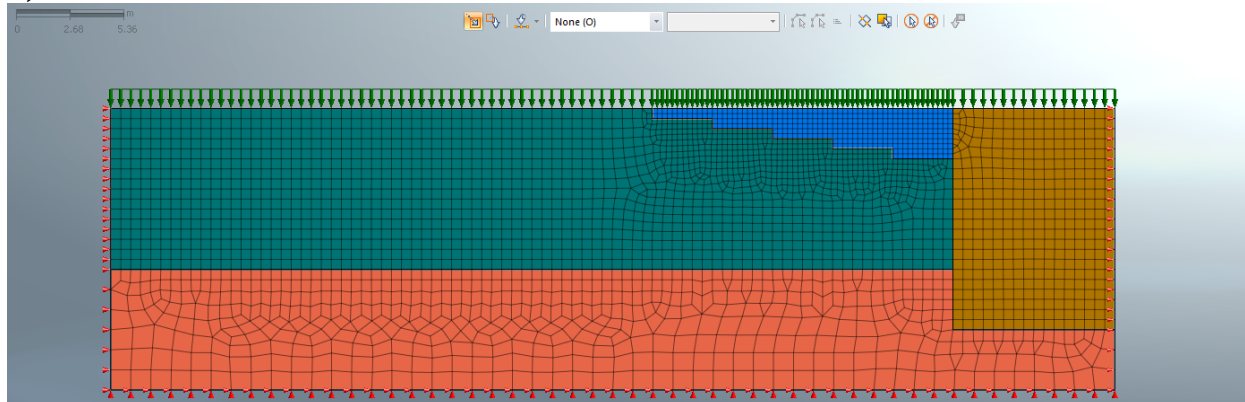
- модель с устройством клинообразного массива с равномерным изменением мощности из щебня;
- модель с устройством клинообразного массива со ступенчатым изменением мощности из железобетонных коробов, заполненных щебнем;
- модель с плитным элементом (железобетонная плита).

Модели участка переменной жесткости, задействованные в исследовании, приведены на рисунке 4.8.

а)



б)



в)

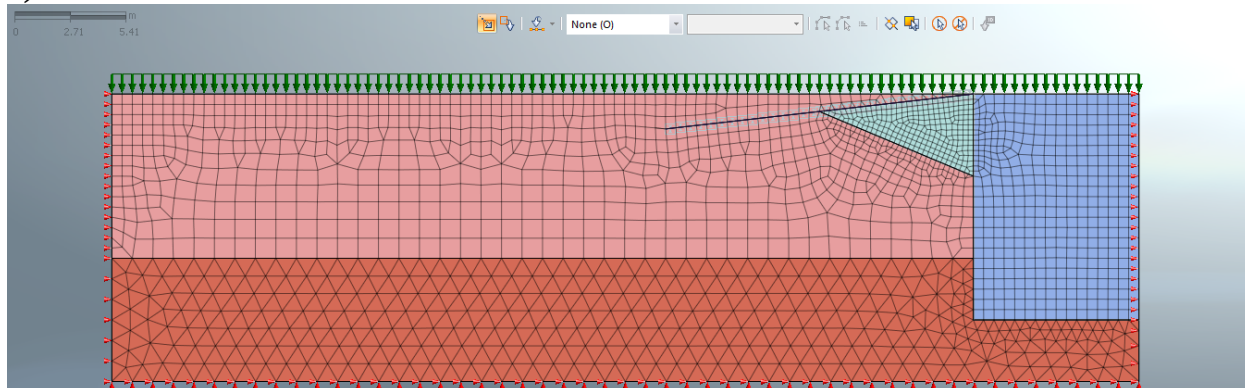


Рисунок 4.8 – Модели участка переменной жесткости:

а – с устройством клинообразного массива из щебня с равномерным изменением мощности; б – с устройством клинообразного массива из коробов с щебнем со ступенчатым изменением мощности; в - с формированием плитного элемента

В целом все решения направлены на создание в теле высокой насыпи (в пределах рабочей зоны) клинообразного массива с повышенными характеристиками. Причем в зависимости от применяемого исполнения такая зона может быть сформирована как с равномерным изменением глубины массива с повы-

шенными характеристиками, так и со ступенчатым изменением глубины массива (см. рисунок 4.8, *а, б*).

Согласно материалам исследований С. И. Клинова, модуль упругости подрельсового основания на мостах и трубах, с учетом работы конструкций ИССО и основания, достигает 100 МПа [70]. Следовательно, в разрабатываемых моделях модуль упругости клинообразных массивов целесообразно применять 100 МПа.

Отдельно следует выделить модель с устройством железобетонной плиты, поскольку в этом случае в модели формируется плитный элемент с параметрами прочности и жесткости, значительно превышающими аналогичные параметры для грунтовой среды (см. рисунок 4.8, *в*).

Исследования на математической модели проведены для типовых случаев – насыпей с модулем упругости 50 и 80 МПа. Данные значения обусловлены требованиями по обеспечению соответствующих модулей упругости грунтов насыпей при новом строительстве в зависимости от категории пути.

Общая последовательность исследования для каждой модели заключается в следующем:

- формирование моделей участка переменной жесткости;
- нагружение моделей постоянной нагрузкой от ВСП (20 кН/м^2) и эксплуатационной нагрузкой (90 кН/м^2);
- определение вертикальной деформации основной площадки в пределах участка подходной насыпи к мосту для каждой модели (пример эпюры вертикальных деформаций приведен на рисунке 4.9);
- построение точечного графика изменения вертикальной деформации основной площадки в пределах участка подходной насыпи к мосту в зависимости от длины участка для каждой модели (рисунок 4.10);
- статистическая обработка результатов исследования с определением функциональной зависимости изменения тангенса угла наклона графика вертикальной деформации.

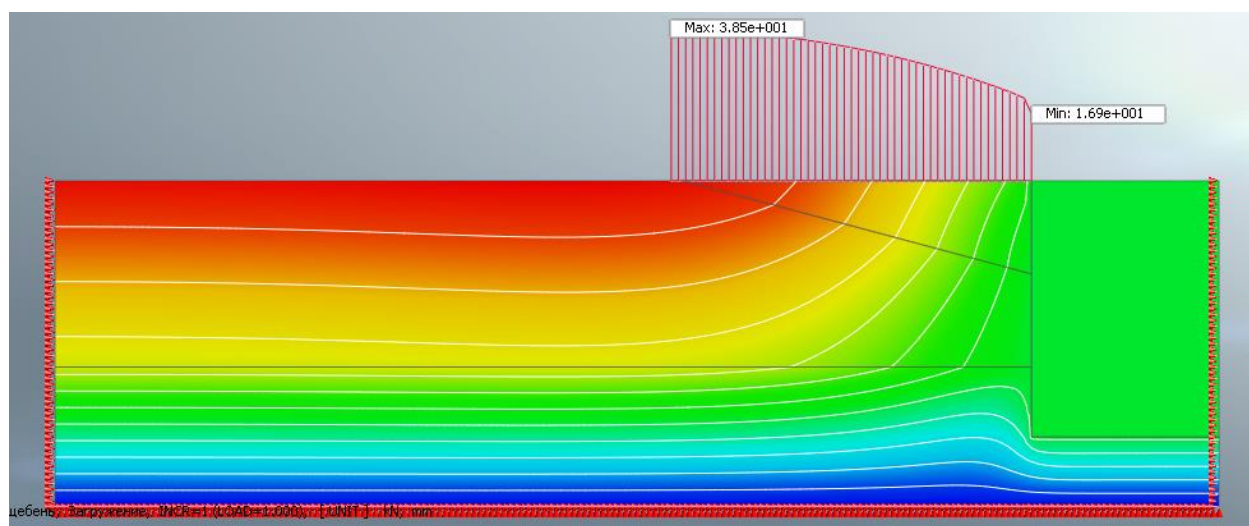


Рисунок 4.9 – Деформированная модель подходной насыпи к мосту с применением нормативного решения устройства участка переменной жесткости

Проведенные исследования для участков переменной жесткости длиной 15 м в грунтах подходной насыпи с модулем упругости 50 МПа позволили получить функциональную зависимость изменения вертикальной деформации основной площадки (в пределах участка переменной жесткости) в зависимости от расстояния от сооружения, которая имеет вид (рисунок 4.10):

$$f(x) = (-0,5 \cdot 10^{-3}x^4 + 0,00171x^3 - 0,256x^2 + 2,9295x + 1,6167)10^{-3}. \quad (4.5)$$

Данная зависимость получена путем статической обработки массива значений вертикальной деформации основной площадки в пределах участков переменной жесткости.

Производная полученной функциональной зависимости позволит определить закономерность изменения тангенса угла наклона φ графика вертикальной деформации s_i . Данная закономерность далее будет использована для формирования критериев обеспечения требуемой «плавности въезда» на участке переменной жесткости, при этом

$$\operatorname{tg} \varphi = f'(x). \quad (4.6)$$

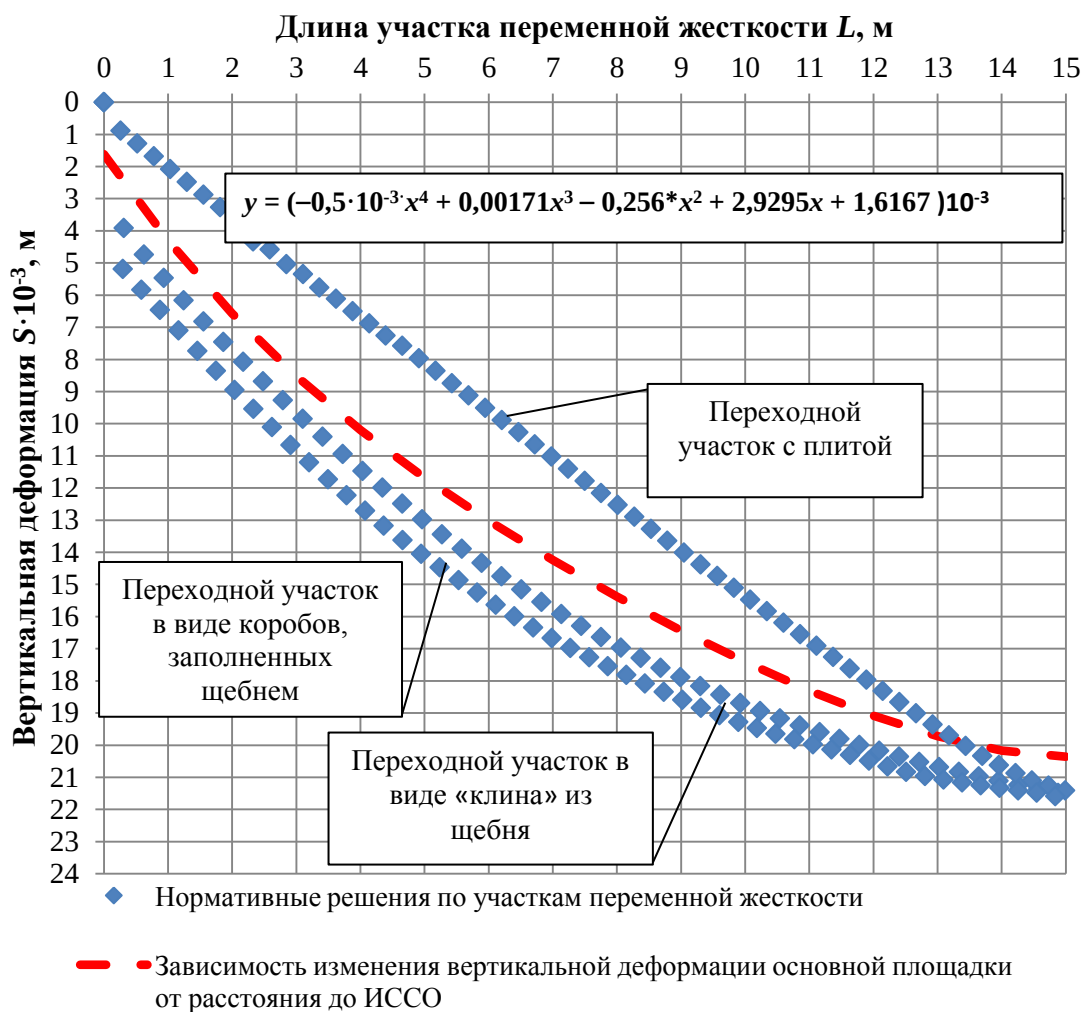


Рисунок 4.10 – Графическая зависимость вертикальной деформации основной площадки (в пределах участка подходной насыпи к мосту) в зависимости от расстояния до ИССО

Анализ функциональной зависимости (4.5) позволит определить пороговые значения уклона и сформировать критерии обеспечения «плавности въезда» участка подходной насыпи к мосту (при деформировании от эксплуатационной нагрузки), при котором общая неравномерность осадок участка близка к значениям, полученным для широко применяемых решений.

Для наглядности в таблице 4.5 приведены значения тангенса угла наклона касательных к графику вертикальных деформаций, переведенные в уклон (в промилле) грунтового массива в пределах переходного участка на различном расстоянии от барьерного места (сопряжения с ИССО). Данные приведены для участка подходной насыпи к мосту длиной 15 м в грунтах тела насыпи с мо-

дулем упругости 50 МПа, усредненные для трех моделей. На рисунке 4.11 приведен усредненный график изменения уклона i деформирующегося грунтового массива в пределах участка подходной насыпи к мосту от расстояния до барьерного места (сопряжения с ИССО) для существующих решений по участкам переменной жесткости.

Таблица 4.5 – Значения уклона i деформирующегося грунтового массива в пределах участка подходной насыпи к мосту на различном расстоянии до барьерного места (сопряжения с ИССО)

Параметр	Расстояние до барьерного места (сопряжения с ИССО), м								
	0,1	1	2	3	4	5	6	7	15
Уклон i , промилле	2,9	2,5	2,1	1,8	1,6	1,4	1,3	1,2	0,04

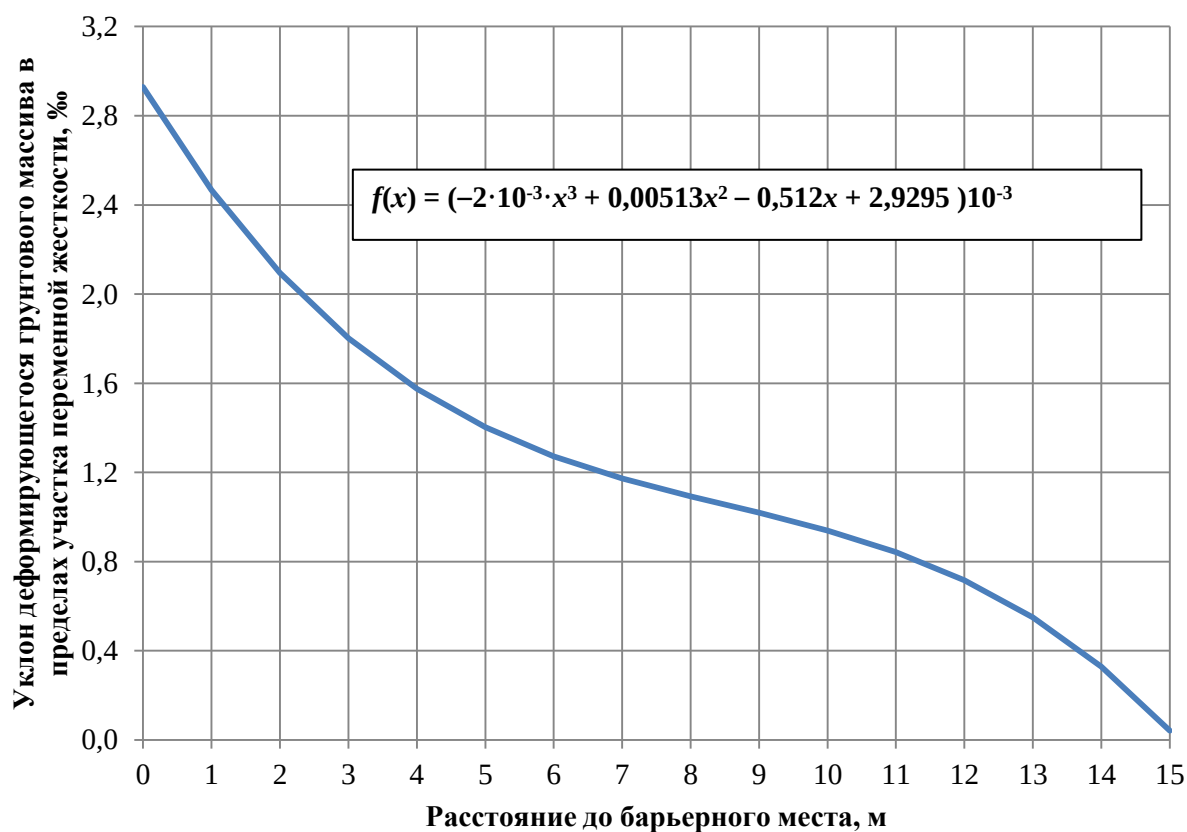


Рисунок 4.11 – График изменения уклона i деформирующегося грунтового массива в пределах участка переменной жесткости в зависимости от расстояния до барьерного места (сопряжения с ИССО)

Как видно из таблицы 4.5 и рисунка 4.11, максимальный уклон, равный 2,9 ‰, зафиксирован в начале участка переменной жесткости, непосредственно в барьерном месте. К концу моделируемого участка подходной насыпи к мосту кривая выполаживается и характеризуется пороговым значением уклона 0,04 ‰. При этом в среднем в пределах участка подходной насыпи к мосту выдержан уклон, равный $i_{\text{ср}} = 1,5 \text{ ‰}$. Данные пороговые значения уклона рекомендуется использовать в качестве критериев «плавности въезда» для участков подходных насыпей к мостам.

По описанному выше алгоритму были определены критерии «плавности въезда» для участков подходных насыпей к мостам длиной 15 и 25 м в грунтах с модулем упругости 50 и 80 МПа. Данные критерии приведены в таблице 4.6.

Выявленные критерии должны использоваться при назначении проектных решений по устройству участков переменной жесткости в зависимости от категории пути, характеризующейся модулем упругости грунтов насыпи, и от длины участка подходной насыпи к мосту.

Таблица 4.6 - Критерии «плавности въезда» для участков подходных насыпей к мостам

Критерий	Пороговое значение
<i>Участок переменной жесткости длиной 15 м в грунтах с модулем упругости $E = 50 \text{ МПа}$</i>	
Закономерность изменения уклона i	$i \approx f(x) = (-2 \cdot 10^{-3}x^3 + 0,00513x^2 - 0,512x + 2,9295)10^{-3}$ ($\pm 0,5 \text{ ‰}$)
Максимальный уклон i_{max}	3 ‰
Средний уклон $i_{\text{ср}}$	1,5 ‰
<i>Участок переменной жесткости длиной 15 м в грунтах с модулем упругости $E = 80 \text{ МПа}$</i>	
Закономерность изменения уклона i	$i \approx f(x) = (-0,0844x + 1,612)10^{-3}$ ($\pm 0,5 \text{ ‰}$)
Максимальный уклон i_{max}	1,6 ‰
Средний уклон $i_{\text{ср}}$	1,1 ‰
<i>Участок переменной жесткости длиной 25 м в грунтах с модулем упругости $E = 50 \text{ МПа}$</i>	
Закономерность изменения уклона i	$i \approx f(x) = (-0,488x^3 + 25,04x^2 + 460,14x + 3220,9)10^{-6}$ ($\pm 0,5 \text{ ‰}$)
Максимальный уклон i_{max}	3,2 ‰
Средний уклон $i_{\text{ср}}$	0,8 ‰

Продолжение таблицы 4.6

Критерий	Пороговое значение
<i>Участок переменной жесткости длиной 25 м в грунтах с модулем упругости $E = 80 \text{ МПа}$</i>	
Закономерность изменения уклона i	$i \approx f(x) = (-0,49658x^2 + 20,19x + 211,15)10^{-5}$ ($\pm 0,5 \text{ ‰}$)
Максимальный уклон $i_{\max}$	2,1 ‰
Средний уклон $i_{\text{ср}}$	0,7 ‰

Так, с использованием моделей, описанных в п. 2.3.7 и 2.3.8, в программном комплексе с использованием МКЭ определяются фактические вертикальные деформации основной площадки в пределах подходной насыпи и кривизна переходного участка (под действием эксплуатационных нагрузок). Для полученной кривизны определяется функциональная зависимость вертикальной деформации от длины участка и берется ее производная (по длине участка l). Полученная производная функции сравнивается с критерием, представленным в таблице 4.6. При этом должны быть соблюдены пороговые значения уклона, указанные в таблице 4.6. В случае если один из критериев не выполняется для разработанного участка подходной насыпи к мосту, в конструкцию необходимо внести корректировки. Полученные критерии «плавности въезда» справедливы для участков переменной жесткости, сформированных как при напорном инъецировании твердеющих растворов, так и при армировании рабочей зоны набивными сваями в раскатанных скважинах.

При формировании моделей необходимо учитывать затухание напряжений в уровне рабочей зоны земляного полотна путем ввода соответствующих граничных условий в модель либо формировать модель переходного участка с проработанными конструкциями ИССО и учетом сжимаемой толщи сооружения.

4.1.3 Методика и результаты исследования модели подходной насыпи с элементами переменной жесткости из набивных свай в раскатанных скважинах

Исследование модели М6.3 подходной насыпи с элементами переменной жесткости из набивных свай в раскатанных скважинах, как и для модели М1.1, основано на подборе эквивалентного грунтового слоя.

Целью исследования является выявление закономерностей изменения характеристик эквивалентного слоя в модели М6.3 от параметров армирования и исходного состояния грунтов с использованием неполного многофакторного анализа по методу латинских квадратов. Принцип проведения исследования с установлением функциональной зависимости модуля упругости эквивалентного грунтового слоя от параметров армирования аналогичен исследованию модели М1.1 (пункт 4.1.1).

В качестве влияющих факторов были выбраны грунтовые условия и параметры армирования, как при натурных полевых экспериментах, представленных в главе 3. В качестве фактора, отражающего влияние грунтовых условий на изменение деформационных характеристик усиленного грунтового массива в модели М 6.3, выбран модуль упругости грунта тела насыпи.

В качестве параметров армирования, варьируемых при моделировании, выбраны относительный коэффициент армирования ξ и марка твердеющего раствора, используемого при заполнении раскатанных скважин.

В качестве фактора, отражающего такой параметр, как относительный коэффициент армирования, было выбрано отношение шага расстановки набивных свай (кратному диаметру) к диаметру набивной сваи (например, $2d/d$ – шаг расстановки свай соответствует двум диаметрам сваи).

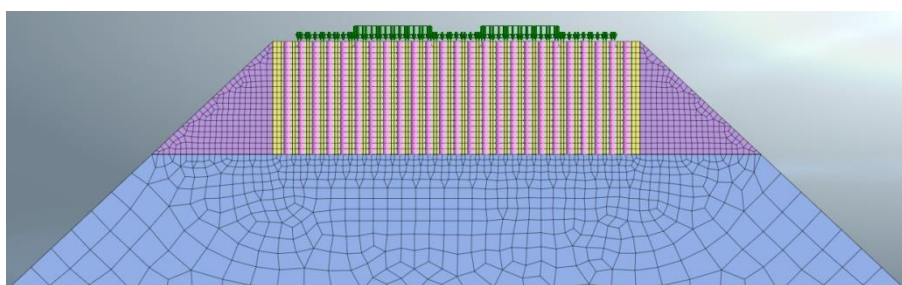
В качестве фактора, отражающего такой параметр, как марка твердеющего раствора, был выбран модуль упругости раствора, определенный ранее при лабораторных исследованиях в главе 3.

Варьирование факторов при исследовании модели М 6.3 выполнялось следующим образом:

- относительный коэффициент армирования ξ : от 2 до 6;
- модуль упругости затвердевшего раствора $E_{p-ра}$: от 165 до 680 МПа;
- модуль упругости грунтов тела насыпи $E_{гр}$: от 25 до 45 МПа.

Планирование схемы проведения расчетов при численном моделировании с последующей статистической обработкой данных, в том числе определение степени влияния параметров армирования набивными сваями в раскатанных скважинах на сжимаемость усиленного массива и, как следствие, на модуль упругости эквивалентного слоя, реализовано в программном комплексе STATISTICA 10.0. В исследовании было смоделировано 25 расчетных схем модели М6.3 с различным сочетанием исследуемых факторов. Для каждой расчетной схемы параллельно моделировалось земляное полотно с эквивалентным слоем. За критерий сопоставления принято значение упругой осадки основной площадки S . Общий и деформированный виды расчетной схемы модели М6.3 приведены на рисунке 4.12.

а)



б)

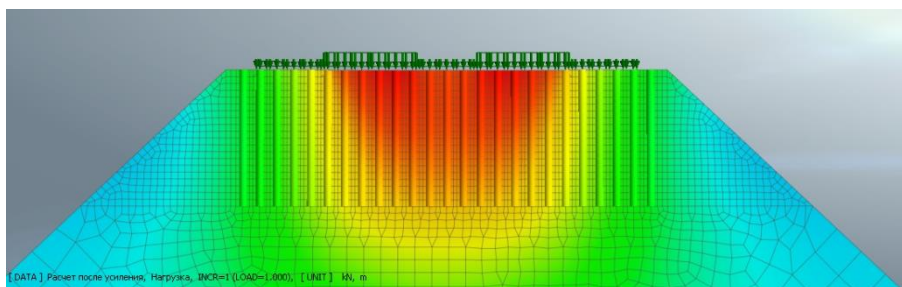


Рисунок 4.12 – Расчетная схема модели М6.3:

а – общий вид модели; б – деформированный вид

Общая последовательность исследования для каждого сочетания параметров армирования и грунтовых условий заключается в следующем:

- формирование расчетной схемы модели М6.3 с сочетанием исследуемых факторов в соответствии с таблицей 4.7;
- нагружение схемы постоянной нагрузкой от ВСП (20 кН/м^2) и эксплуатационной нагрузкой (90 кН/м^2);
- определение упругой осадки S высокой насыпи в соответствии со схемой, представленной на рисунке 4.13;
- формирование расчетной схемы модели М6.3 с эквивалентным слоем (см. рисунок 4.13, б);
- подбор характеристик эквивалентного слоя (модуля упругости), обеспечивающих упругую осадку основной площадки земляного полотна, равную упругой осадке для расчетной схемы с элементами армирования.

Упругая осадка земляного полотна определялась так же, как и при исследовании модели М1.1 (см. рисунок 4.2).

Результаты исследования работы модели М6.3 приведены в таблице 4.7.

Анализ выполненных исследований показывает, что эффективность усиления напрямую зависит от параметров армирования набивными сваями и грунтовых условий. Оценка влияния факторов, так же как и в исследовании модели М1.1, реализована по алгоритму, описанному в [221].

Таблица 4.7 – Результаты исследования модели М6.3

Номер схемы	Сочетание параметров армирования и грунтовых условий (факторов)			Модуль упругости эквивалентного слоя, МПа
	Относительный коэффициент ар- мирования ξ	Модуль упру- го- сти грунта насыпи $E_{гр}$, МПа	Модуль упругости затвердевшего рас- твора $E_{р-ра}$, МПа	
1	2	25	165	56,3
2		30	210	75,1
3		35	365	94,0
4		40	575	106,7
5		45	680	128,4
6	3	25	210	48,5
7		30	365	74,4
8		35	575	91,5
9		40	680	97,9
10		45	165	71,7

Продолжение таблицы 4.7

Номер схемы	Сочетание параметров армирования и грунтовых условий (факторов)			Модуль упругости эквивалентного слоя, МПа
	Относительный коэффициент ар- мирования ξ	Модуль упру- го- сти грунта насыпи $E_{гр}$, МПа	Модуль упругости затвердевшего рас- твора $E_{р-ра}$, МПа	
11	4	25	365	53,6
12		30	575	78,2
13		35	680	87,5
14		40	165	69,1
15		45	210	76,2
16	5	25	575	44,7
17		30	680	62,5
18		35	165	54,3
19		40	210	61,9
20		45	365	70,9
21	6	25	680	41,6
22		30	165	50,2
23		35	210	52,1
24		40	365	61,4
25		45	575	70,5

При усилении грунтов набивными сваями в раскатанных скважинах наибольший вклад в снижение деформативности массива вносят относительный коэффициент армирования ξ , марка раствора, характеризующаяся модулем упругости, и исходный модуль упругости насыпи. Графическое отображение результатов представлено на рисунках 4.13...4.15.

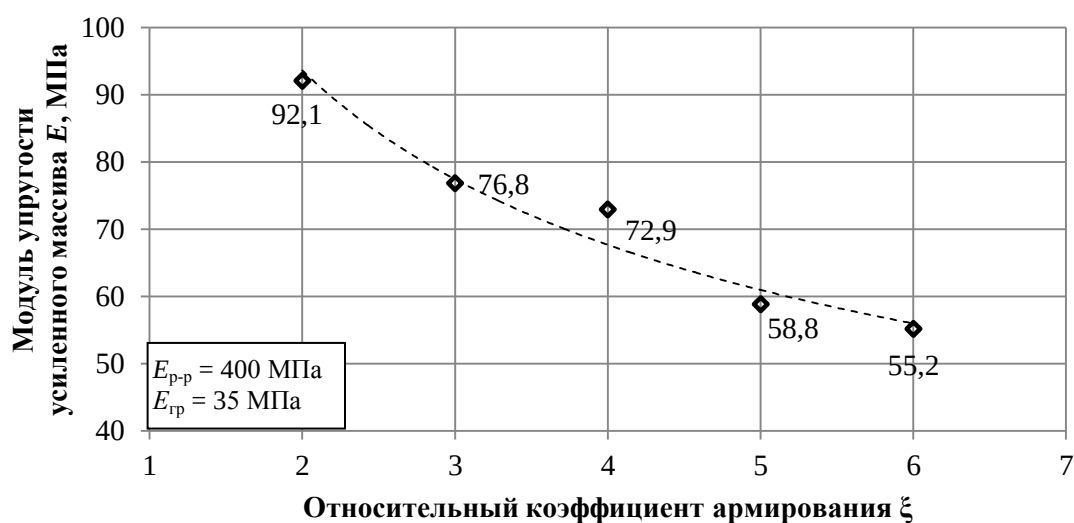


Рисунок 4.13 – Влияние относительного коэффициента армирования на модуль упругости массива, усиленного набивными сваями в раскатанных скважинах

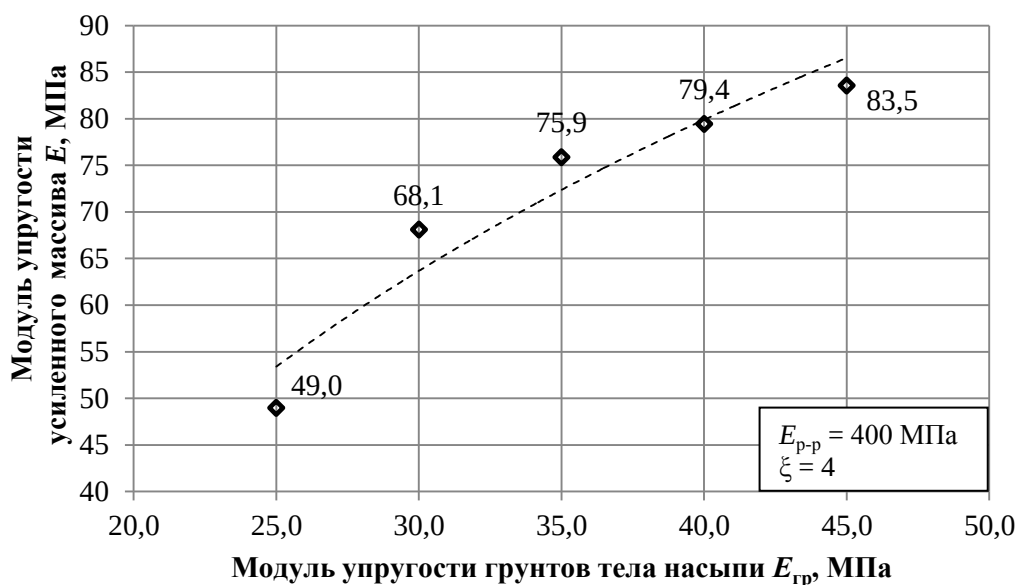


Рисунок 4.14 – Влияние модуля упругости грунтов насыпи на модуль упругости массива, усиленного набивными сваями в раскатанных скважинах

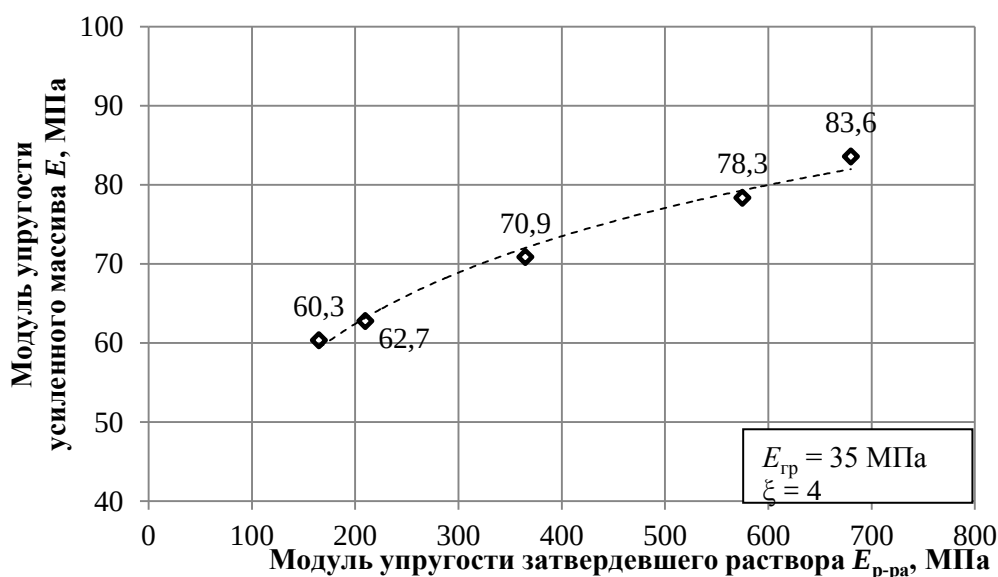


Рисунок 4.15 – Зависимость, отражающая влияние рецептуры раствора (модуля упругости) на модуль упругости массива, усиленного набивными сваями в раскатанных скважинах

Статистическая обработка материалов численного моделирования позволила получить зависимость модуля упругости усиленного массива от параметров армирования – от материала твердеющего раствора, характеризующегося модулем упругости, и относительного коэффициента армирования. При варьировании объема нагнетаемого раствора – грунтовые условия, характеризующи-

еся модулем упругости грунтов насыпи, оказывают наибольшее влияние на деформируемость усиленного массива (эквивалентного слоя). Значения F -критериев приведены в таблице 4.8.

Таблица 4.8 – Значения критериев Фишера для модуля упругости эквивалентного слоя (для армирования набивными сваями в раскатанных скважинах)

Исследуемые параметры	Значение критерия Фишера	
	Модуль упругости эквивалентного слоя	критическое
Рецептура раствора (модуль упругости раствора) $E_{p-ра}$	14,1379	3,2592
Относительный коэффициент армирования ξ	31,6135	
Модуль упругости грунтов насыпи $E_{гр}$	26,7947	

Для графического отображения зависимости модуля упругости эквивалентного слоя от параметров армирования и грунтовых условий построены поверхности влияния (рисунок 4.18).

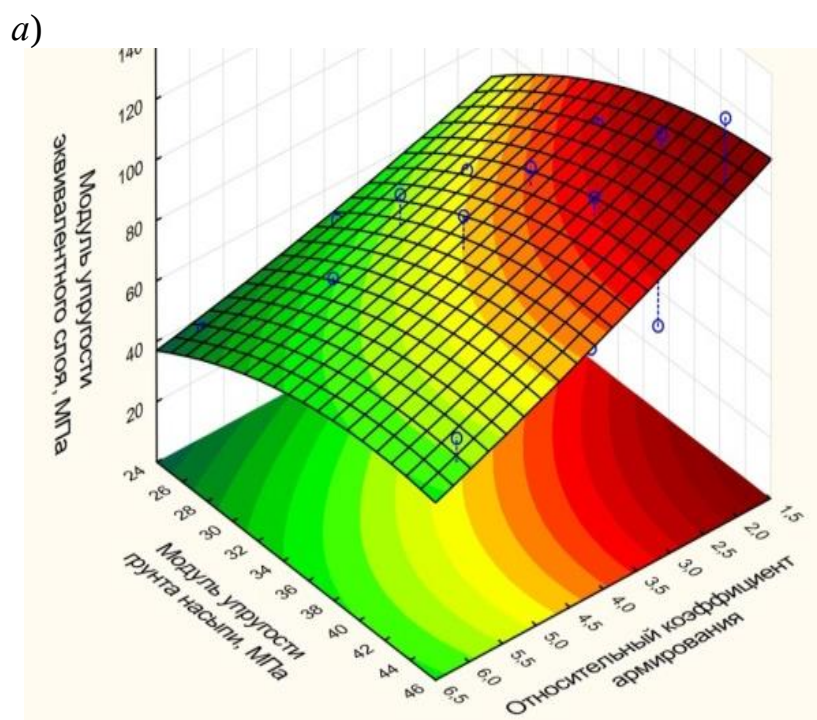
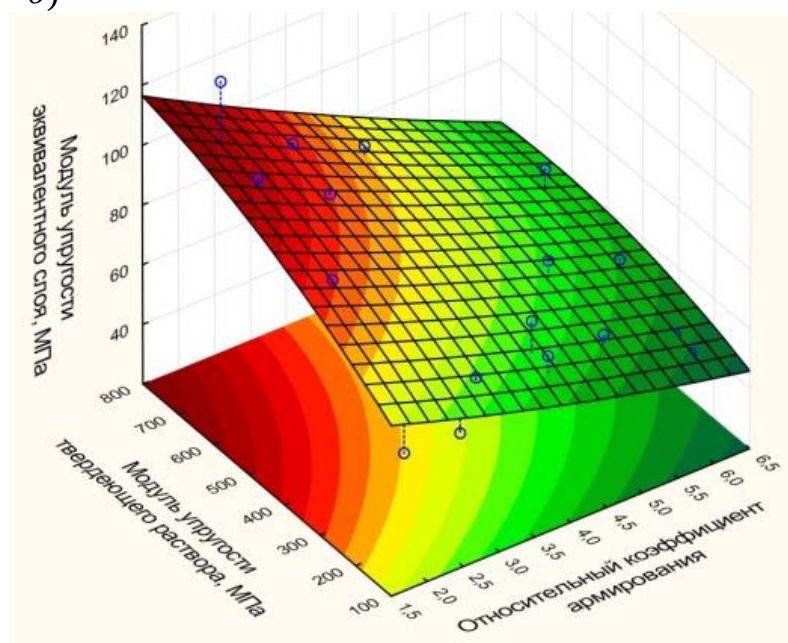


Рисунок 4.16 – Графические зависимости модуля упругости эквивалентного слоя E (усиленного массива) от параметров армирования и грунтовых условий (начло):

a – от относительного коэффициента армирования ξ и модуля упругости грунтов тела насыпи $E_{гр}$ (при среднем значении модуля упругости раствора $E_{p-ра}$)

б)



в)

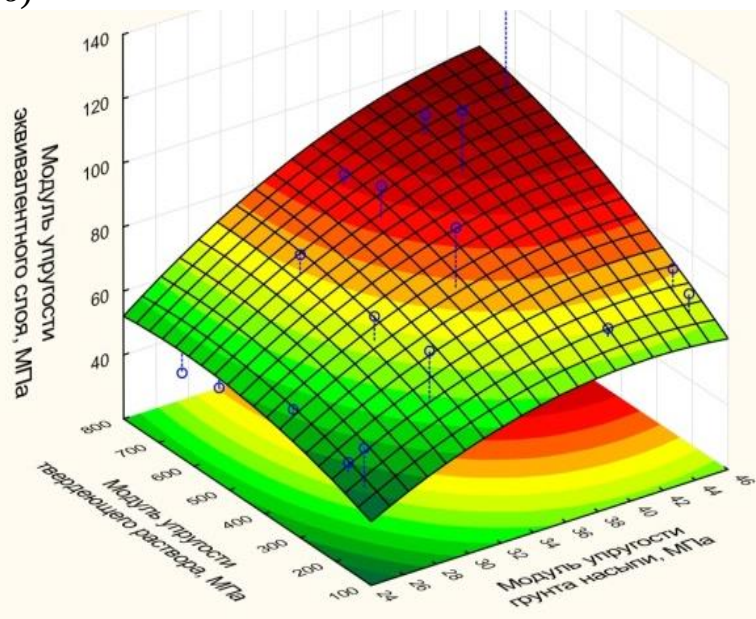


Рисунок 4.16 – Графические зависимости модуля упругости эквивалентного слоя E (усиленного массива) от параметров армирования и грунтовых условий (окончание):

б – от относительного коэффициента армирования ξ и модуля упругости твердеющего раствора $E_{p-ра}$ (при среднем значении модуля упругости грунта насыпи $E_{гр}$); в – от модуля упругости грунтов тела насыпи $E_{гр}$ и модуля упругости твердеющего раствора $E_{p-ра}$ (при среднем значении относительного коэффициента армирования ξ)

С использованием полученных зависимостей и поверхностей влияния может быть определена функциональная зависимость изменения модуля упругости эквивалентного слоя (усиленного грунтового массива) от параметров армирования набивными сваями в раскатанных скважинах и грунтовых условий по выявленным ранее закономерностям:

$$E = A_1 \xi^k + A_2 \ln E_{\text{гр}} + A_3 \ln E_{\text{р-р}} + A_4, \quad (4.7)$$

где E – модуль упругости массива, усиленного набивными сваями в раскатанных скважинах;

A_1, A_2, A_3, A_4 – постоянные величины, определенные при статистической обработке материалов численного моделирования, равные $A_1 = 43,16$, $A_2 = 18,79$, $A_3 = 5,33$, $A_4 = -50,125$;

ξ – относительный коэффициент армирования;

k – коэффициент равный $-0,468$;

$E_{\text{гр}}$ – модуль упругости насыпи;

$E_{\text{р-р}}$ – модуль упругости затвердевшего раствора.

Область применения функциональной зависимости (4.7) ограничена областью проведенного исследования. Граничные значения параметров армирования и грунтовых условий, в пределах которых допускается применение зависимости (4.7) составляют:

- относительный коэффициент армирования ξ : от 2 до 6;
- модуль упругости твердеющего раствора $E_{\text{р-р}}$: от 165 до 680 МПа;
- модуль упругости грунтов тела насыпи в пределах рабочей зоны $E_{\text{гр}}$: от 25 до 45 МПа.

Также как и для способа напорного инъецирования, сравнительным расчетом модели М6.3 с учетом и без учета уплотненной зоны подтверждена выдвинутая в параграфе 2.2 гипотеза о том, что уплотненные зоны грунта вокруг затвердевшего раствора, образованные при устройстве набивных свай в раскатанных скважинах, существенно влияют на работу армированного массива. Оценка достоверности полученных результатов численного моделирования и

адекватности полученной зависимости (4.7) выполняется по аналогии с исследованием для модели М1.1, с использованием результатов полевых исследований. В главе 3 представлены результаты экспериментальных исследований, в которых при варьировании рецептуры раствора с постоянным шагом расстановки и диаметром набивных свай в различных грунтовых условиях, характеризующихся коэффициентом пористости грунта и показателем текучести, были определены деформационные характеристики усиленного массива. Параметры, варьируемые в экспериментальных исследованиях, необходимо преобразовать в параметры, используемые в зависимости (4.7): относительный коэффициент армирования ξ , модуль упругости грунтов тела насыпи $E_{гр}$ и модуль упругости затвердевшего раствора $E_{р-р}$.

Относительный коэффициент армирования в экспериментальных исследованиях принимался постоянным, поскольку исследования были выполнены при шаге расстановки набивных свай – 1 м и диаметре свай – 250 мм. Таким образом, экспериментальные исследования проводились при $\xi = 4$.

Модуль упругости грунтов насыпи может быть определен по нормативной зависимости от коэффициента пористости и показателя текучести грунта.

Модуль упругости раствора может быть определен с использованием результатов лабораторного исследования рецептуры твердеющего раствора, представленных в главе 3.

Сопоставление значений модуля упругости усиленного массива, полученного в полевых экспериментах и путем расчета по зависимости (4.7), приведено в таблице 4.9.

Разброс значений модуля упругости, полученных в ходе экспериментальных исследований и путем расчета по зависимости (4.7) для каждого сочетания технологических параметров армирования и грунтовых условий, находится в пределах 20 %. Это говорит о том, что разработанная модель М 4.2 с достаточной точностью отражает внутренние процессы работы массивов, армированных набивными сваями в раскатанных скважинах. Выявленную функциональную зависимость (4.7) возможно использовать для назначения оптимальных пара-

метров армирования при проектировании участка с элементами переменной жесткости из набивных свай в раскатанных скважинах.

Таблица 4.9 – Сопоставление значений модуля упругости усиленного массива, полученного в полевых экспериментах и путем расчета по зависимости (4.7) для модели М4.2

Параметры армирования			Грунтовые условия (до усиления)			Модуль упругости E , МПа	
ξ	R_{p-p} , МПа	$E_{p-p} = f(R)$, МПа	e , д. е.	I_L , д.е.	$E_{гр} =$ $= f(e, I_L)$, МПа	Эксперимент	Зависимость (4.7)
4	1	106,2	0,65	0,13	25,4	64,1	57,8
	2	124,2	0,65	0,25	25,0	55,9	58,6
	3	145,4	0,65	0,37	18,5	59,1	53,8
	4	170,1	0,65	0,5	18,2	55,2	54,6
	5	199,0	0,65	0,63	15,9	49,8	52,6
	1	106,2	0,70	0,25	24,0	56,2	57,0
	2	124,2	0,70	0,37	17,4	55,2	51,8
	3	145,4	0,70	0,50	16,9	52,1	52,6
	4	170,1	0,70	0,63	15,1	50,9	50,9
	5	199,0	0,70	0,13	24,0	65,1	60,4
	1	106,2	0,75	0,37	16,4	45,2	49,9
	2	124,2	0,75	0,50	17,8	48,2	50,7
	3	145,4	0,75	0,63	14,4	52,1	49,1
	4	170,1	0,75	0,13	23,5	60,8	58,7
	5	199,0	0,75	0,25	23,0	66,2	59,6
	1	106,2	0,80	0,50	15,5	44,6	48,8
	2	124,2	0,80	0,63	13,7	44,2	47,3
	3	145,4	0,80	0,13	22,0	60,2	57,1
	4	170,1	0,80	0,25	21,8	55,1	57,9
	5	199,0	0,80	0,37	15,5	48,2	52,1
	1	106,2	0,85	0,63	12,9	42,2	45,4
	2	124,2	0,85	0,13	21,0	60,1	55,3
	3	145,4	0,85	0,25	19,5	55,4	56,2
	4	170,1	0,85	0,37	14,1	46,1	50,2
	5	199,0	0,85	0,50	13,5	43,5	47,7

Второй задачей, решение которой необходимо для дальнейшей разработки методики проектирования участков подходов насыпей к мостам с элементами переменной жесткости из набивных свай в раскатанных скважинах, является установление зависимости модуля упругости грунтов тела насыпи в пределах рабочей зоны от высоты области усиления h_i . Принцип проектирования участка с элементом переменной жесткости из набивных свай в раскатанных

скважинах аналогичен принципу проектирования с использованием инъектирования твердеющих растворов. Глубина усиления в пределах участка также варьируется от 0 до z , (см. пункт 2.3.8), где z – мощность рабочей зоны земляного полотна.

Моделирование участка подходной насыпи к мосту, усиленного набивными сваями в раскатанных скважинах, необходимо выполнять по схеме, представленной в пункте 2.3.8, с достижением рекомендуемого модуля упругости в 100 МПа, в общем случае соответствующего модулю упругости подрельсового основания на мостах [70, 71].

Достижение требуемого параметра деформируемости земляного полотна обеспечивается варьированием параметрами армирования с использованием зависимости (4.7).

Для установления зависимости модуля упругости массива в пределах рабочей зоны от высоты области усиления h_i , выполнены расчеты для вариации параметров армирования, представленных в таблице 4.10, с усилением на высоту $1/4z$, $1/2z$, $3/4z$ и $1z$ м.

Таблица 4.10 – Результаты расчета модуля упругости массива в пределах рабочей зоны в зависимости от высоты области усиления h_i для армирования набивными сваями в раскатанных скважинах

№ схемы	Сочетание параметров армирования			Модуль упругости массива в пределах рабочей зоны, МПа при усилении на высоту h_i , равную			
	Относительный коэффициент армирования	Модуль упругости грунта насыпи, МПа	Модуль упругости затвердевшего раствора, МПа	$1/4z$	$1/2z$	$3/4z$	$1z$
1	2	25	165	32,5	36,6	43,8	56,3
2		30	210	42,4	48,0	57,8	75,1
3		35	365	45,5	52,2	63,8	94,0
4		40	575	52,9	60,2	72,8	106,7
5		45	680	56,8	65,8	82,8	128,4

Продолжение таблицы 4.10

№ схемы	Сочетание параметров армирования			Модуль упругости массива в пределах рабочей зоны, МПа при усилении на высоту h_i , равную			
	Относительный коэффициент армирования	Модуль упругости грунта насыпи, МПа	Модуль упругости затвердевшего раствора, МПа	1/4z	1/2z	3/4z	1z
6	3	25	210	32,5	36,1	41,8	48,5
7		30	365	42,9	48,9	58,5	74,4
8		35	575	46,0	53,0	64,1	91,5
9		40	680	53,4	60,3	71,1	97,9
10		45	165	56,1	59,3	64,9	71,7
11	4	25	365	33,0	37,2	43,9	53,6
12		30	575	43,7	50,2	60,3	78,2
13		35	680	46,7	53,4	63,5	87,5
14		40	165	53,0	56,5	61,6	69,1
15		45	210	57,2	61,4	67,9	76,2
16	5	25	575	32,0	35,2	40,3	44,7
17		30	680	42,4	47,2	54,5	62,5
18		35	165	44,7	47,2	50,7	54,3
19		40	210	52,5	55,0	58,5	61,9
20		45	365	56,4	60,0	65,2	70,9
21	6	25	680	32,0	34,7	38,9	41,6
22		30	165	41,6	43,7	46,6	50,2
23		35	210	44,6	46,8	49,8	52,1
24		40	365	52,1	54,7	58,1	61,4
25		45	575	56,4	59,9	65,0	70,5

По результатам расчетов построен график зависимости относительного приращения модуля упругости ΔE от относительной высоты усиления h_i/z , представленный на рисунке 4.17.

Определение относительного приращения модуля упругости приведено в пункте 4.1.2.

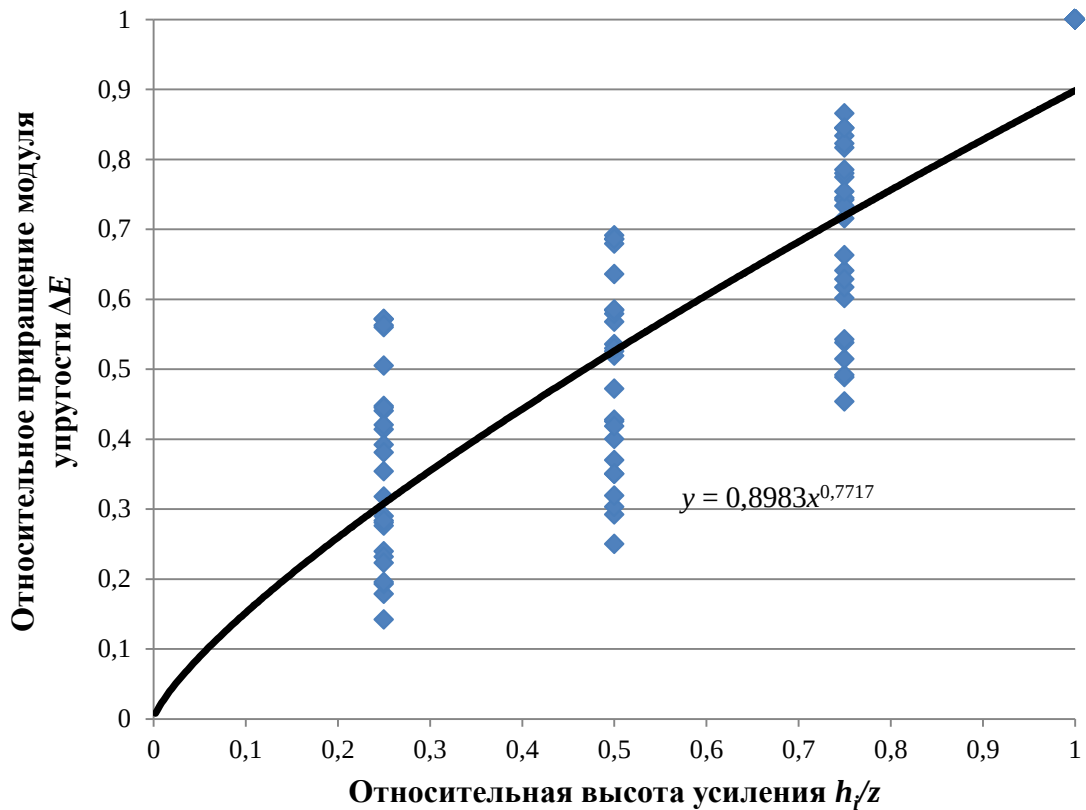


Рисунок 4.17 – График зависимости относительного приращения модуля упругости ΔE от относительной высоты усиления h_i/z

На основании вышеизложенного решение для определения высоты области усиления в случае армирования подходной насыпи набивными сваями в раскатанных скважинах будет иметь вид

$$\frac{E_i - E_0}{E_z - E_0} = 0,8983 \left(\frac{h_i}{z} \right)^{0,7717},$$

$$h_i^{0,7717} = \frac{z^{0,7717} (E_i - E_0)}{0,8983 (E_z - E_0)}, \quad (4.8)$$

$$h_i = z \cdot 0,7717 \sqrt[0,7717]{\frac{(E_i - E_0)}{0,8983 (E_z - E_0)}}.$$

Пример использования предлагаемого решения аналогичен решению для модели М6.3 (см. пункт 4.1.2).

Более подробно проектирование усиления будет рассмотрено в главе 5.

4.2 Численное моделирование методом дискретных элементов для оценки напряженно-деформированного состояния грунтовых массивов

Численное моделирование методом дискретных элементов для оценки напряженно-деформированного состояния грунтовых массивов необходимо для подбора технологических параметров армирования (предельного давления и критического объема).

В рамках настоящей работы будет решена задача моделирования методом дискретных элементов процессов инъецирования твердеющих растворов вглубь массива железнодорожной высокой насыпи для отработки и оценки адекватности полученных теоретических решений. Однако в первую очередь необходимо выполнить оценку НДС при моделировании потери устойчивости высокой насыпи и сравнить полученные результаты с экспериментальными данными для проверки адекватности усовершенствованной модели грунта, сформированной на основе метода дискретных элементов.

4.2.1 Моделирование потери устойчивости грунтовой насыпи методом дискретных элементов

В трехмерной постановке задачи (3D) исследуемая область массива в методе дискретных элементов (МЛЭ) состоит из N отдельных частиц шарообразной формы. Каждая i -я частица характеризуется радиусом r_i , плотностью ρ_i , углом контактного трения ϕ_i , модулем упругости E_i , сцеплением c_i и модулем упругости виртуальной пружины сцепления E_{ci} . В методе дискретных элементов под деформацией среды подразумевается изменение их положения.

Дискретные i -й и j -й элементы взаимодействуют друг на друга через силы отталкивания $\vec{F}_{nij}$, силы сцепления $\vec{F}_{cij}$ и силы трения $\vec{F}_{tij}$. Для каждого i -го элемента справедливо

$$m_i \frac{d^2 \vec{r}_{ni}}{dt^2} = \sum_{j=1}^{n_t} \left(\vec{F}_{nij} + \vec{F}_{tij} \right) + \sum_{j=1}^{n_c} \left(\vec{F}_{cij} \right) + m_i \vec{g}, \quad (4.9)$$

$$I_i \frac{d^2 \vec{\alpha}_i}{dt^2} = \sum_{j=1}^{n_\tau} \left(\vec{F}_{\tau ij} \times \vec{r}_{\tau ij} \right) + \sum_{j=1}^{n_c} \left(\vec{F}_{cij} \times \vec{r}_{cij} \right),$$

при $t = 0$ начальные условия

$$\vec{r}_{ni} = \vec{r}_{ni0}, \quad \vec{\alpha}_i = \vec{\alpha}_{i0}, \quad \vec{v}_i = \vec{v}_{i0}, \quad \vec{\omega}_i = \vec{\omega}_{i0}, \quad (4.10)$$

где $i = 1, \dots, N$;

$m_i, I_i, \vec{r}_{ni}, \vec{\alpha}_i, \vec{v}_i, \vec{\omega}_i$ – масса, момент инерции, радиус центра масс, угол поворота, скорость центра, угловая скорость соответственно;

n_τ – количество элементов, контактирующих с i -м элементом через силы отталкивания $\vec{F}_{nij}$ и силы трения $\vec{F}_{\tau ij}$;

n_c – количество элементов, контактирующих с i -м через силы сцепления $\vec{F}_{cij}$;

$\vec{r}_{\tau ij}, \vec{r}_{cij}$ – радиусы-векторы сил трения $\vec{F}_{\tau ij}$ и сил сцепления $\vec{F}_{cij}$.

Сила отталкивания $\vec{F}_{nij}$ при $\delta_{nij} > 0$, где $\delta_{nij} = r_i + r_j - l_{ij}$, по модулю равна:

$$F_{nij} = \frac{2E_i E_j}{E_i + E_j} \min(r_i, r_j) \delta_{nij}. \quad (4.11)$$

Сила трения $\vec{F}_{\tau ij}$ принимается равной

$$\vec{F}_{\tau ij} = - \frac{\vec{v}_{\tau ij}}{|\vec{v}_{\tau ij}|} \min(\operatorname{tg} \varphi_i, \operatorname{tg} \varphi_j) F_{nij}, \quad (4.12)$$

где $\vec{v}_{\tau ij}$ – составляющая скорости i -го элемента относительно j -го в точке соприкосновения.

При вращательном и поступательном движении элементов концы виртуальной пружины сцепления между i -м и j -м элементами расходятся, в этом случае возникает $\vec{F}_{cij}$, по модулю равная

$$F_{cij} = \begin{cases} 2 \min(r_i, r_j) E_{cij} \delta_{cij}, & \delta_{cij} < \delta_{cij}^*, \\ 0, & \delta_{cij} \geq \delta_{cij}^*, \end{cases} \quad (4.13)$$

где δ_{cij} – длина виртуальной пружины сцепления, $\delta_{cij}^* = 2 \min(r_i, r_j) \frac{C_{ij}}{E_{cij}}$,

$$C_{ij} = \min(C_i, C_j), \quad E_{cij} = \frac{2 E_{ci} E_{cj}}{E_{ci} + E_{cj}}.$$

При условии $\delta_{cij} \geq \delta_{cij}^*$ возникает разрыв связи сцепления. Вместо E_{cij} в расчетах лучше использовать параметр $\varepsilon_{cij}^* = \frac{C_{ij}}{E_{cij}}$. В этом случае получаем

$$\delta_{cij}^* = 2 \min(r_i, r_j) \varepsilon_{cij}^*.$$

На рисунке 4.18 показана расчетная область, представляющая собой насыпь, сформированную из дискретных элементов со следующими фиксированными характеристиками: $\rho_i = \rho = 2\,500 \text{ кг/м}^3$, $\varphi_i = \varphi = 17^\circ$, $\varepsilon_{cij}^* = \varepsilon_c^* = 0,15$, $i = 1, \dots, N$. Сцепление $C_i = C$ является переменной величиной, и его значение конкретизируется при решении задачи. Геометрические параметры насыпи a и α зафиксированы и равны 7,6 м и 38° соответственно, значение ее высоты h , также как и значение сцепления C , конкретизируется при решении задачи.

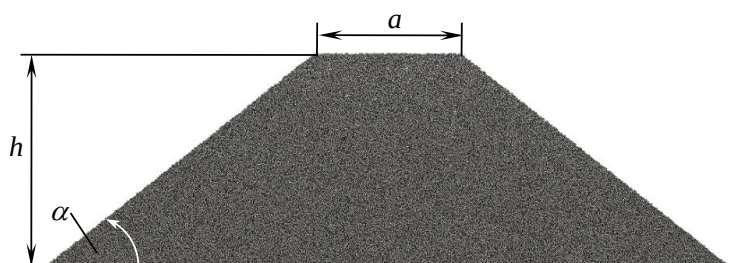


Рисунок 4.18 – Схема насыпного грунтового массива (высокой насыпи)

Компьютерное моделирование потери устойчивости грунтовой насыпи проводится следующим образом. Вначале выбирается такое значение сцепления C , при котором насыпь сохраняет устойчивость. Затем последовательным уменьшением величины C достигается ситуация, когда в некоторых областях насыпного массива происходит развитие трещин и/или линий скольжения. Найденное таким образом значение C считаем критическим, при котором начинается потеря устойчивости насыпи.

Численные эксперименты показывают, что с увеличением высоты h насыпи растет значение сцепления C , при котором начинается потеря ее устойчивости. На рисунке 4.19 показаны стадии развития деформаций в грунтовой насыпи разной высоты t_0 , t_1 , t_2 . Насыпь высотой 6 м начинает терять устойчивость при $C = 20$ кПа, высотой 9 м – при $C = 25$ кПа и высотой 12 м – при $C = 30$ кПа. При этом характер разрушения и последовательность его проявления на поверхности и внутри насыпного массива для трех рассматриваемых ситуаций являются различными.

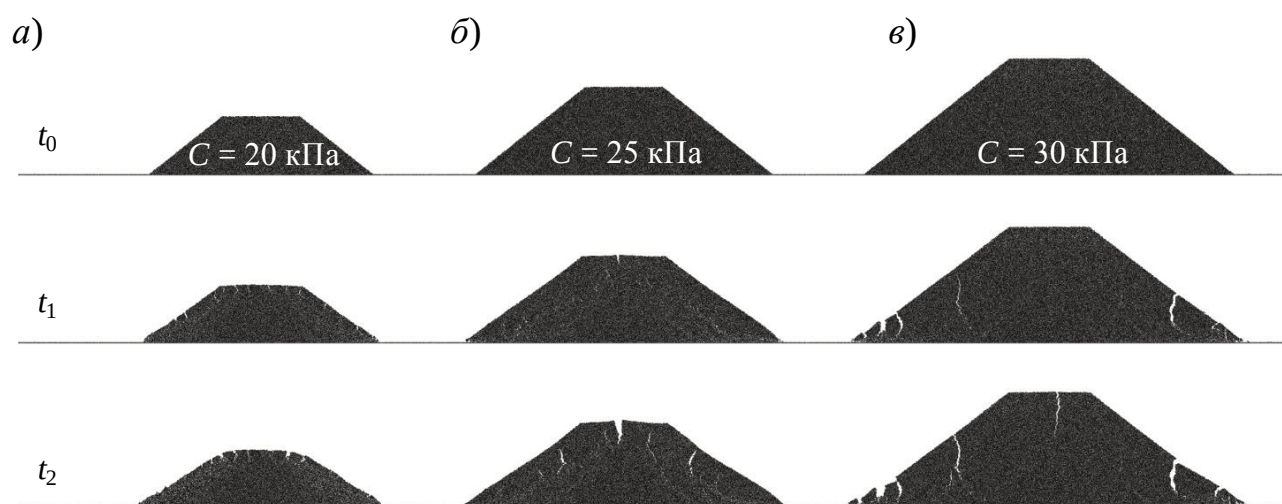


Рисунок 4.19 – Развитие деформаций в грунтовой насыпи высотой 6 м (а), 9 м (б) и 12 м (в)

В первом случае (см. рисунок 4.19, а) практически одновременно появляются трещины на основной площадке насыпи и на ее откосах (стадия t_1). Во втором случае (см. рисунок 4.19, б), вначале на горизонтальной поверхности, практически по середине, появляется первая трещина (стадия t_1). Далее эта трещина продолжает раскрываться, а внутри массива нарезаются несколько линий скольжения (стадия t_2). В третьем случае (см. рисунок 4.19, в) первые трещины появляются на откосах насыпи, ближе к ее основанию (стадия t_1). При дальнейшем деформировании массива (стадия t_2) около середины верхней горизонтальной части его поверхности нарезается трещина, аналогичная показанной на рисунке 4.19, б.

Результаты выполненных расчетов методом дискретных элементов сопоставлены с результатами моделирования устойчивости откосов насыпей, выполненных с использованием центробежного моделирования под руководством профессора Т. Г. Яковлевой [233].

На рисунке 4.20 приведено сравнение результатов, полученных в эксперименте и при компьютерном моделировании. На рисунке 4.20, *а* представлен вид физической насыпи с углом откосов к горизонту $\alpha = 38^\circ$, моделирующей натурную насыпь высотой $h = 9$ м, из глинистых грунтов. Эксперимент проводился методом центробежного моделирования. Нарушение предельного равновесия физической модели, подвергшейся действию на центрифуге только объемных сил, начинается с возникновения трещины почти строго по продольной оси модели. Численный эксперимент проводился при $C = 25$ кПа, $h = 9$ м. При компьютерном моделировании, так же как и при физическом центробежном моделировании, в центре насыпи на ее поверхности образуется трещина. Помимо нее, внутри массива также развились несколько трещин и линий скольжения.

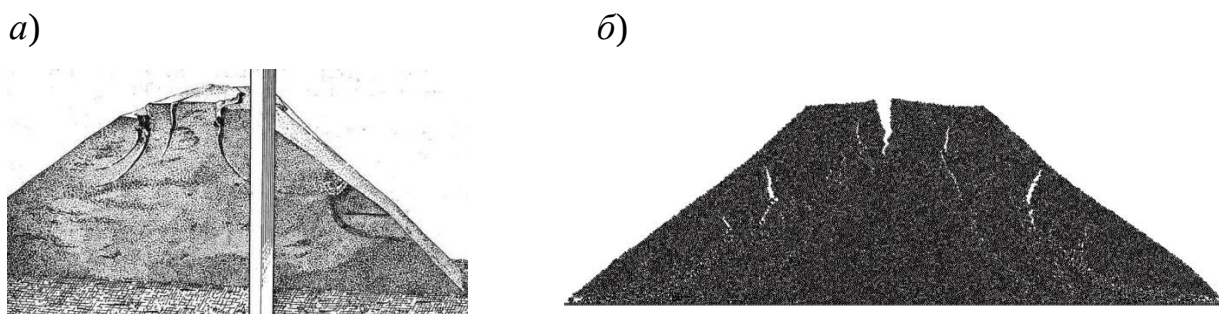


Рисунок 4.20 – Деформированный вид насыпи:

а – по результатам эксперимента; *б* – по результатам расчета модели

Компьютерное моделирование показало, что характер разрушения и последовательность его проявления на поверхности и внутри насыпного массива существенно зависят от высоты последнего. При этом зависимость предельного значения сцепления, при котором начинается потеря устойчивости насыпи, примерно линейная на диапазоне рассмотренных в данной работе значений ее высот от 6 до 12 м.

Сравнение результатов эксперимента, проведенного методом центробежного моделирования, с численными результатами показало их близкую сходимость. Это говорит в пользу того, что с использованием метода дискретных элементов можно успешно решать задачи механики грунтов, связанные с расчетами железнодорожного полотна.

Предложенная модификация метода дискретных элементов, включая усовершенствованную модель грунта, на основании которых разработан основной алгоритм и программный продукт PM2D, позволяют выполнять моделирование процессов инъецирования твердеющих растворов вглубь насыпного массива.

4.2.2 Моделирование процессов инъецирования твердеющих растворов вглубь массива железнодорожной насыпи

Технологическими задачами при инъецировании твердеющих растворов являются определение направления распространения раствора и его основных параметров (предельного давления и объема). Очевидно, что распространение инъецируемого раствора носит вероятностный характер, при этом описать его известными математическими приемами не представляется возможным. Метод дискретных элементов позволяет построить модель грунтовой насыпи и рассмотреть процесс инъецирования твердеющего раствора вглубь насыпного массива с привлечением компьютерной программы, основанной на модификации МДЭ в двумерной постановке [105, 269].

Насыпь, имеющая форму трапеции, расположена в плоскости Oxz . Ее высота h и основания l_0, l_1 равны 6, 22 и 4 м соответственно. Сформирована она из дискретных элементов Ω_i ($i = 1, 2, \dots, N$, где N – число, приблизительно равное 30 000). Они представляют собой диски единичной толщины, оси которых перпендикулярны плоскости Oxz , их центры расположены в плоскости Oxz . Радиус дисков, расположенных в слое насыпи на уровне от 0 до 2 м, равномерно распределен в интервале от 4 до 5 см, в вышележащем слое – в интервале от 2 до 2,5 см. Диски имеют плотность $\rho_i = 2\,500 \text{ кг/м}^3$, модуль упругости $E_i = 1 \text{ ГПа}$.

Свойства междисковых контактов следующие: коэффициент трения скольжения $k = 0,4$; сцепление $C = 12$ кПа; деформация разрушения элемента сцепления $\varepsilon^* = 0,05$. Сила тяжести направлена против оси Oz .

Диски, образующие нижнее основание насыпи, считаем граничными дискретными элементами (ГДЭ). Обозначим их символом Γ_k ($k = k_1, k_2, \dots, k_n$, n – число ГДЭ). Центры Γ_k расположены на оси Ox . На элементы Γ_k накладываются граничные условия:

$$v_k = (0, 0), \quad \omega_k = 0, \quad (4.14)$$

где v_k – вектор скорости центра k -го элемента;

ω_k – угловая скорость.

Стенки полый трубы сформированы из дискретных элементов, центры которых расположены на параллельных отрезках длиной 5 м, расположенных на расстоянии 5 см друг от друга. Эти элементы внедряются под углом 45° к верхнему основанию насыпи на глубину 3 м (рисунок 4.21). Затем на них накладываются граничные условия (4.14). Далее в трубу под давлением p нагнетаются элементы в форме все тех же дисков, моделирующих раствор.

При моделировании процесса инъецирования трение в трубе – инъекторе приравнялось нулю, в противном случае это могло привести к закупорке инъектора. Давление частиц раствора варьировалось от 0,5 МПа (начальной) до 1,5 МПа (разрыв структуры грунта). В случае неограниченного нагнетания твердеющего раствора происходит поднятие поверхности и выдавливание раствора в сторону откоса. Это отчетливо видно на последних стадиях (четвертой и пятой), при этом отмечено падение давления частиц раствора до 0,2 МПа. Полученные значения давлений коррелируют с реальными значениями, наблюдаемыми при усилении объектов, в том числе при выполнении полевых экспериментов.

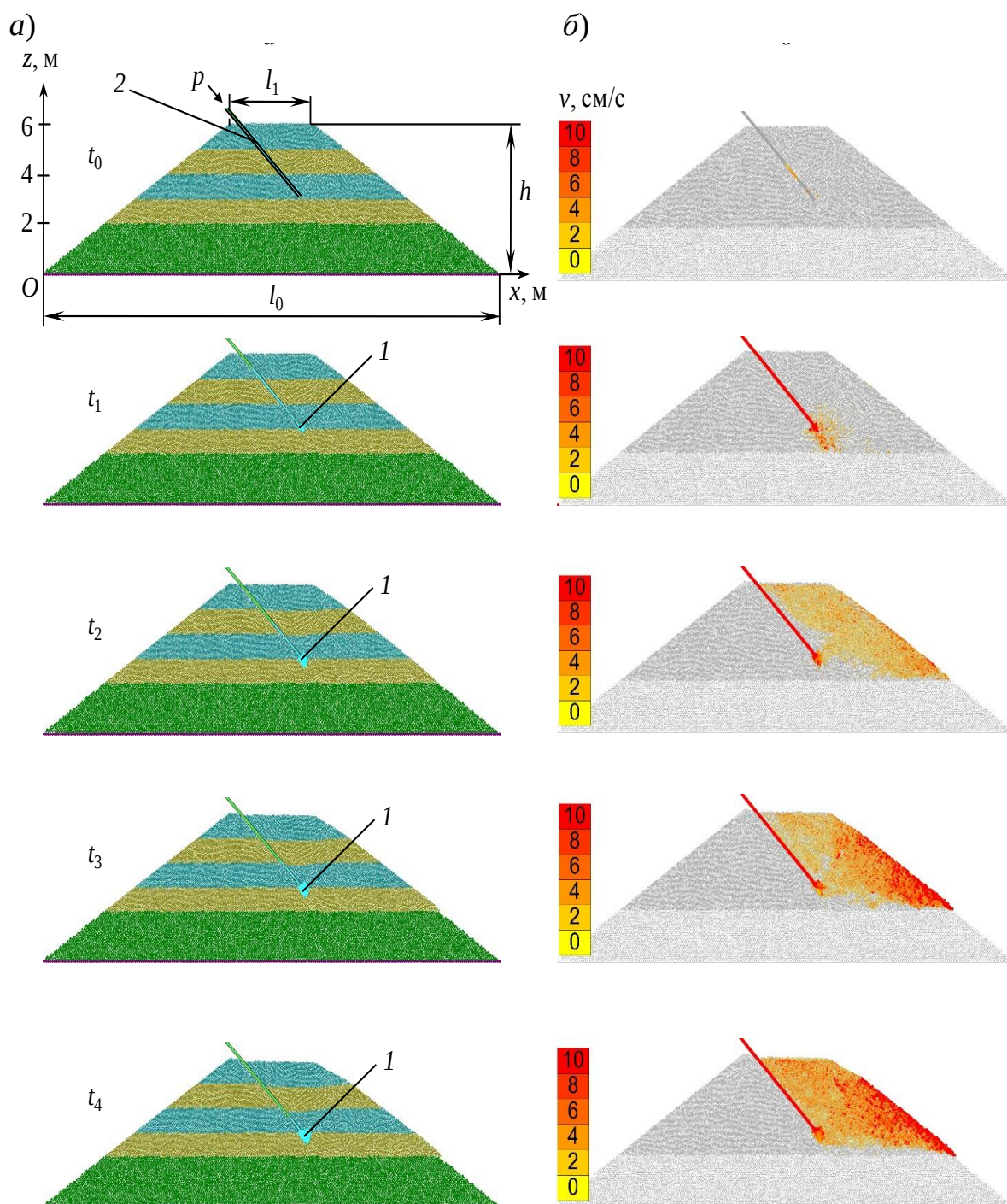


Рисунок 4.21 – Стадии $t_0 - t_4$ инъектирования с давлением p раствора 1 через трубу 2 в насыпной массив с характеристиками $\rho = 1\,800\text{ кг/м}^3$; $\varphi = 0,3$; $c = 12\text{ кПа}$: a – деформированное состояние; b – поле скоростей

На рисунке 4.22 прослеживаются области, заполненные инъектируемым раствором, области нарушенной структуры грунта (зона уплотненного грунта), направление выхода раствора из зоны усиления в случае завышенного объема нагнетаемого раствора.

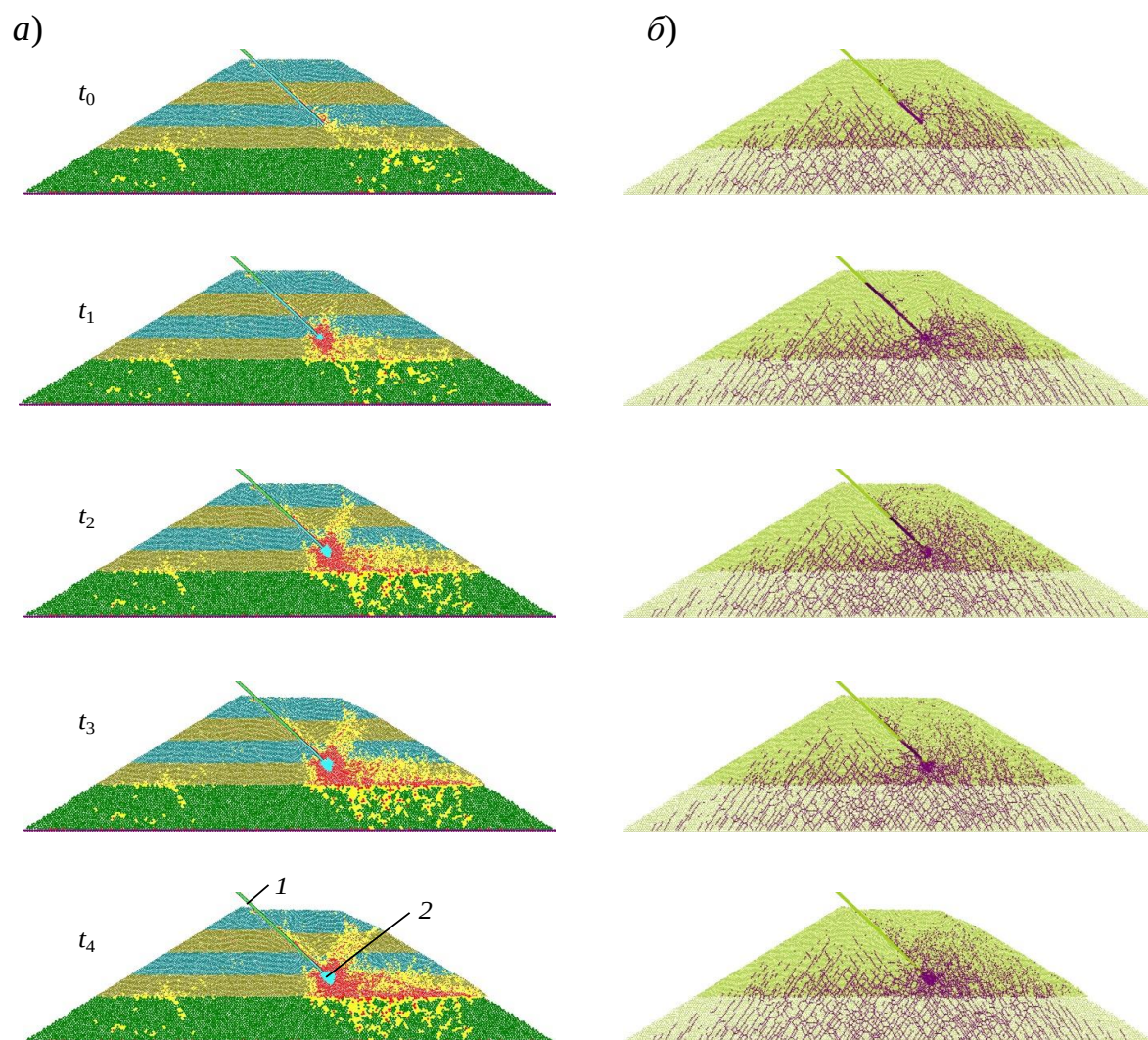


Рисунок 4.22 – Стадии $t_0 - t_4$ инъецирования с давлением p раствора 1 через трубу 2 в насыпной массив с характеристиками $\rho = 1\,800\text{ кг/м}^3$; $k = 0,3$; $c = 12\text{ кПа}$: *a* – разрывы деформаций (желтые частицы имеют хотя бы один разрыв сцепления с соседними частицами, красные частицы – все контакты сцепления у частицы разрушены); *б* – поля нормальных к контактам частиц напряжений (давление на выходе раствора из трубы варьируется от 2 до 10 МПа)

Выполненное исследование позволяет сделать вывод о том, что с помощью моделирования методом дискретных элементов процессов инъецирования твердеющих растворов вглубь массива с высокой степенью достоверности возможно подбирать некоторые технологические параметры армирования.

Выводы по главе 4

Подводя итог представленных в четвертой главе исследований, можно сделать следующие выводы:

1 Для упрощения модели армирования высокой насыпи способом напорного инъектирования твердеющих растворов и возможности ее использования при проектировании усиления на стадии ОНР, установлена функциональная зависимость изменения модуля упругости усиленного грунтового массива (эквивалентного слоя) от параметров армирования и грунтовых условий (4.1).

2 Анализ выполненных на численной модели исследований показал, что при усилении грунтов напорным инъектированием наибольший вклад в снижение деформативности массива вносят относительный объем затвердевшего раствора ε_v (значение критерия Фишера 15,44), марка раствора, характеризующаяся модулем упругости (значение критерия Фишера 25,12), и исходный модуль упругости насыпи (значение критерия Фишера 88,28).

3 Разброс значений модуля упругости армированного напорным инъектированием грунтового массива, полученных в ходе экспериментальных исследований и путем расчета по зависимости (4.1) для различных сочетаний параметров армирования и грунтовых условий, находится в пределах 10 %. Этот факт указывает на хорошую сходимость результатов численного моделирования и полевых экспериментов.

4 Для упрощения модели армирования подходных насыпей набивными сваями в раскатанных скважинах и возможности ее использования при проектировании усиления на стадии ОНР установлена функциональная зависимость изменения модуля упругости усиленного грунтового массива (эквивалентного слоя) от параметров армирования и грунтовых условий (4.7).

5 При усилении грунтов набивными сваями в раскатанных скважинах наибольший вклад в снижение деформативности массива вносят относительный коэффициент армирования ξ (значение критерия Фишера 31,61), марка раствора, характеризующаяся модулем упругости (значение критерия Фишера

14,14), и исходный модуль упругости насыпи (значение критерия Фишера 26,79).

6 Разброс значений модуля упругости армированного набивными сваями в раскатанных скважинах массива, полученных в ходе экспериментальных исследований и путем расчета по зависимости (4.7) для различных сочетаний технологических параметров армирования и грунтовых условий, находится в пределах 20 %. Это говорит о том, что разработанная модель с достаточной точностью отражает внутренние процессы работы массивов, армированных набивными сваями в раскатанных скважинах.

7 Подтверждена гипотеза о том, что уплотненные зоны грунта вокруг затвердевшего раствора, образованные при напорном инъецировании и раскатке скважин, существенно влияют на работу армированного массива, что требует их учета в математических моделях как расчетного элемента.

8 Предложены решения для определения модуля упругости массива в пределах рабочей зоны от высоты h_i (при варьировании от 0 до z) области армирования напорным инъецированием твердеющих растворов (4.4) и набивными сваями в раскатанных скважинах (4.8).

9 Введено понятие «плавности въезда» на железнодорожное мостовое сооружение в пределах участка переменной жесткости, для которого обоснован ряд критериев, включающий закономерность изменения уклона, максимальный и средний уклоны (таблица 4.6). Критерии обоснованы для участков переменной жесткости длиной 15 и 25 м с модулем упругости грунтов подходной насыпи 50 и 80 МПа.

10 Предложен принцип конструирования и расчета участков переменной жесткости с достижением необходимой «плавности въезда».

11 Разработанные алгоритмы позволили выполнить численное моделирование потери устойчивости высокой насыпи методом дискретных элементов и выявить характер разрушения конструкции и последовательность его проявления на поверхности и внутри насыпного массива. Результаты численного моделирования показали близкую сходимость с данными моделирования устойчи-

вости откосов насыпи, полученными с использованием центробежной установки под руководством проф. Т. Г. Яковлевой.

12 Численное моделирование (методом дискретных элементов) процесса инъецирования раствора в насыпь позволило выявить места разрыва сплошности структуры грунтового массива, направление выхода раствора на поверхность (в рассматриваемых условиях на откос), а также характер деформаций элементов земляного полотна в случае неограниченного нагнетания твердеющего раствора. Кроме того, численное моделирование показало, что разрыв сплошности структуры грунтового массива насыпи с последующим выходом раствора на поверхность сооружения сопровождается падением давления (без восстановления) инъецируемого раствора, что коррелирует с опытными данными, полученными при усилении реальных объектов.

Данное исследование позволило сделать вывод о том, что с помощью моделирования методом дискретных элементов процессов инъецирования твердеющих растворов вглубь массива с высокой степенью достоверности возможно подбирать технологические параметры армирования.

ГЛАВА 5 МЕТОДОЛОГИЯ АРМИРОВАНИЯ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ВЫСОКИХ НАСЫПЕЙ С ИНЪЕКТИРОВАНИЕМ ТВЕРДЕЮЩИХ РАСТВОРОВ

5.1 Методология проектирования и система практических решений армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов

В основу методологии проектирования армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов положены данные экспериментальных исследований и численного моделирования работы сооружений в различных инженерно-геологических условиях. Моделирование работы армированных эксплуатируемых высоких насыпей выполнено с использованием современных подходов к описанию механики анизотропной среды, представленной грунтовым массивом, содержащим в своем объеме армирующие элементы. В работе учтены результаты опытного внедрения методов усиления с контролем качества работ на объектах Западно-Сибирской, Красноярской, Забайкальской железных дорог – филиалах ОАО «РЖД» и других объектах Сибирского федерального округа.

Методика предполагает достижение требуемых прочностных и деформационных параметров эксплуатируемой высокой насыпи (уход от пороговых значений критических параметров) в условиях сохранения эксплуатационных показателей сооружения на весь период выполнения строительно-монтажных работ и без нарушения целостности конструкции.

С учетом анализа существующих подходов к проектированию усиления земляного полотна, представленных в главе 1, разработан алгоритм (рисунок 5.1), состоящий из семи крупных блоков.

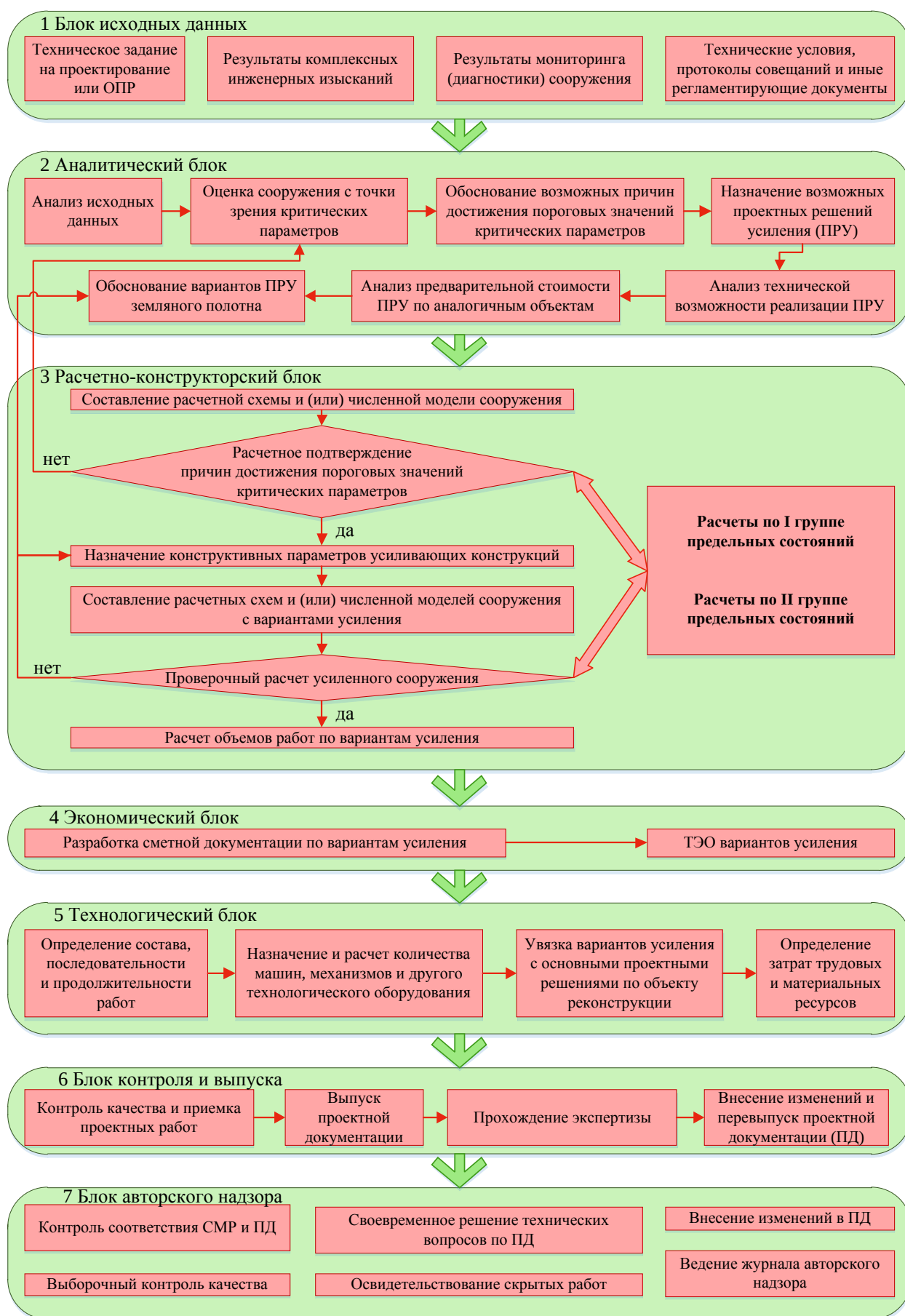


Рисунок 5.1 – Алгоритм существующего подхода к проектированию усиления земляного полотна

Специфика армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов потребовала глубокой интеграции в существующий алгоритм проектных работ. Интеграция результатов исследований армированных с инъектированием твердеющих растворов высоких насыпей осуществлена таким образом, чтобы обеспечить техническую возможность использования полученных данных без существенного отклонения от общей схемы существующего алгоритма.

Начиная с аналитического блока проектирования, разработанная методика включает решения, полученные автором по результатам проведенных исследований. Общий вид алгоритма проектирования армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов приведен на рисунке 5.2.

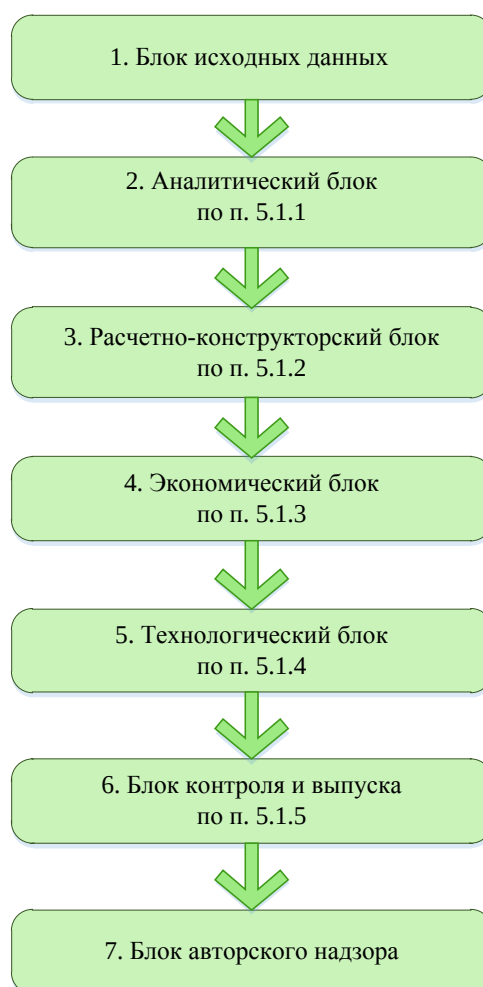


Рисунок 5.2 – Общий алгоритм проектирования армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов

Укрупненно в состав данного алгоритма также входит семь блоков, детальное описание которых представлено в соответствующих подразделах работы (пункты 5.1.1–5.1.5). Блок исходных данных алгоритма проектирования армирования высоких насыпей, как и блок авторского надзора (см. рисунок 5.2), практически не отличаются от соответствующих блоков алгоритма существующего подхода к проектированию усиления земляного полотна (рисунок 5.1). Единственное, что добавляется в блок авторского надзора – это необходимость анализа результатов геотехнического мониторинга, который проводится при усилении грунтов.

Блок исходных данных (см. рисунок 5.1) ориентирован на получение основного набора данных об объекте ремонта и учитывает специфику планируемого подхода к армированию. Основанием для начала проектно-изыскательских работ на объекте должно выступать техническое задание, в состав которого, помимо основных данных, должны включаться сведения о плане и профиле рассматриваемого участка, данные технического паспорта и др.

Особое внимание следует уделять результатам мониторинга (диагностики) сооружения, который включает периодические и комиссионные осмотры объекта, оформленные в соответствии с действующими инструкциями по содержанию земляного полотна, материалы, полученные при проходах путеизмерительных и нагрузочных поездов, сведения о проектной и исполнительной документации на строительство рассматриваемого участка.

Результаты комплексных изысканий должны быть согласованы между собой и представлять полную картину инженерных условий объекта.

При проведении изысканий должно быть предусмотрено широкое применение геофизических методов обследования сооружения, к которым в первую очередь следует отнести сейсмотомографию высокой насыпи, вертикальное электродинамическое зондирование и георадиолокационное профилирование. Выбор конкретного метода геофизического обследования должен быть выполнен с учетом характера решаемой задачи на основании требований регламентирующих документов [7]. Геофизические работы в общем случае должны пред-

шествовать работам по проходке геологических выработок. Местоположение последних должно назначаться с учетом полученной картины геофизического обследования таким образом, чтобы пройденные выработки обеспечивали получение количественных данных как о характерных точках геотехнического сооружения, так и о зонах выявленных аномалий.

В процессе оформления результатов изысканий обработку материалов геофизических и проходческих работ следует выполнять совместно. При этом данные геофизического обследования должны, как правило, учитываться при разбивке тела высокой насыпи и его основания на литологические элементы, оконтуривании ослабленных зон и зон обводнения, а также построении кривой депрессии грунтовых вод.

Особое внимание в составе инженерно-геологических изысканий необходимо уделять изучению состава и мощности балластных шлейфов на откосах и основной площадке высокой насыпи.

В целом работы по получению исходных данных о фактическом состоянии эксплуатируемой высокой насыпи должны выполняться с использованием современной методологии и применением современных средств детальной диагностики.

Сформулированные исходные данные служат основой для проведения анализа причин возникновения дефектов и развития деформаций, обоснования подхода к проектированию, принятия проектных решений и их проработки в объеме, необходимом для определения конструктивной схемы армирующих элементов и расчета объема работ.

5.1.1 Аналитический блок проектирования армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов

Аналитический блок проектирования армирования высокой насыпи с инъектированием твердеющих растворов представлен на рисунке 5.3.

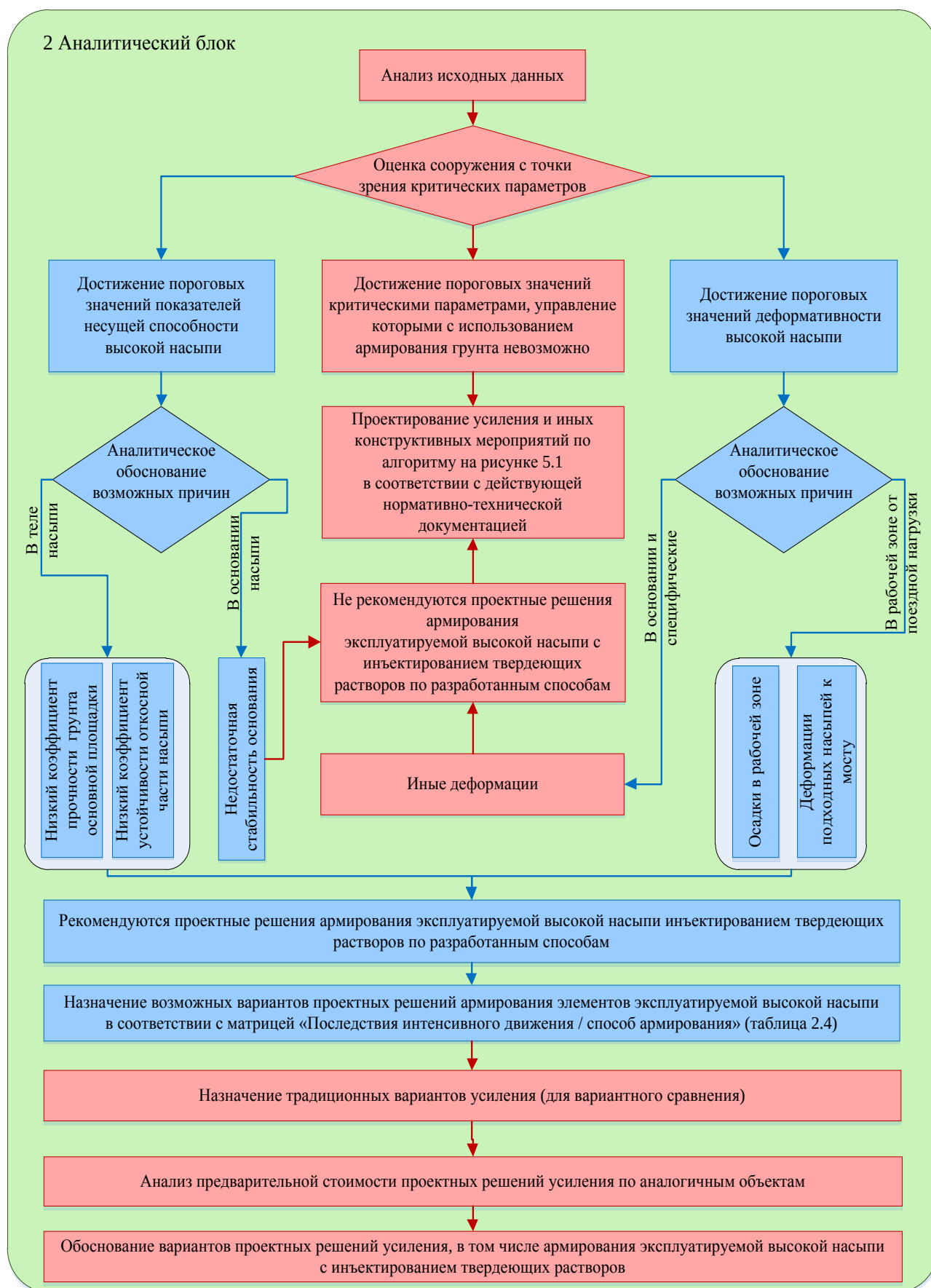


Рисунок 5.3 – Алгоритм аналитического блока проектирования армирования высокой насыпи с инъектированием твердеющих растворов

По результатам совместного анализа имеющихся исходных данных, в том числе информации о существующих дефектах и деформациях, а также геометрических характеристиках сооружения, выполняется оценка состояния эксплуатируемой высокой насыпи с точки зрения значений критических параметров, обуславливающих ее надежность. Уточненная оценка состояния земляного полотна с точки зрения значений критических параметров может быть выполнена по результатам проверочных расчетов, как отражено в алгоритмах на рисунках 5.1 и 5.4. Состав и пороговые значения данных критических параметров устанавливаются классификатором, утвержденным распоряжением ОАО «РЖД» от 14.04.2016 № 660р [69]. В составе данного классификатора критические параметры оценки группируются по категориям, перечисленным в главе 1. На данном этапе аналитического блока проектирования армирования высокой насыпи выделяются две группы критических параметров: показатели несущей способности и деформативность эксплуатируемой высокой насыпи. Управление данными группами по широкому ряду критических параметров возможно с использованием армирования грунтовых массивов с инъектированием твердеющих растворов.

При достижении пороговых значений критических параметров других групп выполняется проектирование усиления и иные конструктивные мероприятия по алгоритму, приведенному на рисунке 5.1, в соответствии с действующей нормативно-технической документацией (НТД).

Далее выполняется предварительное аналитическое обоснование возможных причин достижения пороговых значений критических параметров. Принятие вариантов проектных решений, связанных с армированием эксплуатируемой высокой насыпи с инъектированием твердеющих растворов, рекомендуется в случае, если достижение пороговых значений критических параметров связано:

- с потерей прочности грунта основной площадки высокой насыпи;
- потерей местной и общей устойчивости в теле и с захватом основания высокой насыпи;

- осадкой основной площадки;
- деформацией на участках подходных насыпей к мосту.

В этом случае возможные варианты проектных решений армирования элементов эксплуатируемой высокой насыпи назначаются в соответствии с матрицей «Последствия интенсивного движения / способ армирования», представленной в таблице 2.4. Здесь следует отметить, что при достижении нормативных критериев деформативности основной площадки вопрос потери прочности грунта основной площадки снимается по умолчанию.

После назначения вариантов усиления, в том числе с использованием традиционных способов, определяется предварительная стоимость вариантов для их дальнейшего обоснования. Предварительная стоимость вариантов армирования высокой насыпи с инъектированием твердеющих растворов определяется с привлечением данных специализированных организаций. В случае отсутствия таких данных вариант рекомендуется принимать для дальнейших расчетно-конструкторских работ с последующим технико-экономическим обоснованием в экономическом блоке проектирования.

В обоснование вариантов проектных решений усиления (ПРУ) эксплуатируемой высокой насыпи могут быть внесены изменения по результатам проверочных расчетов усиленного сооружения, как отражено в алгоритмах на рисунках 5.1 и 5.4.

5.1.2 Расчетно-конструкторский блок проектирования армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов

Работы данного блока ориентированы на назначение и расчетное обоснование параметров армирования с последующим определением объема работ по вариантам усиления. Алгоритм реализации данного блока проектных работ отражен на рисунке 5.4.

Полученные исходные данные служат основой для разработки расчетной схемы и (или) численной модели сооружения. В рамках алгоритма на рисунке 5.4. рассматривается сооружение с достигнутыми пороговыми значениями показателей несущей способности или деформативности эксплуатируемой высокой насыпи, на которой в рамках аналитического блока рекомендовано применение армирования с инъектированием твердеющих растворов.

Далее выполняется расчет сооружения на фактическое состояние в соответствии с действующей НТД. Для основной части расчетов рекомендуется использовать модели эксплуатируемой высокой насыпи, приведенные в параграфе 2.1. Модели рекомендуется разрабатывать с использованием современных методов конечно-элементного моделирования, обращая внимание на выбор математических моделей грунта. Учитывая специфику решаемых задач, следует отдавать предпочтение моделям, описывающим дифференциальное изменение параметров среды от действующих напряжений. Этапы расчетов и передачи нагрузки должны обеспечивать получение картины фактического напряженно-деформированного состояния до момента передачи дополнительной нагрузки.

Следует отметить, что осадка основной площадки высокой насыпи, в том числе на подходных насыпях к мостам, в рамках расчетно-конструкторского блока не рассчитывается. Данный параметр определяется специальными нагрузочными комплексами в рамках диагностики пути и входит в блок исходных данных.

Полученные в ходе расчетов на повышенную поездную нагрузку значения деформаций и коэффициентов запаса (устойчивости) служат основой для подтверждения необходимости усиления сооружения. На основании совокупного анализа материалов, предоставляемых линейной эксплуатирующей организацией, данных технического обследования, напряженно-деформированного состояния выполняется уточненная оценка объекта с точки зрения критических параметров [131].

Назначение конструктивных параметров вариантов усиливающих конструкций с составлением расчетных численных моделей сооружений выполня-

ют в зависимости от способа армирования (напорное инъецирование, объемное армирование или набивными сваями в раскатанных скважинах).

Для варианта **армирования рабочей зоны эксплуатируемой высокой насыпи способом напорного инъецирования** применяется модель М1.1, описанная в пункте 2.3.1. Для случаев когда моделирование с использованием МКЭ на этапе проектирования не представляется возможным, для оценочных или предварительных расчетов (например, на стадии общих проектных решений (ОПР)), применяется модель М1.1 с эквивалентным слоем (см. пункт 2.3.1).

По результатам расчета модели М1.1 с использованием МКЭ выполняется подбор параметров армирования, к которым относятся:

- шаг расстановки армозаэлементов;
- глубина (мощность) усиления;
- расход инъецируемого раствора;
- рецептура армирующих составов.

Критерием достаточности принятых проектных решений (сочетания параметров армирования) является статический модуль деформации E_{v2} (см. таблицу 1.5).

Общая последовательность проверки достаточности принятых проектных решений при расчете МКЭ для варианта армирования рабочей зоны эксплуатируемой высокой насыпи способом напорного инъецирования заключается в следующем:

а) формирование упрощенной модели М1.1 рассчитываемой/проектируемой насыпи, в которой вся рабочая зона представлена эквивалентным слоем с модулем E_{v2} (см. таблицу 1.5);

б) определение упругой осадки $S_{кр}$ земляного полотна для упрощенной модели М1.1 (по пункту а) с модулем E_{v2} в соответствии со схемой, представленной ранее в пункте 4.4.1;

в) формирование модели М1.1 в соответствии с пунктом 2.3.1 и определение упругой осадки S земляного полотна;

г) уточнение/корректировка параметров армирования (или их значений) для модели М1.1 (из пункта в) при которых будет обеспечено условие $S \leq S_{кр}$.

При этом упругая осадка земляного полотна определяется как средняя по эпюре вертикальных перемещений основной площадки земляного полотна (см. пункт 4.4.1).

По результатам расчета модели М 1.1 с эквивалентным слоем (для оценочных или предварительных расчетов) выполняется подбор тех же параметров армирования. При этом по формуле (4.1) (пункт 4.1.1) определяется модуль упругости армированного массива, который сравнивается с критерием достаточности принятых проектных решений (сочетания параметров армирования) E_{v2} (см. таблицу 1.5).

После подбора параметров армирования для варианта усиления выполняется расчет объемов работ. При невозможности подбора параметров армирования вносятся корректировки в обоснование вариантов ПРУ эксплуатируемой высокой насыпи содержащееся в аналитическом блоке проектирования.

Для варианта **армирования балластного углубления на эксплуатируемой высокой насыпи способом напорного инъецирования применяется модель М2.1**, описанная в пункте 2.3.3. Расчеты и подбор параметров армирования, так же как и для предыдущего случая, выполняются с использованием МКЭ и по тому же критерию. Дополнительным критерием (при обосновании) может служить коэффициент прочности основной площадки (см. таблицу 1.2).

Для варианта **армирования подходных насыпей к мостам способом напорного инъецирования** применяется модель М6.1, описанная в пункте 2.3.7.

По результатам расчета модели М6.1 с использованием МКЭ выполняется подбор параметров армирования, аналогичных представленным выше для модели М1.1.

В подходной насыпи моделируются несколько участков длиной $l_1, \dots, l_n$ м и высотой $h_1, \dots, h_n$ в зависимости от требований к «плавности въезда» поверхности подходной насыпи (см. пункт 4.1.2). Общая длина участка переменной

жесткости конструктивно должна составлять 15 или 25 м в зависимости от исходной ситуации.

При этом исходное состояние подходной насыпи к мосту должно обеспечивать статический модуль деформации E_{v2} основной площадки не ниже порогового значения 80 МПа для высокоскоростной линии и 50 МПа для линий не ниже II категории. В случае необходимости рабочую зону земляного полотна возможно усилить одним из способов армирования, представленным в настоящей работе.

Критериями достаточности принятых проектных решений (сочетания параметров армирования) для обеспечения «плавности въезда» являются: закономерность изменения уклона i , максимальный уклон $i_{\max}$ и средний уклон $i_{\text{ср}}$ участка переменной жесткости (пункт 4.1.2).

Общая последовательность проверки достаточности принятых проектных решений при расчете МКЭ для варианта армирования подходных насыпей к мостам способом напорного инъецирования заключается в следующем:

а) с использованием модели М6.1, описанной в пункте 2.3.7, в программном комплексе с использованием МКЭ определяются расчетные вертикальные деформации основной площадки в пределах участка переменной жесткости;

б) определяется функциональная зависимость вертикальной деформации основной площадки (в пределах участка переменной жесткости) от длины участка;

в) определяется производная функции вертикальной деформации основной площадки по длине участка l – функциональная зависимость (закономерность изменения) уклона i деформирующегося грунтового массива в пределах участка переменной жесткости от расстояния до барьерного места (сопряжения с ИССО);

г) графическим или аналитическим способом определяются максимальный $i_{\max}$ и средний $i_{\text{ср}}$ уклоны участка переменной жесткости;

д) полученные решения сравниваются с критериями, представленными в пункте 4.1.2. В случае если один из критериев не выполняется для разработан-

ного участка подходной насыпи к мосту, в конструкцию необходимо внести корректировки либо обосновать иной вариант ПРУ.

Для случаев когда моделирование с использованием МКЭ на этапе проектирования не представляется возможным, для оценочных или предварительных расчетов (например, на стадии ОПР) применяется модель М6.1, в которой армоэлементы, уплотненный грунт вокруг армоэлементов и грунтовая среда тела насыпи в пределах элемента переменной жесткости заменяются массивом с интегральным значением модуля упругости.

Переменная жесткость в модели достигается за счет разноглубинного усиления грунтов. Для расчетов на стадии ОПР длина частных участков l (пункт 2.3.7) принимается кратной 5 м, т. е. $L/3$ для участков длиной 15 м и $L/5$ для участков длиной 25 м (L – общая длина участка переменной жесткости). Высота принимается от z до $z/3$ или $z/5$ (для участков длиной 15 м и 25 м соответственно).

Критерием достаточности принятых проектных решений (сочетания параметров армирования) является статический модуль деформации E_{v2} (см. таблицу 2.3).

При проектировании участка подходной насыпи к мосту с элементом переменной жесткости из инъецированного твердеющего раствора высоту зоны усиления (проработки) в непосредственной близости от шкафной стенки мостов рекомендуется принимать равной мощности рабочей зоны z [135, 70, 71]. Усиление на данном участке необходимо выполнять с достижением рекомендуемого статического модуля деформации $E_{v2} = 100$ МПа, что соответствует модулю упругости подрельсового основания на мостах [70, 71]. Достижение данного параметра деформируемости рабочей зоны вблизи от шкафной стенки обеспечивается подбором параметров армирования (шаг расстановки армоэлементов, расход инъецируемого раствора, рецептура армирующих составов). Для этого используется зависимость модуля упругости усиленного грунтового массива от параметров армирования и грунтовых условий (4.1).

Далее для элемента переменной жесткости обеспечивается пропорциональное расстоянию от моста пошаговое (в зависимости от количества частных участков) снижение модуля упругости до значения, соответствующего модулю упругости грунтов рабочей зоны подходной насыпи. Снижение модуля упругости грунтов рабочей зоны для элемента переменной жесткости реализуется без изменения параметров армирования за счет уменьшения высоты усиления по формуле (4.4).

После подбора параметров армирования для варианта устройства элемента переменной жесткости выполняется расчет объемов работ. При невозможности подбора параметров армирования вносятся корректировки в обоснование вариантов ПРУ эксплуатируемой высокой насыпи аналитического блока проектирования.

Для варианта **армирования рабочей зоны эксплуатируемой высокой насыпи способом объемного армирования** применяется модель М1.2, описанная в пункте 2.3.2. По результатам расчета модели М1.2 с использованием МКЭ выполняется подбор параметров армирования, к основным из которых относятся шаг расстановки стержневых армозащитных элементов и шаг расстановки точек инъектирования.

Критерием достаточности принятых проектных решений (сочетания параметров армирования) является статический модуль деформации E_{v2} (см. таблицу 1.5). Общая последовательность проверки достаточности принятых проектных решений при расчете МКЭ аналогична последовательности для варианта армирования рабочей зоны эксплуатируемой высокой насыпи способом напорного инъектирования. При невозможности подбора параметров армирования вносятся корректировки в обоснование вариантов ПРУ эксплуатируемой высокой насыпи аналитического блока проектирования.

Для варианта **армирования откосов эксплуатируемой высокой насыпи способом объемного армирования** (при потере местной устойчивости по границе балластных шлейфов) применяется модель М3.2, описанная в пункте 2.3.4.

По результатам расчета модели М3.2 с использованием МКЭ выполняется подбор параметров армирования. Критерием достаточности принятых проектных решений (сочетания параметров армирования) является коэффициент устойчивости откосов K_y (см. таблицу 1.3). После подбора параметров армирования для варианта усиления выполняется расчет объемов работ. При невозможности подбора параметров армирования вносятся корректировки в обоснование вариантов ПРУ эксплуатируемой высокой насыпи аналитического блока проектирования.

Для варианта **армирования тела эксплуатируемой высокой насыпи способом объемного армирования** (при потере общей устойчивости в теле сооружения) применяется модель М4.2, описанная в пункте 2.3.5.

По результатам расчета модели М4.2 с использованием МКЭ выполняется подбор параметров армирования. Критерием достаточности принятых проектных решений (сочетания параметров армирования) является коэффициент устойчивости откосов K_y (см. таблицу 1.3). После подбора параметров армирования для варианта усиления выполняется расчет объемов работ. При невозможности подбора параметров армирования вносятся корректировки в обоснование вариантов ПРУ эксплуатируемой высокой насыпи аналитического блока проектирования.

Для варианта **армирования подходных насыпей к мостам набивными сваями в раскатанных скважинах** применяется модель М6.3, описанная в пункте 2.3.8.

По результатам расчета модели М6.3 с использованием МКЭ выполняется подбор таких параметров армирования, как оптимальный шаг и диаметр набивных свай, а также рецептура твердеющего раствора.

Условия конструирования геометрических параметров участка переменной жесткости аналогичны условиям для модели М6.1.

Критериями достаточности принятых проектных решений (сочетания параметров армирования) для обеспечения «плавности въезда» являются законо-

мерность изменения уклона i , максимальный уклон $i_{\max}$, и средний уклон $i_{\text{ср}}$ участка переменной жесткости (см. пункт 4.1.2).

Общая последовательность проверки достаточности принятых проектных решений при расчете МКЭ для варианта армирования подходных насыпей к мостам набивными сваями в раскатанных скважинах заключается в следующем:

а) с использованием модели М6.3, описанной в пункте 2.3.8, в программном комплексе с использованием МКЭ определяются расчетные вертикальные деформации основной площадки в пределах участка переменной жесткости;

б) определяется функциональная зависимость вертикальной деформации основной площадки (в пределах участка переменной жесткости) от длины участка;

в) определяется производная функции вертикальной деформации основной площадки по длине участка l – функциональная зависимость (закономерность изменения) уклона i деформирующегося грунтового массива в пределах участка переменной жесткости от расстояния до барьерного места (сопряжения с ИССО);

г) графическим или аналитическим способом определяются максимальный $i_{\max}$ и средний уклон $i_{\text{ср}}$ участка переменной жесткости;

д) полученные решения сравниваются с критериями, представленными в пункте 4.1.2. В случае если один из критериев не выполняется для разработанного участка подходной насыпи к мосту, в конструкцию необходимо внести корректировки либо обосновать иной вариант ПРУ.

Для случаев когда моделирование с использованием МКЭ на этапе проектирования не представляется возможным, для оценочных или предварительных расчетов (например, на стадии ОПР) применяется модель М6.3, в которой армозементы, уплотненный грунт вокруг армозементов и грунтовая среда тела насыпи в пределах элемента переменной жесткости заменяются массивом с интегральным значением модуля упругости.

Геометрические размеры участка переменной жесткости аналогичны размерам для модели М6.1 с эквивалентным массивом.

Критерием достаточности принятых проектных решений (сочетания параметров армирования) является статический модуль деформации E_{v2} (см. таблицу 2.3).

При проектировании участка подходной насыпи к мосту с элементом переменной жесткости из набивных свай в раскатанных скважинах высоту зоны усиления (проработки) в непосредственной близости от шкафной стенки мостов рекомендуется принимать равной мощности рабочей зоны z [70, 71, 135]. Усиление на данном участке необходимо выполнять с достижением рекомендуемого статического модуля деформации $E_{v2} = 100$ МПа, что соответствует модулю упругости подрельсового основания на мостах [70, 71]. Достижение данного параметра деформируемости рабочей зоны вблизи от шкафной стенки обеспечивается подбором параметров армирования (шаг расстановки армозащитных элементов, расход инъецируемого раствора, рецептура армирующих составов). Для этого используется зависимость (4.7) модуля упругости усиленного грунтового массива от параметров армирования и грунтовых условий.

Далее для элемента переменной жесткости обеспечивается пропорциональное расстоянию от моста пошаговое (в зависимости от количества частных участков) снижение модуля упругости до значения, соответствующего модулю упругости грунтов рабочей зоны подходной насыпи. Снижение модуля упругости грунтов рабочей зоны для элемента переменной жесткости реализуется без изменения параметров армирования за счет уменьшения высоты усиления по формуле (4.8).

После подбора параметров армирования для варианта устройства элемента переменной жесткости выполняется расчет объемов работ. При невозможности подбора параметров армирования вносятся корректировки в обоснование вариантов ПРУ эксплуатируемой высокой насыпи аналитического блока проектирования.

Для варианта **армирования слабого прослоя в основании эксплуатируемой высокой насыпи набивными сваями в раскатанных скважинах** (при потере общей устойчивости с захватом основания) применяется модель М5.3, описанная в пункте 2.3.6.

По результатам расчета модели М5.3 с использованием МКЭ выполняется подбор параметров армирования. Критерием достаточности принятых проектных решений (сочетания параметров армирования) является коэффициент устойчивости откосов K_y (см. таблицу 1.3). После подбора параметров армирования для варианта усиления выполняется расчет объемов работ. При невозможности подбора параметров армирования вносятся корректировки в обоснование вариантов ПРУ эксплуатируемой высокой насыпи аналитического блока проектирования.

На эксплуатируемых участках высоких насыпей возможны различные сочетания последствий интенсивного воздействия поздних нагрузок, а также прочих факторов. В таком случае возможно применение комбинации из разработанных моделей армирования высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов.

5.1.3 Экономический блок проектирования армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов

Для экономического блока проектирования армирования эксплуатируемых высоких насыпей разработана методика оценки экономической эффективности. В основе разрабатываемой методики оценки вариантов усиления грунтов эксплуатируемых высоких насыпей лежат известные из научно-технической литературы способы оценки эффективности инвестиций через определение чистого дисконтированного дохода (ЧДД) [4], а также текущих расходов железной дороги, связанных с наличием дефектных участков земляного полотна [129]. Для оценки экономической эффективности каждого варианта производится составление сметной документации по проектным решениям, разработанным с учетом рекомендаций в пунктах 5.1.1–5.1.2. Результатом оценки яв-

ляется технико-экономическое обоснование выбранного варианта (см. рисунок 5.1). Оценка экономической эффективности вариантов армирования эксплуатируемых высоких насыпей имеет ряд специфических особенностей, которые отражены в разработанной методике, представленной в виде алгоритма на рисунке 5.5.

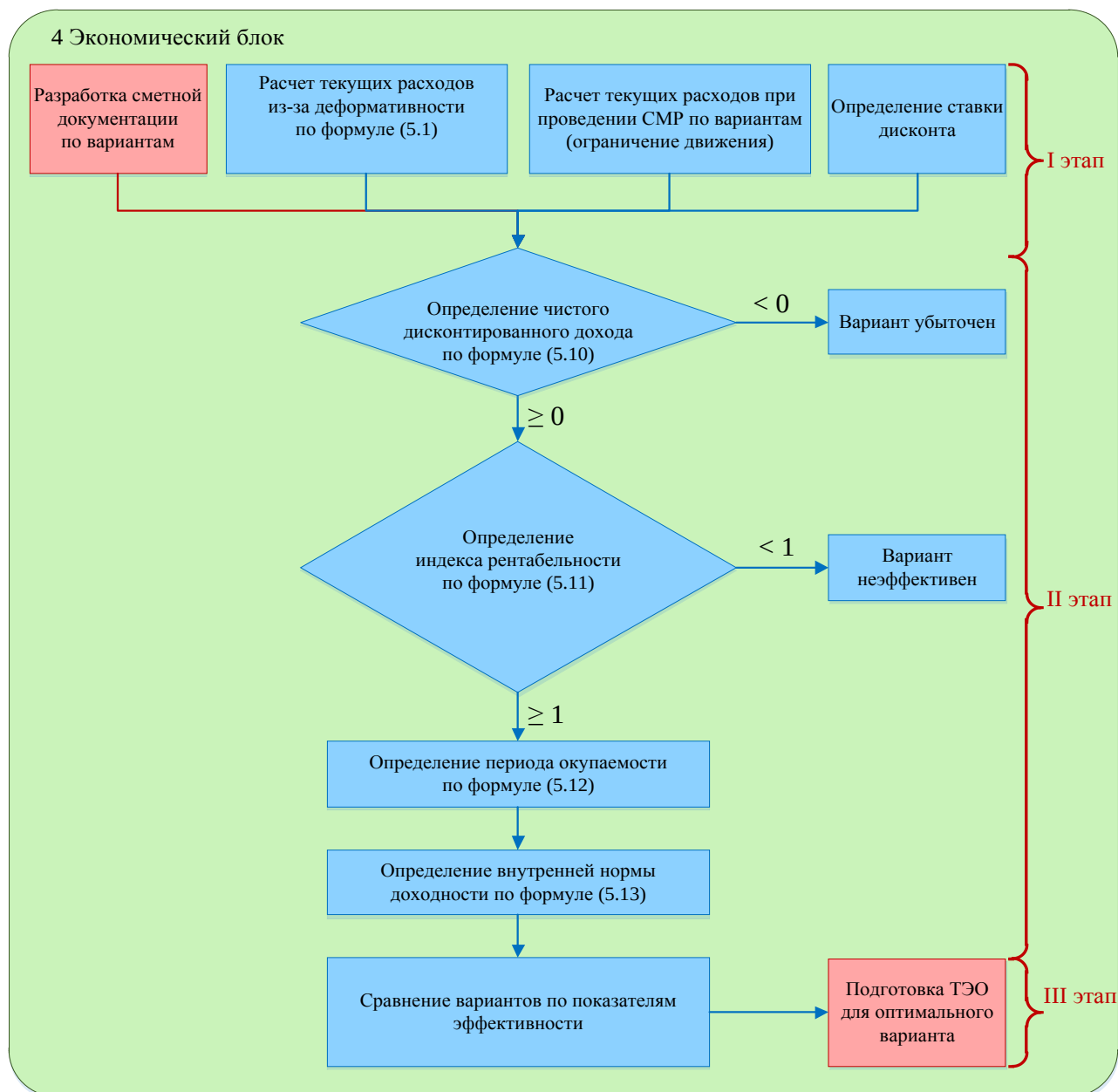


Рисунок 5.5 – Алгоритм оценки экономической эффективности армирования эксплуатируемой высокой насыпи

Методика оценки экономической эффективности вариантов армирования эксплуатируемых высоких насыпей (см. рисунок 5.5) включает в себя три этапа:

I этап – определение и анализ исходных параметров;

II этап – оценка экономической целесообразности армирования через определение ЧДД и периода окупаемости;

III этап – сравнение вариантов по приведенным затратам, определение оптимального варианта, подготовка технико-экономического обоснования.

Наиболее трудоемким является первый этап, включающий в себя четыре стадии, основные из которых – разработка сметной документации и расчет текущих расходов из-за деформативности участка пути. Предшествует этому этапу выполнение расчетного обоснования вариантов армирования земляного полотна с инъецированием твердеющего раствора в соответствии с алгоритмом на рисунке 5.4. Указанный комплекс работ позволяет выявить границы участка пути, состояние которого не соответствует нормативным показателям и требует усиления.

Текущие расходы железной дороги, связанные с наличием дефектных участков земляного полотна, можно определить в соответствии с [129, 229] по формуле

$$P_{\text{тек}} = E_{\text{н}} + E_{\text{пр}} + E_{\text{торм}} + E_{\text{п}}, \quad (5.1)$$

где $E_{\text{н}}$ – расходы, связанные с восстановлением допустимых скоростей движения поездов;

$E_{\text{пр}}$ – расходы, связанные с простоем поездов;

$E_{\text{торм}}$ – расходы, связанные с торможением поездов в связи с ограничением скорости движения;

$E_{\text{п}}$ – расходы, связанные с содержанием постоянных устройств.

Расходы $E_{\text{н}}$ определяются по формуле

$$E_{\text{н}} = e_{\text{NH}} N L_{\text{уч}} \left(\frac{1}{V_{\text{уч}}^{\text{огр}}} - \frac{1}{V_{\text{уч}}^{\text{об}}} \right), \quad (5.2)$$

где e_{NH} – норматив на основании укрупненных расценок по текущим расходам на один поезд-час;

N – количество поездов в течение года, следовавших по перегону с пониженной скоростью;

$L_{\text{уч}}$ – длина участка действия ограничения скорости следования поездов;

$V_{\text{уч}}^{\text{огр}}$ – скорость следования поездов по участку, действие предупреждения, км/ч;

$V_{\text{уч}}^{\text{об}}$ – скорость следования поездов по участку, обычные условия, км/ч.

Скорость следования поездов по участку $V_{\text{уч}}^{\text{огр}}$ определяется как

$$V_{\text{уч}}^{\text{огр}} = \frac{L_{\text{уч}}}{t_{\text{уч}}}, \quad (5.3)$$

где $t_{\text{уч}}$ – время следования по участку.

Значение $t_{\text{уч}}$ равно:

$$t_{\text{уч}} = \frac{L_{\text{уч}} - (L_{\text{огр}} + 2L_{\text{торм}})}{V_{\text{уч}}^{\text{об}}} + \frac{(L_{\text{огр}} + 2L_{\text{торм}})}{V_{\text{огр}}}, \quad (5.4)$$

где $L_{\text{огр}}$ – длина перегонов следования поезда с ограничением скорости по участку, км;

$L_{\text{торм}}$ – длина пути на подходах к перегону, проходимому с подтормаживанием;

$V_{\text{огр}}$ – скорость следования поезда по перегону с ограничением скорости движения, км/ч.

Расходы $E_{\text{пр}}$ от простоя поездов определяются по формуле

$$E_{\text{пр}} = e_{\text{NH}} N_{\text{пр}} t_{\text{пр}}, \quad (5.5)$$

где $N_{\text{пр}}$ – количество поездов, простои которых в течение года связаны с неисправностью пути;

$t_{\text{пр}}$ – время простоя поезда.

Расходы $E_{\text{торм}}$, связанные с торможением поездов из-за ограничений скорости движения, определяются как

$$E_{\text{торм}} = e_{\text{ут}}^{\text{р}} 3,8 \left[P_{\text{л}} (1 + \beta_{\text{л}}) + Q_{\text{бр}} \right] 10^{-6} (V_{\text{тор}}^2 - V_{\text{уч}}^{\text{огр}2}) B_{\text{ут}}^{\text{торм}} N_{\text{огр}}, \quad (5.6)$$

где $e_{\text{ут}}^{\text{р}}$ – норматив расходов на 1 кг условного топлива (1 кВт·ч электроэнергии) на торможение;

$P_{\text{л}}$ – масса локомотива, осуществляющего тягу поездов, т;

$\beta_{\text{л}}$ – коэффициент, оценивающий требования по локомотивам для тяги поезда расчетного веса;

$Q_{\text{бр}}$ – вес поезда брутто, т;

$V_{\text{тор}}$ – скорость движения поезда к началу торможения, км/ч;

$V_{\text{уч}}^{\text{огр}}$ – то же после его окончания, км/ч;

$B_{\text{ут}}^{\text{торм}}$ – расход условного топлива (электроэнергии в кВт·ч) на 1 т-км механической работы, кг;

$N_{\text{огр}}$ – количество поездов в течение года, следовавших с пониженной скоростью по участку.

Значение $e_{\text{ут}}^{\text{р}}$ равно:

$$e_{\text{ут}}^{\text{р}} = e_{\text{ут}} + e_{\text{рт}}, \quad (5.7)$$

где $e_{\text{ут}}$ – норматив текущих расходов на 1 кг условного топлива (или 1 кВт·ч электроэнергии) для тяги поездов, р. (3,23 и 0,72 для тепловозной и электровозной тяги соответственно);

$e_{\text{рт}}$ – норматив расходов, связанных с ремонтом верхнего строения пути и ходовых частей подвижного состава из-за торможения, р. (0,38 и 0,35 для тепловозной и электровозной тяги соответственно).

Расходы $E_{\text{п}}$, зависящие от содержания постоянных устройств:

$$E_{\text{п}} = e_{\text{п}} \frac{N_{\text{огр}} L_{\text{уч}}}{365 \cdot 2} n_{\text{сьем}}, \quad (5.8)$$

где $e_{\text{п}}$ – норматив расходов, зависящий от среднесуточного количества пар поездо-километров на 1 км (в среднесетевых условиях $e_{\text{п}} = 651$);

$n_{\text{сьем}}$ – коэффициент, определяющий пропускную способность участка.

Коэффициент $n_{\text{сьем}}$ составляет

$$n_{\text{сьем}} = 1 - \frac{V_{\text{уч}}^{\text{огр}}}{V_{\text{ход}}}, \quad (5.9)$$

где $V_{\text{огр}}$ – скорость поезда после окончания торможения, км/ч.

От точности выполнения расчета текущих расходов из-за деформативности в соответствии с формулами (5.1)–(5.9) существенно зависит оценка ЧДД. Также существенное влияние на оценку ЧДД оказывает ставка дисконта, определяемая инвестиционной конъюнктурой на момент выполнения строительно-монтажных работ (СМР).

На первом этапе, помимо разработки сметной документации, выделен отдельным пунктом расчет текущих расходов при проведении СМР. Необходимость этого шага объясняется возможными существенными затратами для эксплуатирующей организации, связанными с необходимостью ограничения движения при проведении СМР. Отметим также, что предлагаемые в настоящей работе способы армирования земляного полотна с использованием инъектирования твердеющих растворов предполагают выполнение СМР без ограничений или с минимальными ограничениями.

Выполненный анализ исходных параметров позволяет на втором этапе оценить целесообразность варианта усиления на основе следующих показателей:

- ЧДД разницы между чистой приведенной к текущему моменту суммой поступлений от реализации усиления и суммой инвестиционных и других затрат, возникающих в ходе реализации усиления;
- периода окупаемости;
- внутренней нормы доходности;
- индекса рентабельности [122].

Для оценки эффективности инвестиций в проекты, направленные на стабилизацию деформации грунтов земляного полотна и реализуемые в течение длительного периода времени, используется дисконтирование – приведение денежных потоков будущих периодов к заданному моменту времени. В качестве

такого момента времени принимается начало года, в котором будет реализовано армирование эксплуатируемых высоких насыпей.

Дисконтированная сумма денежных поступлений для разовых инвестиций (ЧДД) рассчитывается по формуле

$$\text{ЧДД} = \sum_{k=i}^N \frac{P_k}{(1+E)^k} - K_0, \quad (5.10)$$

где N – количество лет реализации проекта;

P_k – дополнительный годовой доход, получаемый вследствие сокращения эксплуатационных расходов в течение N периодов;

$\frac{1}{(1+E)^k}$ – коэффициент дисконтирования (коэффициент, с помощью которого осуществляется приведение к базисному моменту времени всех доходов и расходов, связанных с реализацией усиления);

E – ставка дисконтирования (степень предпочтения доходов, полученных в настоящий момент, доходам, которые будут получены в будущем).

K_0 – инвестиции;

$\sum_{k=i}^N \frac{P_k}{(1+E)^k}$ – дисконтированная сумма дополнительных доходов.

При определении ЧДД учитываются следующие условия:

- проекты, которые имеют положительное значение ЧДД, принимаются;
- при ЧДД, равном нулю, проект считается не прибыльным, но в то же время и не убыточным;
- при значении ЧДД меньше нуля проект убыточен.

Таким образом, эти условия означают, что в приемлемом проекте отдача на капитал должна превышать вложенный капитал. В соответствии с алгоритмом (см. рисунок 5.5), если ЧДД меньше нуля, то вариант убыточен, не окупается, далее не рассматривается, так как дополнительные текущие расходы из-за деформативности земляного полотна в данный момент не существенны. В настоящем разделе не рассматривается безопасность эксплуатации участка. Если безопасная эксплуатация участка невозможна, то расчет текущих расходов определяется для всего перегона (линии), в этом случае ЧДД больше нуля.

В разработанной методике за показатель эффективности усиления земляного полотна принят индекс рентабельности, под которым понимается отношение всей суммы дисконтированных доходов по проекту к сумме дисконтированных инвестиционных затрат. Индекс рентабельности рассчитывается по формуле

$$PI = \sum_{k=1}^N \frac{P_k}{(1+E)^k} / \sum_{j=1}^M \frac{k_j}{(1+E)^j}. \quad (5.11)$$

При значениях PI больше единицы считается, что данное вложение капитала является эффективным; при PI меньше единицы вложение неэффективно, доходы не покрывают расходов по проекту; при PI , равном единице, проект не прибылен и не убыточен.

Еще одним значимым показателем эффективности инвестиций является период окупаемости, под которым понимается период, на который отдача на капитал достигает значения суммы первоначальных инвестиций. Под отдачей на капитал понимается сумма дисконтированных финансовых итогов по отчетным периодам, подсчитанных без первоначальных инвестиций.

Окупаемость наступает при следующем равенстве

$$\sum_{k=1}^N \frac{P_k}{(1+E)^k} = \sum_{i=1}^M \frac{K_i}{(1+E)^i}. \quad (5.12)$$

Внутренняя норма доходности (ВНД) – это число, при котором чистый дисконтированный доход проекта обращается в ноль. Эффективность проекта оценивается по результатам сопоставления значения ВНД с E – нормой дисконта. Если ВНД больше E , то значение ЧДД положительное, проекты эффективны, если ВНД меньше E , значение ЧДД отрицательное, проекты неэффективны. Таким образом, ВНД выполняет проверочную функцию, является одним из значений дисконта и рассчитывается по формуле

$$\text{ВНД} = E_1 + \frac{\text{ЧДД}(E_1)}{\text{ЧДД}(E_1) - \text{ЧДД}(E_2)} \cdot (E_2 - E_1) \quad (5.13)$$

где E_1 – значение процентной ставки в дисконтном множителе, при котором $f(E_1) > 0$;

E_2 – значение процентной ставки в дисконтном множителе, при котором $f(E_2) < 0$.

Все варианты усиления, подтвердившие свою эффективность (см. рисунок 5.5), сравниваются на третьем этапе. Помимо стандартных показателей, представленных в настоящей методике, необходимо рассмотреть изменение эксплуатационных расходов на период межремонтного срока. Известно, что различный уровень инвестиций оказывает неодинаковое влияние на эксплуатационные расходы. Отдельно необходимо учитывать особенности поставок строительных материалов [102].

Для выбранного оптимального варианта армирования земляного полотна осуществляется подготовка технико-экономического обоснования.

5.1.4 Технологический блок проектирования армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов

После принятия основных проектных решений, конструирования и расчета объемов работ по выбранному способу армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов выполняется проектирование технологических параметров по алгоритму, представленному на рисунке 5.6. Работы технологического блока выполняются в рамках разработки проекта организации строительства по ремонту земляного полотна, направлены на достижение принятых проектных решений и включают в себя:

- определение состава, последовательности и продолжительности работ;
- назначение типа оборудования, машин и механизмов;
- расчет технологических параметров (для инъектирования);
- увязку вариантов армирования с основными проектными решениями;
- определение затрат трудовых и материальных ресурсов.

В рамках технологического блока проектирования систематизированы практические решения армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов, в том числе разработанные автором.

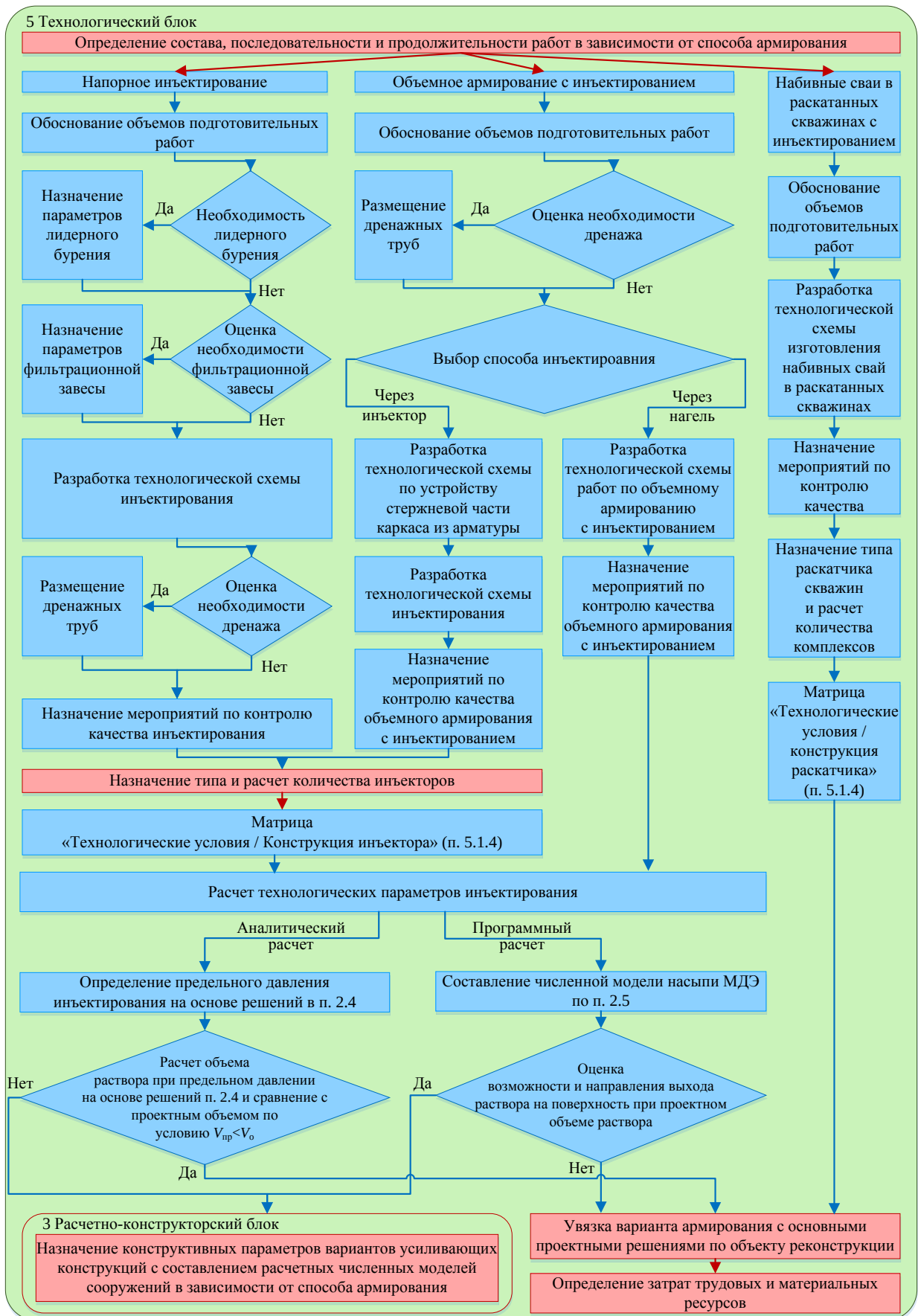


Рисунок 5.6 – Алгоритм технологического блока проектирования армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъецированием твердеющих растворов

Набор работ технологического блока зависит от выбранного метода армирования эксплуатируемых высоких насыпей, при этом учитывается специфика условий проведения работ, инженерно-геологическое строение сооружения и его основания, наличие специального оборудования у организации, выполняющей строительные-монтажные работы, а так же экономическая составляющая.

Независимо от выбранного способа армирования выполняется обоснование объемов подготовительных работ.

В случае применения **способа напорного инъецирования** в рамках подготовительных работ прежде всего обосновываются устройство строительной площадки, в том числе растворного узла и места складирования материалов, обеспечение транспортировки раствора (при необходимости), разметка точек инъецирования и т. д.

Следующим шагом в соответствии с алгоритмом на рисунке 5.6 является оценка необходимости лидерного бурения, что может быть вызвано неоднородностью инженерно-геологического строения эксплуатируемой высокой насыпи. В случае положительного решения выполняется назначение параметров лидерного бурения, в том числе используемая установка, буровое оборудование, глубина, диаметр, вид бурения.

При усилении грунтовых массивов в ряде случаев требуется создание вертикальных и горизонтальных противофильтрационных экранов, которые, в зависимости от своих технологических функций, могут служить в том числе для ограничения распространения раствора из зоны усиления. Решение этой проблемы возможно путем реализации различных подходов к назначению порядка нагнетания раствора, устройства экранов, а также путем применения специальных способов оконтуривания зоны усиления. К одному из них относится способ защищенный патентом РФ № 2314388 [154], заключающийся в управляемом создании вертикальной щелевой полости в грунте с последующим заполнением ее твердеющим раствором под давлением, обеспечивающим дополнительное уплотнение грунта, но не вызывающим разрыва структуры грунта.

Далее разрабатывается технологическая схема инъектирования, включающая основные этапы производства работ, спецификацию оборудования, последовательность операций, особенности, которые могут оказать влияние на результат.

Следует отметить, что метод напорного инъектирования, благодаря универсальности применяемого оборудования, имеет достаточно широкий спектр решаемых задач. В том числе разработан способ усиления подходных насыпей в месте расположения водопропускных труб (патент РФ 2588250) [158]. Разработан способ ремонта водопропускных труб, заключающийся в нагнетании твердеющего раствора в околотрубное пространство (патент РФ № 2479688) [155]. Способ применяется для водопропускных труб, имеющих дефекты в виде вывалов заполнителя швов, сквозных трещин и прочих разрушений, приводящих к выносу частиц грунта через конструктивные элементы трубы. В общем случае процесс выноса частиц приводит к образованию пустот в околотрубном пространстве и возникновению чрезмерных деформаций основной площадки насыпи. Предложенный способ заключается в инъекции твердеющего раствора через предварительно разбуренные скважины в околотрубное пространство. Технический результат выражается в омоноличивании конструкции трубы и ликвидации пустот в окружающем грунте, вследствие чего достигается равномерное перераспределение давления на конструкции трубы, прекращается суффозионный вынос частиц грунта, а также при определенных условиях исправляется очертание внутреннего сечения трубы.

В случае если проектными решениями по усилению эксплуатируемой высокой насыпи предполагается дополнительное осушение обводненных зон, на заключительном этапе назначения технологических параметров выполняется размещение трубчатых дренажей. Пространственное положение такого дренажа должно обеспечивать максимальный отток несвязной воды из тела высокой насыпи. Для этого выполняется детальный анализ зон обводнения по материалам инженерно-геологических изысканий, на основании которого определяются точки скопления воды.

Способом ремонта земляного полотна с использованием метода напорного инъецирования (патент РФ № 2277616) [152] до начала работ по забивке иньекторов предусматривается бурение лидерных скважин в местах планируемой установки трубчатого дренажа. По мере готовности лидерных скважин выполняется погружение трубчатых дрен таким образом, что бы их водоприемная часть попадала в наиболее низкие точки скопления воды (рисунки 5.7 и 5.8). На следующем этапе выполняется погружение иньекторов и последовательное нагнетание раствора в направлении движения от периферии проектной зоны усиления к дренажным трубам. В результате данного процесса в зоне обводнения создается избыточное давление с точками разгрузки в местах установки дренажей. При постепенном движении раствора происходит замещение им не связной грунтовой воды. Нагнетание раствора в этом случае рекомендуется проводить до момента начала движения раствора через дренажные трубы.

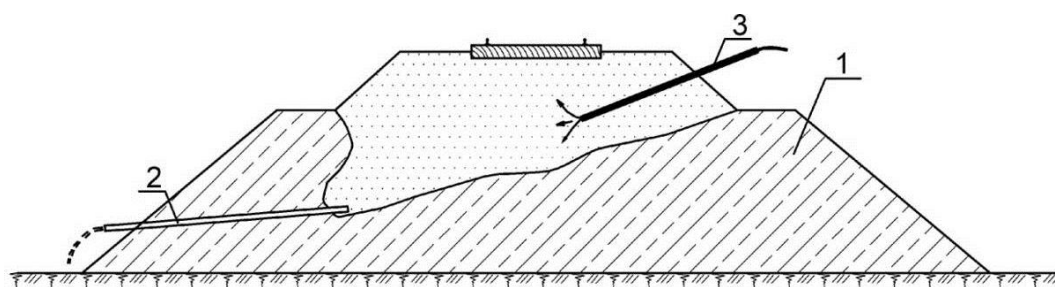


Рисунок 5.7 – Схема одностороннего расположения дренажных скважин
в насыпи:

1 – насыпь; 2 – дренажная скважина; 3 – иньектор

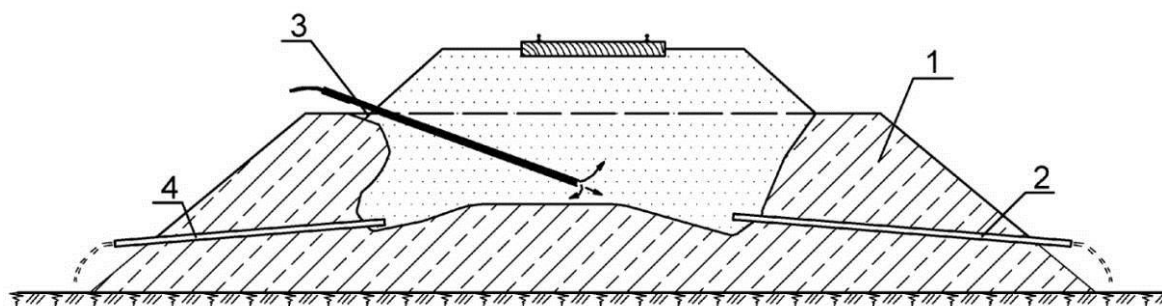


Рисунок 5.8 – Схема двухстороннего расположения дренажных скважин
в насыпи:

1 – насыпь; 2 – дренажная скважина; 3 – иньектор

Следующим шагом в соответствии с алгоритмом (см. рисунок 5.6) предусматривается назначение мероприятий по контролю качества инъектирования.

Контроль качества армирования эксплуатируемой высокой насыпи в общем случае должен включать в себя этапы входного, операционного и приемочного контроля качества, а также геотехнического мониторинга. Материалы всех этапов контроля качества должны быть отражены в исполнительной документации на объект капитального строительства. Общая схема контроля качества отражена на рисунке 5.9.

Отличительной особенностью контрольных работ при усилении грунтов, в том числе при армировании земляного полотна, является требование действующих нормативных документов [196, 200] о назначении работ по опытно-производственному усилению с контролем проектных параметров армирования до выполнения основного объема работ. При этом методы контроля должны соответствовать методам, назначенным на этапе приемочного контроля качества [88, 103].

Операции входного контроля качества выполняются в соответствии с [38] и стандартными методиками, касающимися правил приемки, транспортирования и хранения материалов и изделий, поступающих на строительную площадку. Большинство поэтапных работ, связанных с усилением грунтов тела и основания земляного полотна, относятся к скрытым, в связи с чем требуется выполнение операционного контроля качества.

Операционный контроль должен включать в себя мероприятия по контролю всех этапов выполнения строительно-монтажных работ (см. рисунок 5.9). При этом подвижность готового к применению раствора перед подачей в растворную линию должна быть проверена с учетом требований [41].

На стадии погружения инъекторов выполняется операционный контроль планового положения, а также контроль обеспечения проектного угла погружения с учетом принятых в проектной документации геометрических допусков. Монтаж дренажных труб должен сопровождаться геодезическим контролем правильности положения точек погружения, а также угла наклона дренажных

труб. Правильность устройства дренажной скважины должна подтверждаться частичным выходом воды, заключенной в обводненной зоне.

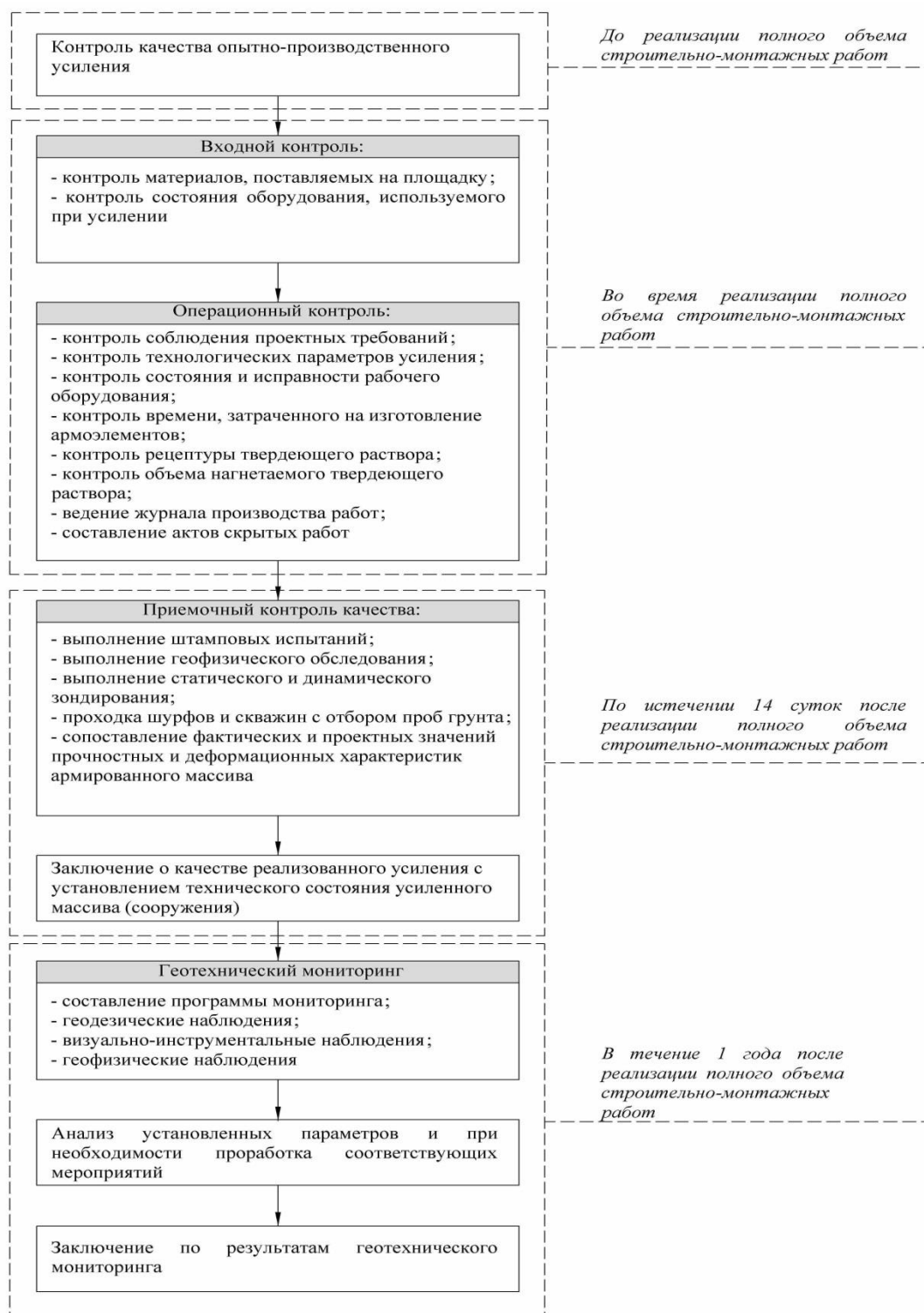


Рисунок 5.9 – Поэтапная схема проведения контроля качества с последующим геотехническим мониторингом

Процесс нагнетания твердеющего раствора должен сопровождаться постоянным контролем давления нагнетания, значения которого должны нахо-

даться в пределах значений, принятых в проектной документации. Непрерывно в процессе нагнетания раствора ведется контроль за выходом раствора на поверхность грунтового массива.

При нагнетании раствора в массив эксплуатируемой высокой насыпи устанавливается непрерывный геодезический мониторинг за положением бровки, рельсошпальной решетки, а также за группой произвольно расположенных точек на откосе сооружения в пределах зоны возможной потери устойчивости.

Параметры основных этапов работ, оказывающих влияние на надежность и безопасность усиливаемого сооружения, скрываемые в процессе производства работ, следует фиксировать в актах на скрытые работы.

Приемку готовых работ следует выполнять на основании данных предыдущих этапов контроля качества, а также по результатам выполнения дополнительного обследования усиленного участка эксплуатируемой высокой насыпи. С этой целью следует проводить комплекс приемочных испытаний, в основе которого должны лежать геофизические методы получения данных о грунтовом массиве. В настоящее время наиболее предпочтительным методом в этом отношении является метод вертикального электрического зондирования.

В составе геофизических исследований определяются параметры однородности распределения раствора и выполняется оценка правильности размещения усиливающих элементов. На основании этих данных определяются места контрольного вскрытия усиленной зоны эксплуатируемой высокой насыпи для проведения приемочных испытаний. В местах контрольного вскрытия упрочненной зоны выполняется инструментальная фиксация положения армирующих элементов, а также отбор проб затвердевшего раствора и грунта в зоне проектного уплотнения.

Для корреляции геофизических данных выполняются, в зависимости от исходных условий, штамповые испытания, сдвиг целиков, статическое зондирование, динамическое зондирование или проходка шурфов и скважин с отбором проб для лабораторных исследований.

В приемочном контроле качества должно быть заложено не менее шести точек контрольного вскрытия усиленной зоны для обеспечения статистической выборки результатов испытания грунта. На образцах, отобранных в местах контрольного вскрытия, проводится полный комплекс определения физико-механических характеристик. На основании камеральной обработки полученных результатов устанавливается степень достижения значений характеристик грунта соответствующих зон, заложенных в проекте.

На завершающем этапе приемочного контроля качества проводится корреляционный анализ данных лабораторных исследований, полевых испытаний и геофизического обследования с определением функциональной зависимости между полученными значениями механических характеристик упрочненного массива и показателями кажущегося сопротивления среды, полученными при геофизических испытаниях. По результатам данного анализа выполняется распространение результатов лабораторных полевых испытаний на остальные точки усиленной зоны. Критические значения данной картины распределения служат критерием оценки достаточности выполненного усиления.

Геотехнический мониторинг, согласно [196], осуществляется в период строительства и на начальном этапе эксплуатации сооружения (эксплуатируемой высокой насыпи, усиленной армированием с инъецированием твердеющих растворов).

По результатам всех выполненных этапов контроля качества составляется заключение о качестве реализации проекта усиления эксплуатируемой высокой насыпи и его основания, содержащее основные выводы, рекомендации по дальнейшей эксплуатации, а также итоговую оценку возможности начала повышения эксплуатационной нагрузки.

Следующим этапом является назначение типа и количества иньекторов. От выбора конструкции иньектора зависит эффективность распространения раствора в массиве грунта. Ниже рассмотрены основные конструктивные особенности данного оборудования и различия в методиках ведения работ, которые сведены в матрицу (рисунок 5.10).

Способ нагнетания раствора	Восходящий/ нисходящий	Восходящий/ нисходящий	Восходящий/ нисходящий	Восходящий/ нисходящий	Восходящий
Контролируемое создание конфигураций затвердевшего раствора	Требуется	Не требуется	Не требуется	Не требуется	Не требуется
Создание уплотненной зоны для уменьшения прорывов раствора	Не требуется	Не требуется	Не требуется	Требуется	Не требуется
Время погружения на 3 м/извлечения с 3 м/обслуживания (при $0,25 \leq I_L < 0,50$), сек.	69 / 54 / 624	69 / 54 / 876	763 / 496 / 615	69 / 54 / 36	Забивной иньектор с теряемым наконечником
	Иньектор для усиления грунтов (патент № 41743)	Забивной иньектор (патент № 78496)	Иньектор вращательного типа (патент № 165656)		

Рисунок 5.10 – Матрица зависимости конструкций иньекторов от технологических условий

Инъектор для усиления грунтов (патент № 41743) [157]. Общий вид инъектора представлен на рисунке 5.11. Нагнетание раствора выполняется через корпус инъектора с выходом через отверстия, расположенные в нижней части.

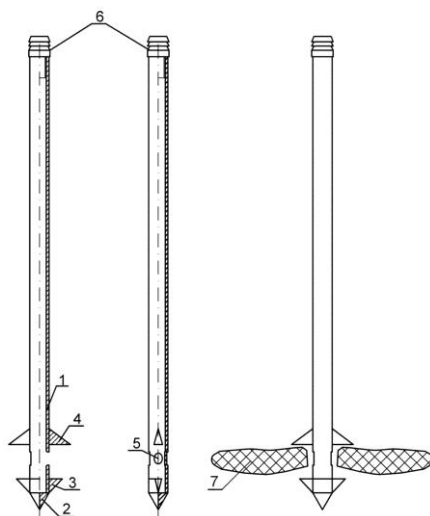


Рисунок 5.11 – Инъектор для усиления грунтов (патент № 41743):

- 1 – корпус инъектора; 2 – стальной наконечник;
3, 4 – основной и дополнительный резцы; 5 – выходные отверстия; 6 – штуцер;
7 – распространение твердеющего раствора

Основной отличительной особенностью данного оборудования является сосредоточенное распространение раствора в грунте. Данный эффект достигается за счет создания в грунте, в области выходных отверстий инъектора, мест концентрации напряжений и мест предварительного разрушения грунта при прохождении основных и вспомогательных резцов. Технический эффект от применения данного оборудования заключается в создании жестких элементов затвердевшего раствора в заданном объеме, с обеспечением требуемого пространственного положения. Нагнетание раствора возможно как восходящим, так и нисходящим способом.

Забивной инъектор (патент № 78496) [159]. Общий вид инъектора представлен на рисунке 5.12. Движение раствора происходит через корпус инъектора и далее через выходные отверстия. Инъектор снабжен подвижным наконечником, меняющим свое положение в зависимости от стадии рабочего цикла.

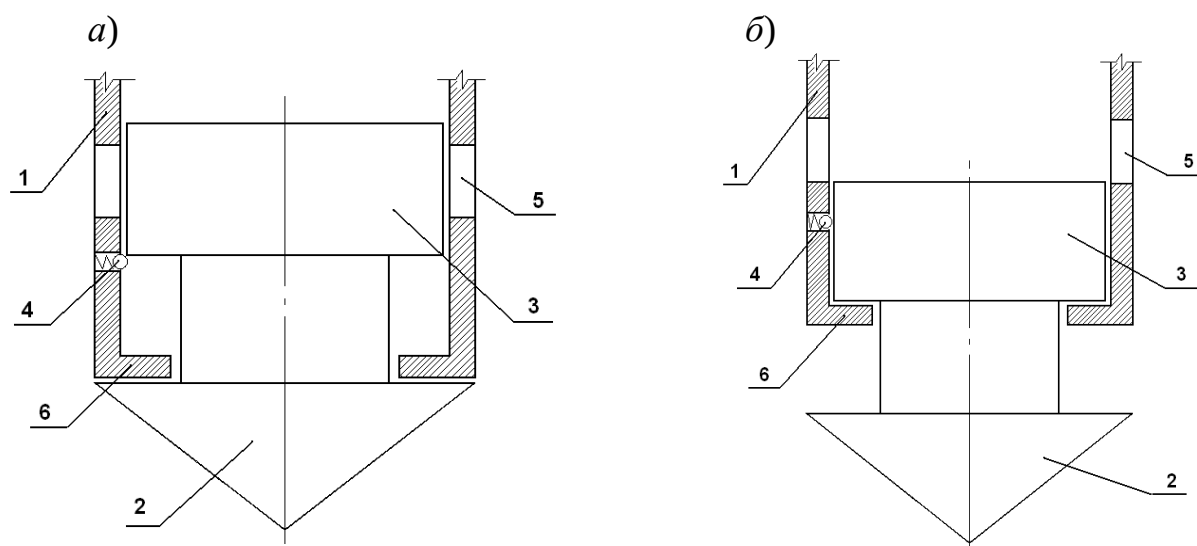


Рисунок 5.12 – Забивной иньектор (патент № 78496):

a – в закрытом положении; *б* – в открытом положении:

1 – иньектор; 2 – наконечник; 3 – хвостовик; 4 – фиксатор; 5 – отверстия;
6 – ограничитель

Особенность данного оборудования заключается в конструкции, позволяющей выполнять нагнетание раствора при движении восходящим и нисходящим способом. Принцип работы иньектора зависит от выбора способа движения иньектора при нагнетании раствора.

В случае нагнетания раствора нисходящим способом иньектирование осуществляется от верхнего яруса зоны усиления к нижнему. До начала погружения иньектора наконечник приводится в закрытое положение с помощью фиксатора. После погружения иньектора на проектную отметку верхнего яруса осуществляется частичное его поднятие на величину хода наконечника. Далее происходит подача раствора в иньектор и иньектирование грунтов. За счет создания избыточного давления в корпусе иньектора при нагнетании раствора, подвижный наконечник преодолевает сопротивление фиксатора и переходит в открытое положение. После иньектирования раствора иньектор отключается от растворной линии и погружается до следующего яруса, при этом наконечник приводится в закрытое положение за счет реакционной силы со стороны грунта. Процесс погружения иньектора и нагнетания раствора продолжается до полной проработки зоны усиления проектным объемом раствора.

В случае нагнетания раствора восходящим способом инъектирование осуществляется от нижнего яруса зоны усиления к верхнему. В начальный момент времени иньектор так же приводится в рабочее положение. Погружение иньектора осуществляется до нижнего яруса зоны усиления. После чего он частично поднимается на величину хода наконечника. Далее происходит подача раствора в иньектор и инъектирование грунтов. За счет создания избыточного давления в корпусе иньектора при нагнетании раствора, подвижный наконечник преодолевает сопротивление фиксатора и переходит в открытое положение. После прекращения подачи раствора иньектор отключается от растворной линии и поднимается до следующего яруса. В этот момент времени выходные отверстия иньектора остаются открытыми, при этом проникновению окружающего грунта в иньектор препятствует оставшийся в корпусе раствор. Процесс поднятия иньектора и нагнетания раствора продолжается до полной проработки зоны усиления проектным объемом раствора.

Иньектор вращательного типа (патент №165656) [144]. Общий вид иньектора представлен на рисунке 5.13. Оборудование представляет собой полый вал, имеющий в поперечном сечении форму двух усеченных конусов, соединенных основаниями в средней части иньектора. Конусные части имеют прямую и обратную шнековую навивку. Нижняя часть иньектора снабжена буровым наконечником. Движение раствора по иньектору происходит через центральный канал, расположенный на оси вращения, с выходом через выпускные отверстия, снабженные обратными клапанами, предохраняющими иньектор от попадания в инъекционный канал окружающего грунта.

Применение данного оборудования позволяет избежать ударного воздействия на иньектор за счет вращательно-поступательного движения, используемого для его доставки в проектное положение. В качестве погружного оборудования в этом случае используются малогабаритные буровые установки. Эта особенность позволяет снизить уровень шума и вибрационного воздействия в процессе ведения работ, а также уменьшить процент отказов иньекторов. Данная конструкция также позволяет создавать уплотненную зону грунта в уровне

средней части иньектора, предохраняющую от неконтролируемых прорывов в процессе нагнетания раствора.

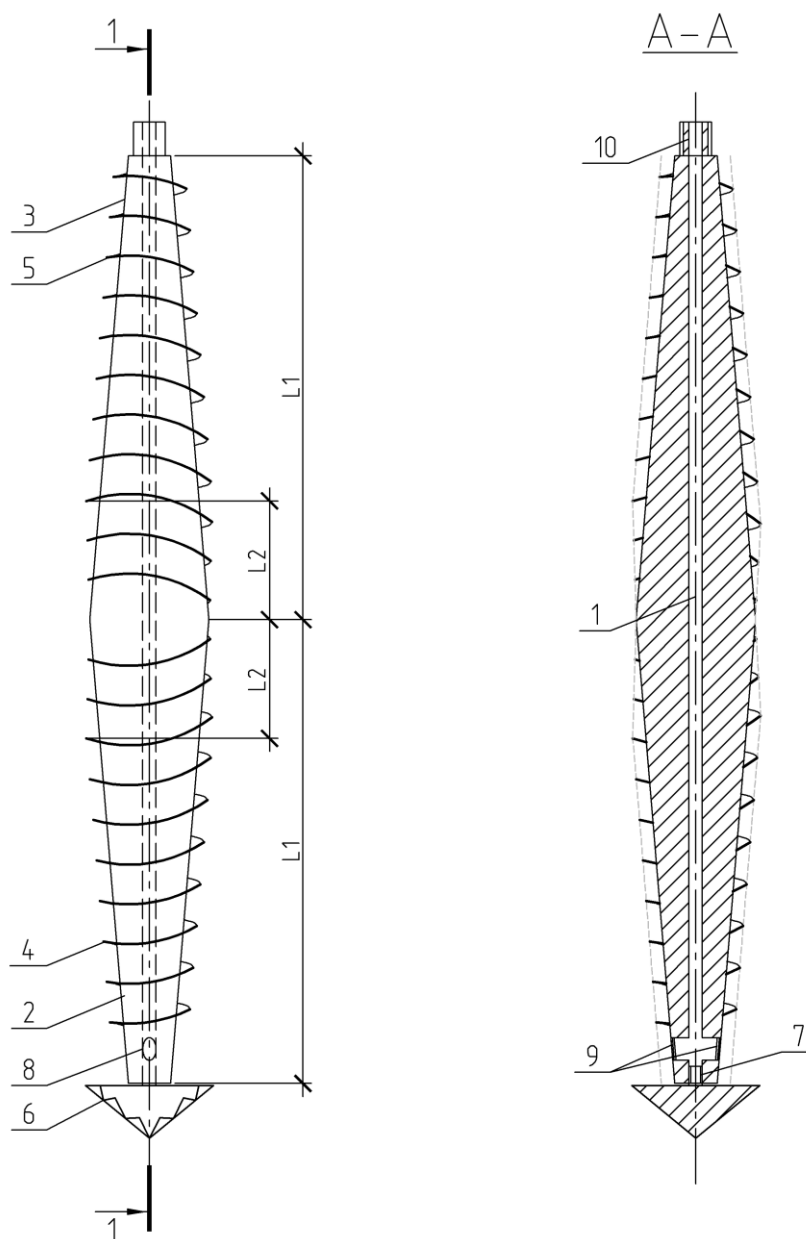


Рисунок 5.13 – Иньектор вращательного типа (патент №165656):

1 – инъекционный канал; 2 – прямой конус вала; 3 – обратный конус вала; 4 – прямая шнековая навивка; 5 – обратная шнековая навивка; 6 – буровой наконечник; 7 – резьбовое крепление бурового наконечника; 8 – выходное отверстие; 9 – обратные клапаны; 10 – резьбовое соединение.

Особенностью иньектора является то, что при его извлечении из грунта происходит тампонирующее скважины смесью раствора и разрыхленного грунта с образованием дополнительных жестких элементов – микросвай. Производ-

ство работ в данном случае возможно как восходящим, так и нисходящим способом.

Забивной иньектор с теряемым наконечником является наиболее распространенным оборудованием, используемым при нагнетании твердеющего раствора в массив грунта. Общий вид конструкции иньектора представлен на рисунке 5.14. Иньектор выполняется из толстостенной трубы звеньями, соединяемыми между собой резьбовыми соединениями. Нижний конец трубы заглушается металлическим наконечником, удержание которого обеспечивается трением его о внутреннюю поверхность трубы.

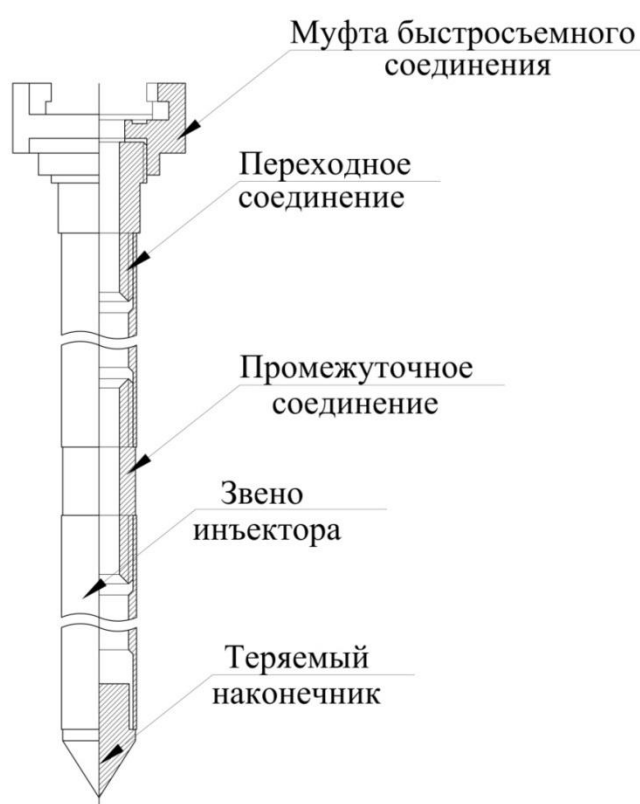


Рисунок 5.14 Забивной иньектор с теряемым наконечником

До начала работ с использованием данного оборудования первое звено иньектора снабжается теряемым наконечником и доставляется на проектную отметку с использованием погружного устройства. Далее реверсным движением иньектор поднимается на высоту 20 см. Затем к иньектору подключается растворная линия, на которую подается раствор под давлением. Под действием давления раствора теряемый наконечник высвобождается, открывая выпускное отверстие.

Производство работ с использованием данного инъектора возможно только восходящим способом, однако преимуществом в этом случае является технологическая простота его изготовления и обслуживания. Инъекторы этого типа имеют высокую оборачиваемость и относительно невысокую стоимость изготовления, в связи с чем применяются для решения широкого спектра задач усиления грунтовых массивов.

При выборе конструкции инъектора необходимо решать комплексную задачу обеспечения требуемых проектных параметров усиленного массива, учитывая возможность размещения того или иного погружного оборудования.

Следующим этапом является расчет технологических параметров инъецирования. Основными технологическими параметрами при напорном инъецировании являются давление нагнетания и объем раствора. Для определения предельного давления при инъецировании в грунтовые массивы рекомендуется использовать аналитическое решение, рассмотренное в параграфе 2.4. Расчет объема раствора при предельном давлении выполняется на основе решений параграфа 2.4. В случае выполнения условия по объему нагнетаемого раствора и недопущения поднятия поверхности, в соответствии с алгоритмом выполняется следующий этап. В противном случае необходимо внести корректировки в назначение параметров усиливающих конструкций с составлением откорректированных расчетных числовых моделей сооружений в зависимости от способа армирования.

При возможности выполнения программного расчета рекомендуется составить численную модель насыпи МДЭ и выполнить оценку возможности и направления выхода раствора на поверхность при проектном объеме раствора. Если выход раствора возможен, тогда необходимо выполнить уточняющие расчеты в расчетно-конструкторском блоке.

Следующими этапами являются увязка варианта армирования с основными проектными решениями по объекту реконструкции и определение затрат трудовых и материальных ресурсов.

Состав подготовительных работ для **способа объемного армирования** сопоставим с составом для способа напорного инъектирования, который описан выше.

Существенное влияние на выбор технологических условий при объемном армировании оказывает необходимость осушения обводненных зон земляного полотна, поскольку именно повышенная влажность грунтов является основной причиной снижения прочностных характеристик грунтового массива. Необходимость выполнения осушения должна быть уточнена на основании данных геофизического обследования земляного полотна, предпочтение в этом случае должно быть отдано способу вертикального электрического зондирования.

В случае если проектными решениями по усилению эксплуатируемой высокой насыпи предполагается дополнительное осушение обводненных зон, выполняется размещение трубчатых дренажей.

Пространственное положение трубчатого дренажа должно обеспечивать максимальный отток несвязной воды из тела эксплуатируемой высокой насыпи. Для этого выполняется детальный анализ зон обводнения по материалам инженерно-геологических изысканий, на основании которого определяются наиболее низкие точки скопления воды.

При выполнении работ по методу объемного армирования устройство трубчатого дренажа выполняется параллельно с устройством стержневого крепления (патент № 2277616) [152]. В комплекс работ в этом случае входит тот же набор операций, что и в предыдущем методе усиления. Общий вид схемы устройства трубчатого дренажа, совмещенного с объемным армированием, приведен на рисунке 5.15.

После окончания монтажа системы трубчатого дренажа и элементов стержневого крепления нагнетание раствора выполняется одним из описанных ниже способов. За критерий «отказа» в этом случае рекомендуется принимать начало движения раствора через трубчатые дрены.

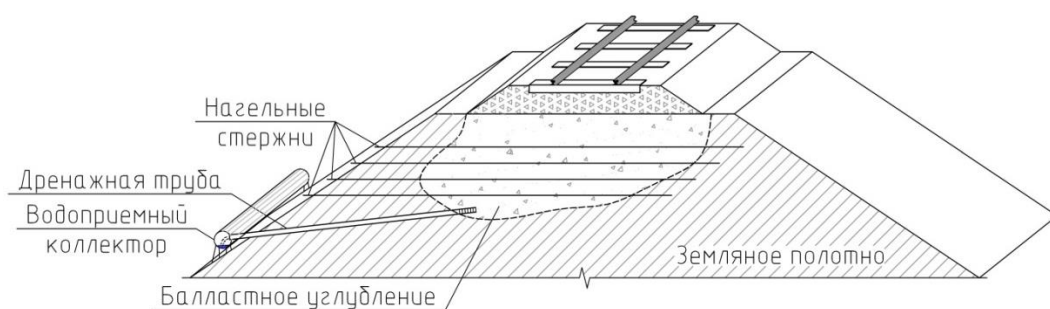


Рисунок 5.15 – Схема устройства трубчатого дренажа

Проектом производства работ должна предусматриваться такая последовательность реализации армирования эксплуатируемой высокой насыпи, при которой существовала бы возможность своевременного корректирования проектного положения дренажных труб, с тем чтобы водоприемные части находились в наиболее пониженных точках скопления воды.

Алгоритм, представленный на рисунке 5.6, предполагает два подхода к формированию усиливающей структуры в эксплуатируемой высокой насыпи. Первый подход подразумевает нагнетание раствора через отдельные погружные иньекторы (рисунок 5.16), возможные конструкции которых описаны выше. Второй подход состоит в использовании стержней, выполняющих функцию несущих элементов системы, в качестве иньекторов для нагнетания раствора, в этом случае стержни изготавливаются из труб (рисунок 5.17).

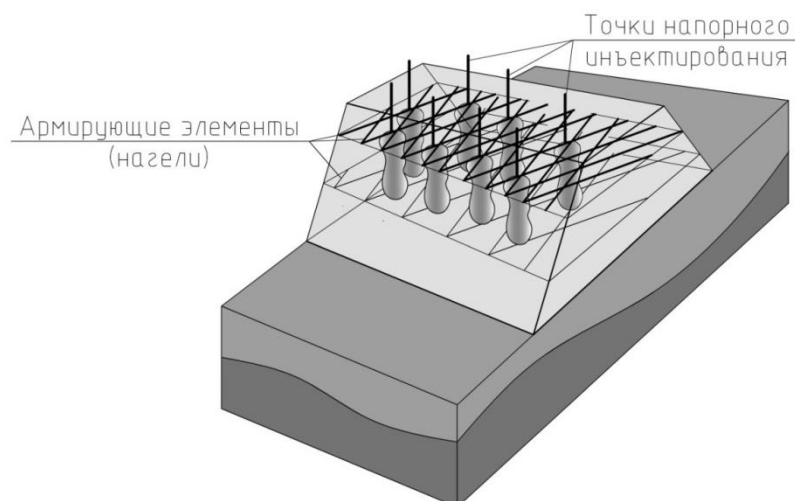


Рисунок 5.16 – Использование извлекаемых иньекторов для нагнетания раствора

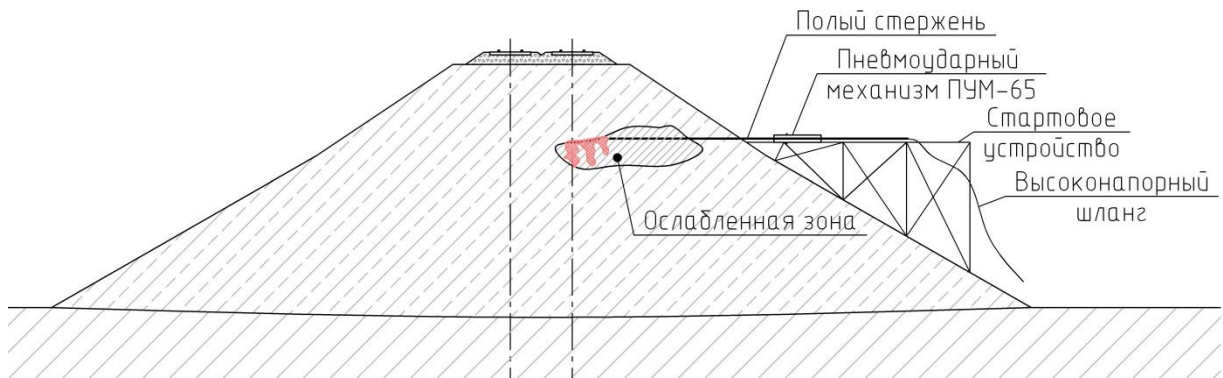


Рисунок 5.17 – Схема нагнетания раствора через полые стержни

Работы по созданию объемного армирования должны выполняться в последовательности, исключающей возможность потери несущей способности откосом эксплуатируемой высокой насыпи. Поскольку нагнетание раствора приводит к созданию избыточного давления, снижающего действия удерживающих сил в массиве грунта, то до начала данного процесса необходимо предусматривать работы по устройству стержневой части каркаса. Приведение стержневых элементов в проектное положение выполняется с использованием кольцевой пневмоударной машины ПУМ-65 (рисунок 5.18). Обеспечение проектных параметров пространственного положения стержневых элементов достигается за счет использования стартового устройства, возводимого на откосе земляного полотна.

После окончания работ по погружению стержневых элементов их свободные концы обрезаются таким образом, чтобы оставшийся выпуск позволял выполнить монтаж элементов поверхностного крепления.

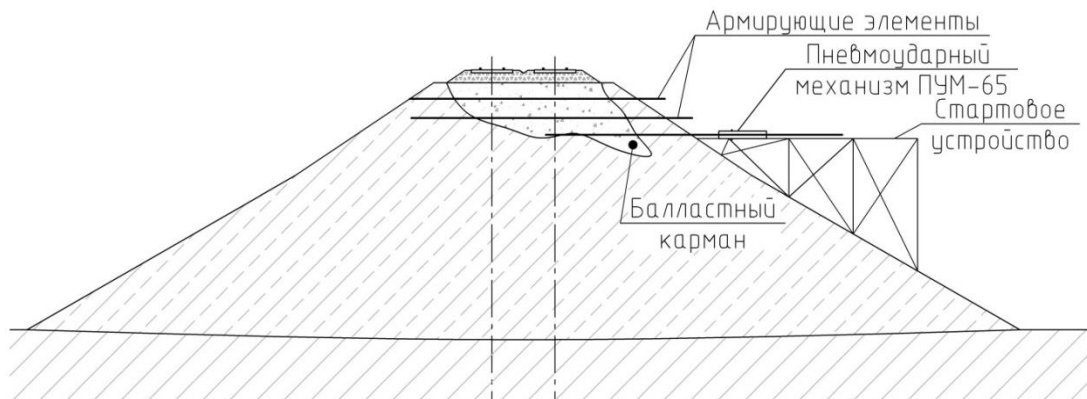


Рисунок 5.18 – Приведение стержневых элементов в проектное положение

Параллельно с погружением стержневых элементов выполняется забивка инъекторов с поверхности откоса и основной площадки. Нагнетание раствора выполняют в зависимости от типа используемого инъектора восходящим или нисходящим способом, при этом особое внимание следует уделять порядку подключения инъекторов к растворной линии. Данный порядок должен предусматривать максимально возможное разрежение точек инъекции, подключаемых одновременно, для снижения эффекта избыточного давления. Интервал времени перехода между инъекторами должен обеспечивать начальное твердение раствора и рассеивание избыточных напряжений.

В качестве стержневых элементов в этом случае используются толстостенные трубы, снабженные теряемыми наконечниками. Монтаж системы стержней производится описанным выше способом, после чего стержни в определенной последовательности (с учетом возникающего избыточного давления) подключаются к растворному узлу. Нагнетание раствора выполняется способом восходящей инъекции, с использованием стартового устройства в качестве поддерживающей конструкции (см. рисунок 5.17). Шаг перемещения стержневого элемента между точками нагнетания раствора должен соответствовать шагу узлов пересечения стержневых элементов. После окончания нагнетания раствора стержневой элемент погружается обратно в проектное положение.

После полной проработки проектной зоны усиления выпуски стержневых элементов обрезаются таким образом, чтобы была обеспечена возможность монтажа элементов поверхностного крепления откоса.

После разработки технологической схемы по объемному армированию с инъектированием назначаются мероприятия по контролю качества на основании алгоритма, представленного на рисунке 5.9.

Так как в основе объемного армирования лежит инъектирование, то расчет технологических параметров выполняется в соответствии с алгоритмом (рисунок 5.6) и подробным описанием, представленным выше.

В случае усиления грунтов **набивными сваями в раскатанных скважинах** к подготовительным работам добавляется профилактика машин и механизмов. При разработке технологической схемы изготовления набивных свай учитываются эксплуатационные параметры и особенности буровой техники, в том числе ее влияние на уже пробуренные скважины. Недопустимо разрушение стенок пробуренных скважин до схватывания в них твердеющего раствора.

Назначение мероприятий по контролю качества осуществляется на основании алгоритма, представленного на рисунке 5.9. По итогам проведенного комплекса контролирующих мероприятий оценивается качество и полнота выполненного усиления. К критериям оценки качества относятся такие параметры усиленного массива, как физико-механические характеристики набивных свай и уплотненного грунта, геометрические характеристики армоэлементов и их расположение в массиве и т. п.

Входной контроль качества используемых при усилении материалов (цемент, грунт, бетон или прочий армирующий состав) осуществляется в соответствии с техническими нормами для каждой поступающей партии по сопроводительной документации – сертификатам, паспортам, результатам контрольных испытаний образцов.

Операционный контроль заключается в проверке геометрических параметров элементов усиления – расположения свай в плане, глубины раскатки / длины свай, значений диаметров раскатанных скважин / свай. При изготовлении набивных свай фиксируется фактический объем нагнетаемого армирующего состава в раскатанную скважину.

Основным критерием оценки качества усиления при приемочном контроле является обеспечение проектных значений деформационных характеристик усиленного массива. Для объективной оценки качества усиления необходимо выполнять полевые испытания усиленного массива статическими нагрузками с использованием штампов площадью до 5 000 см². Форму и размер штампов следует назначать исходя из шага и диаметра набивных свай.

Общая оценка качества выполненных работ осуществляется только на основании анализа всех этапов контроля.

Следующим этапом, в соответствии с рисунком 5.6, является назначение типа раскатчика скважин и расчет количества комплексов. Основное различие типов раскатчиков состоит в наличии (или отсутствии) функциональной возможности нагнетания твердеющего раствора через специальный инъекционный канал. Применение раскатчиков с инъекционным каналом позволяет создавать набивную сваю в грунте за один рабочий цикл, путем подачи твердеющего раствора под давлением при реверсном движении рабочего органа. Ниже рассмотрены основные конструктивные особенности существующих раскатчиков.

Применение *раскатчика для изготовления вертикальных и наклонных скважин* (патент № 147223) [143] целесообразно при показателе текучести усиливаемого грунта более 0,50 д. е., так как в этом случае скважина теряет способность сохранять устойчивость стенок и в процессе релаксации напряжений грунт стремится вернуть начальное положение. Общая схема раскатчика представлена на рисунке 5.19.

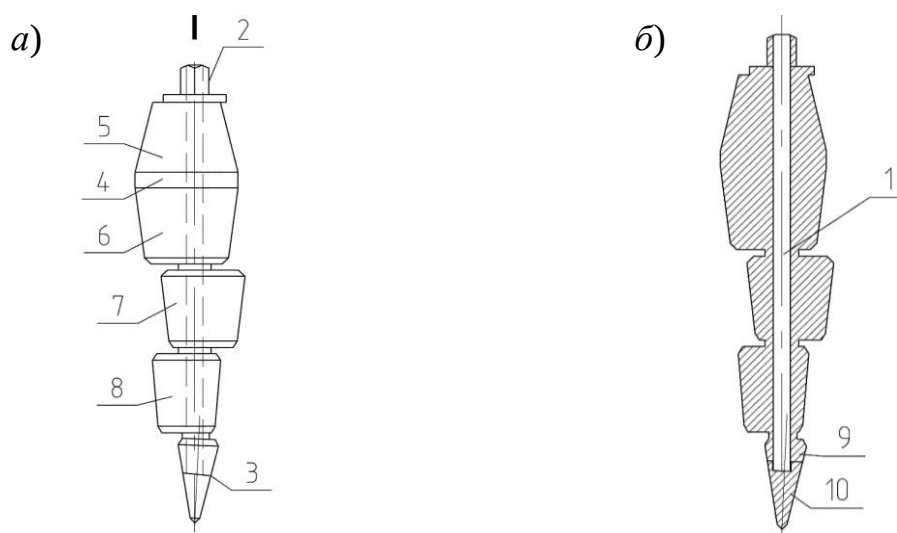


Рисунок 5.19 – Раскатчик для изготовления вертикальных и наклонных скважин (патент № 147223): а – общий вид; б – продольный разрез:

1 – инъекционный канал; 2 – хвостовик; 3 – составной наконечник;

3 – эксцентриковый цилиндрический рабочий элемент;

4, 5, 6, 7, 8 – эксцентриковые рабочие элементы в виде усеченных конусов;

9 – неподвижная часть наконечника; 10 – теряемый наконечник

Раскатчик состоит из хвостовика, эксцентриковых рабочих элементов, составного наконечника и полого вала. Для сохранения оси вращения вала раскатчика составной наконечник располагается соосно с хвостовиком. Рабочие эксцентриковые элементы расположены по принципу увеличения диаметра от наконечника к цилиндрическому рабочему элементу и далее с уменьшением к хвостовику, причем смещение относительно центра выполнено таким образом, чтобы соседние элементы совершали движения в противофазе.

При погружении раскатчика в грунт эксцентриковые элементы, создавая избыточное давление в радиальном направлении, уплотняют грунт. После окончания проходки до проектной отметки забоя рабочий орган останавливается и без снятия осевого усилия включается вращение в обратном направлении. В этот же момент времени буровая колонна подключается к растворяющей линии, на которую подается раствор под давлением. Следующим действием с колонны снимается осевая нагрузка и выполняется частичный подъем. Теряемая часть наконечника, соединенная с неподвижной специальной резьбовой соединительной муфтой в этот момент времени отсоединяется. Момент отсоединения фиксируется по снижению давления в растворяющей линии. После освобождения теряемого наконечника и открытия выходного отверстия инъекционного канала создается рабочее давление нагнетания раствора и выполняется реверсивное движение грунтоуплотняющего органа. При этом обратная конусность раскатчика позволяет избежать зацепления. В процессе реверсивного движения выполняется повторное уплотнение стенок скважины и одновременное создание набивной сваи.

Раскатчик с неподвижными катками для изготовления скважин предназначен для создания раскатанных скважин в глинистом грунте с показателем текучести менее 0,5 д. е. и способен обеспечивать устойчивость стенок скважины на период времени, необходимый для заполнения ее бетоном. Общая схема устройства представлена на рисунке 5.20.

Раскатчик приводится во вращательно-поступательное движение силовыми агрегатами буровой установки, при этом возникает осевое усилие, погру-

жающее его в грунт. Эксцентриковые элементы, воздействуя на грунт в радиальном направлении, деформируют его, что приводит к снижению пористости и, как следствие, повышению механических характеристик грунта в зоне эффективного влияния, вокруг скважины. Проходка может осуществляться в несколько рабочих циклов с добавлением в скважину инертного заполнителя (например, щебня или дресвы), вдавливаемого в стенки скважины, что приводит к дополнительному уплотнению и упрочнению грунта. После окончания раскатки образовавшаяся скважина заполняется твердеющим раствором или бетоном в соответствии с принятым проектным решением.

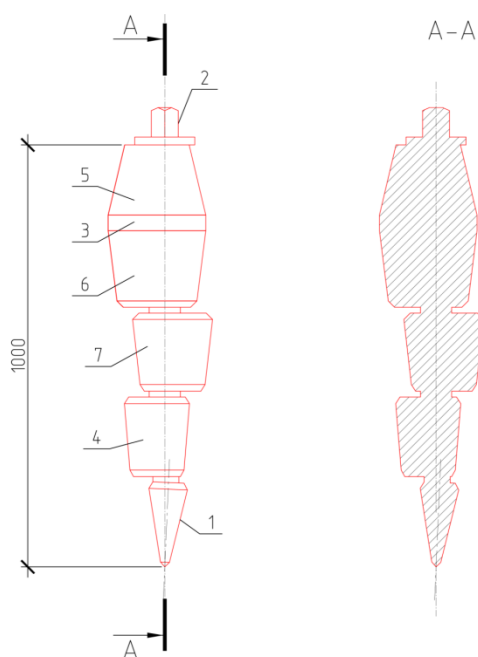


Рисунок 5.20 – Раскатчик с неподвижными катками для изготовления скважин:

1 – наконечник; 2 – хвостовик; 3 – эксцентриковый цилиндрический рабочий элемент; 4, 5, 6, 7, – эксцентриковые рабочие элементы в виде усеченных конусов

Раскатчик с подвижными катками для изготовления скважин предназначен для создания раскатанных скважин в глинистом грунте с показателем текучести менее 0,5 д. е., способен обеспечивать устойчивость стенок скважины на период времени, необходимый для заполнения ее бетоном. Общая схема устройства представлена на рисунке 5.21.

Конструктивно рассматриваемый грунтоуплотняющий рабочий орган представляет собой приводной вал с эксцентриковыми шейками, жестко соединенный с буровым наконечником. На шейках приводного вала установлены рабочие элементы – катки, имеющие возможность вращения относительно шейки. Катки выполняются конической и цилиндрической формы.

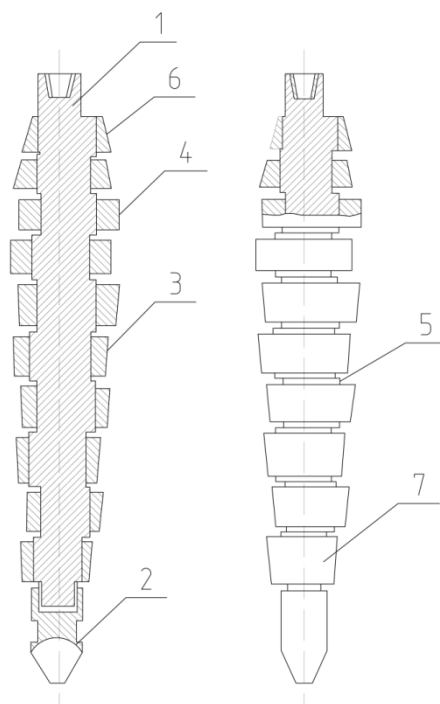


Рисунок 5.21 – Раскатчик с подвижными катками для изготовления скважин:

1 – эксцентриковый приводной вал; 2 – буровой наконечник; 3 – конические катки; 4 – цилиндрические катки; 5 – шейки приводного вала; 6 – обратные конические катки; 7 – головной каток

Раскатчик приводится в движение силовыми агрегатами буровой установки путем сообщения момента вращения и осевого усилия через хвостовую часть приводного вала. Погружаясь в грунт, конические катки раскатчика воздействуют на окружающий грунт, деформируя его, за счет чего поровое пространство грунта уменьшается, что приводит к повышению его механических характеристик. По мере продолжения движения диаметр скважины постепенно увеличивается до достижения диаметра в уровне вращения цилиндрических катков. После проходки скважины на проектную глубину выполняется постепенное извлечение раскатчика с непрерывающимся осевым вращением. В это

время обратные конические катки повторно прорабатывают скважину, устраняя частично осыпавшийся (или оплывший) грунт.

Описанный рабочий цикл может повторяться несколько раз с досыпкой в скважину инертного заполнителя или с подачей строительного раствора, в результате чего заполнитель вдавливается в стенки скважины, дополнительно армируя и уплотняя окружающий грунт.

Принципиальная схема зависимости конструкций раскатчиков от технологических условий представлена на рисунке 5.22.

Консистенция грунта	$0,5 \leq I_L < 0,75$	$0,25 \leq I_L < 0,50$	$0,00 < I_L \leq 0,50$
Изготовление набивной сваи за один рабочий цикл	Требуется	Не требуется	Не требуется
Просадочные грунты	Отсутствуют	Отсутствуют	Присутствуют
	Раскатчик для изготовления вертикальных и наклонных скважин с теряемым наконечником	Раскатчик с неподвижными катками для изготовления скважин	Раскатчик с подвижными катками для изготовления скважин

Рисунок 5.22 – Принципиальная схема зависимости конструкций раскатчиков от технологических условий

Следующими этапами при применении набивных свай в раскатанных скважинах являются увязка варианта армирования с основными проектными решениями по объекту реконструкции и определение затрат трудовых и материальных ресурсов.

5.1.5 Опытнo-производственное усиление при проектировании армирования эксплуатируемых высоких насыпей

Как уже отмечалось ранее, отличительной особенностью контрольных работ при усилении грунтов, в том числе при армировании земляного полотна, является требование действующих нормативных документов [196, 200] о назначении работ по опытнo-производственному усилению с контролем проектных параметров армирования до выполнения основного объема работ [103].

Данный вид работ представляется возможным интегрировать в блок контроля и выпуска при проектировании армирования эксплуатируемой высокой насыпи с инъектированием твердеющих растворов (рисунок 5.23).

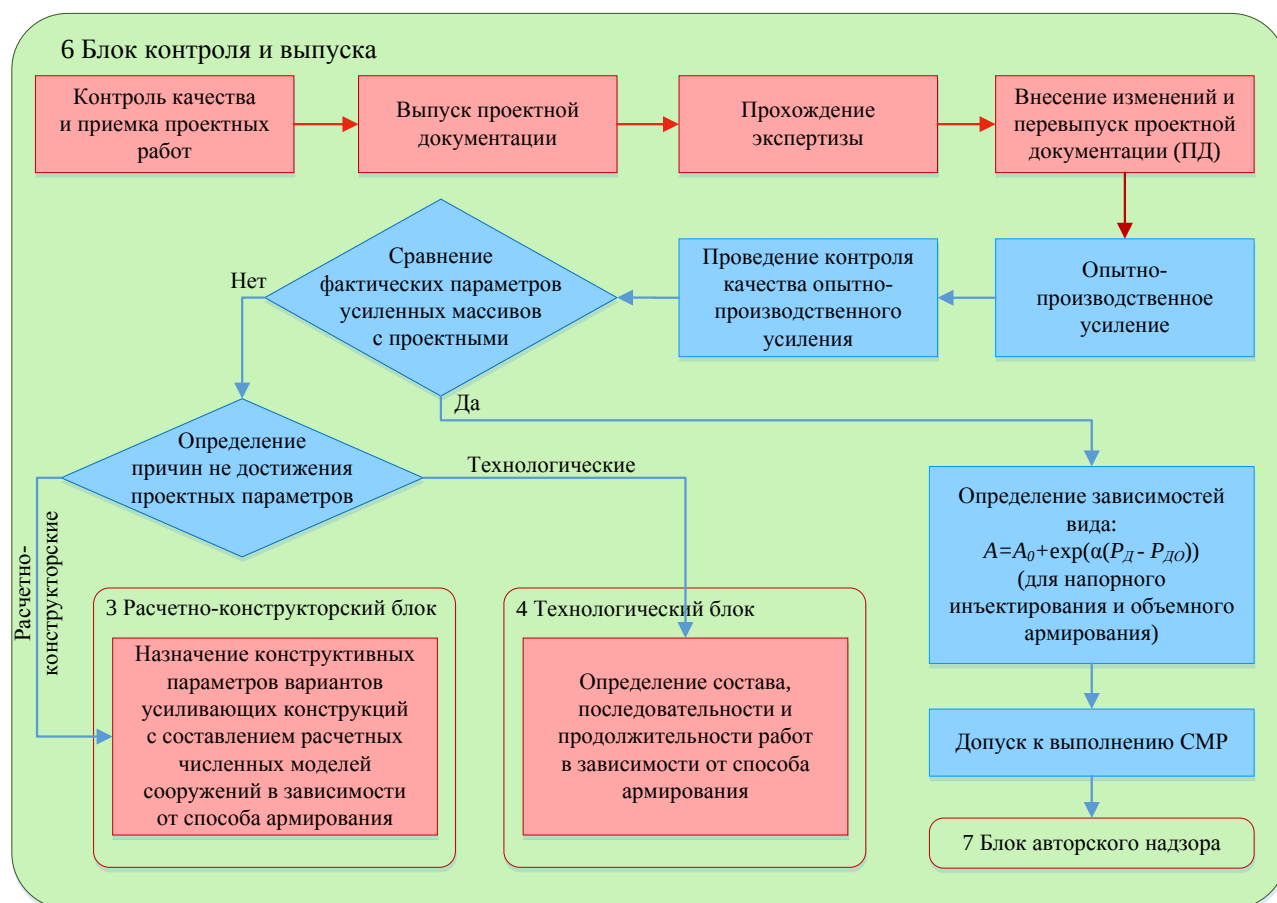


Рисунок 5.23 – Алгоритм блока контроля и выпуска при проектировании армирования эксплуатируемой высокой насыпи с инъектированием твердеющих растворов

После разработки и выпуска проектной документации и до начала основных строительно-монтажных работ (СМР) организуется опытно-производственное усиление.

Как правило, работы выполняются на произвольно выбранном опытном участке, в пределах проектной зоны усиления.

После набора прочности инъецированного раствора проводится контроль качества опытно-производственного усиления, в рамках которого выполняется входной, операционный и приемочный контроль по алгоритму, приведенному на рисунке 5.9. При этом методы контроля назначаются соответствующими методами, применяемым на этапе приемочного контроля качества основных работ.

В случае если фактические параметры усиленных массивов не соответствуют проектным данным, определяются причины недостижения проектных параметров и, соответственно, вносятся корректировки либо в расчетно-конструкторский, либо в технологический блок. При этом параметры армирования корректируются по одному из двух принципов:

- изменение параметров армирования с целью достижения ранее принятых проектных параметров усиленного грунта;
- изменение параметров армирования под фактические параметры усиленного грунта.

Если фактические параметры усиленных массивов соответствуют проектным данным, возможно перейти к выполнению СМР и организации авторского надзора за строительством. Однако перед этим рекомендуется организовать проведение вспомогательных работ для дальнейшей реализации рекомендуемого автором и защищенного патентом (патент № 2288995 [153]) способа контроля качества.

Данный способ приемочного контроля качества, применяемый преимущественно к методу напорного инъецирования (в том числе при объемном армировании), основан на использовании динамического зондирования для получения качественной картины изменения физико-механических характеристик в усиленном массиве.

Работы по контролю качества в этом случае заключаются в проведении динамического зондирования в трех точках в пределах упрочненной зоны грунта и в трех точках за ее пределом. В местах выполнения испытания после окончания зондирования выполняется вскрытие шурфов, сопровождающееся отбором контрольных проб монолитов грунта. В геотехнической лаборатории для данных проб грунта выполняется комплекс определений значений физико-механических характеристик, результаты которых сопоставляются с данными, полученными в ходе динамического зондирования. На основании статистической обработки результатов исследований определяется коэффициент состояния грунта α , учитывающий его коэффициент пористости и модуль упругости. Далее выполняется динамическое зондирование по всей площади упрочненного массива с определенным шагом и с учетом расположения характерных точек и областей. Следующим шагом является обработка полученных результатов с определением фактического динамического сопротивления для всех точек массива. На основании полученных данных вычисляются значения коэффициентов пористости и модуля упругости с использованием экспериментально полученной зависимости вида

$$A = A_0 \exp (\alpha(P_d - P_{d0})), \quad (5.14)$$

где A – искомое значение параметра грунта (модуля упругости или коэффициента пористости);

A_0 – значение параметра грунта вне зоны усиления;

α – коэффициент состояния грунта, полученный в лабораторных условиях;

P_d – значение динамического сопротивления грунта в контролируемой точке;

P_{d0} – значение динамического сопротивления грунта вне зоны усиления.

Применение данного способа контроля качества позволяет существенно снизить трудоемкость работ по приемочному контролю качества армирования эксплуатируемой высокой насыпи, а также повысить достоверность получаемых результатов в сравнении со способами, использующими только косвенные подходы к получению характеристик грунта.

Практическое внедрение описанного способа контроля качества выполнено при проведении усиления мягкопластичного суглинка и описано в параграфе 5.2.

5.2 Внедрение способов армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъецированием твердеющих растворов

Внедрение предложенных в работе способов армирования эксплуатируемых высоких насыпей выполнено на ряде объектов Сибирского федерального округа [104, 115]. Документы, подтверждающие внедрение способов армирования с инъецированием твердеющих растворов представлены в приложении А. Ниже рассмотрены примеры усиления земляного полотна на объектах железнодорожной инфраструктуры.

Железнодорожная насыпь, 15-й км, перегон Дедюево – Буреничево, Западно-Сибирская железная дорога. Объект представляет собой участок эксплуатируемой высокой насыпи высотой 25 м на подходе к мосту через р. Камышенка (рисунок 5.24).



Рисунок 5.24 – Эксплуатируемая высокая насыпь (15-й км, перегон Дедюево – Буреничево, Западно-Сибирская железная дорога)

Балластная призма в пределах рассматриваемого участка многослойная и представлена чистым щебнем, загрязненным щебнем и асбестом, уложенным по слою песчано-гравийной подушки. Тело земляного полотна сложено суглин-

ком, содержащим примесь органики, а также прослой глины и включения щебня (рисунок 5.25) [115].

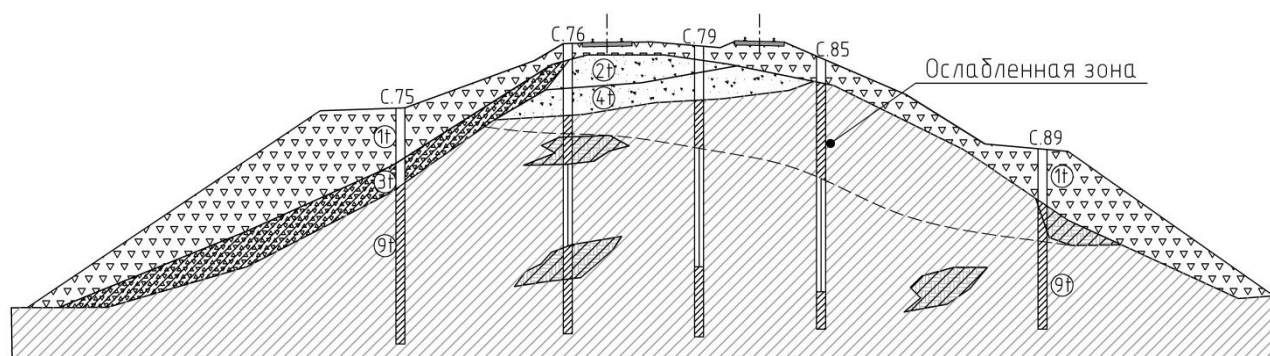


Рисунок 5.25 – Строение насыпи

Начало развития деформаций насыпи было зафиксировано в 1983 г. За два месяца величина осадки основной площадки земляного полотна достигла 60 мм, причем осадка сопровождалась поперечным смещением рельсошпальной решетки на величину порядка 300 мм. В качестве мер по стабилизации земляного полотна были разработаны и реализованы проектные решения по отсыпке двухуровневого контрбанкета. Данные мероприятия не принесли ожидаемого эффекта, и деформации земляного полотна получили дальнейшее развитие. При этом возникли деформации откосных частей насыпи, выраженные в сползании балластных шлейфов и участков контрбанкета по контакту с глинистым грунтом земляного полотна. Характер деформации основной площадки стал указывать на развитие балластного углубления в теле земляного полотна.

В результате выполнения геофизического обследования земляного полотна выявлено множество областей обводнения насыпи – балластных углублений, имеющих явно выраженную тенденцию к развитию (рисунок 5.26). Глубина развития углублений на момент проведения обследования составляла около 5 м.

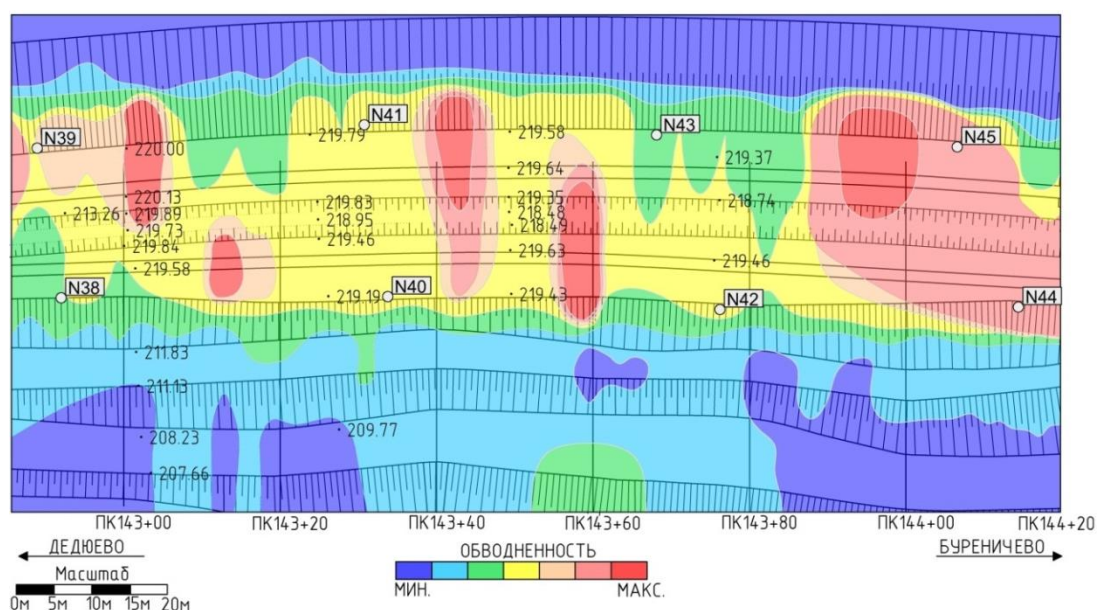


Рисунок 5.26 – Картина обводнения земляного полотна по данным геофизического обследования

Для рассматриваемого объекта разработаны проектные решения армирования с инъецированием твердеющих растворов, с одновременным осушением обводненных зон устройством трубчатого дренажа. Для усиления ослабленных зон и стабилизации балластных шлейфов запроектировано напорное инъецирование с разрывом структурной прочности грунта. Расстановка перфорированных водоприемных частей дренажных труб выполнена на основе анализа распространения обводненных зон. Схема размещения точек расположения инъекторов и дренажных труб представлена на рисунке 5.27.

Работы по реализации принятых проектных решений производились в несколько этапов. Предварительно выполнялось динамическое зондирование для уточнения положения нижней границы ослабленной зоны, после чего производилось погружение инъекторов на величину не менее проектной и не менее полуметра ниже уточненной границы.

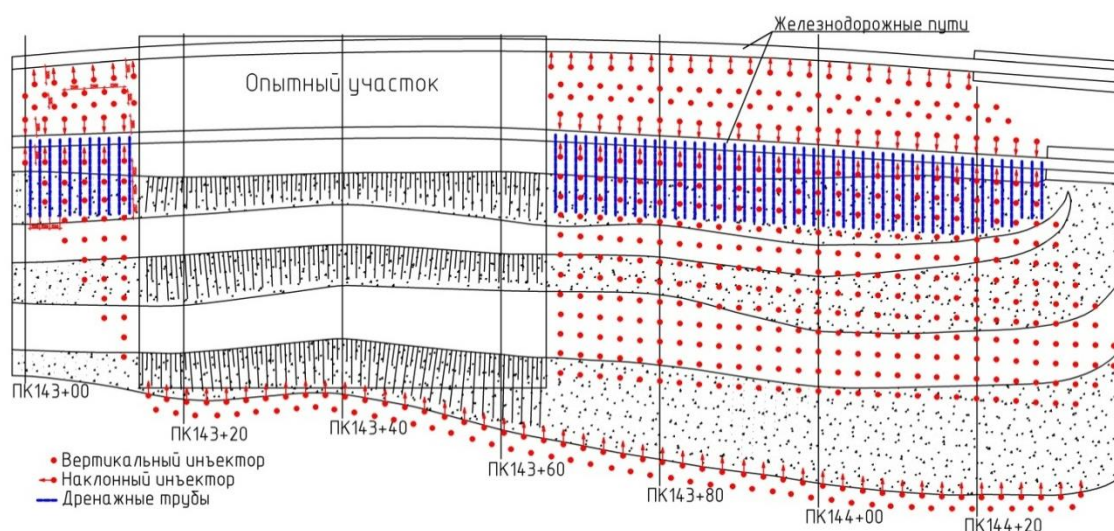


Рисунок 5.27 – Схема размещения точек расположения иньекторов и дренажных труб

В результате, по данным журнала производства работ, глубина погружения иньекторов составила от 6,0 до 7,5 м. Расстановка иньекторов выполнена в шахматном порядке с шагом 2,0 м. Ограничение бокового распространения раствора обеспечивалось по длине зонами плотного грунта, а по ширине – зонами усиления соседних иньекторов. Количество ярусов нагнетания твердеющего раствора определялось шагом подъема иньектора, который составлял примерно 0,5 м.

Нагнетание раствора выполнялось с использованием иньекторов различных конструкций, в зависимости от положения ослабленных зон и требуемых форм твердеющего раствора. В том числе были использованы иньектор для усиления грунтов выполненный по патенту №41743 [157], и иньектор с теряемым наконечником. Для приготовления раствора использовался растворосмеситель СБ-133, снабженный приемным бункером и подключенный к растворонасосу СО-49. Подача раствора осуществлялась по растворной линии, составленной из высоконапорных шлангов. Общий вид участка производства работ представлен на рисунке 5.28.



Рисунок 5.28 – Общий вид участка производства работ

На этапе приемочного контроля качества, в числе прочих работ, выполнены работы по вскрытию земляного полотна шурфами и отбору контрольных образцов грунта. На рисунке 5.29 представлены полученные формы затвердевшего раствора.

а)



б)



Рисунок 5.29 – Результаты вскрытия контрольного шурфа
(формы затвердевшего раствора):

а – вид в профиле; *б* – вид в плане

Водопропускная труба, 88-й км линии Алтайская – Бийск, Западно-Сибирская железная дорога. Объект представляет собой участок эксплуатируемой высокой насыпи высотой 21,0 м (рисунок 5.30), расположенный на пересечении с периодическим водотоком. В месте пересечения установлена каменная водопропускная труба овоидального сечения отверстием $1,0 \times 4,0$ м и длиной 90 м. Тело земляного полотна сложено суглинистыми и супесчаными грунтами, основание водопропускной трубы представлено супесями, суглинками и глинами.



Рисунок 5.30 – Эксплуатируемая высокая насыпь (водопропускная труба, 88-й км линии Алтайская – Бийск, Западно-Сибирская железная дорога)

Объект введен в эксплуатацию в 1914 г., первые деформации, выраженные в образовании провалов на откосах насыпи (рисунок 5.31), были отмечены в 1995 г. В 2002 г. были выполнены работы по геофизическому обследованию земляного полотна. Выявлены разуплотненные зоны в теле насыпи на расстоянии 6 м от водопропускной трубы. Их мощность изменялась от 0,7 до 4,8 м. В то же время были обнаружены конусы выноса грунта высотой до 1 м в русле трубы. Раскрытие швов между звеньями трубы составляло до 150 мм.

По результатам выполненных обследовательских работ разработаны и реализованы мероприятия по усилению земляного полотна и околотрубного пространства способом напорного инъецирования (патент № 2479688 [155]).



Рисунок 5.31 – Провалы на откосах насыпи

В составе работ был предусмотрен подготовительный этап, включавший в себя работы по очистке русла трубы, предварительной обработке, тампонированию и омоноличиванию швов. На этапе основных работ выполнялось бурение скважин в конструкциях трубы и дальнейшее погружение в них инъекторов. Дополнительные инъекторы погружались с поверхности откосов земляного полотна.

При опытно-производственных работах выполнено практическое внедрение описанного в пункте 5.1.5 способа контроля качества, защищенного патентом № 2288995 [153]. Применение данного способа контроля качества позволяет существенно снизить трудоемкость работ по приемочному контролю качества усиления земляного полотна, а также повысить достоверность получаемых результатов в сравнении со способами, использующими только косвенные подходы к получению характеристик грунта.

После окончания основного этапа работ был выполнен приемочный контроль качества, включивший в себя в числе прочего работы по вскрытию шурфов. Шурф, пройденный на контакте с конструкциями трубы, представлен на рисунке 5.32.



Рисунок 5.32 – Контрольный шурф на контакте с конструкциями трубы

Эксплуатируемая высокая насыпь, 961-й км, ПК 5, Абакумовская дистанция пути, Красноярская железная дорога. Объект представлен насыпью возведенной под однопутную железнодорожную линию, высотой 12,2 м. Балластная призма имеет многослойную конструкцию, представленную в основном слоями щебня различной фракции и разной степени загрязненности, отделенных от основной площадки слоем геотекстиля.

На участке работ выполнен комплекс инженерных изысканий и обследовательских работ, по результатам которых установлено, что в основании насыпи залегают глинистые грунты с низкими значениями механических характеристик, вследствие чего произошло расползание насыпи. На объекте периодически выполнялись работы по ремонту земляного полотна, в составе которых выполнялась боковая досыпка земляного полотна, без обеспечения должного сцепления присыпаемого и подстилающего грунта. В результате совокупности неблагоприятных техногенных и природно-климатических факторов в откосной части земляного полотна сформировалась поверхность обрушения и произошли подвижки призмы обрушения с образованием линии отрыва откоса (рисунок 5.33).



Рисунок 5.33 – Эксплуатируемая высокая насыпь (961-й км, ПК 5, Абакумовская дистанция пути, Красноярская железная дорога)

Проектирование усиления земляного полотна выполнено объемным армированием в соответствии с алгоритмом, приведенным на рисунке 5.2. Анализ полученной картины напряженно-деформированного состояния позволил определить, что наименьшее значение коэффициента устойчивости ($K_{уст} = 1,07$) соответствует линии скольжения, расположенной на контакте элементов земляного полотна, отсыпанных в различные периоды времени. Также из результатов расчетов установлено, что в деформации были вовлечены верхнее строение пути и основная площадка земляного полотна.

Поскольку в рассматриваемом случае выявлена связь деформаций с недостаточной прочностью грунта земляного полотна, проектирование усиления выполнено способом объемного армирования. Положение уровней армирования на основании анализа напряженно-деформированного состояния представлено на рисунке 5.34.

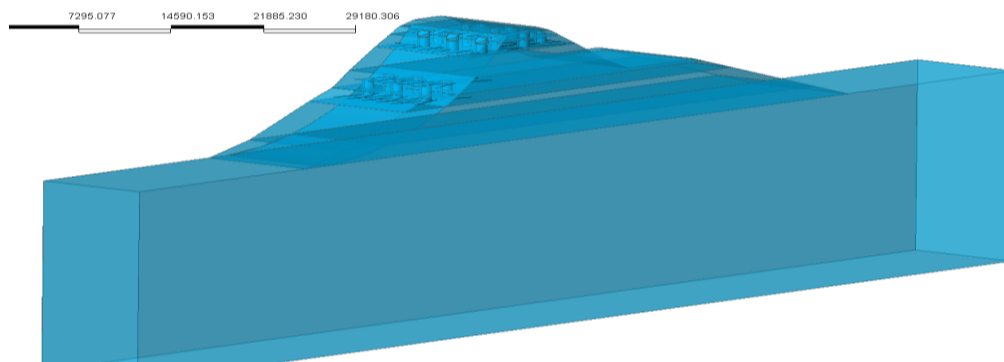


Рисунок 5.34 – Геометрическая модель усиленного земляного полотна

Для определения достаточности принятых параметров усиления выполнен расчет напряженного состояния и расчет надежности (итерационным понижением прочностных характеристик). Напряженно-деформированный вид модели после выполненных расчетов представлен на рисунке 5.35.

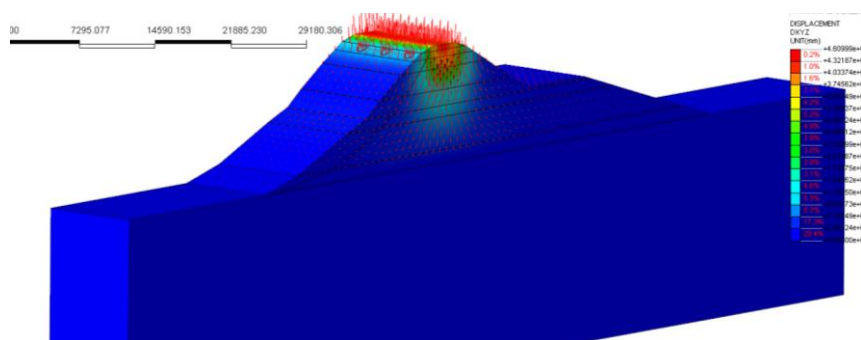


Рисунок 5.35 – Деформированный вид усиленной модели (деформации в осях X , Y , Z)

Деформированный вид модели позволил говорить о том, что основные перемещения ограничены основной площадкой насыпи. Коэффициент надежности сооружения составляет 1,68, что говорит о существенном запасе устойчивости. В связи с этим выполнена оптимизация параметров армирования.

После корректировки параметров упрочнения линии скольжения в теле земляного полотна прошли по более глубоким траекториям, хотя смещение все еще было ориентировано в сторону ослабленного откоса. По результатам расчетов устойчивости сооружения был определен коэффициент надежности, равный 1,26, что позволило говорить об оптимальности назначенных параметров упрочнения.

Эксплуатируемая высокая насыпь на 146-м км линии Голуха – Тягун Заринской дистанции пути Западно-Сибирской железной дороги. Объект представлен насыпью под двухпутную железнодорожную линию высотой 8,5 м.

На момент проведения обследования основная площадка земляного полотна находилась в нестабилизированном состоянии вследствие развития балластных углублений. Деформации земляного полотна активизировались во время выпадения атмосферных осадков и резкого оттаивания грунта. Тело зем-

ляного полотна и основание насыщены водой, в связи с чем прочность глинистых грунтов была снижена. Общий вид участка представлен на рисунке 5.36.

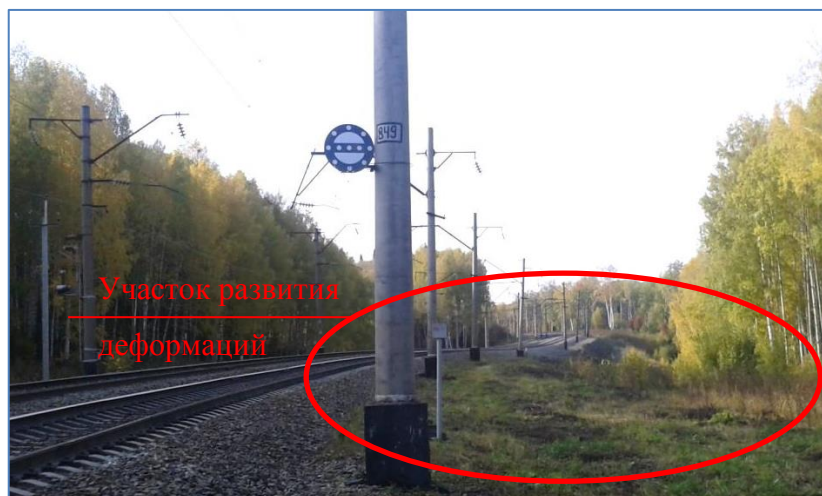


Рисунок 5.36 – Земляное полотно на 146-м км линии Голуха – Тягун Заринской дистанции пути Западно-Сибирской железной дороги

На обочинах земляного полотна визуализировались клиновидные трещины, происходило отклонение оси опор контактной сети от вертикали (крен), наблюдалась осадка обоих путей. Деформации земляного полотна в виде просадок обоих путей и образования продольных трещин по обочине начались в 1986 г. До 1992 г. неоднократно производились подъемки пути на балласт. В 1999 г. произведено удлинение водопропускной трубы на ПК 5+25, а в 2000 г. – сооружение контрбанкетов из щебня. В весенний период 2015 г. произошло дальнейшее проседание пути, была ограничена скорость до 50 км/ч.

Усиление земляного полотна запроектировано с использованием способа армирования с инъектированием твердеющих растворов. Примененный способ направлен на снижение тиксотропности грунтов балластного мешка за счет цементирования частиц и пор грунта (омоноличивания) и увеличение прочностных и деформационных характеристик грунтов верхней части насыпи.

В составе проекта было предусмотрено устройство фильтрационных скважин и нагнетание раствора в зону развития балластного углубления. Общий вид проектных решений в поперечном профиле земляного полотна представлен на рисунке 5.37.

Для реализации проекта усиления использованы инжекторы с теряемыми наконечниками. Погружение инжекторов выполнялось с использованием кольцевых пневмоударных механизмов (рисунок 5.38)



Нагнетание раствора выполнялось восходящим способом, с шагом подъема инъектора 0,5 м. На рисунке 5.39 показана операция по подъему инъектора с использованием режима реверсивного движения пневмоударного механизма.



Рисунок 5.39 – Подъем инъектора с использованием режима реверсивного движения пневмоударного механизма

Нагнетание раствора производилось с использованием растворонасоса типа СО-49, подключаемого к инъектору растворной линией, состоящей из шлангов высокого давления (рисунок 5.40).



Рисунок 5.40 – Нагнетание твердеющего раствора через инъектор, подключенный к растворной линии

Для точек инъектирования раствора, расположенных в междупутном расстоянии, растворная линия прокладывалась в предварительно подготовленном шпальном ящике (рисунок 5.41).

Нагнетание раствора выполнялось до достижения проектного критерия отказа. Давление при этом фиксировалось по показаниям манометра, установленного на растворонасосе.



Рисунок 5.41 – Прокладка растворной линии в предварительно подготовленном шпальном ящике

5.3 Оценка экономической эффективности армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов

Для оценки текущих расходов железных дорог, связанных с возникновением деформаций земляного полотна, рассмотрен проблемный участок железнодорожной высокой насыпи протяженностью 100 м. Рассматривается введение ограничения для движения грузовых поездов массой 7 100 т.

В соответствии с разработанной методикой на первом этапе определяют текущие расходы из-за деформативности $P_{\text{тек}}$ по формуле (5.1). Расходы E_n определяются по формуле (5.2), где $e_{NH} = 544$ р.; $N = 1\,460$ поездов с массой 7 100 т, проходящих по перегону в течение года; $L_{\text{уч}} = 12,5$ км; $V_{\text{уч}}^{\text{об}} = 60,0$ км/ч.

Скорость следования поездов по участку $V_{\text{уч}}^{\text{огр}}$ определяется по формуле (5.3), время следования по участку $t_{\text{уч}}$ – по формуле (5.4).

При $L_{\text{огр}} = 0,10$ км, $L_{\text{торм}} = 0,8$ км, $V_{\text{огр}} = 15$ км/ч расходы E_n , связанные с восстановлением допустимых скоростей движения поездов, составляют для рассматриваемого случая 67 907 р.

Расходы $E_{\text{пр}}$ от простоя поездов определяются по формуле (5.5). В рассматриваемом случае $E_{\text{пр}} = 0$ р., в связи с отсутствием простоев поездов.

Расходы $E_{\text{торм}}$, связанные с торможением поездов из-за ограничений скорости движения, определяются по формуле (5.6). Норматив расходов на 1 кг

условного топлива (1 кВт·ч электроэнергии) на торможение $e_{\text{ут}}^p$ определяются по формуле (5.7).

При $P_{\text{л}} = 184$ т, $\beta_{\text{л}} = 0,212$, $V_{\text{тор}} = 60$ км/ч, $V_{\text{уч}}^{\text{огр}} = 15$ км/ч, $B_{\text{ут}}^{\text{торм}} = 3,4$ кг расходы, связанные с торможением поездов в связи с ограничением скорости движения, составят для грузовых поездов 483 650 р.

Расходы $E_{\text{п}}$ определяются по формуле (5.8). При где $e_{\text{п}} = 651$, $V_{\text{уч}}^{\text{огр}} = 15$ км/ч расходы, зависящие от содержания постоянных устройств для грузовых поездов, $E_{\text{п}} = 12\,206$ р.

Увеличение текущих расходов из-за деформаций основной площадки земляного полотна на рассматриваемом участке за 1 год с использованием формулы (5.1) составит:

$$P_{\text{тек}} = 67\,907 + 483\,650 + 12\,206 = 563\,763 \text{ р.}$$

Вышеуказанные стоимостные показатели рассчитаны в уровне цен 2002 г.

Эффект от повышения массы поезда приведен в уровне цен 2010 г. [133]. Дальнейшие расчеты выполнялись с применением индексов дефляторов цен в уровне цен 1 квартала 2018 г. [164].

Ценообразование в строительстве базируется на применении сметных норм, которые соответствуют современному уровню технологии ведения работ и техники.

Сметная стоимость определялась как сумма денежных средств, необходимых для реализации проекта усиления земляного полотна. Сметная стоимость рассчитана на основании:

- рабочей документации, чертежей, ведомости строительных работ, очередности строительства, пояснительной записки к материалам;
- действующих сметных норм и расценок.

Стоимость усиления определена базисно-индексным методом с применением действующей сметно-нормативной базы и индексов [130].

Расчет выполнен в программном комплексе «ГРАНД-Смета», на основании ведомостей объемов работ по усилению земляного полотна различными методами.

Сравнение инвестиционных затрат выполнено путем сопоставления сметной стоимости вариантов усиления грунтов земляного полотна и альтернативных методов стабилизации деформаций.

При сравнении инвестиционных затрат были рассмотрены следующие проблемы, возникающие в теле земляного полотна:

- а) сверхнормативные деформации основной площадки земляного полотна;
- б) потеря устойчивости откоса насыпи;
- в) сверхнормативные деформации основной площадки земляного полотна на подходных насыпях к ИССО.

Для решения проблемы *а* были рассмотрены варианты:

- армирование эксплуатируемой высокой насыпи напорным инъецированием твердеющих растворов;
- армирование эксплуатируемой высокой насыпи с использованием разрядно-импульсной технологии.

Для решения проблемы *б* были рассмотрены варианты:

- усиление эксплуатируемой высокой насыпи объемным армированием;
- устройство гравитационного поддерживающего сооружения (бермы).

Для решения проблемы *в* были рассмотрены варианты:

- армирование подходной насыпи набивными сваями в раскатанных скважинах переменной длины;
- устройство участка переменной жесткости путем замены материала насыпи на подходах к мосту на малосжимаемый грунт (щебень, армированный георешетками).

В таблицах 5.1–5.2 приведены объемы работ по армированию эксплуатируемой высокой насыпи напорным инъецированием и разрядно-импульсным методом как альтернативным. Объемы усиления приняты для реального

объекта – железнодорожная насыпь, 15-й км, перегон Дедюево – Буренчево, Западно-Сибирская железная дорога.

При оценке эффективности капитальных вложений для сравнения вариантов усиления земляного полотна по проблемам *а* и *б* расчетный период принят 10 лет, по проблеме *в* – 5 лет.

Таблица 5.1 – Ведомость объемов работ и расхода материалов по армированию эксплуатируемой высокой насыпи напорным инъецированием

Наименование работ и материалов	Ед. изм.	Кол-во
1 Погружение и поднятие инъециров, грунты – 2-я группа, глубина до 4 м	м. п.	1 419
2 Погружение и поднятие инъециров, грунты – 2-я группа, глубина до 7 м	м. п.	739
3 Погружение и поднятие инъециров, грунты – 2-я группа, глубина до 15 м	м. п.	360
4 Инъецирование	м. п.	2 772
5 Портландцемент марки 400	т	48,5
6 Песок мелкий	м ³	162
7 Глина	м ³	32

Таблица 5.2 – Ведомость объемов работ и расхода материалов на усиление грунтов разрядно-импульсным методом

Наименование работ и материалов	Ед. изм.	Кол-во
1 Шнековое бурение, грунты – 2-я группа, глубина до 10 м	м	2 772
2 Буры	шт.	11,92
3 Крепление стенок скважин, грунты – 2-я группа по устойчивости	м	2 772
4 Трубы стальные, толщина стенки 7 мм	м	2 772
5 Извлечение труб из скважин станками	м	2 772
6 Бетонирование свай	м ³	136
7 Приготовление легкого бетона	м ³	136
8 Бетон, класс В3,5 (М50)	м ³	136
9 Выполнение электрических разрядов в бетоне	м ³	136

Объем капитальных вложений для армирования эксплуатируемой высокой насыпи напорным инъецированием и разрядно-импульсным методом составил в ценах 4 квартала 2017 г. 8 021,03 и 5 673,87 тыс. р. соответственно. Суммарный годовой эффект от реализации капитальных вложений – 3 268,8 тыс. р.

Расчет показателей эффективности капитальных вложений для способов армирования эксплуатируемой высокой насыпи напорным инъецированием и

разрядно-импульсным методом выполнен в табличной форме и приведен в таблицах Б.1 и Б.2 приложения Б.

На рисунках 5.42 и 5.43 графически представлены результаты определения ЧДД при армировании эксплуатируемой высокой насыпи напорным инъецированием и разрядно-импульсным способом при различных ставках дисконтирования.

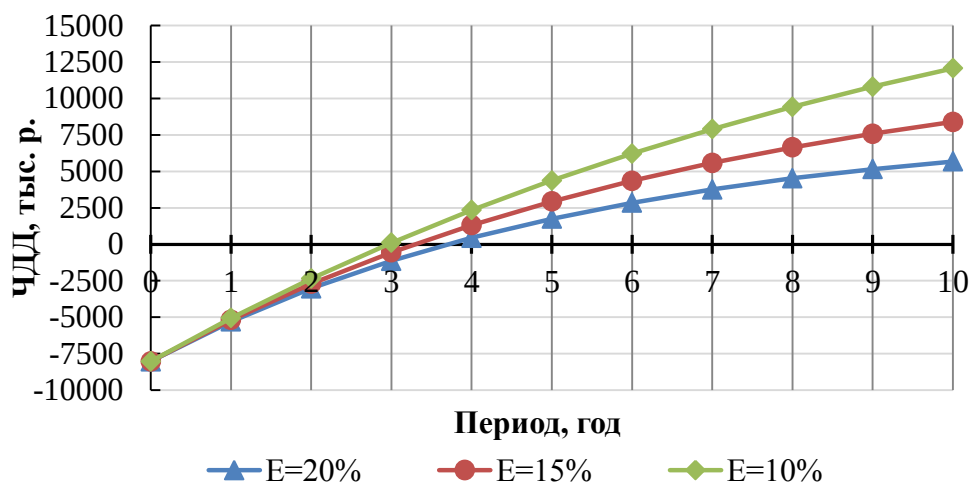


Рисунок 5.42 – Чистый дисконтированный доход нарастающим итогом при различных ставках дисконта для армирования эксплуатируемой высокой насыпи напорным инъецированием

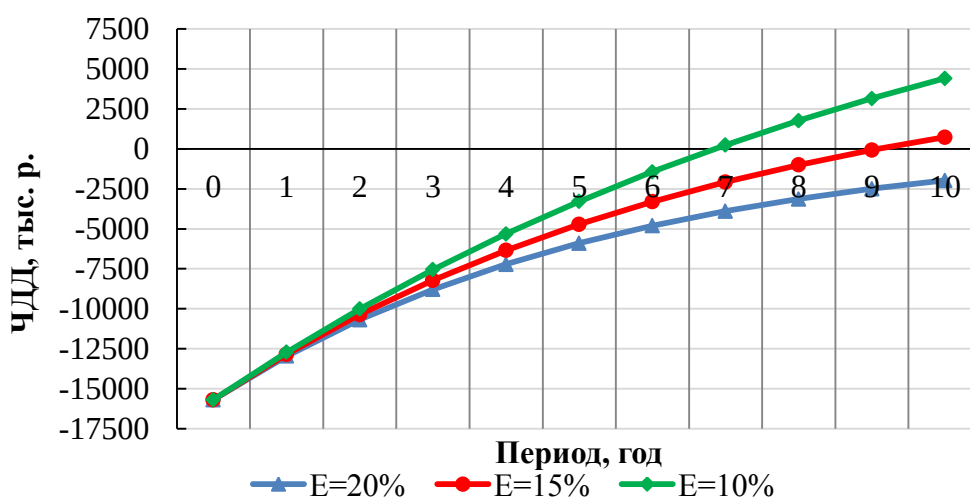


Рисунок 5.43 – Чистый дисконтированный доход нарастающим итогом при различных ставках дисконта для усиления разрядно-импульсной технологией

Итоговые значения показателей эффективности для напорного инъецирования и разрядно-импульсной технологии сведены в таблицы 5.3 и 5.4.

Таблица 5.3 – Итоговые значения показателей эффективности для армирования напорным инъецированием

Ставка дисконта, %	ЧДД, тыс. р.	Срок окупаемости, лет	ВНД, %	Индекс доходности
10	12 064	2,96	39,27	2,5
15	8 384	3,30		2,05
20	5 683	3,72		1,71

Таблица 5.4 – Итоговые значения показателей эффективности для разрядно-импульсной технологии

Ставка дисконта, %	ЧДД, тыс.р.	Срок окупаемости, лет	ВНД, %	Индекс доходности
10	4 411	7,86	16,22	1,28
15	731	9,09		1,05
20	-1 969	12,12		0,87

Согласно полученным данным, можно сделать следующие выводы. Предложенный в работе способ армирования эксплуатируемой высокой насыпи напорным инъецированием твердеющим раствором является эффективным способом усиления грунтов земляного полотна для устранения проблем, связанных с деформированием основной площадки земляного полотна. При ставке дисконта 20 % значение ЧДД остается положительной величиной, индекс доходности больше единицы, внутренняя норма доходности 39,27 %, что значительно больше максимальной расчетной ставки дисконта. При этом срок окупаемости реализации усиления грунтов данным методом при различных ставках дисконта от 10 % до 20 % находится в интервале от 2,96 до 3,72 лет.

Показатели эффективности капитальных вложений, рассчитанные для разрядно-импульсной технологии, оказались существенно ниже. Так, значение ЧДД даже при минимальной ставке дисконта 10 % меньше аналогичного показателя для метода напорного инъецирования почти в три раза, индекс доходности больше единицы только при ставках дисконта в 10 % и 15 %, внутренняя норма доходности удовлетворяет требуемым условиям также только при значениях ставки дисконта в 10 % и 15 %, срок окупаемости капитальных вложений составляет 7,86 и 9,09 года соответственно. При ставке дисконта 20 % капи-

тальные вложения не окупаются в течение 10 лет: ЧДД остается отрицательной величиной.

Сравнение ЧДД и индекса доходности для напорного инъецирования и разрядно-импульсной технологии при различных ставках дисконтирования в форме диаграмм представлено на рисунках 5.44 и 5.45.

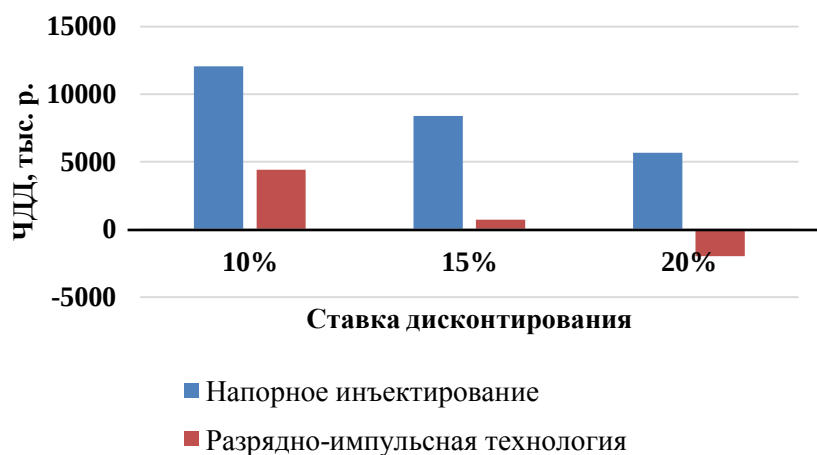


Рисунок 5.44 – Сравнение ЧДД для армирования эксплуатируемой высокой насыпи напорным инъецированием и разрядно-импульсным способом при различных ставках дисконтирования

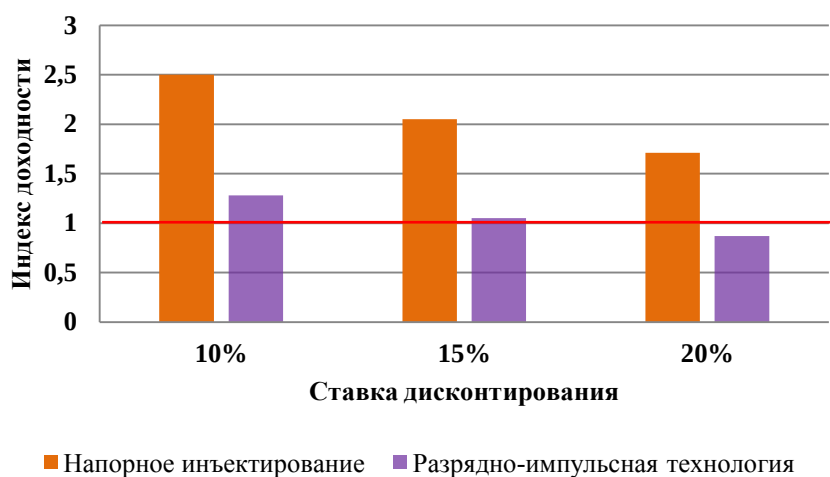


Рисунок 5.45 – Сравнение индекса доходности для армирования эксплуатируемой высокой насыпи напорным инъецированием и разрядно-импульсным способом при различных ставках дисконтирования

В таблицах 5.5 и 5.6 приведены объемы работ по усилению эксплуатируемой высокой насыпи объемным армированием и устройству гравитационного поддерживающего сооружения – бермы. Объемы работ приняты для реального

объекта – железнодорожная насыпь, 961-й км, Абакумовская дистанция пути, участок Междуреченск – Тайшет, Красноярская железная дорога.

Таблица 5.5 – Ведомость объемов работ и расхода материалов на усиление эксплуатируемой высокой насыпи объемным армированием

Наименование работ и материалов	Ед. изм.	Кол-во
1 Погружение стержня, выполненного из трубы $\varnothing 20 \times 2,8$, $L = 7\,500$	100 м	8,32
2 Погружение стержня, выполненного из трубы $\varnothing 20 \times 2,8$, $L = 1\,3100$	100 м	14,54
3 Погружение инъекторов	100 м	8,43
4 Цемент	т	19,43
5 Песок	т	87,41
6 Глина	т	9,71
7 Монтаж геоячеек	100 м ²	25,55
8 Заполнение ячеек грунтом	100 м ³	3,83
9 Посев многолетних трав	100 м ²	25,55

Таблица 5.6 – Ведомость объемов работ и расхода материалов по устройству гравитационного поддерживающего сооружения – бермы

Наименование работ и материалов	Ед. изм.	Кол-во
1 Срезка существующего откоса и нарезка уступов	100 м ³	44,74
2 Укладка разделительного слоя из геотекстиля	100 м ²	26,20
3 Отсыпка дренирующего крупнообломочного грунта	100 м ³	91,04
4 Послойное уплотнение грунта	1000 м ²	16,59
5 Планировка поверхности откоса	100 м ²	24,75

Расчетами определено, что сметная стоимость усиления эксплуатируемой высокой насыпи объемным армированием в текущем уровне цен составляет 5 066,54 тыс. р., стоимость устройства гравитационного поддерживающего сооружения (бермы) оценена в 15 779,74 тыс. р. Таким образом, экономия капитальных вложений в случае применения объемного армирования составляет 67,9 %.

Расчет показателей эффективности капитальных вложений для усиления эксплуатируемой высокой насыпи объемным армированием и устройства бермы выполнен в табличной форме и приведен в таблицах Б.3 и Б.4 приложения Б.

На рисунках 5.46 и 5.47 графически представлен ЧДД нарастающим итогом при различных ставках дисконта для усиления эксплуатируемой высокой насыпи объемным армированием и гравитационным поддерживающим сооружением при различных ставках дисконтирования.

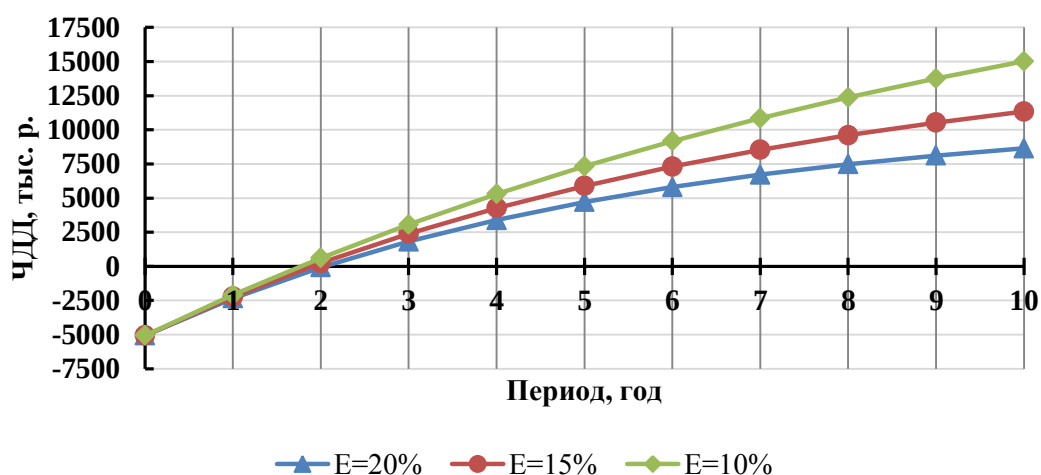


Рисунок 5.46 – Чистый дисконтированный доход нарастающим итогом при различных ставках дисконта для усиления эксплуатируемой высокой насыпи объемным армированием

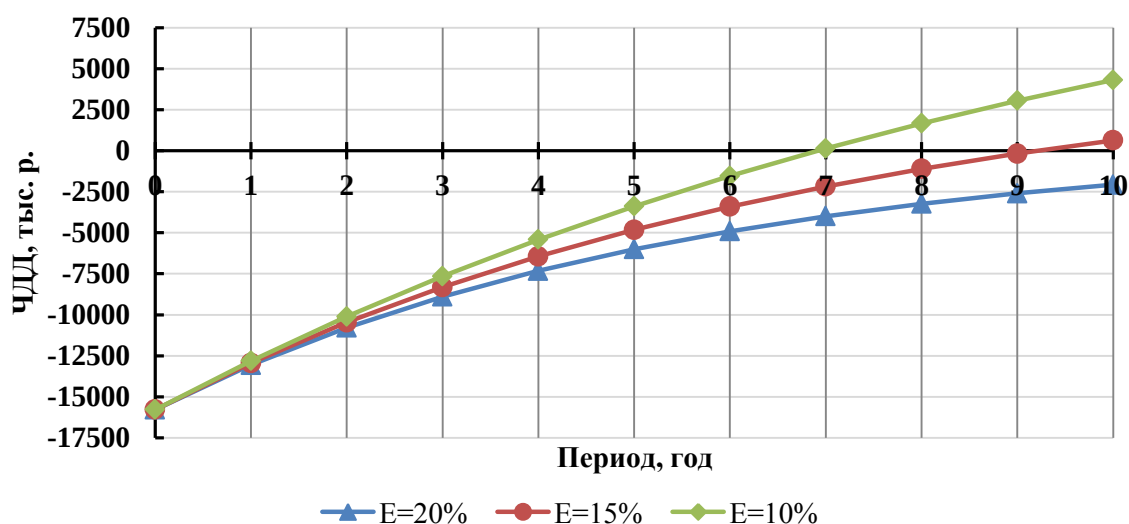


Рисунок 5.47 – Чистый дисконтированный доход нарастающим итогом при различных ставках дисконта для устройства гравитационного поддерживающего сооружения (бермы)

Итоговые значения показателей эффективности для метода усиления грунтов объемным армированием и устройства бермы сведены в таблицы 5.7 и 5.8.

Таблица 5.7 – Итоговые значения показателей эффективности для усиления эксплуатируемой высокой насыпи объемным армированием

Ставка дисконта, %	ЧДД, тыс.р.	Срок окупаемости, лет	ВНД, %	Индекс доходности
10	15 018,74	1,78	64,07	3,96
1	11 338,74	1,90		3,24
20%	8 637,8	2,04		2,7

Таблица 5.8 – Итоговые значения показателей эффективности для устройства гравитационного поддерживающего сооружения (бермы)

Ставка дисконта, %	ЧДД, тыс.р.	Срок окупаемости, лет	ВНД, %	Индекс доходности
10	4 305,54	6,92	16,03	1,27
15	625,54	9,23		1,04
20	-2 075,45	13,93		0,87

Согласно полученным данным, можно сделать следующие выводы. Предложенный в работе способ усиления эксплуатируемой высокой насыпи объемным армированием является эффективным методом повышения устойчивости откосов железнодорожной насыпи даже при ставке дисконта 20 %: значение ЧДД остается положительной величиной, индекс доходности больше единицы, внутренняя норма доходности 64,07 %, что значительно больше максимальной расчетной ставки дисконта. При этом срок окупаемости проекта при различных ставках дисконта от 10 % до 20 % находится в интервале от 1,78 до 2,04 года.

Показатели эффективности капитальных вложений, рассчитанные для устройства гравитационного поддерживающего сооружения (бермы), оказались существенно ниже. Так, значение ЧДД при минимальной ставке дисконта 10 % меньше аналогичного показателя для объемного армирования более чем в три раза, индекс доходности больше единицы только при ставках дисконта в 10 % и 15 %, внутренняя норма доходности удовлетворяет требуемым условиям также только при значениях ставки дисконта в 10 % и 15 %, срок окупаемости капитальных вложений при ставке дисконта 10 % составляет 6,92 года, при 15 % – 9,23 года, а при ставке дисконта 20 % капитальные вложения не окупаются в течение 10 лет: ЧДД является отрицательной величиной.

Сравнение ЧДД и индекса доходности для усиления эксплуатируемой высокой насыпи объемным армированием и устройства гравитационного поддерживающего сооружения (бермы) при различных ставках дисконтирования в форме диаграмм представлено на рисунках 5.48 и 5.49.

Сравнение эффективности капитальных вложений для решения проблемы сверхнормативных деформаций основной площадки земляного полотна на подходных насыпях к ИССО (рассматриваются армирование подходных насыпей набивными сваями в раскатанных скважинах переменной длины и устройство участка переменной жесткости путем укладки щебня, армированного георешетками) также выполняется с учетом фактора времени, несмотря на то что в случае армирования подходных насыпей набивными сваями в раскатанных скважинах экономия средств за первый год уже существенно превышает затраты, необходимые для получения этой экономии.

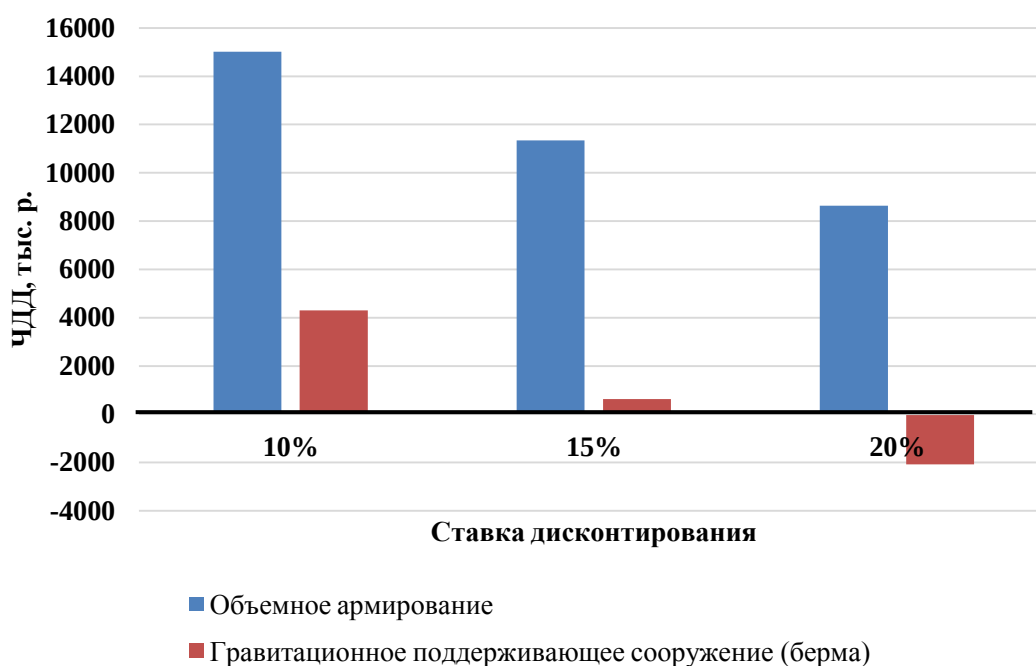


Рисунок 5.48 – Сравнение ЧДД для усиления эксплуатируемой высокой насыпи объемным армированием и устройства гравитационного поддерживающего сооружения (бермы) при различных ставках дисконтирования

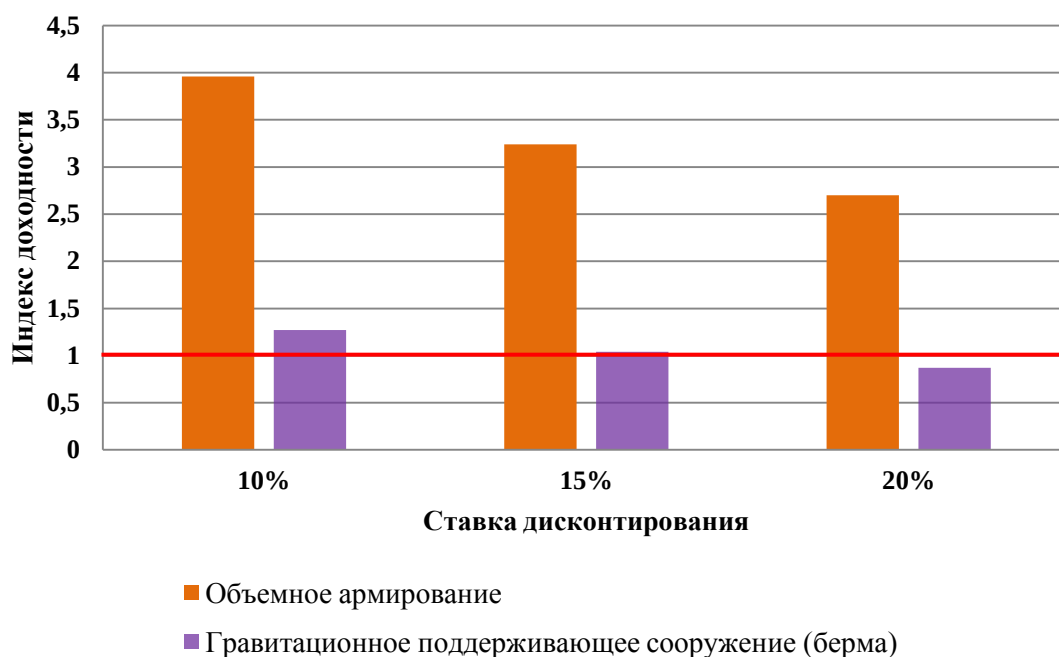


Рисунок 5.49 – Сравнение индекса доходности для усиления эксплуатируемой высокой насыпи объемным армированием и устройства гравитационного поддерживающего сооружения (бермы) при различных ставках дисконтирования

В таблицах 5.9 и 5.10 приведены объемы работ по армированию подходной насыпи набивными сваями в раскатанных скважинах переменной длины и устройству участка переменной жесткости путем укладки щебня, армированного георешетками. Объемы усиления приняты для реального объекта – подходной насыпи на участке Плотинная – Тараданово Западно-Сибирской железной дороги.

Таблица 5.9 – Расчет объемов работ по армированию подходных насыпей набивными сваями в раскатанных скважинах переменной длины

Наименование работ и материалов	Ед. изм.	Кол-во
1 Раскатка скважин до глубины 2 м	100 м	8,4
2 Долота шнековые	шт.	1
3 Раскатчик скважин (шнек)	шт.	1
4 Грунтоцементный раствор	м ³	7,9
5 Заполнение скважин раствором	м ³	7,9

Таблица 5.10 – Расчет объемов работ по устройству участка переменной жесткости путем укладки щебня, армированного георешетками

Наименование работ и материалов	Ед. изм.	Кол-во
1 Разработка грунта вручную	100 м ³	1,5
2 Георешетка дорожная армированная РД100	м ²	653
3 Армирование грунтовых насыпей георешетками	1 000 м ²	0,63
4 Щебень из гравия для строительных работ, фр. 5–10	м ³	191,6
5 Засыпка вручную траншей	100 м ³	1,5

Объем капитальных вложений при армировании подходной насыпи набивными сваями в раскатанных скважинах переменной длины и устройству участка переменной жесткости путем укладки щебня, армированного георешетками составил в ценах 4 квартала 2017 г. 1 912,69 и 5 493,76 тыс. р.соответственно. Суммарный годовой эффект от реализации капитальных вложений – 3 268,8 тыс. р.

Расчет показателей эффективности капитальных вложений при армировании подходной насыпи набивными сваями в раскатанных скважинах переменной длины и устройстве участка переменной жесткости путем укладки щебня, армированного георешетками, выполнен в табличной форме и приведен в таблицах Б.5 и Б.6 приложения Б.

На рисунках 5.50 и 5.51 графически представлены ЧДД при армировании подходной насыпи набивными сваями в раскатанных скважинах переменной длины и устройстве участка переменной жесткости путем укладки щебня, армированного георешетками, при различных ставках дисконтирования.

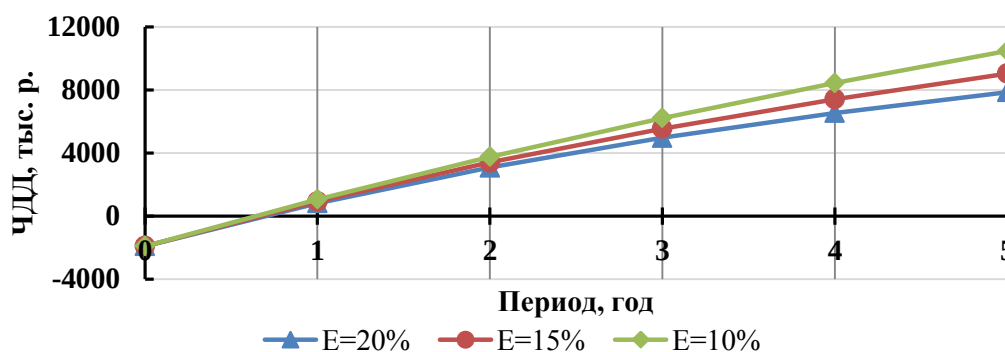


Рисунок 5.50 – Чистый дисконтированный доход нарастающим итогом при различных ставках дисконта для армирования подходной насыпи набивными сваями в раскатанных скважинах переменной длины

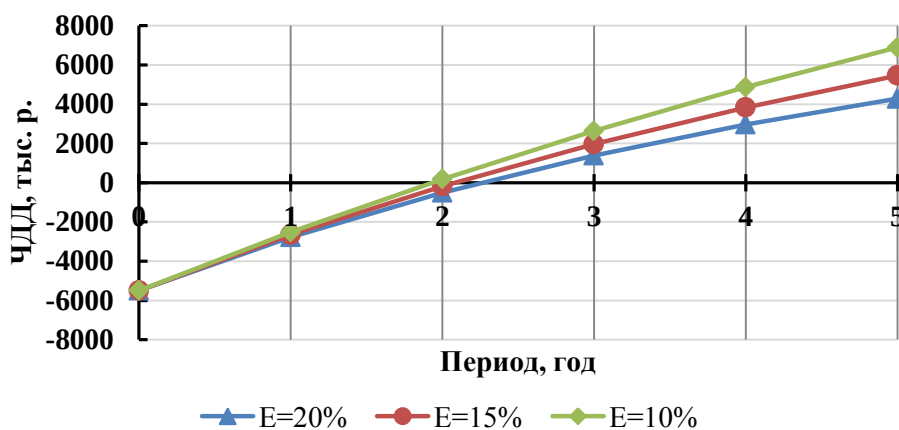


Рисунок 5.51 – Чистый дисконтированный доход нарастающим итогом при различных ставках дисконта для устройства участка переменной жесткости путем укладки щебня, армированного георешетками

Итоговые значения показателей эффективности для армирования подходной насыпи набивными сваями в раскатанных скважинах переменной длины и устройства участка переменной жесткости путем укладки щебня, армированного георешетками, сведены в таблицы 5.11 и 5.12.

Согласно полученным данным, можно сделать следующие выводы. Предложенный в работе способ армирования подходной насыпи набивными сваями в раскатанных скважинах переменной длины и альтернативный способ устройства участка переменной жесткости путем укладки щебня, армированного георешетками, являются эффективными способами сопряжения подходной насыпи и ИССО при изменении ставки дисконта от 10 % до 20 %. Показатели ЧДД являются положительной величиной, индекс доходности больше единицы, внутренняя норма доходности больше максимальной расчетной ставки дисконта.

Таблица 5.11 – Итоговые значения показателей эффективности для армирования подходной насыпи набивными сваями в раскатанных скважинах переменной длины

Ставка дисконта, %	ЧДД, тыс.р.	Срок окупаемости, лет	ВНД, %	Индекс доходности
10	10 478,58	0,61	169,7	6,48
15	9 044,79	0,62		5,73
20	7 862,98	0,64		5,11

Таблица 5.12 – Итоговые значения показателей эффективности для устройства участка переменной жесткости путем укладки щебня, армированного георешетками

Ставка дисконта, %	ЧДД, тыс.р.	Срок окупаемости, лет	ВНД, %	Индекс доходности
10	6 897,51	1,93	52,22	2,26
15	5 463,72	1,99		1,99
20	4 281,91	2,22		1,78

Однако следует отметить, что значение ЧДД для армирования подходной насыпи набивными сваями в раскатанных скважинах переменной длины в сравнении с методом устройства участка переменной жесткости путем укладки щебня, армированного георешетками, больше в 1,5 и 1,83 раза (для ставок дисконта 10 % и 20 % соответственно), индекс доходности и внутренняя норма доходности практически в три раза выше альтернативного варианта, предложенный в работе метод обеспечивает получение дополнительных доходов уже в первый год эксплуатации после усиления земляного полотна.

Сравнение ЧДД и индекса доходности для армирования подходной насыпи набивными сваями в раскатанных скважинах переменной длины и устройства участка переменной жесткости путем укладки щебня, армированного георешетками, при различных ставках дисконтирования в форме диаграмм представлено на рисунках 5.52 и 5.53.

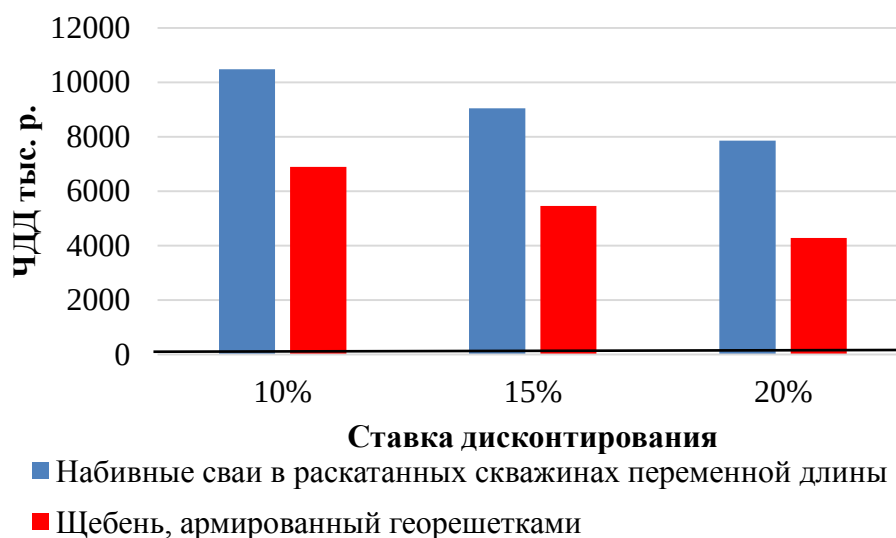


Рисунок 5.52 – Сравнение ЧДД для армирования подходной насыпи набивными сваями в раскатанных скважинах переменной длины и устройства участка переменной жесткости путем укладки щебня, армированного георешетками, при различных ставках дисконтирования

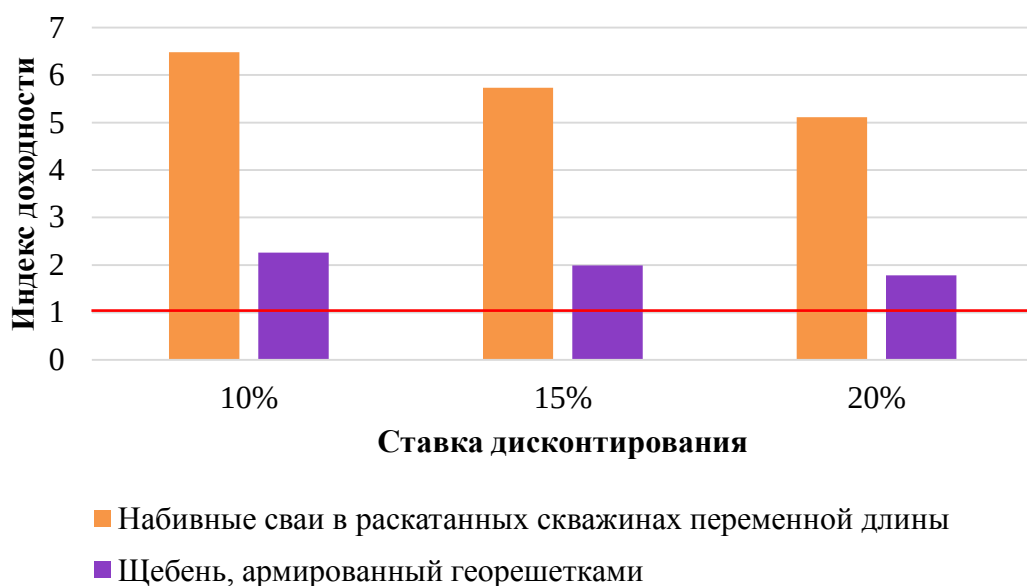


Рисунок 5.53 – Сравнение индекса доходности для армирования подходной насыпи набивными сваями в раскатанных скважинах переменной длины и устройства участка переменной жесткости путем укладки щебня, армированного георешетками, при различных ставках дисконтирования

Выводы по главе 5

1 Разработана методология проектирования армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов, представленная в виде системы алгоритмов, состоящей из семи взаимосвязанных блоков.

2 Разработан алгоритм расчетно-конструкторского блока проектирования армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов, включающий систему принципов подбора параметров усиления через предложенную матрицу численных моделей, критерии и последовательность проверки достаточности принятых проектных решений при расчете МКЭ.

3 Разработан алгоритм технологического блока проектирования армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов, основанный на систематизации принципов выбора технологических условий и параметров в зависимости от выбранного способа армирования и с учетом специфических условий производства работ.

4 Разработаны и систематизированы практические решения армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов, представленные в алгоритме технологического блока проектирования: методика контроля качества усиления; способ ремонта железнодорожного земляного полотна (патент № 2277616); способ упрочнения грунта (патент № 2314388); способ ремонта водопропускной трубы под насыпью (патент № 2479688); способ укрепления откосов земляного полотна (патент № 2507343); способ укрепления земляного полотна автомобильных дорог в местах устройства водопропускных труб (патент № 2588250); способ контроля качества упрочнения грунтового массива (патент № 2288995); инъектор для упрочнения и закрепления грунтов (патент № 41743); забивной инъектор (патент № 78496); раскатчик для изготовления вертикальных и наклонных скважин (патент № 147223); инъектор для закрепления грунтов (патент № 165656).

7 Полученные результаты исследований: способы армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов, способ

контроля качества, разработанное оборудование, методология проектирования армирования – внедрены на объектах Западно-Сибирской и Красноярской железных дорог – филиалах ОАО «РЖД».

Разработанная методология армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов и усовершенствованный на ее основе алгоритм проектирования внедрены в филиалах ОАО «Росжелдорпроект» и других организациях, выполняющих проектные и строительно-монтажные работы в рассмотренной области, что подтверждается актами внедрения.

8 Разработана методика оценки экономической эффективности инвестиционных затрат при армировании эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов, позволившая путем сравнения с близкими по решаемым задачам способами получить следующие результаты:

- для метода напорного инъектирования грунтов эксплуатируемых высоких насыпей твердеющим раствором при ставке дисконта 20 % - значение чистого дисконтированного дохода остается положительной величиной, индекс доходности больше единицы, внутренняя норма доходности 39,27 %, что значительно больше максимальной расчетной ставки дисконта. При этом срок окупаемости реализации усиления грунтов данным методом при различных ставках дисконта (от 10 % до 20 %) находится в интервале от 2,96 до 3,72 лет;

- для объемного армирования даже при ставке дисконта 20 % – значение чистого дисконтированного дохода остается положительной величиной, индекс доходности больше единицы, внутренняя норма доходности 64,07 %, что значительно больше максимальной расчетной ставки дисконта. При этом срок окупаемости проекта при различных ставках дисконта (от 10 % до 20 %) находится в интервале от 1,78 до 2,04 года;

- для армирования эксплуатируемых высоких насыпей набивными сваями в раскатанных скважинах переменной длины при изменении ставки дисконта (от 10 % до 20 %) показатели чистого дисконтированного дохода являются положительной величиной, индекс доходности больше единицы, внутренняя норма доходности больше максимальной расчетной ставки дисконта.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1 По результатам исследования причин возникновения процессов и явлений, влияющих на надежность эксплуатируемых высоких насыпей, установлены три основных вида возможных последствий повышения интенсивности воздействия поездной нагрузки, которые являются проблемными и для обычной эксплуатации. По сети потенциально на эти группы приходится более 30 % всех дефектов и деформаций земляного полотна и более 40 % внезапных деформаций. Обоснована перспективность использования способов и модификаций армирования с инъектированием твердеющих растворов, позволяющих производить работы без или с минимальным ограничением движения.

2 По результатам качественной и количественной оценки зон армирования эксплуатируемых высоких насыпей сформулированы критерии и выполнено теоретическое обоснование выбора способов армирования. Выделено три перспективных способа армирования с инъектированием твердеющих растворов для дальнейших исследований: напорное инъектирование, объемное армирование и армирование набивными сваями в раскатанных скважинах.

Предложен термин «армирование с инъектированием», объединяющий перечисленные способы армирования, дано его определение.

3 Теоретически обоснованы и разработаны восемь моделей армированных с инъектированием твердеющих растворов высоких насыпей, учитывающих параметры и элементы армирования для каждого из способов. Для моделей выполнено поэлементное описание и обоснованы критерии применения. Элементы армирования в моделях подобраны с учетом особенностей напряженно-деформированного состояния в усиливаемых зонах.

Предложен системный подход к определению параметров усиления с составлением и обоснованием матрицы моделей армирования эксплуатируемых высоких насыпей по способу армирования и виду деформаций.

4 Для определения технологических параметров усиления разработаны теоретические основы оценки напряженно-деформированного состояния грун-

товых массивов в процессе армирования высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов, включающие:

- аналитические решения для расчета напряжений в области инъектированного в грунт раствора, определения предельного давления инъектирования, при котором происходит поднятие поверхности грунтового массива, и определения объема раствора при заданном давлении инъектирования;

- методику для оценки напряженно-деформированного состояния грунтового массива, в том числе в процессе инъектирования твердеющих растворов, методом дискретных элементов.

5 Экспериментально определены конструктивные и технологические параметры армирования, которые характеризуют усиленный грунтовый массив в армированной высокой насыпи и позволяют уточнить и дополнить ее модель для компьютерного моделирования.

Качественно и количественно определено влияние армирования с инъектированием на изменение физико-механических характеристик грунтовых массивов.

6 Выполнено численное моделирование эксплуатируемых высоких насыпей, армированных напорным инъектированием и набивными сваями в раскатанных скважинах, по результатам которого:

- модернизированы модели армирования путем введения эквивалентного грунтового слоя (в пределах рабочей зоны) с характеристиками, соответствующими определенному набору параметров армирования;

- установлены зависимости модуля упругости массива в пределах рабочей зоны насыпи от высоты зоны усиления h_i (при варьировании от 0 до z);

- установлены критерии «плавности въезда» на подходной насыпи с участком переменной жесткости и условия их применения для детализированных расчетов;

- подтверждена адекватность разработанных моделей.

Подтверждена гипотеза о том, что уплотненные зоны грунта вокруг затвердевшего раствора, образованные при напорном инъектировании и раскатке

скважин, существенно влияют на работу армированного массива, что требует их учета в математических моделях как расчетного элемента.

7 Подтверждена возможность определения технологических параметров армирования методом дискретных элементов.

Результаты численного моделирования методом конечных элементов показали близкую сходимость с данными моделирования устойчивости откосов насыпи, полученными с использованием центробежной установки под руководством проф. Т. Г. Яковлевой.

Численное моделирование процесса инъецирования раствора в насыпь позволило выявить места разрыва сплошности структуры грунтового массива, направление выхода раствора на поверхность, а также характер деформаций элементов земляного полотна в случае неограниченного нагнетания твердеющего раствора. Кроме того, численное моделирование показало, что разрыв сплошности структуры грунтового массива насыпи с последующим выходом раствора на поверхность сооружения сопровождается падением давления (без восстановления) инъецируемого раствора, что коррелирует с опытными данными, полученными при усилении реальных объектов.

8 Разработаны методология проектирования и система практических решений при армировании эксплуатируемых высоких насыпей с инъецированием твердеющих растворов.

Практические решения армирования земляного полотна с инъецированием твердеющих растворов представлены в алгоритме технологического блока проектирования и включают: методику контроля качества усиления; методику подбора армирующих составов для усиления грунтов тела и основания земляного полотна с инъецированием твердеющих растворов; способ ремонта железнодорожного земляного полотна (патент № 2277616); способ упрочнения грунта (патент № 2314388); способ ремонта водопропускной трубы под насыпью (патент № 2479688); способ укрепления откосов земляного полотна (патент № 2507343); способ укрепления земляного полотна автомобильных дорог в местах устройства водопропускных труб (патент № 2588250); способ контроля

качества упрочнения грунтового массива (патент № 2288995); инъектор для упрочнения и закрепления грунтов (патент № 41743); забивной инъектор (патент № 78496); раскатчик для изготовления вертикальных и наклонных скважин (патент № 147223); инъектор для закрепления грунтов (патент № 165656).

9 Полученные результаты исследований внедрены на объектах Западно-Сибирской и Красноярской железных дорог – филиалах ОАО «РЖД», в филиалах ОАО «Росжелдорпроект» и других организациях, выполняющих проектные и строительно-монтажные работы в рассмотренной области, что подтверждается актами внедрения. Подтверждена техническая и экономическая эффективность разработанной на основе проведенных исследований методологии армирования эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов.

Рекомендации и перспективы дальнейших исследований по теме диссертационной работы

Для дальнейшего развития методологии армирования с инъектированием твердеющих растворов рекомендуется продолжить исследования особенностей изменения напряженно-деформированного состояния грунтового массива эксплуатируемых высоких насыпей при комбинировании разработанных численных моделей. Интерес представляет моделирование процесса армирования с инъектированием твердеющих растворов грунтового массива с оценкой НДС в зоне усиления на основе модифицированной модели дискретной геосреды в различных инженерно-геологических условиях.

Перспективными являются теоретические и экспериментальные исследования по использованию армирования с инъектированием твердеющих растворов для усиления слабых, в том числе оттаивающих, оснований эксплуатируемого земляного полотна.

Повышение эффективности усиления эксплуатируемых насыпей с балластными шлейфами возможно на основе исследований по определению их фи-

зико-механических характеристик, особенностей их формирования и учета влияния на НДС грунтового массива.

Для возможности широкого практического использования разработанной методологии проектирования армирования с инъектированием твердеющих растворов необходимо включить результаты исследований в нормативно-техническую документацию.

Список литературы

1. Аббуд, М. Геотехническое обоснование стабилизации осадок фундаментов с помощью инъекционного закрепления грунтов : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Аббуд Мухаммед. – СПб., 2000. – 23 с.
2. Адамович, А. Н. Закрепление грунтов и противодиффузионная завеса / А. Н. Адамович. – М. : Энергия, 1980. – 320 с.
3. Амусин, Б.З. Метод конечных элементов при решении задач горной механики / Б. З. Амусин, А. Б. Фадеев. – М. : Наука, 1975. – 144 с.
4. Антонова, Н. Б. Экономическая эффективность инвестиций и инвестиционных проектов / Н. Б. Антонова. – Минск : Академия управления, 2002. – 775 с.
5. Ашпиз, Е. С. Влияние тяжеловесного движения на земляное полотно / Е. С. Ашпиз // Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации железнодорожного пути : тр. XII Науч.-техн. конф. с междунар. участием. – М. : МИИТ, 2015 – С. 18–22.
6. Ашпиз, Е. С. К стратегии реконструкции дефектного и деформирующегося земляного полотна с целью обеспечения надежной эксплуатации в условиях повышения осевых и погонных нагрузок / Е. С. Ашпиз // Тр. междунар. науч.-практ. конф. – М. : МИИТ, 2004. – С. II-10–II-11.
7. Ашпиз, Е. С. Методика диагностики состояния высоких насыпей с прогнозом возможности деформаций для применения на опытных объектах / Е. С. Ашпиз. – М., 2005. – 98 с.
8. Ашпиз, Е. С. Мониторинг земляного полотна при эксплуатации железных дорог : монография / Е. С. Ашпиз. – М. : Путь-пресс, 2002. – 112 с.
9. Ашпиз, Е. С. Мониторинг эксплуатируемого земляного полотна, теоретические основы и практические решения : дис. ... д-ра техн. наук : 05.22.06 / Ашпиз Евгений Самуилович. – М., 2002. – 361 с.
10. Ашпиз, Е. С. О влиянии тяжеловесного движения на земляное полотно / Е. С. Ашпиз // Железнодорожный транспорт. – 2015. – № 7. – С. 50–53.

11. Ашпиз, Е. С. Оценка воздействия тяжеловесных поездов на земляное полотно с учетом испытаний на участке Ковдор – Мурманск. Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации железнодорожного пути / Е. С. Ашпиз // Тр. XIII Науч.-техн. конф. с междунар. участием. – М. : МИИТ, 2016. – С. 141–146.

12. Ашпиз, Е. С. Оценка деформаций основной площадки земляного полотна по данным диагностических комплексов / Е. С. Ашпиз // Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации железнодорожного пути : тр. IX Науч.-техн. конф. с междунар. участием. – М. : МИИТ, 2012. – С. 59–63.

13. Багдасаров, Ю. А. Армирование оснований фундаментов грунтовыми сваями в раскатанных скважинах / Ю. А. Багдасаров, А. Н. Саурин // Реконструкции исторических городов и геотехническое строительство. – СПб. ; М., – 2003. – Т. 2 – С. 29–33.

14. Барях, А. А. К вопросу о напряженно-деформированном состоянии областей, подверженных карстогенезу / А. А. Барях [и др.] // ФТПРПИ. – 2009. – № 6 – С. 3–10.

15. Барях, А. А. О деформированном состоянии породного массива над карстовыми пустотами / А. А. Барях [и др.] // ФТПРПИ. – 2008. – № 6. – С. 3–12.

16. Белоцерковский, О. М. Нестационарный метод «крупных частиц» для газодинамических расчетов / О. М. Белоцерковский, Ю. М. Давыдов // Вычислительная математика и математическая физика. – 1971. – Т. 11, № 1. – С. 182–207.

17. Блажко, Л. С. Техничко-технологическая оценка усиления конструкции пути на участках обращения подвижного состава с осевыми нагрузками до 300 кН : дис. ... д-ра техн. наук : 05.22.06 / Блажко Людмила Сергеевна. – СПб., – 2003. – 331 с.

18. Богомоллов, В. А. Метод высоконапорной инъекции связных грунтов при устройстве и усилении оснований и фундаментов : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Богомоллов Владимир Александрович. – Екатеринбург, 2002. – 120 с.

19. Бугров, А. К. Напряженно-деформированное состояние оснований и земляных сооружений с областями предельного равновесия грунта : дис. д-ра техн. наук : 05.23.02 / Бугров Александр Константинович. – СПб., 1980. – 385 с.

20. Бугров, А. К. О решении смешанной задачи теории упругости и пластичности грунтов / А. К. Бугров // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1974. – № 6. – С. 20–23.

21. Веприняк, И. А. Укрепление земляного полотна железных дорог с применением разрядно-импульсных технологий / И. А. Веприняк, Е. И. Шехтман, Ю. А. Найденов // Изв. Петербургского ун-та путей сообщения. – 2010. – № 3 (24). – С. 62–69.

22. Виноградов, В. В. Конструкция возведена / В. В. Виноградов // Путь и путевое хозяйство. – 1990. – № 7. – С. 14–15.

23. Виноградов, В. В. Размеры армогрунтовой стены / В. В. Виноградов // Путь и путевое хозяйство. – 1990. – № 3. – С. 37–38.

24. Виноградов, В. В. Испытания земляного полотна железных дорог на центробежной установке / В. В. Виноградов [и др.] // Сб. докл. междунар. конф. – М., 2002. – С. 207–209.

25. Виноградов, В. В. Исследование устойчивости высокой насыпи методом центробежного моделирования / В. В. Виноградов, Д. И. Иванов, С. В. Любимов // Проблемы повышения эффективности работы железных дорог: тр. МИИТа. – 1983. – Вып. 740. – С. 111–112.

26. Виноградов, В. В. Прогнозирование и обеспечение надежной работы железнодорожных насыпей : дис. ... д-ра техн. наук : 05.22.06 / Виноградов Валентин Васильевич. – М., 1991. – 398 с.

27. Виттке, В. Механика скальных пород / В. Виттке ; пер. с нем. – М. : Недра, 1990. – 439 с.

28. Волоцкий, Д. В. О надежности химического закрепления грунтов земляного полотна автомобильных дорог / Д. В. Волоцкий // Изв. вузов. Стр-во и архитектура. – 1975. – № 5. – С. 152–157.

29. Волоцкий, Д. В. Укрепление сползающего откоса насыпи цементогрунтовыми шпонами / Д. В. Волоцкий, С. Г. Леман, И. А. Егоров // Материалы VII Всесоюз. совещания по закреплению и уплотнению грунтов. – Л. : Энергия, 1971. – С. 95–97.

30. Воронкевич, С. Д. Геолого-минералогические основы инъекционного закрепления пород : автореф. дис. ... д-ра геол.-минерал. наук : 04.00.07 / Воронкевич Сергей Дмитриевич. – М. : 1976. – 32 с.

31. Гаврилов, Г. Н. Обоснование и выбор параметров технологии «Рит-транстрой» для усиления земляного полотна железных дорог / Г. Н. Гаврилов [и др.] // Материалы науч.-техн. конф. с междунар. участием (Москва, 22–23 ноября 2005 г.). – М. : Изд-во МГУПС, 2005. – С. 14–16.

32. Гаврилов, Г. Н. Применение разрядноимпульсной технологии / Г. Н. Гаврилов, А. А. Зайцев // Железнодорожный транспорт. – 1995. – № 6. – С. 41–46.

33. Гаврилов, Г. Н. Результаты применения разрядно-импульсной технологии на сети железных дорог / Г. Н. Гаврилов, Г. В. Дергачев, А. В. Воробьев // Тр. XI междунар. конф. «Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации железнодорожного пути». – М. : Изд-во МГУПС, 2014. – С. 238–240.

34. Голубева, О. С. Эффективность применения армогрунтовых конструкций в целях обеспечения геоэкологической безопасности транспортных сооружений : дис. ... канд. техн. наук : 25.00.36 / Голубева Ольга Сергеевна. – М., 2002. – 23 с.

35. Гончарова, Л. В. Перспектива развития методов технической мелиорации грунтов в дорожном строительстве / Л. В. Гончарова, В. И. Баранова // Вестник ТГАСУ. – 2001. – № 2. С. – 66–71.

36. Городецкий, А. С. Автоматизация расчетов транспортных сооружений / А. С. Городецкий, В. И. Заворицкий, А. И. Лантух-Лященко, А. О. Рассказов. – М. : Транспорт, 1989. – 232 с.

37. Городецкий, А. С. Метод конечных элементов в проектировании транспортных сооружений / А. С. Городецкий [и др.] – М. : Транспорт, 1981. – 143 с.
38. ГОСТ 24297–2013. Верификация закупленной продукции. Организация проведения и методы контроля. – М. : Стандартинформ, 2014. – 12 с.
39. ГОСТ 32192–2013. Надежность в железнодорожной технике. Основные понятия. Термины и определения. – М. : Стандартинформ, 2014. – 35 с.
40. ГОСТ 33063–2014. Дороги автомобильные общего пользования. – М. : Стандартинформ, 2014. – 50 с.
41. ГОСТ 5802–86. Растворы строительные. Методы испытаний. – М. : Стандартинформ, 2008. – 18 с.
42. ГОСТ 9238–2013. Габариты железнодорожного подвижного состава и приближения строений. – М. : Стандартинформ, 2014. – 173 с.
43. Градостроительный кодекс Российской Федерации от 29.12.2004 № 190-ФЗ (ред. от 23.04.2018) : офиц. текст. – М., 2018. – 92 с.
44. Грицык, В. И. Возможные деформации земляного полотна : учеб. иллюстр. пособие для студентов вузов, техникумов и колледжей ж.-д. трансп. / В. И. Грицык. – М. : Маршрут, 2003. – 64 с.
45. Грицык, В. И. Противодеформационные конструкции земляного полотна (железных дорог) : учеб. иллюстр. пособие для студентов вузов, техникумов и колледжей ж.-д. трансп. – М. : Маршрут, 2003. – 96 с.
46. Грицык, В. И. Расчеты земляного полотна железных дорог : (Проектирование. Возведение. Содержание. Ремонты) : задачи и примеры решения : [учеб. пособие для вузов ж.-д. трансп.] / В. И. Грицык – М. : УМК МПС, 1998. – 520 с.
47. Грузовые железные дороги Бразилии // Железные дороги мира. – 2006. – № 1. – С. 9–14.
48. Грушевой, Н. Г. Деформации насыпей / Н. Г. Грушевой. – М. : Трансжелдориздат, 1959. – 220 с.

49. Грушевой, Н. Г. Земляное полотно зарубежных железных дорог / Н. Г. Грушевой. – М. : Трансжелдориздат, 1961. – 138 с.
50. Деген, У. Использование щебеночных и песчаных свай для усиления слабых грунтов основания транспортных сооружений / У. Деген, П. Г. Долгов // Тр. XIV Междунар. конф. «Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации железнодорожного пути». – М. : Изд-во МГУПС, 2017. – С. 73–74.
51. Добров, Э. М. Армирование откосов дорожных насыпей с учетом их напряженного состояния / Э. М. Добров, Д. Т. Фам // Наука и техника в дорожной отрасли. – 2016. – № 3 (77). – С. 6–8.
52. Добров, Э. М. Влияние напряженного состояния откосов насыпей на их армирование / Э. М. Добров, Д. Т. Фам // Транспортное строительство. – 2014. – № 7. – С. 24–27.
53. Добров, Э. М. Давление насыпного грунта на геотекстиль гибкого ростверка при усилении слабого основания песчаными дренажными прорезями / Э. М. Добров, Н. Б. Нгуен // Геотехника. – 2017. – № 1. – С. 48–54.
54. Долгосрочная программа развития ОАО «РЖД» до 2025 года [Электронный ресурс] : утв. распоряжением Правительства РФ от 19.03.2019 № 466-р. – Электрон. дан. – М., 2019. – Режим доступа: <http://static.government.ru/media/files/zcAMxApAgyO7PnJ42aXtXAga2RXSVoKu.pdf>. – Загл. с экрана.
55. Дорофеенко, С. О. Моделирование сыпучих сред методом дискретных элементов : дис. ... канд. физ.-мат. наук : 01.04.17 / Дорофеенко Сергей Олегович. – Черноголовка, 2008. – 115 с.
56. Ержанов, Ж. С. Метод конечных элементов в задачах механики горных пород / Ж. С. Ержанов, Г. Д. Каримбаев. – Алма-Ата : Наука, 1975. – 238 с.
57. Железнодорожный путь : учеб. для студентов ВПО / под ред. Е. С. Ашпиза. – М. : УМЦ ЖДТ, 2013. – 544 с.
58. Железнодорожный путь : учеб. для студентов вузов ж.-д. трансп. / под ред. Т. Г. Яковлевой. – М. : Транспорт, 1999. – 405 с.

59. Замуховский, А. В. Участки переменной жесткости на подходах к искусственным сооружениям / А. В. Замуховский, А. В. Гречаник // Соискатель (приложение к журналу «Мир транспорта»). – 2005. – № 2. – С. 100–105.
60. Зарецкий, Ю. К. Статика и динамика грунтовых плотин / Ю. К. Зарецкий, В. Н. Ломбардо. – М. : Энергоатомиздат, 1983. – 256 с.
61. Зеге, С. О. Концепции физических основ струйного закрепления грунтов / С. О. Зеге, И. И. Бройд // Основания и фундаменты. – 2004. – № 2. – С. 17–20.
62. Зенкевич, О. Метод конечных элементов в технике / О. Зенкевич. – М. : Мир, 1975. – 539 с.
63. Иванов, П. В. Повышение несущей способности железнодорожного земляного полотна, воспринимающего вибродинамическую нагрузку, искусственным укреплением грунтов основной площадки : автореф. ... дис. канд. техн. наук : 05.22.06 / Иванов Павел Владимирович. – СПб., 1999. – 24 с.
64. Илиополов, С. К. Динамика дорожных конструкций / С. К. Илиополов, М. Г. Селезнев, Е. В. Углова. – Ростов н/Д : Рост. гос. строит. ун-т, 2002. – 258 с.
65. Инструкция по содержанию земляного полотна железнодорожного пути / МПС России. – М. : Транспорт, 1999. – 189 с.
66. Исследование мостов и подходов к ним на участках с интенсивным движением // Железные дороги мира. – 2009. – № 5. – С. 18–21.
67. Камбефор, А. Инъекция грунтов. Принципы и методы / А. Камбефор. – М. : Энергия, 1971. – 336 с.
68. Качанов, Л. М. Основы теории пластичности / Л. М. Качанов. – М. : Наука, 1969. – 420 с.
69. Классификатор и нормы пороговых значений критических параметров, характеризующих предотказное состояние земляного полотна : утв. распоряжением ОАО «РЖД» от 14.04.2016 № 660р. – М., 2016. – 36 с.
70. Клинов, С. И. Железнодорожный путь на искусственных сооружениях / С. И. Клинов. – М. : Транспорт, 1990. – 144 с.

71. Клинов, С. И. Повышение работоспособности и расширение сфер применения бесстыкового пути : дис. ... д-ра техн. наук : 05.22.06 / Клинов Семен Иосифович. – М., 1989. – 614 с.

72. Кобзев, С. А. Поездам придали вес / С. А. Кобзев // Гудок. – 2017. – № 191.

73. Коган, А. Я. Колебания пути при высоких скоростях движения экипажей и ударном взаимодействии колеса и рельса / А. Я. Коган, Д. А. Никитин, И. В. Полещук – М. : Интекст, 2007. – 166 с. – (Труды ВНИИЖТ).

74. Колончаков, М. И. Метод конечных элементов (МКЭ) в оползневом анализе / М. И. Колончаков // Инженерная геология и механика грунтов : тр. МАДИ. – М., 1976. – Вып. 129. – С. 12–20.

75. Колос, А. Ф. Противодинамическая стабилизация железнодорожного земляного полотна путем цементации грунтов основной площадки : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.22.06 / Колос Алексей Федорович. – СПб., 2000. – 30 с.

76. Коновалов, П. А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий / П. А. Коновалов. – 4-е изд., перераб. и доп. – М. : ВНИИГТПИ, 2000. – 318 с.

77. Коншин, Г. Г. Диагностика и прогнозирование эксплуатационного состояния земляного полотна железных дорог : автореф. дис. ... д-ра техн. наук : 05.22.06 / Коншин Генрих Георгиевич. – М., 1986. – 51 с.

78. Коншин, Г. Г. Прогнозирование внезапных деформаций насыпей под поездами / Г. Г. Коншин // Путь и путевое хозяйство. – 2009. – № 12. – С. 28–31.

79. Коншин, Г. Г. Рабочая зона в насыпи / Г. Г. Коншин // Путь и путевое хозяйство. – 2001. – № 2. – С. 32–36.

80. Коншин, Г. Г. Резонансные явления в насыпях под поездами и методика прогнозирования их внезапных деформаций / Г. Г. Коншин // Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации железнодорожных сооружений : V науч.-техн. конф. с междунар. участием. – М., 2008. – С. 78–82. – (Труды МИИТа).

81. Кривцов, А. М. Моделирование методом динамики частиц изменения внутренней структуры и напряженного состояния в материале при сильном термическом воздействии / А. М. Кривцов, В. П. Мясников // Механика твердого тела. – 2005. – № 1. – С. 87–102.

82. Крицкий, М. Я. Лечение болезней земляного полотна с использованием современных технологий / М. Я. Крицкий [и др.] // Тр. междунар. науч.-практ. конф. по проблемам механики грунтов, фундаментостроению и транспортному строительству. – Пермь : Изд-во ПГТУ, 2004. – Т. 2. – С. 47–53.

83. Крицкий, М. Я. Усиление земляного полотна автомобильных дорог / М. Я. Крицкий, А. Л. Ланис. – Новосибирск : Изд-во СГУПС, 2013. – 182 с.

84. Кругликов, А. А. Применение вяжущих материалов для организации переходных участков ж.-д. пути переменной жесткости / А. А. Кругликов [и др.] // Тр. XIII Междунар. конф. «Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации железнодорожного пути». – М. : Изд-во МГУПС, 2016. – С. 94–98.

85. Кудрявцев, С. А. Прогноз накопления остаточных деформаций железнодорожного земляного полотна с учетом воздействия поездов / С. А. Кудрявцев, В. В. Пупатенко, Е. С. Данильянц // Мир транспорта. – № 2. – 2008. – С. 136–142.

86. Ланис, А. Л. Армирование грунтов раскаткой скважин / А. Л. Ланис, П. О. Ломов, О. В. Иванов // Инновационные факторы развития Транссиба на современном этапе : материалы Междунар. науч.-практ. конф., посвящ. 80-летию Сиб. гос. ун-та путей сообщения. – Новосибирск : Изд-во СГУПС, 2012. – Ч. 1. – С. 342–349.

87. Ланис, А. Л. Восстановление эксплуатационной надежности земляного полотна дорог / А. Л. Ланис, С. А. Овчинников // Материалы междунар. конф. «Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе». – Пермь : Изд-во ПНИПУ, 2012. – С. 189–195.

88. Ланис, А. Л. Диагностика и контроль качества упрочнения грунтового массива методом напорной инъекции / А. Л. Ланис // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. – 2010. – № 23. – С. 98–101.

89. Ланис, А. Л. Инженерная подготовка основания при реконструкции земляного полотна подходах к мосту / А. Л. Ланис, С. А. Овчинников // Труды XIII международной конференции «Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации ж/д пути: МГУПС, 2016 г. – С. 185–188.

90. Ланис, А. Л. Использование метода напорной инъекции при усилении земляного полотна железных дорог : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.11 / Ланис Алексей Леонидович. – М., 2009. – 155 с.

91. Ланис, А. Л. К вопросу определения грунтовых параметров, оказывающих влияние на диаметр раскатанной скважины / А. Л. Ланис, П. О. Ломов // Научные проблемы транспорта Сибири и Дальнего Востока. – 2015. – № 3. – С. 92–97.

92. Ланис, А. Л. К вопросу оптимизации объемов усиления земляного полотна армированием / А. Л. Ланис // Материалы международной конференции «Путь XXI века»: СПб, ПГУПС, 2013. – С. 125–132.

93. Ланис, А. Л. К вопросу повышения устойчивости земляного полотна армированием / А. Л. Ланис, К. В. Востриков // Труды XIII международной конференции «Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации железнодорожного пути: МГУПС, 2016 г. – С. 185–188.

94. Ланис, А. Л. К вопросу проектирования усиления земляного полотна методом напорной инъекции / А. Л. Ланис, Л. О. Беляков // Транспортная инфраструктура Сибирского региона: материалы Седьмой международной конференции: Т.1. – Иркутск: ИрГУПС, 2016. – С. 419–423.

95. Ланис, А. Л. К вопросу разработки конструкции участка насыпи переменной жесткости на подходах к мосту / А. Л. Ланис, К. В. Востриков, Д. А. Разуваев // Труды IX международной конференции «Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации железнодорожного пути: МГУПС, 2012. – С. 185–188.

96. Ланис, А. Л. К вопросу усиления грунтов земляного полотна армирующими конструкциями / А. Л. Ланис, Д. А. Разуваев, П. О. Ломов // Труды международной научно-практической конференции «Транспорт-2016. Транспорт,

наука, образование, производство». Т.1. – Ростов-на-Дону: Изд-во РГУПС, 2016. – С. 86–90.

97. Ланис, А. Л. К вопросу усиления земляного полотна железных дорог армированием / А. Л. Ланис // Труды международной конференции «Роль путевого хозяйства в инфраструктуре железнодорожного транспорта: Саранск, ГУП РМ «Красный Октябрь» ПТКБ ЦП ОАО «РЖД», 2012. – С. 132–137.

98. Ланис, А. Л. Методика упрочнения земляного полотна объемной армирующей конструкцией / А. Л. Ланис, С. А. Овчинников // Труды XI международной конференции «Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации ж/д пути: МГУПС, 2014 г. – С. 153–156.

99. Ланис, А. Л. Модификация модели геосреды для решения задач механики грунтов методом дискретных элементов / Г. Н. Хан, А. Л. Ланис // Вестник ТГАСУ. – 2013. – №1. – С. 273–281.

100. Ланис, А. Л. Определение несущей способности набивной сваи по грунту, выполненной в раскатанной скважине / А. Л. Ланис, В. С. Воробьев, Д. А. Разуваев, П. О. Ломов // Известия вузов. Строительство. – 2017. – № 9 (705). – С. 31-40. Издание входит в международную базу данных СА(pt) (Chemical Abstracts).

101. Ланис, А. Л. Определение характеристик балластных шлейфов в условиях Западно-Сибирской железной дороги / А. Л. Ланис, Л. О. Беляков // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. – 2018. – №2 (45). – С. 72–81.

102. Ланис, А. Л. Оптимальное управление поставками и запасами материальных ресурсов на строительстве линейно-рассредоточенных объектов / В. С. Воробьев, А. Л. Ланис, Ю. В. Попова // Известия вузов. Строительство. – 2017. – №7. – С. 100-107. Издание входит в международную базу данных СА(pt) (Chemical Abstracts).

103. Ланис, А. Л. Повышение качества усиления грунтовых массивов по результатам геотехнического мониторинга / А. Л. Ланис, Д. А. Разуваев // Вест-

ник Сибирского государственного университета путей сообщения. – 2017. – №4 (43). – С. 5–11.

104. Ланис, А. Л. Применение метода напорной инъекции для усиления насыпей / А. Л. Ланис // Путь и путевое хозяйство. – 2009. – № 2. – С. 32–34.

105. Ланис, А. Л. Результаты моделирования эксплуатируемых насыпей при напорном инъецировании твердеющих растворов / А. Л. Ланис // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. – 2018. – №3 (46). – С. 43–50.

106. Ланис, А. Л. Сопряжение подходных насыпей с мостами и путепроводами / А. Л. Ланис, Д. А. Разуваев, П. О. Ломов // Вест. Сиб. гос. автомобильно-дорож. акад. – 2016. – № 2 (48). – С. 110–120.

107. Ланис, А. Л. Способ усиления земляного полотна методом напорной инъекции / А.Л. Ланис // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. – 2010. – № 23. – С. 75–77.

108. Ланис, А. Л. Способы усиления земляного полотна инъецированием / А. Л. Ланис // Известия Транссиба. – 2016. – № 3 (27). – С. 117–124.

109. Ланис, А. Л. Упрочнение грунтов методом высоконапорной инъекции твердеющего раствора / А. Л. Ланис // Особенности строительства и эксплуатации объектов и повышение их надежности в условиях Сибири: Труды научно-технической конференции. – Новосибирск: ЗАО «СИБЦНИИТС», 2004. – С. 53–55.

110. Ланис, А. Л. Упрочнение грунтов методом напорной инъекций / В. И. Пусков, М. Я. Крицкий, В. Ф. Скоркин, А. Л. Ланис // Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник. Випуск 61. Том 2. – Київ: НДІБК, 2004. – С. 51–58.

111. Ланис, А. Л. Усиление грунтов земляного полотна армирующими конструкциями / А. Л. Ланис, С. А. Овчинников // Тр. IX междунар. конф. «Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации железнодорожного пути». – М. : Изд-во МГУПС, 2012. – С. 111–113.

112. Ланис, А. Л. Усиление грунтов земляного полотна на подходах к мостам и путепроводам / А. Л. Ланис, Д. А. Разуваев // Вест. Ростов. гос. ун-та путей сообщения. – 2016. – № 3. – С. 97–104.

113. Ланис, А. Л. Устройство оснований методом раскатки скважин с инъецированием твердеющего раствора / А. Л. Ланис, А. М. Попов, П. О. Ломов // Известия вузов. Строительство. – 2017. – №7. – С.29-38. Издание входит в международную базу данных CA(pt) (Chemical Abstracts).

114. Ланис, А. Л. Численное моделирование нагружения насыпного массива / А. Л. Ланис, Г. Н. Хан // Научные проблемы транспорта Сибири и Дальнего Востока. – 2015. – № 1. – С. 55–58.

115. Ланис, А. Л. Стабилизация деформаций железнодорожной насыпи на подходе к мосту через р. Камышанка / М. Я. Крицкий, В. Ф. Скоркин, П. З. Мокин, И. А. Мельников, А. Л. Ланис // Вузы Сибири и Дальнего Востока Транссибу: Материалы региональной научно-практической конференции. – Новосибирск, 2002. – С. 337–343.

116. Ланис, А.Л. Геотехническое обоснование упрочнение грунтовых оснований методом высоконапорной инъекции / М.Я. Крицкий, А.Л. Ланис // Город и геологические опасности: Материалы международной конференции (17-21 апреля 2006 г.). Часть II. – Санкт-Петербург, 2006. – С. 78–86.

117. Лебедев, А. В. Состояние земляного полотна по итогам его эксплуатации в 2015 году // Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации железнодорожного пути : тр. XIII Науч.-техн. конф. с междунар. участием. – М. : МИИТ, 2016. – С. 33–38.

118. Лебедев, А. В. Состояние земляного полотна по итогам его эксплуатации в 2016 году / А. В. Лебедев // Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации железнодорожного пути : тр. XIV Междунар. науч.-техн. конф. – М. : МИИТ, 2017. – С. 26–29.

119. Литвинов, И. М. Укрепление и уплотнение просадочных грунтов в жилищном и промышленном строительстве / И. М. Литвинов. – Киев : Будівельник, 1977. – 288 с.

120. Ломов, П. О. Совершенствование метода устройства основания путем усиления грунтов набивными сваями в раскатанных скважинах : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Ломов Петр Олегович. – Новосибирск, 2016. – 167 с.

121. Лушников, В. В. Описание процесса образования опоры буронабивной сваи с уплотненным забоем скважины / В. В. Лушников, В. А. Богомолов // Сб. тр. Междунар. семинара по механике грунтов, фундаментостроению и транспортным сооружениям. – М. : ПГТУ, 2000. – С. 191–196.

122. Мазур, И. И. Управление проектами / И. И. Мазур, В. Д. Шапиро, Н. Г. Ольдерогге. – М. : Омега-Л, 2004. – 664 с.

123. Малинин, А. Г. Струйная цементация грунтов / А. Г. Малинин. – М.: Стройиздат, 2010. – 237 с.

124. Малоян, Э. А. Опыт крепления стержнями вертикальных грунтовых стен строительных котлованов / Э. А. Малоян, Г. А. Скормин, С. П. Преображенский // ЦБНТИ Минмонтажспецстроя. Сер. 5. – 1981. – № 10. – С. 13–16.

125. Малоян, Э. Анкерное крепление ограждающих стен котлованов / Э. Малоян // Метрострой. – 1974. – № 8. – С. 12–14.

126. Матуа, В. П. Прогнозирование и учет накопления остаточных деформаций в дорожных конструкциях / В. П. Матуа, Л. Н. Панасюк. – Ростов н/Д : Рост. гос. строит. ун-т, 2001. – 372 с.

127. Мельников, Б. Н. Проблемы методологии исследования геотехногенных структур / Б. Н. Мельников, Ю. Б. Мельников ; УрО РАН, УГТУ. – Екатеринбург, 1998. – 304 с.

128. Меренченко, К. В. Генезис остаточных деформаций, возникающих при сопряжении земляного полотна и искусственного сооружения / К. В. Меренченко // Тр. XIII Междунар. конф. «Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации железнодорожного пути». – М. : Изд-во МГУПС, 2016. – С. 200–203.

129. Методика технико-экономической обоснованности затрат на диагностику и усиление земляного полотна / ВНИИЖТ. – М., 2002. – 46 с.

130. Методические рекомендации по оценке эффективности инвестиционных проектов : утв. Министерством экономики РФ, Министерством финансов РФ, Государственным комитетом РФ по строительной, архитектурной и жилищной политике 21.06.1999 № ВК477. – М. : Экономика, 2000. – 422 с.

131. Методические указания по оценке рисков земляного полотна / ОАО «РЖД». – М., 2018 – 47 с.

132. Методические указания по усилению однопутных насыпей в зонах расположения водопропускных труб стягивающими элементами. – М. : МПС, 1990. – 73 с.

133. Министерство экономического развития Российской Федерации [Электронный ресурс] : офиц. сайт. – Электрон. дан. – М., 2015. – Режим доступа: <http://economy.gov.ru/> – Загл. с экрана.

134. Моченов, Г. М. Дефекты, повреждения и разрушения земляного полотна железных дорог (классификация) / Г. М. Моченов, В. П. Титов. – М. : Транспорт, 1972. – 48 с.

135. Новые конструкции переходных участков с насыпи на мост / Сопровождение экспертов Комиссии по инфраструктуре и подвижному составу с 30 августа по 1 сентября 2005 г. – Варшава, 2005. – 12 с.

136. Обобщение передового опыта тяжеловесного движения: вопросы взаимодействия колеса и рельса / У. Дж. Харрис [и др.] ; пер. с англ. – М. : Интекст, 2002. – 408 с.

137. Овчинников, С. А. Упрочнение земляного полотна железных дорог объемным многоэлементным армированием : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.11 / Овчинников Станислав Александрович. – Новосибирск, 2014. – 162 с.

138. Оптимизация конструкции и содержания пути для высоких осевых нагрузок // Железные дороги мира. – 2007. – № 6. – С. 70–76.

139. Осипов, В. И. Принципы создания структур геотехногенных массивов / В. И. Осипов // Инженерная геология. – 1989. – № 3. – С. 3– 6.

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

141. Особенности проектирования и применения грунтовых анкеров // ПСЖД. – 1980. – № 29. – 23 с.

142. Патент 2256747 Российская Федерация, МПК E02D 17/20. Способ изготовления сопряжения проезжей части моста с насыпью / Ткач Х. Б., Сбоев В. М., Крицкий М. Я., Скоркин В. Ф., Кошелев В. Н.; заявитель и патентообладатель ФГБОУ ВО СГУПС. – № 2002110683/03 ; заявл. 22.04.2002; опубл. 20.07.2005, Бюл. № 20. – 9 с.

143. Патент 147223 Российская Федерация, МПК E02F 5/16. Раскатчик для изготовления вертикальных и наклонных скважин / Ланис А. Л., Ломов П. О., Скоркин В. Ф.; заявитель и патентообладатель ФГБОУ ВО СГУПС. – № 2014116920/03 ; заявл. 25.04.2014; опубл. 27.10.2014, Бюл. № 30. – 6 с.

144. Патент 165656 Российская Федерация, МПК E02D 3/12. Инъектор для закрепления грунтов / Ланис А. Л., Беляков Л. О., Овчинников С. А.; заявитель и патентообладатель ФГБОУ ВО СГУПС. – № 2016112677/03 ; заявл. 04.04.2016; опубл. 27.10.2016, Бюл. № 30. – 4 с.

145. Патент 199790 СССР, МПК E 02 d 27/28. Строительные конструкции из армированного грунта / Видадь А. (Франция); Анри Видадь. – № 899213/29-14; заявл. 09.05.1964. 1964; опубл. 01.01.1967, Бюл. № 899213. – 2 с.

146. Патент 2015247 Российская Федерация. Способ уплотнения лессовых грунтов в основании зданий и сооружений / Осипов В. И., Филимонов С. Д., Мельников Б. Н., Кайль Е. В. ; заявитель и патентообладатель Осипов В. И., Филимонов С. Д. – № 5019927 ; заявл. 27.12.91 ; опубл. 30.06.94, Бюл. № 12. – 5 с.

147. Патент 2059044 Российская Федерация. Способ уплотнения связных дисперсных грунтов / Осипов В. И., Филимонов С. Д. Мельников Б. Н., Кайль Е. В.; заявитель и патентообладатель Осипов В. И., Филимонов С. Д. – № 5024190 ; заявл. 27.12.91 ; опубл. 27.04.96, Бюл. № 12. – 6 с.

148. Патент 2103441 Российская Федерация. Способ закрепления грунта / Голованов А. М., Пашков В. И., Сергеев В. И. ; заявитель и патентообладатель Голованов А. М., Пашков В. И. – № 96111630/03 ; заявл. 07.06.96 ; опубл. 27.01.98, Бюл. № 3. – 7 с.

149. Патент 2119009 Российская Федерация, МПК. Способ уплотнения грунта / Лубягин А. В., Миронов В. С. ; заявитель и патентообладатель Новосиб. гос. акад. стр-ва. – № 971010054/03 ; заявл. 27.01.97 ; опубл. 20.09.1998, Бюл. № 17. – 4 с.

150. Патент 2124091 Российская Федерация. Способ стабилизации лессовых просадочных грунтов / Лушников В. В., Эпп А. Я., Богомолов В. А. ; заявитель и патентообладатель ОАО «УралНИИАСцентр». – № 97101720 ; заявл. 04.02.97 ; опубл. 27.12.98, Бюл. № 36. – 7 с.

151. Патент 2133795 Российская Федерация. Способ закрепления грунта / Голованов А. М., Пашков В. И., Сергеев В. И. ; заявитель и патентообладатель Голованов А. М., Пашков В. И. – № 97120673/03 ; заявл. 03.12.97 ; опубл. 27.07.99, Бюл. № 21. – 5 с.

152. Патент 2277616 Российская Федерация, МПК E02D 17/20. Способ ремонта железнодорожного земляного полотна / Ланис А. Л., Крицкий М. Я., Скоркин В. Ф.; заявитель и патентообладатель ФГБОУ ВО СГУПС. – № 2004122283/03; заявл. 19.07.2004; опубл. 10.06.2006, Бюл. № 16 – 6 с.

153. Патент 2288995 Российская Федерация, МПК E02D 1/10. Способ контроля качества упрочнения грунтового массива / Ланис А. Л., Крицкий М. Я., В. Ф. Скоркин; заявитель и патентообладатель ООО НПК «Совстройтех». – № 2005100466/03 ; заявл. 11.01.2005; опубл. 10.12.2006, Бюл. № 34. – 7 с.

154. Патент 2314388 Российская Федерация, МПК E02D 3/12. Способ упрочнения грунта / Ланис А.Л., Крицкий М.Я. ; заявитель и патентообладатель ООО НПК «Совстройтех». – № 2005138829/03 ; заявл. 13.12.2005; опубл. 10.01.2008, Бюл. № 1. – 6 с.

155. Патент 2479688 Российская Федерация, МПК E01F 5/00. Способ ремонта водопропускной трубы под насыпью / Ланис А.Л. ; заявитель и патентообладатель ФГБОУ ВО СГУПС. – № 2011117888/03 ; заявл. 04.05.2011 ; опубл. 20.04.2013, Бюл. № 11. – 4 с.

156. Патент 2507343 Российская Федерация, E02D 17/20. Способ укрепления откосов земляного полотна / Ланис А. Л., Овчинников С. А., Скоркин В. Ф.; заявитель и патентообладатель ФГБОУ ВО СГУПС. – № 2012112721/03 ; заявл. 02.04.2012; опубл. 10.10.2013, Бюл. № 28. – 1 с.

157. Патент 41743 Российская Федерация, МПК E02D 3/12. Инъектор для упрочнения и закрепления грунтов / Ланис А. Л., Крицкий М. Я., Скоркин В. Ф., Воронцов В. Б.; заявитель и патентообладатель ФГБОУ ВО СГУПС. – № 2016112677/03 ; заявл. 04.04.2016; опубл. 10.11.2004, Бюл. № 31. – 4 с.

158. Патент 2588250 Способ укрепления земляного полотна автомобильных дорог в местах устройства водопропускных труб / Ланис А.Л., Карелина Е.Л.; заявитель и патентообладатель Сиб. гос. ун-т путей сообщения. – Оpubл. в бюл. №18 от 27.06.2016.

159. Патент 78496 Российская Федерация. Забивной инъектор / Ланис А.Л., Крицкий М.Я.; заявитель и патентообладатель Сиб. гос. ун-т путей сообщения. – Оpubл. в бюл. №33 от 27.11.2008.

160. Певзнер, В. О. Основы разработки нормативов содержания и установление скоростей движения : науч. тр. ОАО «ВНИИЖТ» / В. О. Певзнер, Ю. С. Ромен. – М. : Интекст, 2013. – 224 с.

161. Певзнер, В. О. Путь и повышенные осевые нагрузки вагонов / В. О. Певзнер [и др.] // Железнодорожный транспорт. – 2014. – № 4. – С. 55–58.

162. Певзнер, В. О. Состояние железнодорожного пути и установление скоростей движения : автореф. дис. ... д-ра техн. наук : 05.22.06 / Певзнер Виктор Ошерович. – М., 1991. – 53 с.

163. Пешков, А. С. Оценка устойчивости высоких насыпей с балластными углублениями / А. С. Пешков // Современные проблемы проектирования, стро-

ительства и эксплуатации земляного полотна железных дорог. – М. : МИИТ, – 2005. – С. 130–134.

164. Письмо Минстроя России от 26.12.2017 № 49127-ХМ/09 [Электронный ресурс]. – Электрон. дан. – Режим доступа: http://www.minstroyrf.ru/upload/iblock/d72/49127_КНМ09-ot-26.12.2017.pdf. – Загл. с экрана.

165. Пневмопробойники / К. С. Гурков [и др.]. – Новосибирск : Наука, 1990. – 215 с.

166. Полевиченко, А. Г. Деформации земляного полотна, меры предупреждения и способы ликвидации : конспект лекций / А. Г. Полевиченко. – Хабаровск : ДВГУПС, 1999. – 29 с.

167. Положение о проведении реконструкции (модернизации) железнодорожного пути : утв. распоряжением ОАО РЖД № 1374 от 01.07.09. – М., 2009. – 136 с.

168. Послание Президента РФ Федеральному Собранию от 01.03.2018 [Электронный ресурс]. – Электрон. дан. – М., 2018. – Режим доступа: http://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_291976/. – Загл. с экрана.

169. Постановление Правительства РФ от 19.01.2006 № 20 (ред. от 12.05.2017) «Об инженерных изысканиях для подготовки проектной документации, строительства, реконструкции объектов капитального строительства» (вместе с Положением о выполнении инженерных изысканий для подготовки проектной документации, строительства, реконструкции объектов капитального строительства) [Электронный ресурс]. – Доступ из справ.-правовой системы «КонсультантПлюс».

170. Проблемы повышения осевых нагрузок и скоростей движения поездов на участках распространения слабых грунтов / И. В. Колос [и др.] // Бюллетень результатов научных исследований. – 2017. – № 4. – С. 26–31.

171. Проблемы содержания пути при высоких осевых нагрузках // Железные дороги мира. – 2005. – № 2. – С. 66–70.

172. Прокудин, И. В. Натурные исследования напряженного состояния земляного полотна скоростной железной дороги / И. В. Прокудин // Вопросы геотехники. – 1978. – Вып. 201, № 27. – С. 13–19.

173. Прокудин, И. В. Прочность и деформативность железнодорожного земляного полотна из глинистых грунтов, воспринимающих вибродинамическую нагрузку : дис. ... д-ра техн. наук : 05.22.06 / Прокудин Иван Васильевич. – Л., 1982. – 455 с.

174. Псахье, С. Г. Метод подвижных клеточных автоматов как инструмент физической мезомеханики материалов / С. Г. Псахье [и др.] // Физическая мезомеханика. – 1998. – Т. 1, № 1. – С. 95–108.

175. Путь для высокоскоростных и тяжеловесных поездов // Железные дороги мира. – № 1. – 1989. – С. 46–54.

176. Путь для переходных участков при высоких осевых нагрузках // Железные дороги мира. – 2009. – № 2. – С. 74–77.

177. Расчеты и проектирование железнодорожного пути : учеб. пособие для студентов вузов ж.-д. трансп. / В. В. Виноградов [и др.] ; под ред. В. В. Виноградова и А. М. Никонова. – М. : Маршрут, 2003. – 486 с.

178. Ревуженко, А. Ф. Механика упруго-пластических сред и нестандартный анализ / А. Ф. Ревуженко. – Новосибирск : Изд-во НГУ, 2000. – 426 с.

179. Ревуженко, А. Ф. О структурно-дилатансионной прочности горных пород / А. Ф. Ревуженко, С. Б. Стажевский, Е. И. Шемякин // ДАН СССР. – 1989 – Т. 305, № 5. – С. 1077–1080.

180. Рекомендации по проектированию и устройству набивных свай в раскатанных скважинах / ГУП НИИОСП им. Н. М. Герсегонова. – М., 2000. – 42 с.

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

182. Русин, Е. П. Геомеханические аспекты генезиса экзо- и эндокарста / Е. П. Русин, С. Б. Стажевский, Г. Н. Хан // ФТПРПИ. – 2007, № 2. – С. 10–20.

183. Саурин, А. Н. Технологические особенности устройства набивных свай в раскатанных скважинах применительно к различным инженерно-

геологическим условиям площадок : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Саурин Анатолий Никифорович. – М., 1998. – 27 с.

184. Саутин, С. Н. Планирование эксперимента в химии и химической технологии / С. Н. Саутин. – Л. : Химия, 1975. – 48 с.

185. Сахаров, И. И. Гидроразрывный метод закрепления оснований эксплуатируемых зданий и сооружений / И. И. Сахаров, М. Аббуд // Геотехника : наука и практика : сб. науч. тр. – СПб. : СПбГАСУ, 2000. – С. 72–76.

186. Свидетельство о государственной регистрации программ для ЭВМ №2015615760 Российская Федерация. РМ2D / Г.Н. Хан, А.Л. Ланис – №2015612860; заявл от 07.04.2015; опубл. 22.05.2015.

187. Свирщевский, В. К. Проходка скважин в грунте способом раскатки / В. К. Свирщевский. – Новосибирск : Наука, 1982. – 121 с.

188. Сегерлинд, Л. Применение метода конечных элементов / Л. Сегерлинд. – М.: Мир, 1979. – 392 с.

189. Сергеев, В. И. Инженерно-геологические основы оптимизации инъекционного закрепления грунтов : автореф. дис. ... д-ра геол.-минерал. наук : 04.00.07 / Сергеев Валерий Иванович. – М., 1985. – 32 с.

190. Серебряков, Д. В. Прочность насыпей при вибродинамическом воздействии поездов в зоне сопряжения земляного полотна с мостами : дис. ... канд. техн. наук : 05.22.06 / Серебряков Дмитрий Владимирович. – СПб., 2005. – 158 с.

191. Скормин, Г. А. Нагельное крепление котлованов / Г. А. Скормин [и др.] // Метрострой ЦБНТИ. – 1988. – № 8. – С. 12–15.

192. Скормин, Г. А. Стержневое крепление откосов строительных котлованов в ФРГ и США / Г. А. Скормин [и др.] // ЦБНТИ Минмонтажспецстроя. Сер. 5. – 1982. – № 11. – С. 20–24.

193. Смирнов, А. В. Колебания и волны в дорожных конструкциях / А. В. Смирнов. – Омск : СибАДИ, 2006. – 107 с.

194. Смоляницкий, Л. А. Исследование эффективности стабилизации основной площадки земляного полотна методом цементации инъекцией и под-

балластными плитами: автореф. ... дис. канд. техн. наук : 05.22.06 / Смоляницкий Л.А. – Днепропетровск, 1969. – 24 с.

195. СП 119.13330.2012. Железные дороги колеи 1520 мм. Актуализированная редакция СНиП 32-01-95 (с изменением № 1). – М. : Стандартинформ, 2018. – 36 с.

196. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. – М. : Стандартинформ, 2016. – 228 с.

197. СП 237.1326000.2015. Инфраструктура железнодорожного транспорта. Общие требования. – М., 2015. – 57 с.

198. СП 238.1326000.2015. Железнодорожный путь. – М., 2015. – 71 с.

199. СП 32-104-98. Проектирование земляного полотна железных дорог колеи 1520 мм. – М., 1999. – 91 с.

200. СП 45.13330.2017. Земляные сооружения, основания и фундаменты. – М., 2017. – 171 с.

201. СП 47.13330.2012. Инженерные изыскания для строительства. Общие положения. – М., 2013. – 116 с.

202. Справочник по земляному полотну эксплуатируемых железных дорог / М. В. Аверочкина [и др.] ; под ред. А. Ф. Подпалого, М. А. Чернышева, В. П. Титова. – М. : Транспорт, 1978. – 766 с.

203. Стандартные проектные решения и технологии усиления земляного полотна при подготовке полигонов сети для введения скоростного движения пассажирских поездов / МПС РФ. – М., 1997. – Вып. 1. – 172 с.

204. СТН Ц-01-95. Железные дороги колеи 1520 мм. – М. : МПС РФ, 1995. – 86 с.

205. Стоянович, Г. М. Закрепление грунтов с помощью криотропного геолообразования в дорожном строительстве / Г. М. Стоянович, Р. Г. Шипарев // Изв. Петербургского ун-та путей сообщения. – 2017. – Т. 14, № 4. – С. 759–767.

206. Стоянович, Г. М. Обеспечение стабильности пути в зоне сопряжения искусственных сооружений и земляного полотна / Г. М. Стоянович,

В. В. Пупатенко, К. В. Змеев // Путь и путевое хозяйство. – 2017. – № 10. – С. 14–17.

207. Стоянович, Г. М. Прочность и деформативность железнодорожного земляного полотна при повышенной вибродинамической нагрузке в упругопластической стадии работы грунтов : дис. д-ра техн. наук : 05.22.06 / Стоянович Геннадий Михайлович. – Хабаровск, 2002. – 360 с.

208. Терновенко, Д. А. Состояние земляного полотна по итогам его эксплуатации в 2017 году / Д. А. Терновенко // Тр. XV Междунар. конф. «Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации железнодорожного пути». – М. : Изд-во РУТ, 2018. – С. 13–17.

209. Технические указания по стабилизации эксплуатируемых насыпей на слабых основаниях / ОАО «РЖД». – М. : Академкнига, 2004. – 178 с.

210. Технические указания по усилению насыпей с нестабильными балластными шлейфами армогрунтовыми удерживающими сооружениями / МПС РФ. – М. : Изд-во МГУПС. 1992. – 125 с.

211. Титов, В. П. Усиление земляного полотна длительно эксплуатируемых железных дорог. – М. : Стройиздат, 1980. – 272 с.

212. Увеличение провозной способности углевозной линии в Китае // Железные дороги мира. – 2013. – № 12. – С. 26–29.

213. Указ Президента РФ от 7 июля 2011 г. № 899 «Об утверждении приоритетных направлений развития науки, технологий и техники в Российской Федерации и перечня критических технологий Российской Федерации» (с изменениями и дополнениями) от 16.12.2015 [Электронный ресурс]. – Электрон. дан. – Режим доступа: <http://base.garant.ru/55171684/#ixzz5EnCcKmVX>. – Загл. с экрана.

214. Ухов, С. Б. Расчет сооружений и оснований методом конечного элемента / С. Б. Ухов – М. : Изд-во МИСИ, 1973. – 118 с.

215. Фадеев, А. Б. Метод конечных элементов в геомеханике / А. Б. Фадеев. – М. : Недра, 1987. – 221 с.

216. Фролов, Ю. С. Стержневое крепление котлованов при сооружении станций метрополитена / Ю. С. Фролов, Ю. Н. Савельев // Метрострой. – 1984. – № 3. – С. 11–13.

217. Фроловский, Ю. К. Усиление эксплуатируемых железнодорожных насыпей с балластными шлейфами анкерными конструкциями : дис. ... канд. техн. наук : 05.22.06 / Фроловский Юрий Кириллович. – М., 1994. – 143 с.

218. Хамов, А. П. О применении инъекции глиноцементного раствора для усиления оснований зданий и сооружений / А. П. Хамов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1997. – № 3. – С. 20–22.

219. Хан, Г. Н. Моделирование методом дискретных элементов динамического разрушения горной породы / Г. Н. Хан // ФТПРПИ. – 2012. – № 1. – С. 110–117.

220. Харлоу, Ф. Х. Численный метод частиц в ячейках для задач гидродинамики / Ф. Х. Харлоу // Вычислительные методы в гидродинамике. – М. : Мир, 1967. – 316 с.

221. Хартман, К. Планирование экспериментов в исследовании технологических процессов / К. Хартман, Э. Лецкий, В. Шефер. – М. : Мир, 1977. – 120 с.

222. Хокни, Р. Численное моделирование методом частиц / Р. Хокни, Дж. Иствуд. – М. : Мир, 1987. – 640 с.

223. Хромов, В. И. Оценка работоспособности земляного полотна и меры по его усилению в условиях обращения длинносоставных поездов и повышения нагрузок / В. И. Хромов, П. И. Дыдышко // Прогрессивные способы и технологические процессы повышения стабильности земляного полотна и балластного слоя. – М. : Транспорт, 1989. – С. 80–86.

224. ЦП № 34. Технические указания по усилению и стабилизации насыпей на прочном основании армогрунтовыми поддерживающими сооружениями / МИИТ. – М. : 1991. – 102 с.

225. ЦПИ № 22/4. Технические указания по усилению насыпей с нестабильными балластными шлейфами армогрунтовыми удерживающими сооружениями / МИИТ. – М., 1992. – 125 с.

226. Цытович, Н. А. Механика грунтов / Н. А. Цытович. – М. : Гостройиздат, 1963. – 636 с.
227. Шахунянц, Г. М. Железнодорожный путь : учеб. для вузов ж.-д. трансп. / Г. М. Шахунянц – 3-е изд., перераб. и доп. – М. : Транспорт, 1987. – 479 с.
228. Шипарев, Р. Г. Повышение прочностных характеристик песчаного грунта криотропным гелеобразованием / Р. Г. Шипарев, Г. М. Стоянович, А. С. Макаренко // Транспорт Азиатско-Тихоокеанского региона. – 2018. – № 1 (14). – С. 6–9.
229. Экономическая оценка показателей эксплуатационной работы Красноярской железной дороги в грузовом движении : справочник / под ред. А. П. Дементьева. – Новосибирск : Наука, 2011. – 87 с.
230. Явна, В. А. Оценка динамического воздействия подвижного состава на объекты железнодорожной инфраструктуры / В. А. Явна [и др.] // Вестник Института проблем естественных монополий: Техника железных дорог. – 2014. – № 2 (26). – С. 33–35.
231. Яковлева, Т. Г. Армированные контрбанкеты / Т. Г. Яковлева, М. В. Вольнов, А. А. Абрашитов // Путь и путевое хозяйство. – 1991. – № 9. – С. 22–23.
232. Яковлева, Т. Г. Изучение устойчивости насыпи на модели / Т. Г. Яковлева, Д. И. Иванов, В. В. Куликов // Путь и путевое хозяйство. – 1975. – № 8. – С. 10–12.
233. Яковлева, Т. Г. Моделирование прочности и устойчивости земляного полотна / Т. Г. Яковлева, Д. И. Иванов. – М. : Транспорт, 1980. – 256 с.
234. Яковлева, Т. Г. Обеспечение эксплуатационной надежности насыпей / Т. Г. Яковлева // Обеспечение эксплуатационной надежности земляного полотна железных дорог. – СПб., 1991. – С. 22–26.
235. Яковлева, Т. Г. Способы усиления насыпей армогрунтовыми конструкциями / Т. Г. Яковлева, В. В. Виноградов, Ю. К. Фроловский // Путь и путевое хозяйство. – 1997. – № 1. – С. 7–10.

236. Яковлева, Т. Г. Устойчивое полотно – условие бесперебойности перевозок / Т. Г. Яковлева // Путь и путевое хозяйство. – 1985. – № 7. – С. 21–22.

237. Alam, M. Rheology of bidisperse granular mixtures via event driven simulations / M. Alam, S. Luding // J. Fluid Mech. – 2003. – Vol. 476. – P. 69–103.

238. Alexiew, D. Projects and optimized engineering with geogrids from 'non-usual' polymers / D. Alexiew, J. Sobolewski, H. Pohlmann // Proc. of the Second European Geosynthetics Conference. – Bologna, Italy, 2000. – Vol. 2. – P. 239–244.

239. American Railway Engineering Association. First progress report of the investigation of methods of roadbed stabilization // Proc. American Railway Engineering Association. – 1946. – Vol. 47. – P. 324–353.

240. Auersch, L. Train induced ground vibrations: different amplitude-speed relations for two layered soils / L. Auersch // Proc. of the Institution of Mechanical Engineers. Pt. F: Journal of Rail and Rapid Transit. – 2012. – Vol. 226, № 5. – P. 469–488.

241. Beneito, C. Soil substitute reinforced by geosynthetic: qualification of the effect by numerical modeling / C. Beneito, Ph. Gotteland, A. Nancey // Proc. of the Second European Geosynthetics Conference. – Bologna, Italy, 2000. – Vol. 1. – P. 293–298.

242. Bloshin, E. P. Influence of the Design and State of Wagon's Running Gear and Track on the Wear of Wheels and Rails / E. P. Bloshin, A. D. Lashko, A. N. Pshinko // Proc. of IHHC STS-Conference «Wheel/Rail interface». – 1999. – Vol. 1. – P. 103–111.

243. Boynton, R. S. Lime Sluruy Pressure Injection Bulletin. Bulletin 331 / R. S. Boynton and J. R. Blacklock ; National Lime Association. – Arlington, Va. – [Undated]. – 43 p.

244. Brandl, H. Special applications of geosynthetics in geotechnical engineering / H. Brandl, D. Adam // Proc. of the Second European Geosynthetics Conference. – Bologna, Italy, 2000. – Vol. 2. – P. 27–64.

245. Campbell, C. S. Large-scale landslide simulations: Global deformation, velocities and basal friction / C. S. Campbell, P. W. Cleary, M. Hopkins // Journal of Geophysical Research. – 1995. – Vol. 100, № B5. – P. 8267–8283.

246. Chopra, R. Strategic options for Indian Railways to achieve higher speeds and axle loads on mixed traffic routes / R. Chopra, A. Krishan // Proc. of 6th IHHC 1997 in Capetown. – 1997. – P. 269–280.

247. Cundall, P. A. A discrete numerical model for granular assemblies / P. A. Cundall, O. D. L. Strack // Geotechnique. – 1979. – Vol. 29, № 1. – P. 47–65.

248. Dawe, Z. Dynamic interaction between heavy-haul train and track structure due to increasing axle load / Z. Dawei, Z. Wanming & W. Kaiyun // Australian Journal of Structural Engineering. – 2017. – Vol. 18, is. 3. – P. 190–203.

249. Fabrin, T. W. A study about geosynthetic reinforced foundation / T. W. Fabrin, D. M. Vidal, A. Faleiros // Proc. of the Second European Geosynthetics Conference. – Bologna, Italy, 2000. – P. 311–315.

250. Feng, H. P. Experimental Study on Dynamic Wet Characteristics of Heavy haul Railway Bed / H. P. Feng [et al.] // China Civil Engineering Journal. – 2015. – № 48 (S2). – P. 236–240.

251. Fujikake, T. A Prediction Method for the Propagation of Ground Vibration from Railway Trains [J] / T. Fujikake // Journal of Sound and Vibration. – 1986. – Vol. 111 (2). – P. 357–360. Здесь и далее – что обозначает?

252. Gao, M. M. Dynamic Performance Study of Track-bridge Transition Section for 30 t Axle Load Heavy Haul Railway / M. M. Gao, X. L. Zheng, F. Yang // High Speed Railway Technology. – 2016. – № 7 (05). – P. 71–74, 79.

253. Gernot, A.. Hannover-Berlin HS line has rigid track bed / A. Gernot // International Railway Journal. – 1998. – № 9. – P. 15–19.

254. Government of India Ministry of railways. Guidelines & Specifications for Design of Formation for Heavy Axle Load. Report No. RDSO/2007/GE : 0014. – New Delhi, 2009. – 75 p.

255. Heinz J. Priebe. The design of vibro replacement [Электронный ресурс] / J. Priebe Heinz. – Электрон. дан. – Ground engineering, 1995. – Режим доступа: https://www.academia.edu/3280273/The_design_of_vibro_replacement. – Загл. с экрана.

256. Hirokazu T. Train Track-Ground Dynamics Due to High Speed Moving Source and Ground Vibration Transmission [J] / Hirokazu Takemity, Shuhei Satonaka and Xie Weiping // Structural Eng/Earthquake Eng, JSCE. – 2001. – Vol. 18 (2). – P. 299–309.

257. Hongyan, Zh. Analysis of Dynamic Effect to Track of 10.000 -ton Train for Datong -Qinhuangdao Railway and Suggested Countermeasures / Zh. Hongyan // Chinese Railways. – 2005. – Vol. 13, № 1. – P. 38–42.

258. Hopkins, M. A. On the numerical simulation of the sea ice ridging process / M. A. Hopkins, W. D. Hibler, G. M. Flato // Journal of Geophysical Research. – 1991. – Vol. 96, № C3. – P. 4809–4820.

259. Huang, J. 3D coupled mechanical and hydraulic modeling of a geosynthetic-reinforced deep mixed column-supported embankment / J. Huang, J. Han // Geotextiles and Geomembranes. – 2009. – № 27. – C. 272–280.

260. Itasca [Электронный ресурс]: Software: Particle Flow Code in three dimensions. – Электрон. дан. – Режим доступа: <http://www.itascacg.com/pfc3d/>. – Загл. с экрана.

261. Iwnicki, S. D. Dynamics of Railway Freight Vehicles / S. D. Iwnicki, S. Stichel, A. Orlova and M. Hecht // Vehicle System Dynamics. – 2015. – 53 (7). – P. 995–1033.

262. José Nuno Varandas da Silva Ferreira. Engenharia Civil. Long-term behaviour of railway transitions under dynamic loading. Application to soft soil sites / José Nuno Varandas da Silva Ferreira. // José Nuno Varandas da Silva Ferreira. Mestre em Engenharia de Estruturas «Dissertação para obtenção do Grau de Doutor em», Fevereiro. – 2013. – 182 p.

263. Kaewunruen, S. Dynamic properties of railway track and its components: a state-of-the-art review / S. Kaewunruen, A. Remennikov ; University of Wollongong. Research Online. – N. Y., 2008. – 35 p.

264. Kai, W. Dynamic Investigation of Pile-Compacted Subgrade under Heavy Haul Train / W. Kai, W. Lianjun // Boletín Técnico. – 2017. – Vol. 55, is. 9. – P. 249–261.

265. Kang, Y. A. Study of Track and Train Dynamic Behavior of Transition Zone Between Concrete Slab Track and Ballasted Track [Электронный ресурс] / Y. A. Kang // Korea Railroad Research Institute, Uiwang, South Korea; Sampyo E&C, Seoul, South Korea. – Электрон. дан. – Режим доступа: <http://www.KoreaRailroad.com>. – Загл. с экрана.

266. Kaynia, A. Ground Vibration from High Speed Trains: Prediction and Countermeasure [J] / A. Kaynia, C. Madshus, P. Zackrisson // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering : proc. of the ASCE. – 2000. – Vol. 26 (6). – P. 531–537.

267. Kretzmann, A. S. Maintenance Practices for Optimizing Wheel and Rail Life Cycles / A. S. Kretzmann // Proc. of IHHC STS-Conference «Wheel/Rail interface. – 1999. – Vol. 1. – P. 293–298.

268. Lanis, A. L. Deformation properties of a subgrade in structures reinforced with full displacement piles / A. Lanis, D. Razuvaev, P. Lomov // MATEC Web of Conferences. X International Scientific and Technical Conference «Polytransport Systems». – 2018. – Volume 216. – 01006. – DOI: <https://doi.org/10.1051/matecconf/201821601006>.

269. Lanis, A. L. Results of modeling the behavior of the subgrade with pressure injection of solidifying solutions // A. Lanis // MATEC Web of Conferences. Siberian Transport Forum – TransSiberia. – 2018. – Volume 239. – 05006. – DOI: <https://doi.org/10.1051/matecconf/201823905006>.

270. Lanis, A. L. Systematization of features and requirements for geological survey of railroad subgrades functioning in cold regions / A.L. Lanis, D.A. Razuvaev // Sciences in Cold and Arid Regions. – Volume 9, Issue 3, June, 2017. – C. 205-212.

271. Lanis, A.L. Causes of deformations in engineering structures in the city of Novosibirsk and methods of their stabilizations / M. Kritsky, S. Kritsky, A. Lanis // The Proceedings of the International Geotechnical Symposium «Geotechnical Aspects of Natural and Man-Made Disasters». – Astana, Kazakhstan Geotechnical Society, 2005. – p. 252-255.

272. Leng, W. M. Analysis of Dynamic Characteristics and Accumulative Deformation of Coarse- Grained Soil filling of Heavy-Haul Railway / W. M. Leng [et al.] // Rock and Soil Mechanics. – 2016. – № 37 (03). – P. 728–736.

273. Leng, W. Experimental research on dynamic failure rules of compacted coarse-grained soil filling in heavy haul railway subgrade / W. Leng [et al.] // Rock and Soil Mechanics. – 2015. – Vol. 36. – № 3. – P. 640–646.

274. Li, D. Heavy-axel-load revenue service mega site testing: 2005–2012 / D. Li, S. Kalay // Railway Track and Structure. –2013. – № 3. – P. 13–18.

275. Li, D. Long-Term Performance of Slab Track Designed for Shared Passenger and Freight Operations and Tested under Heavy Freight Train / D. Li, S. Dick, T. Sussmann, L. Maal // 11 th WCRR (World Congress on Railway Research), Milan – Italy 29 th May – 2 nd Jun. – 2016. – 6 p.

276. Li, D. Test of hot-mix asphalt trackbed over soft subgrade under heavy axle loads / D. Li, J. Rose, J. LoPresti // Technology digest. – 2001. – № 01-009. – P. 1–4.

277. Li, D. Update: Insulated joint test at western mega site // Railway Track and Structure / D. Li. – 2006. – № 12. – P. 17–19.

278. Li, P. Field Testing and Analysis of Embankment Vibrations Induced by Heavy Haul Trains / P. Li [et al.] // Shock and Vibration. – 2017. – Vol. 2017. – p. 1–14.

279. Liu, W.-J. Cyclic vibration tests on coarse grained soil of heavy haul railway subgrade and study on accumulative dynamic strain. Tiedao Xuebao / W.-J. Liu [et al.] // Journal of the China Railway Society. – 2015. – № 37. – P. 91–97.

280. LoPresti, J. Effect of heavy-axel-loads on track components / J. LoPresti, D. Li, L. Allen // Railway Track and Structure. – 2008. – № 12. – P. 20–23.

281. Mao, J. Random Dynamic Analysis of a Train-Bridge Coupled System Involving Random System Parameters Based on Probability Density Evolution Method [J] / J. Mao. – Probability Engineering Mechanics. – 2016. – № 46 (10). – P. 48–61.

282. McHenry, M. Railroad subgrade support and performance indicators // Research Report KTC-12-02 / FR 136-04-6F / M. McHenry, J. Rose. – Kentucky, 2012. – 32 p.

283. Michas, G. Slab Track Systems for High-Speed Railways / G. Michas // Division of Highway and Railway Engineering / Department of Transport Science School of Architecture and the Built Environment, Royal Institute of Technology. – Stockholm, 2012. – P. 25–27.

284. Moravec, L. Auswirkungen von Achslast-und Geschwindigkeits-erhöhungen auf den bestehenden Eisenbahnunterbau : diplomarbeit / Lukas Moravec. – Germany, 2011. – 63 s.

285. Mullin, T. Mixing and de-mixing / T. Mullin // Science. – 2002. – Vol. 295, № 5561. – P. 1851–1877.

286. Neidhart, T. Dynamic Stability of Railway Tracks – DyStaFiT, and Innovation in Testing : proc. from Georail / T. Neidhart, G. Shultz. – Paris, 2011. – P. 335-346

287. Patel, N. M. Reinforcing soil subgrades with geosynthetic composite elements / N. M. Patel // XIII ICSMFE Proc. – New Delhi, India, 1994. – P. 1293–1296.

288. Raison, J. W. / Rail Interaction – European Countries Problems and Experience / J. Wheel Raison // Proc. of IHHC STS-Conference «Wheel/Rail interface». – 1999. – Vol. 2. – P. 461–466.

289. Riessberger, K. Track geometry and Cost-Efficiency or - How good must the Track be? / K. Riessberger // OVG Spezial. – 1998. – № 41. – p. 25-31.

290. Ripke, B. Technische und wirtschaftliche Auswirkungen höherer Rad-satzlasten auf das Gleis / B. Ripke. – Eisenbahntechnische Rundschau. – 2004. – № 9. – P. 574-583

291. Roney, M. Improved Safety and Performance through a Better Understanding of Vehicle/Track Dynamics / M. Roney // Proc. of IHHC STS-Conference «Wheel/Rail interface». – 1999. – Vol. 2. – P. 467–484.

292. Selig, E. T. Track Geotechnology and Substructure Management / Ernest T. Selig, John M. Waters // Thomas Telford Publications. – 1994. – 456 p.

293. Shaffer, F. E. Increase in expenses of track maintenance in USA / F. E. Shaffer // *Mad Railways*. – 1977. – № 10. – P. 51–54.

294. Shukla, S. K. Generalized Mechanical Model for Geosynthetic-Reinforced Foundation Soil / S. K. Shukla, S. A. Chandra // *Geotextiles and Geomembranes*. – 1994. – № 13. – P. 813–825.

295. Wenty, R. Systems for preparation and execution of track work / R. Wenty // *Conference of Permanent Way Institution of India (Lucknow, 11–12 January 2001)*. – Vol. 2. – P. 461–466.

296. Xiao, S. W. Loading characteristics and dynamic response analysis of subgrade for heavy haul railway / S. W. Xiao and C. S. Lei // *Journal of Railway Engineering Society*. – 2014. – Vol. 31, № 4. – P. 52–57.

297. Xie, Q. F. A Study of Dynamic Characteristics of the Saturated Remolded Clayey Silt under Circle Load / Q. F. Xie [et al.] // *Hydrogeology and Engineering Geology*. – 2017. – № 44 (01). – P. 78–83.

298. Zeng, Z. Formulation of Three-Dimensional Equations of Motion for Train–Slab Track–Bridge Interaction System and its Application to Random Vibration Analysis [J] / Zeng Z. [et al.] // *Applied Mathematical Modelling*. – 2016. – 40 (11–12). – P. 5891–5929.

299. Zengjie, L. Track Deterioration of Heavy Haul Railway for 10.000-ton Train and Countermeasures / L. Zengjie // *Chinese Railways*. – 2005. – Vol. 13, № 2. – P. 44–47.

300. Zienkiewicz, O. C. Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics / O. C. Zienkiewicz, C. Humpheson, R. W. Lewis // *Geotechnique*. – 1975. – № 4. P. 671–689.

Приложение А

Справки, акты о практическом использовании результатов исследований



**ФИЛИАЛ ОАО «РЖД»
ЦЕНТРАЛЬНАЯ ДИРЕКЦИЯ
ИНФРАСТРУКТУРЫ
ЗАПАДНО-СИБИРСКАЯ ДИРЕКЦИЯ
ИНФРАСТРУКТУРЫ**

Вокзальная магистраль, 12
г. Новосибирск, 630004,
Тел.: (383) 229-46-51, факс: (383) 229-57-76,
E-mail: LagutkoIA@wsr.ru

13 июня 2019 г. № 4104/Зенюха

На № _____ от _____

СПРАВКА

о практическом использовании результатов исследований, выполненных к.т.н., доцентом СГУПС Ланисом Алексеем Леонидовичем в диссертационной работе: «Армирование эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов», представленной на соискание ученой степени доктора технических наук

Результаты исследований, полученные в диссертационной работе Ланиса А.Л., использованы при проектировании усиления эксплуатируемых высоких насыпей армированием с инъектированием твердеющих растворов на следующих объектах:

146 км линии Голуха-Тягун Заринской дистанции пути Западно-Сибирской железной дороги;

15 км, перегон Дедюево Буреничево, Западно-Сибирская железная дорога (подходы к мосту через реку Камышанка);

88 км линии Алтайская-Бийск, Западно-Сибирская железная дорога (водопропускная труба).

Выполненные мероприятия по армированию эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющими растворами позволили стабилизировать земляное полотно и подтвердили свою экономическую эффективность за счет снижения материальных и трудовых затрат.

Начальник Западно-Сибирской
дирекции инфраструктуры



А.В.Воробьевский



**ФИЛИАЛ ОАО «РЖД»
ЦЕНТРАЛЬНАЯ ДИРЕКЦИЯ
ИНФРАСТРУКТУРЫ
КРАСНОЯРСКАЯ ДИРЕКЦИЯ
ИНФРАСТРУКТУРЫ**

Мира пр. 156, г. Красноярск, 660021,

Тел.: (391) 259-48-24

E-mail: di-secr@krw.rzd, www.kras.rzd.ru

« 17 » 06. 2019 г. № 100-314/Крас Дир

СПРАВКА

о практическом использовании результатов исследований, выполненных к.т.н., доцентом СГУПС Ланисом Алексеем Леонидовичем в диссертационной работе: «Армирование эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов», представленной на соискание учёной степени доктора технических наук

Настоящей справкой подтверждается, что результаты диссертационного исследования Ланиса Алексея Леонидовича были использованы при разработке проекта реконструкции участка железнодорожной линии «Междуреченск-Тайшет на 961 км Красноярской железной дороги», а в частности был применён способ объёмного армирования.

Основные научные предпосылки к разработке проектных решений отражены в отчёте о научно-исследовательской работе «Разработка и внедрение технологии закрепления откосов земляного полотна железных дорог с помощью армирования его стержнями и устройства анкерных и стягивающих конструкций. Методика закрепления откосов земляного полотна железных дорог армирующими элементами», выполненном под научным руководством и непосредственным участии соискателя.

Оценка экономической эффективности показала, что период окупаемости вложений в 3,5 раза меньше, чем в случае применения альтернативного варианта (в качестве такого варианта рассматривалось устройство гравитационного сооружения). Индекс рентабельности при этом оценивается в 3,1 раза.

Первый заместитель начальника дирекции

А.В.Андреев

ИСХ № _____

от «___» _____ 2019г.

Исп. Широков Олег Николаевич, Служба пути
тел. (391) 2-48-46-67





Новосибирский проектно-изыскательский институт
«СИБЖЕЛДОРПРОЕКТ» -
филиал АО «Росжелдорпроект»
Пр. Димитрова, дом 14/1
Новосибирск, Россия, 630099
т: (383) 373 00 02
ф: (383) 373 26 25
e: sibjdp@rzdpr.ru
w: www.rzdp.ru

_____ № _____
На № _____ от _____

АКТ о практическом использовании результатов исследований

АКТ

о практическом использовании результатов исследований, выполненных к.т.н., доцентом СГУПС Ланисом Алексеем Леонидовичем в диссертационной работе: «Армирование эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов», представленной на соискание ученой степени доктора технических наук

Настоящим актом подтверждается, что результаты исследований, выполненных Ланисом Алексеем Леонидовичем и представленных в диссертационной работе, имеют практическое значение и эффективно используются проектно-изыскательским институтом «Сибжелдорпроект» - филиалом АО «Росжелдорпроект» при проектировании модернизации и реконструкции железнодорожного земляного полотна. Разработанные расчетно-теоретические и практические решения позволяют получить экономический эффект за счет снижения материальных и трудовых затрат.

Под руководством Ланиса Алексея Леонидовича на коммерческой основе (договора между СГУПС и СЖДП) за период с 2010 по 2018 гг. выполнено инженерно-геологическое обследование и проектирование на 86 железнодорожных объектах. Считаем, что новизна и практическая значимость выполненных им исследований подтверждена, в том числе, 20 патентами Российской Федерации, полученных им лично и в соавторстве.

Директор филиала



А.В. Кузин

Исп. Пинаева Елена Григорьевна
Тел. (383) 373-01-54



ФИЛИАЛ АО «РОСЖЕЛДОРПРОЕКТ»
Сибирский институт по проектированию
инженерных сооружений и промышленных
предприятий путевого хозяйства и
геологическим изысканиям
«СИБГИПРОТРАНСПУТЬ»

ул. Дмитрия Шамшурина, д.8
г. Новосибирск, Россия, 630004
тел.: (383) 218-28-89, 218-28-84
факс: (383) 222-33-91
e-mail: sibgtp@rzdpr.ru
www.rzdp.ru

№ _____
На № _____ от _____

СПРАВКА

о практическом использовании результатов исследований, выполненных к.т.н.,
доцентом СГУПС Ланисом Алексеем Леонидовичем в диссертационной работе:
«Армирование эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием
твердеющих растворов», представленной на соискание ученой степени доктора
технических наук

Основные положения научных исследований соискателя использованы при разработке решений по усилению грунтов основания фундаментов опор моста на объекте: «Реконструкция моста на 6065км ПКЗ (1 и 2 пути) Забайкальской железной дороги». Решения включены разделом в проектную документацию, разработанную в 2016 году проектным институтом «Сибгипротранспуть» – филиалом АО «Росжелдорпроект».

Проектирование выполнено вариантным методом с использованием альтернативных вариантов усиления, в том числе с рассмотрением классических подходов к решению данной задачи. Применение армирования с инъектированием твердеющих растворов позволило достигнуть проектных характеристик основания сооружения, достигнут экономический эффект.

Рассмотренные в диссертации положения, касающиеся вопросов повышения физико-механических характеристик грунтовых массивов имеют практическую значимость при решении вопросов их усиления без нарушения целостности и без ограничения режима эксплуатации. Научный интерес представляет рассмотренная механика взаимодействия упрочняющих элементов и грунтовой среды.

Примененный подход к реализации рассмотренных в исследовании методов усиления позволяет достигать заданного технического результата при существенно меньших экономических затратах, чем при использовании классических подходов к повышению несущей способности грунтового массива, или альтернативных методах снижения нагрузки.

Директор филиала



(Handwritten signature)

А.Б. Басин



Общество с ограниченной ответственностью
«МосОблТрансПроект»

Юр. адрес: 142191, город Троицк, Калужское шоссе, д. 20, пом. 2
Фактический адрес: 129164, г. Москва, Зубарев переулок, д.15, к.1
Телефон: +7 (495) 909-85-24, e-mail: info@motpr.ru
ИНН 7751524392 КПП 775101001 ОГРН 5147746076517

СПРАВКА

о внедрении результатов научных исследований, выполненных к.т.н,
доцентом Ланисом Алексеем Леонидовичем в диссертационной работе:
«Армирование эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием
твердеющих растворов», представленной на соискание ученой степени доктора
технических наук

Методология армирования с инъектированием твердеющих растворов, разработанная соискателем по результатам теоретических и экспериментальных исследований применяется специалистами ООО «МОТП» при проектировании усиления грунтов земляного полотна и оснований сооружений. Теоретические основы и система практических решений, полученные автором по результатам исследований, использованы при разработке проектных решений по усилению грунтов основания фундаментов опор моста на объекте: «Реконструкция моста 1 пути на 6400 км ПК2 Забайкальской железной дороги». Работы выполнены в составе проектной документации по объекту реконструкции, разработанной в 2016 году проектным институтом ООО «МОТП».

Необходимость усиления основания вызвана повышением нагрузки на фундаменты опор 0, 1 и 2. Применение результатов диссертационного исследования позволило достигнуть требуемых параметров прочности грунтового основания при наименьших финансовых затратах, в сравнении с альтернативными способами обеспечения несущей способности. Решенные в диссертационном работе вопросы усиления объектов транспортной инфраструктуры представляют интерес с точки зрения практического внедрения, поскольку позволяют проводить работы без изменения режима эксплуатации сооружения, что в свою очередь позволяет получать существенное экономическое преимущество в сравнении с альтернативными методами.

Начальник Управления

ПИР и ИССО



А.В. Горохов



ООО СЗ «КМС»

*Общество с ограниченной ответственностью специализированный застройщик
«Краснообск. Монтажспецстрой»*

Адрес: НСО, Новосибирский район, р.п.Краснообск, ФГБНУ СибНИИ кормов, помещение №28 (151)

Почтовый адрес: г. Новосибирск, ул.Державина, 73; Телефон 208-20-41, 208-21-22

E-mail: krasnoobskkms@rambler.ru

Ф-л Банка ГПБ (АО) «Западно-Сибирский» в г.Новосибирске БИК 045004783

к/с 30101810400000000783 р/сч 40702810800290000164

ИНН 5433120579 ОКОНХ 61110 КПО 41369504 КПП543301001

№ 113 от 13 июня 2019 г.

СПРАВКА

о практическом использовании результатов исследований, выполненных к.т.н.,
доцентом СГУПС Ланисом Алексеем Леонидовичем в диссертационной работе:
«Армирование эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих
растворов», представленной на соискание ученой степени доктора технических наук

Результаты исследований, отраженные в диссертационной работе Ланиса А.Л.
были использованы на ряде объектов гражданского строительства города
Новосибирска и Новосибирской области. Наибольший интерес для организации
представляют разработки, связанные с армированием набивными сваями в
раскатанных скважинах и объемным армированием.

Практическое внедрение разработанных в диссертационном исследовании
методов усиления представляет интерес с точки зрения получения экономического
эффекта при обеспечении требуемого технического результата. В сравнении с
конкурентными вариантами устройства основания под фундаменты сооружений
экономический эффект, в зависимости от местных условий площадок строительства
составляет от 1,5 до 2,0 раз.

Другим важным преимуществом указанных методов подготовки основания
является высокий темп ведения строительно-монтажных работ (до двух раз быстрее
конкурентных вариантов), что приводит к сокращению инвестиционного цикла, и как
следствие повышению экономической эффективности.

В период с 2011 по 2019 год под научным руководством А.Л. Ланиса и на основе
полученных им и его учениками результатами научно-исследовательских работ для
ООО КМС выполнено и успешно реализовано 27 проектов усиления грунтовых
массивов.

Генеральный директор

В.П. Плахотников

14.06.19.

ООО «СИНТЕЗ»

630132, г. Новосибирск, ул. Сибирская, 42, кв.17, ИНН 5403175556, КПП 540701001,
р/с 40702810825510000059, в Новосибирский РФ АО «РОССЕЛЬХОЗБАНК»
г. Новосибирске, к/с 30101810700000000784 БИК 045004784
ОГРН 1055403027492 ОКПО 76682686 ОКВЭД 43.99, 41.2, 43.11, 43.12

14.06.2019 г.

г. Новосибирск

СПРАВКА

о практическом использовании результатов исследований, выполненных к.т.н., доцентом
СГУПС Ланисом Алексеем Леонидовичем в диссертационной работе: «Армирование
эксплуатируемых высоких насыпей с инъектированием твердеющих растворов», представленной
на соискание ученой степени доктора технических наук

Результаты научных исследований, отраженные в диссертационной работе Ланиса А.Л. были использованы при проектировании и реализации упрочнения оснований мостовых переходов на объекте: «Ефремовское месторождение – причал на реке Б. Юган на участке ПК 262+00 – ПК 624+72 с подходами к мосту через реку Б. Юган». В составе работ разработаны мероприятия по усилению подходных насыпей и оснований фундаментов мостов через р. Метльмехигель (ПК 413+07,00), ручей (ПК 436+74,00), ручей (ПК 457+76,00) и р. Лульях (ПК 579+58,00).

При выполнении работ по усилению геотехнических сооружений при непосредственном участии Ланиса А.Л. проводилось научное сопровождение строительства, включившее в том числе работы по контролю качества выполненного усиления. Работы выполнены на действующих сооружениях без ограничения движения, что позволило существенно уменьшить экономические потери. Эффект применения для упрочнения грунтов армирования с инъектированием твердеющих растворов составил не менее 45 млн. рублей в ценах 2015 г. Период окупаемости составил один год.

Рассмотренные в диссертационном исследовании методы усиления грунтов представляют интерес с точки зрения практического внедрения, поскольку в ряде случаев позволяют достигать качественного технического результата, при меньших (до 3 раз), в сравнении с альтернативными вариантами, затратах на строительно-монтажные работы.

Директор ООО «СИНТЕЗ»

М. Г. Кавардаков.

т/ф (383) 227-93-50

E-mail: sintez-nsk@yandex.ru



Приложение Б

Результаты расчетов показателей эффективности капитальных вложений различных вариантов усиления грунтов эксплуатируемых насыпей

Таблица Б.1 – Расчет показателей эффективности капитальных вложений по усилению грунтов земляного полотна напорным инъецированием

Показатели	Единовременные КВ, тыс. р.	Эффект от сокращения эксплуатационных расходов	Расходы, связанные с восстановлением доп. скоростей	Расходы на торможение поездов	Расходы на содержание постоянных устройств	Эффект от повышения массы поезда	Всего эффекты за год	Коэффициент дисконтирования	ЧДД по годам	ЧДД с нарастающим итогом	индекс доходности
Ставка дисконтирования – 10 %											
0	8021							1,000	-8021,03	-8021,01	2,5
1		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,909	2971,6	-5049,4	
2		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,826	2701,5	-2347,9	
3		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,751	2455,9	108,0	
4		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,683	2232,6	2340,6	
5		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,621	2029,7	4370,2	
6		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,564	1845,1	6215,4	
7		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,513	1677,4	7892,8	
8		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,467	1524,9	9417,7	
9		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,424	1386,3	10804,0	
10		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,386	1260,3	12064,2	
Ставка дисконтирования – 15 %											
0	8021							1,000	-8021,0	-8021,0	2,0
1		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,870	2842,4	-5178,6	
2		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,756	2471,7	-2706,9	
3		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,658	2149,3	-557,7	
4		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,572	1868,9	1311,3	
5		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,497	1625,2	2936,4	
6		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,432	1413,2	4349,6	
7		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,376	1228,9	5578,5	
8		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,327	1068,6	6647,1	
9		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,284	929,2	7576,3	
10		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,247	808,0	8384,3	
Ставка дисконтирования – 20 %											
0	8021							1,000	-8021,03	-8021,01	1,7
1		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,833	2724,0	-5297,0	

Продолжение таблицы Б.1

Показатели	Единовременные КВ, тыс. р.	Эффект от сокращения эксплуатационных расходов	Расходы, связанные с восстановлением доп. скоростей	Расходы на торможение поездов	Расходы на содержание постоянных устройств	Эффект от повышения массы поезда	Всего эффекты за год	Коэффициент дисконтирования	ЧДД по годам	ЧДД с нарастающим итогом	индекс доходности
2		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,694	2270,0	-3027,1	
3		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,579	1891,7	-1135,4	
4		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,482	1576,4	441,0	
5		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,402	1313,7	1754,6	
6		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,335	1094,7	2849,3	
7		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,279	912,3	3761,6	
8		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,233	760,2	4521,8	
9		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,194	633,5	5155,3	
10		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,162	527,9	5683,3	

Таблица Б.2 – Расчет показателей эффективности капитальных вложений по усилению грунтов земляного полотна разрядно-импульсной технологией

Показатели	Единовременные КВ, тыс. р.	Эффект от сокращения эксплуатационных расходов	Расходы, связанные с восстановлением доп. скоростей	Расходы на торможение поездов	Расходы на содержание постоянных устройств	Эффект от повышения массы поезда	Всего эффекты за год	Коэффициент дисконтирования	ЧДД по годам	ЧДД с нарастающим итогом	индекс доходности
Ставка дисконтирования – 10 %											
0	15673,9							1,00	-15673,9	-15673,9	1,3
1		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,91	2971,6	-12702,2	
2		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,83	2701,5	-10000,8	
3		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,75	2455,9	-7544,9	
4		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,68	2232,6	-5312,3	
5		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,62	2029,7	-3282,6	
6		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,56	1845,1	-1437,5	

Продолжение таблицы Б.2

Показатели	Единовременные КВ, тыс. р.	Эффект от сокращения эксплуатационных расходов	Расходы, связанные с восстановлением доп. скоростей	Расходы на торможение поездов	Расходы на содержание постоянных устройств	Эффект от повышения массы поезда	Всего эффекты за год	Коэффициент дисконтирования	ЧДД по годам	ЧДД с нарастающим итогом	индекс доходности
7		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,51	1677,4	240,0	
8		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,47	1524,9	1764,9	
9		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,42	1386,3	3151,1	
10		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,39	1260,3	4411,4	
Ставка дисконтирования – 15 %											
0	15673,9							1,00	-15673,9	-15673,9	1,0
1		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,87	2842,4	-12831,4	
2		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,76	2471,7	-10359,8	
3		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,66	2149,3	-8210,5	
4		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,57	1868,9	-6341,6	
5		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,50	1625,2	-4716,4	
6		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,43	1413,2	-3303,2	
7		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,38	1228,9	-2074,3	
8		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,33	1068,6	-1005,8	
9		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,28	929,2	-76,6	
10		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,25	808,0	731,4	
Ставка дисконтирования – 20 %											
0	15673,9							1,00	-15673,9	-15673,9	0,9
1		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,83	2724,0	-12949,9	
2		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,69	2270,0	-10679,9	
3		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,58	1891,7	-8788,2	
4		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,48	1576,4	-7211,9	
5		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,40	1313,7	-5898,2	
6		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,33	1094,7	-4803,5	
7		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,28	912,3	-3891,2	
8		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,23	760,2	-3131,0	
9		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,19	633,5	-2497,5	
10		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,16	527,9	-1969,6	

Таблица Б.3 – Расчет показателей эффективности капитальных вложений по усилению грунтов земляного полотна объемным армированием

Показатели	Единовременные КВ, тыс. р.	Эффект от сокращения эксплуатационных расходов	Расходы, связанные с восстановлением доп. скоростей	Расходы на торможение поездов	Расходы на содержание постоянных устройств	Эффект от повышения массы поезда	Всего эффекты за год	Коэффициент дисконтирования	ЧДД по годам	ЧДД с нарастающим итогом	индекс доходности
Ставка дисконтирования – 10 %											
0	5066,5							1,00	-5066,5	-5066,5	4,0
1		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,91	2971,6	-2094,9	
2		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,83	2701,5	606,6	
3		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,75	2455,9	3062,4	
4		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,68	2232,6	5295,1	
5		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,62	2029,7	7324,7	
6		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,56	1845,1	9169,9	
7		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,51	1677,4	10847,3	
8		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,47	1524,9	12372,2	
9		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,42	1386,3	13758,5	
10		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,39	1260,3	15018,7	
Ставка дисконтирования – 15 %											
0	5066,5							1,00	-5066,5	-5066,5	3,2
1		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,87	2842,4	-2224,1	
2		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,76	2471,7	247,6	
3		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,66	2149,3	2396,8	
4		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,57	1868,9	4265,8	
5		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,50	1625,2	5890,9	
6		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,43	1413,2	7304,1	
7		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,38	1228,9	8533,0	
8		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,33	1068,6	9601,6	
9		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,28	929,2	10530,7	
10		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,25	808,0	11338,7	
Ставка дисконтирования – 20 %											
0	5066,5							1,00	-5066,5	-5066,5	2,7
1		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,83	2724,0	-2342,6	
2		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,69	2270,0	-72,6	
3		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,58	1891,7	1819,1	
4		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,48	1576,4	3395,5	
5		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,40	1313,7	4709,1	
6		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,33	1094,7	5803,8	
7		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,28	912,3	6716,1	
8		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,23	760,2	7476,3	
9		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,19	633,5	8109,8	
10		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,16	527,9	8637,8	

Таблица Б.4 – Расчет показателей эффективности капитальных вложений по устройству гравитационного поддерживающего сооружения – бермы

Показатели	Единовременные КВ, тыс. р.	Эффект от сокращения эксплуатационных расходов	Расходы, связанные с восстановлением доп. скоростей	Расходы на торможение поездов	Расходы на содержание постоянных устройств	Эффект от повышения массы поезда	Всего эффекты за год	Коэффициент дисконтирования	ЧДД по годам	ЧДД с нарастающим итогом	индекс доходности
Ставка дисконтирования – 10 %											
0	15779,7							1,00	-15779,7	-15779,7	1,3
1		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,91	2971,6	-12808,1	
2		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,83	2701,5	-10106,6	
3		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,75	2455,9	-7650,8	
4		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,68	2232,6	-5418,1	
5		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,62	2029,7	-3388,5	
6		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,56	1845,1	-1543,3	
7		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,51	1677,4	134,1	
8		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,47	1524,9	1659,0	
9		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,42	1386,3	3045,3	
10		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,39	1260,3	4305,5	
Ставка дисконтирования – 15 %											
0	15779,7							1,00	-15779,7	-15779,7	1,0
1		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,87	2842,4	-12937,3	
2		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,76	2471,7	-10465,6	
3		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,66	2149,3	-8316,4	
4		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,57	1868,9	-6447,4	
5		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,50	1625,2	-4822,3	
6		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,43	1413,2	-3409,1	
7		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,38	1228,9	-2180,2	
8		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,33	1068,6	-1111,6	
9		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,28	929,2	-182,5	
10		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,25	808,0	625,5	
Ставка дисконтирования – 20 %											
0	15779,7							1,00	-15779,7	-15779,7	0,9
1		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,83	2724,0	-13055,8	
2		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,69	2270,0	-10785,8	
3		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,58	1891,7	-8894,1	
4		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,48	1576,4	-7317,7	
5		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,40	1313,7	-6004,1	
6		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,33	1094,7	-4909,4	
7		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,28	912,3	-3997,1	
8		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,23	760,2	-3236,9	
9		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,19	633,5	-2603,4	
10		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,16	527,9	-2075,4	

Таблица Б.5 – Расчет показателей эффективности капитальных вложений по усилению грунтов армированием набивными сваями в раскатанных скважинах

Показатели	Единовременные КВ, тыс. р.	Эффект от сокращения эксплуатационных расходов	Расходы, связанные с восстановлением доп. скоростей	Расходы на торможение поездов	Расходы на содержание постоянных устройств	Эффект от повышения массы поезда	Всего эффекты за год	Коэффициент дисконтирования	ЧДД по годам	ЧДД с нарастающим итогом	индекс доходности
Ставка дисконтирования – 10 %											
0	1912,7							1,00	-1912,7	-1912,7	6,5
1		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,91	2971,6	1058,9	
2		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,83	2701,5	3760,4	
3		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,75	2455,9	6216,3	
4		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,68	2232,6	8448,9	
5		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,62	2029,7	10478,6	
Ставка дисконтирования – 15 %											
0	1912,7							1,00	-1912,7	-1912,7	5,7
1		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,87	2842,4	929,7	
2		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,76	2471,7	3401,4	
3		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,66	2149,3	5550,7	
4		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,57	1868,9	7419,6	
5		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,50	1625,2	9044,8	
Ставка дисконтирования – 20 %											
0	1912,7							1,00	-1912,7	-1912,7	5,1
1		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,83	2724,0	811,3	
2		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,69	2270,0	3081,3	
3		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,58	1891,7	4972,9	
4		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,48	1576,4	6549,3	
5		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,40	1313,7	7863,0	

Таблица Б.6 – Расчет показателей эффективности капитальных вложений по устройству участка переменной жесткости путем укладки щебня, армированного георешетками

Показатели	Единовременные КВ, тыс. р.	Эффект от сокращения эксплуатационных расходов	Расходы, связанные с восстановлением доп. скоростей	Расходы на торможение поездов	Расходы на содержание постоянных устройств	Эффект от повышения массы поезда	Всего эффекты за год	Коэффициент дисконтирования	ЧДД по годам	ЧДД с нарастающим итогом	индекс доходности
Ставка дисконтирования 10 – %											
0	5493,8							1,00	-5493,8	-5493,8	2,3
1		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,91	2971,6	-2522,1	
2		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,83	2701,5	179,3	
3		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,75	2455,9	2635,2	
4		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,68	2232,6	4867,9	
5		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,62	2029,7	6897,5	
Ставка дисконтирования 15 – %											
0	5493,8							1,00	-5493,8	-5493,8	2,0
1		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,87	2842,4	-2651,3	
2		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,76	2471,7	-179,7	
3		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,66	2149,3	1969,6	
4		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,57	1868,9	3838,6	
5		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,50	1625,2	5463,7	
Ставка дисконтирования 20 – %											
0	5493,8							1,00	-5493,8	-5493,8	1,8
1		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,83	2724,0	-2769,8	
2		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,69	2270,0	-499,8	
3		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,58	1891,7	1391,9	
4		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,48	1576,4	2968,3	
5		2954,1	355,8	2534,3	64,0	314,7	3268,8	0,40	1313,7	4281,9	