

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ
ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение
высшего образования
Национальный исследовательский технологический университет «МИСИС»

На правах рукописи

Насибуллин Рамиль Раильевич

ЗАКОНОМЕРНОСТИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ГРУНТОВОГО МАССИВА И
ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ ПУТЕЙ ПРИ ПРОХОДКЕ
ТОННЕЛЕЙ С ПОМОЩЬЮ ТПМК

2.8.6. «Геомеханика, разрушение горных пород, рудничная
аэрогазодинамика и горная теплофизика»

Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук

Научный руководитель: кандидат технических наук, доцент
Набатов Владимир Вячеславович

Москва, 2025

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
ГЛАВА 1. ОБЗОР СОВРЕМЕННОГО СОСТОЯНИЯ ВОПРОСОВ ГЕОМЕХАНИЧЕСКОГО КОНТРОЛЯ ПРИ БЕЗАВАРИЙНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫХ ТОННЕЛЕЙ МЕТРОПОЛИТЕНОВ	9
1.1. Обзор типичных аварийных ситуаций, возникающих при проходке тоннелей метрополитенов.....	9
1.2. Объекты, задачи и методы контроля при строительстве тоннелей метрополитенов.....	13
1.3. Методы контроля используемые при мониторинге воздействия ТПМК на породный массив.....	23
1.4. Обзор вопросов разработки и использования прогнозных моделей	28
1.5. Мировой опыт контроля ситуаций подработки железнодорожных путей при щитовой проходке	33
1.6. Выводы.....	37
ГЛАВА 2. ВЫЯВЛЕНИЕ ЗАКОНОМЕРНОСТЕЙ ИЗМЕНЕНИЯ НДС ПОРОДНОГО МАССИВА ПРИ ПОДРАБОТКЕ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ ПУТЕЙ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ПРОИЗВЕДЕННЫХ НАТУРНЫХ ИЗМЕРЕНИЙ	40
2.1. Описание участков строительства.....	40
2.2. Технология строительства перегонных тоннелей метро.....	41
2.3. Инженерно-геологические условия.....	43
2.4. Описание участков пересечения строящихся перегонных тоннелей метро с существующими железнодорожными путями	47
2.5. Описание железнодорожных путей.....	49
2.6. Методика проведения натурных геодезических измерений	50
2.7. Закономерности выявленные при геодезических измерениях	54

2.8. Методика проведения натуральных геотехнических измерениях	63
2.9. Закономерности выявленные при геотехнических измерениях	71
2.10. Выводы.....	76
ГЛАВА 3. ПОСТРОЕНИЕ И ВАЛИДАЦИЯ КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНЫХ МОДЕЛЕЙ.....	78
3.1. Параметры конечно-элементных моделей.....	78
3.2. Анализ результатов моделирования, валидация моделей.....	82
3.3. Выводы.....	86
ГЛАВА 4. ВЫЯВЛЕНИЕ ЗАКОНОМЕРНОСТЕЙ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ГРУНТОВОГО МАССИВА ПРИ ПРОХОДКЕ ТОННЕЛЕЙ ПОД СУЩЕСТВУЮЩИМИ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫМИ ПУТЯМИ	88
4.1. Исследование влияние параметров модели на особенности деформирования породного массива	88
4.2. Исследования особенностей деформирования основания железнодорожного полотна.....	91
4.3. Анализ дополнительного эмпирического материала	100
4.4. Использование выявленных закономерностей для ведения контроля воздействия проходки тоннелей метро с помощью ТПМК на грунтовое основание железнодорожных путей.....	104
4.5. Выводы.....	108
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	111
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	113
ПРИЛОЖЕНИЕ А	133
ПРИЛОЖЕНИЕ Б.....	146

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы диссертационного исследования связана с активным развитием подземного транспорта в крупных городах и, в частности, в Москве. Увеличение протяженности строящихся тоннелей метро с помощью тоннелепроходческих механизированных комплексов (ТПМК) приводит к возникновению новых, нетипичных ситуаций, к которым относится проходка тоннелей под существующими железнодорожными путями.

Поскольку город пронизан транспортными системами, как наземными, так и подземными, всё чаще возникают ситуации их пересечения. При этом в последние годы наблюдается рост количества аварий. Это легко объяснить увеличением объёмов подземного строительства, необходимостью работать во всё более усложняющейся геологической среде мегаполиса, а также повышением требований к безопасности объектов современного строительства.

Существенно снизить вероятность аварии можно с помощью геомеханического прогноза, который служит основанием для принятия технологических решений и традиционно реализуется построением прогнозных моделей с использованием конечно-элементного численного моделирования. Одним из наиболее перспективных решений также является использование технических средств контроля напряженно-деформированного состояния (НДС) в глубине породного массива.

Стоит отметить, что результаты геомеханического прогноза довольно часто расходятся с результатами поверхностных геодезических наблюдений. Наиболее вероятными причинами этой ситуации является недостаточная изученность вопросов сложного напряженно-деформированного состояния массива пород (НДС) в его глубине, возникающего при подземном строительстве. Кроме того, существуют неточность определения свойств пород при инженерных изысканиях и неизвестность технологических

аспектов строительства (например, перебор грунта при щитовой проходке), применяемых при расчете прогнозной модели. Важен и тот факт, что прогнозные модели фактически верифицируются по измерениям, производимым только в ограниченной части массива на поверхности Земли или на стенках тоннеля. Обширные области внутренней части массива пород, находящегося под воздействием проходки, фактически никак не контролируются.

Важность снижения рисков при увеличении объемов подземного строительства, а также увеличение количества ситуаций пересечения строящихся тоннелей и железнодорожных линий, присутствие ряда нерешенных проблем геомеханического прогноза и контроля делает тему исследования влияния проходки тоннелей с помощью ТПМК на железнодорожные пути важной и актуальной для исследования.

Цель работы состоит в выявлении закономерностей поведения грунтового массива при подземном строительстве тоннелей метрополитенов, служащих основанием для разработки технических решений по безаварийной эксплуатации железнодорожных путей, находящихся в зоне воздействия подземного строительства.

Идея работы заключается в совместном анализе результатов конечно-элементного моделирования и натурных измерений деформаций поверхностных и глубинных участков породного массива при проходке тоннелей с помощью ТПМК под системой железнодорожных путей для выявления причин неравномерного опускания грунта под ними.

Основные научные положения, выносимые на защиту:

1. По результатам натурных наблюдений за грунтовым массивом и рельсами железнодорожного полотна в зоне влияния ТПМК установлено бóльшее опускание дальних по отношению к приближающемуся забою рельсов по сравнению с ближними, что может служить источником аварий.

2. Выявлена причина бóльшего опускания дальнего по отношению к приближающемуся забою рельса, состоящая в несимметричном относительно

оси железной дороги распределении областей пластических деформаций, вызванных неравномерным деформированием массива при перемещении ТПМК.

3. Выявлена закономерность возникновения двух временных максимумов абсолютных значений скоростей V_1 и V_2 горизонтальных деформаций грунтового массива в процессе движения ТПМК, соотношение которых V_2/V_1 служит индикатором снижения чрезмерных деформаций и минимизации изменений напряженно-деформированного состояния массива пород в результате проходки.

Обоснованность и достоверность научных положений, выводов и рекомендаций подтверждается:

– непротиворечивостью результатов исследования законам геомеханики и общим законам физики;

– применением средств измерений с высокими метрологическими характеристиками, а также хорошо зарекомендовавших себя методов и программ расчёта конечно-элементных моделей и обработки экспериментальных данных,

– удовлетворительными результатами валидации построенных численных моделей по экспериментальным данным;

– хорошей сходимостью результатов натурных измерений и результатов расчёта конечно-элементных моделей.

Методы исследований включают: анализ и обобщение научно-технической информации; статистический анализ результатов натурных измерений; сравнительный анализ конечно-элементных моделей; валидация получаемых моделей по результатам с натурального эксперимента.

Научная новизна работы заключается в:

– выявлении закономерностей, связанных с неравномерными вертикальными осадками приближенных к забою ТПМК и удалённых от него участков железнодорожного полотна, способных быть причиной развития аварийной ситуации;

– выявлении несимметричного распределения областей пластической деформации вблизи железнодорожных путей, находящихся в зоне воздействия проходки с помощью ТПМК;

– выявлении закономерностей, состоящих в увеличении, уменьшении и повторном увеличении скоростей горизонтальных деформаций, наблюдающихся в глубине массива при строительстве тоннеля.

Практическая значимость и реализация результатов:

Разработаны «Методические рекомендации по контролю воздействия проходки тоннелей метро с помощью ТПМК на грунтовое основание железнодорожных путей по результатам инклинометрических измерений», переданные для использования в ООО «СпецСтройЭксперт».

Апробация работы

Результаты работы были представлены на следующих конференциях: XV Всероссийская молодежная научно-практическая конференция «Проблемы недропользования» (9-11 февраля 2024 г., Институт горного дела УрО РАН г. Екатеринбург); «Неделя горняка — 2024» (29 января – 2 февраля, г.Москва); Междисциплинарная дискуссионная научно-практическая конференция «Мониторинг состояния сооружений и оснований: диагностика, оценка и прогнозирование» (24-26 апреля 2024 г., г.Сочи); 6 конференция Международной научной школы академика РАН К.Н.Трубецкого «Проблемы и перспективы комплексного освоения и сохранения земных недр», посвященная 300-летию Российской академии наук, 17-21 июня 2024 г. , ИПКОН РАН , г.Москва; XXV международная конференция «Физико-химические и петрофизические исследования в науках о Земле», 30 сентября - 4 октября 2024 г., ГЕОХИ, ИФЗ и ИГЕМ РАН, ГО «Борок» ИФЗ РАН, г.Москва.

Публикации: По теме диссертации опубликованы 4 научные работы, в том числе 2 – в журналах, рекомендуемых ВАК Минобрнауки России.

Структура и объем работы. Диссертационная работа состоит из введения, 4 глав, заключения, списка использованной литературы из 164 источника, содержит 46 рисунков и 2 таблицы.

ГЛАВА 1. ОБЗОР СОВРЕМЕННОГО СОСТОЯНИЯ ВОПРОСОВ ГЕОМЕХАНИЧЕСКОГО КОНТРОЛЯ ПРИ БЕЗАВАРИЙНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫХ ТОННЕЛЕЙ МЕТРОПОЛИТЕНОВ

1.1. Обзор типичных аварийных ситуаций, возникающих при проходке тоннелей метрополитенов

В процессе возведения тоннельных сооружений возникают разнообразные инциденты, специфика которых обусловлена множеством факторов, включая геометрические параметры тоннеля, его местоположение, глубину залегания, геологические условия участка и применяемые строительные технологии. Исследование причин возникновения аварий позволяет выявить ключевые закономерности, способствующие их появлению, определить слабые стороны проектных решений и разработать меры по их устранению, что в конечном итоге способствует повышению надежности конструкции.

Стоит отметить, что в последние годы наблюдается рост количества аварий, возникающих при процессе строительства тоннелей метрополитенов. Это легко объяснить: увеличением объёмов подземного строительства, повышением требований к безопасности объектов современного строительства [1, 2], а также необходимостью работать во всё более усложняющейся геологической среде мегаполиса [3, 4, 5]. Последний фактор, в частности, связан с тем, что город уже пронизан наземными транспортными системами. Поэтому всё чаще возникают ситуации пересечения наземной и подземной транспортных сетей. Это приводит к возникновению новых, нетипичных ситуаций к которым, в частности, относится проходка тоннелей под железнодорожными путями.

По масштабу ущерба и объему повреждений все аварии можно классифицировать на две категории: масштабные и локальные. Масштабные аварии затрагивают всю тоннельную конструкцию и приводят к длительной приостановке её эксплуатации. Такие происшествия часто сопровождаются травмами и человеческими жертвами. Локальные аварии характеризуются разрушениями лишь на отдельных участках тоннеля, и их последствия могут быть оперативно устранены [6].

Аварийные ситуации в тоннелях являются результатом комплексного взаимодействия множества факторов, определяющих их характер и уровень опасности. Основными причинами аварий в процессе строительства тоннелей выступают следующие факторы:

- ошибки, возникающие вследствие недостаточной квалификации или халатности специалистов, занимающихся изысканиями, проектированием, строительством и эксплуатацией объектов;

- нарушения установленных режимов работы, технических норм и параметров, предусмотренных правилами безопасности, инструкциями, регламентирующими документами и стандартами;

- несвоевременность проведения регулярных осмотров и ремонтных работ;

- конструктивные дефекты оборудования, низкая надёжность, а также несоответствие используемого оборудования и материалов предъявляемым техническим требованиям.

В работе [6, 7, 8] представлен подробный обзор аварийных ситуаций при строительстве тоннелей возникшие как в мировой, так в отечественной практике.

Наиболее типичными и сравнительно частыми авариями, возникающими при строительстве тоннелей, являются обрушения грунтового массива в забое, прорывы грунтовых вод в выработанное пространство, заклинивание рабочего органа ТПМК, аномальное повышение давления в рабочей камере, разрушения обделки тоннеля [7, 9]. В контексте темы

технологических причин аварийными ситуациями также могут стать: отклонение траектории ТПМК, требующее коррекции [7, 9]; проблемы с выносом породы из-за засоров в шнековом конвейере; аварии электроснабжения и систем управления [6].

С позиции влияния на грунтовый массив наиболее распространенными аварийными ситуациями являются неравномерные либо избыточные деформации грунта, вызывающие повреждения зданий и элементов инфраструктуры. Обнаружение таких ситуаций обычно осуществляется посредством геодезического мониторинга. В некоторых случаях эти процессы могут достигать критической стадии, приводя к катастрофическим обрушениям строений, разрушению подземных конструкций и образованию провалов в дорожных одеждах [10, 11]. Также в ряде случаев возникает ситуация, когда возможно нарушение устойчивости подпорных стен и склонов. В этих ситуациях одна аварийная ситуация способна вызвать другую более крупную [10]. Чрезмерные деформации грунта могут вызывать неравномерную осадку фундаментов, что может привести к их разрушению и потере устойчивости зданий.

В ряде случаев аварийные ситуации могут быть в течение какого-то времени скрыты. Так деформации массива могут приводить к повреждениям подземных водонесущих и газовых коммуникаций, протечки из которых могут провоцировать дальнейшее развитие аварийной ситуации [12, 13, 14].

Относительно уже построенного тоннеля метрополитена могут развиваться ситуации потенциально способные приводить к авариям. Этому могут способствовать появление трещин и повреждение обделки [15, 16, 17, 18, 19]; несоосность колец обделки [20, 21]; локальное просачивание грунтовых вод в тоннель [19, 22, 23,]. Развитие подобной ситуации может приводить к нескомпенсированным нагрузкам на поверхность тоннельной обделки, что может ускорять процесс трещинообразования и, в конце концов, приводить к разрушению тоннеля с существенными последствиями, подобными описанным выше. Все эти факторы также приводят к коррозии

арматуры, что со временем также может приводить к потере несущей способности конструкции тоннеля.

Отдельным вопросом является возникновение аварийной ситуации в случае подработки транспортных сетей города. Тоннели метро имеют достаточно большую протяжённость и многократно пересекают существующие транспортные сети, к которым относятся другие тоннели метро, дорожные тоннели и наземная транспортная сеть. В частности, наземная транспортная сеть представлена железнодорожной сетью, довольно хорошо развитой в Москве.

При подработке железнодорожных путей могут возникать аварийные ситуации, связанные с просадками дневной поверхности. Это может приводить к тому, что рельсы могут образовывать прогибы или волнообразные деформации, также возможны ситуации изменения ширины колеи. Так же опасны перекосы рельсового пути и провалы под рельсовыми путями [24]. Нестабильное основание и осадки могут увеличивать динамические нагрузки на пути (возможны ситуации усиления вибрации). Это приводит к необходимости вести оперативный ремонт и снижать скорость прохождения поездов.

Деформации массива, вызванные проходкой, также могут влиять на важные элементы конструкции железнодорожного пути. Так деформации массива могут привести к образованию трещин в железнодорожной насыпи, что может критически снизить ее устойчивость и несущую способность. Деформации могут оказывать воздействие на опоры эстакад, железнодорожные мосты или путепроводы [25, 26, 27].

Всё эти описанные ситуации могут привести к сходу поездов с рельсов. Опасными дополнительными факторами в этом случае являются высокие скорости проходящих поездов, а также высокие нагрузки, которые грузовые поезда могут оказывать на массив пород, являющийся основанием для железнодорожных путей.

Общепринятой практикой избегания аварийных ситуаций является использование контроля в процессе ведения подземного строительства тоннелей метрополитена. Информация, получаемая в результате процедур контроля, позволяет оперативно предпринять важные действия по предупреждению аварии, введению ограничений по параметрам, как самой проходки, так и эксплуатации железнодорожных путей, а также заблаговременному проведению ремонта железнодорожных путей и их основания.

Общепризнанной мерой предотвращения аварийных ситуаций при возведении тоннелей метро является применение системы мониторинга на всех этапах строительства. Данные, полученные в ходе мониторинга, позволяют своевременно принимать необходимые решения для предупреждения аварий, введения ограничений на параметры проходческих работ и эксплуатации железнодорожных путей, а также для своевременного выполнения ремонтных работ на путях и их основании.

1.2. Объекты, задачи и методы контроля при строительстве тоннелей метрополитенов

В первую очередь стоит отметить, что строительство перегонных тоннелей метро имеет большую протяженную зону влияния, в которую попадает плотная окружающая застройка. Контролируемую окружающую застройку можно классифицировать следующим образом: промышленные и гражданские здания [4, 10, 28, 29], транспортная инфраструктура [5, 10, 29, 30] и инженерные коммуникации [12, 13, 14]. Важным объектом контроля также является грунтовый массив, который в свою очередь и является основанием сооружений окружающей застройки.

В процессе проходки практически всегда над тоннелем формируется так называемая мульда оседания, представляющая собой симметричную впадину

вдоль оси тоннеля. Её ширина зависит от глубины заложения выработки, диаметра тоннеля и свойств грунта. Довольно часто возникает вопрос оценки параметров мульды оседания. Поскольку в городе довольно часто строительство происходит под находящимися на поверхности сооружениями эти параметры имеют важное значение, поскольку позволяют оценить риск повреждения сооружений, прогнозировать поведение породного массива, управлять параметрами проходки. Оценку этих деформаций на стадии прогноза принято производить с помощью либо аналитических расчётов [31, 32, 33], либо с помощью конечной элементного моделирования [34, 35, 36]. Непосредственно в процессе строительства принято вести геодезический мониторинг, реализуемый во множестве участков по трассе щита.

Важной особенностью воздействия ТПМК на вмещающий массив является опосредованное воздействие на инженерные сети. Здесь особой важностью обладают подземные водонесущие коммуникации. Возникновение деформаций грунтового массива на протяжённых участках приводят к тому, что подземные коммуникации начинают деформироваться вместе с массивом. Это приводит к возникновению на этих конструкциях дополнительных изгибных нагрузок [14]. В течение длительного времени подобные нагрузки приводят к возникновению трещин, через которые вода может поступать в породный массив. Возникающее при этом размывание массива приводит к образованию дополнительных полостей, которые могут оказывать существенное воздействие на окружающую застройку [12, 13].

Стоит отметить, что ключевой особенностью этой проблемы является протяжённость возводимого объекта (десятки километров тоннеля метро в насыщенном инфраструктурой подземном пространстве мегаполиса), что приводит к частым пересечениям подземных коммуникаций, а также к ситуациям, когда тоннели и коммуникации могут пересекаться под небольшим углом. Поскольку трассу тоннеля пересекает множество коммуникаций, и при этом некоторые из них могут находиться в

предаврийном состоянии, дополнительные деформации массива могут существенно повлиять на них и создать аварийную ситуацию.

Для решения этой проблемы используются геофизический контроль. Чаще всего здесь используется георадиолокация [37, 38, 39], достоинством которой является высокая разрешающая способность и высокая оперативность процедур контроля. Стоит отметить, что низкая глубинность этого метода не является проблемой, поскольку производится контроль объектов, расположенных на небольшой глубине [40]. Также стоит отметить, что в большинстве случаев проблема воздействия помеховых факторов (в частности, так называемых воздушных помех) не очень существенна, хотя на некоторых участках это может играть роль. Большую проблему для этого метода контроля играет недоступность участков поверхности для съёмки.

Отдельной сложной проблемой строительства тоннелей метрополитена является возникновение полостей в заобделочном пространстве. Причинами таких полостей на стадии строительства являются некачественно проведённый тампонаж [41]. При этом в ряде случаев проблема состоит не в некачественно проведённой технической процедуре, а в высокой проницаемости массива. В частности, подобная ситуация возникает на участках с высоким развитием карстового процесса, или на участках, где присутствует так называемый речной врез.

Наличие полостей не только воздействует на обделку тоннеля (в зоне полости обделка не воспринимает нагрузку от грунтового массива, что приводит к перераспределению нагрузки на близлежащие участки тоннеля, вызывая существенные деформации обделки), но и может воздействовать на окружающую застройку, наземные транспортные пути и подземную инфраструктуру [42]. Эта ситуация становится особенно опасной в случае возникновения протяжённых полостей длиной в несколько метров или даже десятков метров [43].

Контроль наличия полостей обычно реализуется через геофизическое обследование, целью которого является выявление полостей за обделкой.

Непосредственно на границе "грунт–обделка" можно выявлять полости с помощью исследований из внутреннего пространства тоннеля. При этом используются сейсмоакустические методы и георадиолокация [44, 45, 46]. Крупные разуплотнения, находящиеся рядом с тоннелем, такие как карсты, речные врезы могут определяться с помощью геофизического обследования с поверхности. Здесь активно применяются сейсморазведка [47, 48] и низкочастотная георадиолокация [49, 50]. После выявления реализуется либо процедура повторного тампонирувания, производимого из пространства тоннеля, либо инъектирование с поверхности.

Ведение щитовой проходки может существенно влиять на гидрогеологические особенности того или иного участка. В первую очередь это связано с такими процессами, как протечки грунтовых вод во внутреннее пространство тоннеля. Подобные процессы могут приводить к выносу (суффозии) грунтов в тоннель, что вызывает развитие разуплотнений в заобделочном пространстве [15, 16, 17, 18, 19]. Важное значение для скорости развития этих процессов имеет специфика строения породного массива и свойства пород, слагающих его [51, 52]. Так, например, в крупнозернистом песчаном слое, лежащем под мелкозернистым песчаным слоем скорость выноса может быть очень высокой [51]. Также подобные протечки могут приводить к дренированию участков массива, что изменяет его физико-механические свойства и, таким образом, может влиять на состояние сооружений и инфраструктуры на этом участке.

В процессе щитовой проходки часто может происходить нарушение водоупорных слоёв, что приводит к возникновению дополнительных путей движения грунтовых вод. Сам по себе строящийся тоннель может выступать в качестве барьера, нарушающего движение подземных вод. Это может приводить к подтоплению, а также увеличению гидростатического давления на конструкции [53].

Подземное строительство тоннелей метрополитена сопряжено с рядом особенностей, как самого строительства, так и воздействия грунтового

массива на ТПМК и тоннеля. В ряде случаев эти особенности могут приводить к серьёзным осложнениям и вызывать существенные деформации в окружающем массиве, влияющем на состояние зданий и сооружений; на поверхности; на инфраструктуру; на транспортные системы, в частности железнодорожные пути.

На степень выраженности этих деформаций существенное влияние оказывает ряд факторов. В первую очередь стоит сказать о влиянии физико-механических свойств пород. Наличие в разрезе несвязных, слабоустойчивых грунтов способно существенно увеличивать деформации [54]. Так же важным фактором являются нарушения геологического напластования (выклинивания, линзы и т.д.) [55]. При проходке вблизи границы крутопадающих слоев, сложенных грунтами, существенно отличающимися по физико-механическими свойствами, могут возникать ситуации неравномерно распределённого давления, как в забое, так и на обделке. Подобная ситуация может быть причиной обрушения, неконтролируемого искривления трассы тоннеля [56].

Важное значение имеют гидрогеологические особенности массива. В ситуации высокого уровня грунтовых вод, возникающего при изменении глубины проходки или при изменении геологического строения (в том числе при встрече с неоднородностями) возможны существенные вариации гидростатического давления, воздействующие как на забой, так и на обделку [54]. Нередко в таких ситуациях возникающие в массиве деформации могут существенно расходиться с прогнозными. Ситуация быстрого, неожиданного поднятия давления в забое из-за возникшего напора грунтовых вод часто приводит к необходимости его сброса с помощью сверхнормативной выемки грунта [57]. Это также может оказывать существенное воздействие на финальные деформации грунтового массива.

Наличие вблизи трассы тоннеля участков с проявлением карстовых процессов оказывает значительное воздействие на условия строительства тоннелей метро с использованием ТПМК. Участки, характеризующиеся

наличием пустот и разуплотненных грунтов, создают сложную систему напряжений и деформаций вокруг себя, что может приводить к избыточным нагрузкам на ТПМК и уже построенную тоннельную конструкцию [58, 59]. На участках с развитым карстообразованием может существенно меняться проницаемость грунтов, что может интенсифицировать водоприток из окружающих водоносных горизонтов, приводя к изменению несущей способности грунтов и увеличению поступления воды в выработку [60].

Вблизи участков с развитием карстового процесса ведение ТПМК может существенно усложняться. В некоторых случаях управление щитом становится невозможным, что приводит к необходимости полной остановки проходки и строительства нового тоннеля.

Также довольно опасными объектами для ТПМК являются пльвуны. Их наличие вблизи трассы тоннеля может приводить к прорывам воды в тоннель и невозможности ведения дальнейшего строительства [55, 61].

Типичными способами контроля в этих случаях является использование геофизических обследований, производимых с поверхности. Карсты и пльвуны выявляются и оконтуриваются с помощью таких методов, как сейморазведка, электроразведка, георадиолокация [62, 63, 64, 65]. Далее полученные данные можно использовать для разработки прогнозных моделей, с помощью которых оценивается степень воздействия этих опасных объектов на строящийся тоннель и ТПМК. В ряде случаев применяется инъецирование специальных растворов, способных укреплять массив. В процессе инъецирования для контроля процесса укрепления массива также используются геофизические методы [66, 67].

Довольно большую опасность для ТПМК представляет присутствие на трассе строящегося тоннеля крупных валунных включений. В этой ситуации возможно заклинивание ротора, поломка резцов, образование вывала в забое [56]. Наличие относительно мелких камней также нежелательно, поскольку приводит к быстрому износу режущего инструмента ротора ТПМК. Эту ситуацию можно компенсировать снижением скорости проходки.

Предотвращение аварийных ситуаций реализуется с помощью геофизического контроля, производимого как из пространства тоннеля [56], так и с поверхности [68]. Наиболее удачным выбором при обследовании с поверхности будет использование низкочастотной георадиолокации, при условии возможности обследования на целевых глубинах.

В ряде случаев источником аварийной ситуации может стать наличие в грунтовом массиве техногенного объекта. При проходке в мегаполисах возможны ситуации, когда в результате выравнивания поверхности засыпаются участки понижения рельефа, в которых остаются технические объекты, такие как элементы подземных коммуникаций, остатки зданий, фундаменты, подпорные стенки, скопления строительного мусора [65]. Возможны случаи, когда до глубины, на которой ведётся проходка, доходят различные эксплуатируемые технические объекты, например сваи [69]. Выявление подобных объектов и контроль их положения относительно щита также осуществляется с помощью геофизических методов при съёмке из тоннеля, из ТПМК и с поверхности.

Помимо влияния особенностей геологического строения и физико-механических свойств пород на деформации грунтового массива и окружающей застройки существенно влияют различные технические особенности процесса строительства.

На деформации в породном массиве существенное влияние оказывает давление пригруза ТПМК. Расчётные значения этого параметра не всегда могут быть корректными на тех или иных участках, что связано с недостатком информации о массиве. Неверные оценки давления пригруза могут приводить как к перебору грунта, так и к его выпору [29, 70, 71].

Также из особенностей процесса проходки на НДС массива могут существенно влиять скорость вращения режущего органа, усилие, скорость продвижения, давление тампонажного раствора и пр. факторы [14, 72, 73, 74, 75].

Важным параметром является значение уклона ТПМК. Проходка обычно осуществляется с отрицательным уклоном к оси тоннеля, так как центр тяжести ТПМК расположен в его головной части. В процессе проходки этот уклон постоянно корректируется с помощью домкратов. Небольшой отрицательный уклон обычно способствует меньшим деформациям массива, чем параллельное оси тоннеля движение ТПМК [54, 75].

На деформации в массиве также влияет множество других параметров: качество заполнения пространства за хвостовой оболочкой ТПМК (неудовлетворительное нагнетание тампонажного раствора); уплотнение грунтов вблизи от тоннеля; влияние продвижения ТПМК; деформации и смещения тоннельной обделки и прочие [76, 77, 78, 29].

Важной особенностью линий метро является то что их строят в два тоннеля, расположенные близко друг другу [5, 30, 79, 80, 81]. При этом строительство тоннелей часто ведётся с некоторым временным перерывом – сперва – первый тоннель, потом второй, для того чтобы минимизировать совместное воздействие на окружающий массив. Тем не менее, два процесса строительства, даже если они разнесены во времени оказывают существенное воздействие на породный массив. Стоит отметить, что публикуется достаточно большое количество научных работ, связанных с оценкой воздействия этих особенностей строительства, а также исследования различных схем строительства, призванные минимизировать воздействие (исследуют вариации временных промежутков между этапами строительства, влияние расстояния между забоями и т.п.).

В условиях развитой транспортной сети крупных городов всё чаще возникают ситуации пересечения трассы строящегося тоннеля с уже эксплуатируемыми линиями, такими как существующие тоннели метро, железнодорожные и автодорожные наземные сети, а также железнодорожные и автодорожные подземные тоннели.

Эти ситуации активно контролируются с помощью натуральных измерений, на основе которых строятся прогнозные модели. Они

разрабатываются с помощью аналитических методов [82, 83], методов компьютерного моделирования [84, 85, 86] и физического моделирования [87, 88] и позволяют оценить НДС массива в процессе и после проходки. Также довольно часто с помощью этих методов исследуется влияние на НДС различных параметров проходки, параметров строящихся тоннелей, параметров, эксплуатируемых в процессе проходки транспортных линий.

Довольно много публикаций связано с вопросом проходки новых тоннелей под уже действующими. При пересечении строящегося тоннеля с существующим, почти всегда расстояния между ними мало (единицы метров), что приводит к ситуациям с большими рисками. Принято производить обязательный мониторинг существующего тоннеля, который реализуется в основном в виде геодезических измерений. Поскольку в этом случае деформации регистрируются только внутри самого туннеля то, как изменяется НДС в остальном массиве обычно неизвестно и может быть причиной неполного понимания того, как деформируется массив. Также обязательной стадии мониторинга является построение геотехнической прогнозной модели [84, 85]. В некоторых случаях используются геофизические исследования, производящиеся как из выработанного пространства, так и с поверхности.

В [88] исследуется влияние на массив и на находящиеся в массиве конструкции при проходке одного строящегося тоннеля под двумя существующими. Также на поверхности над этим местом пересечения проходит автодорога. В работе исследуется влияние формы эксплуатируемого (находящегося над строящимся) тоннеля на деформации в массиве и в конструкциях самого тоннеля.

Работы [89, 90] представляют собой пример комплексного обследования эксплуатирующегося туннеля, под которым ведётся проходка двух новых тоннелей. В основу исследования положена работа с конечно-элементными моделями, которые верифицируются и интерпретируются с помощью сейсмоакустического геофизического обследования, производящегося внутри эксплуатируемого тоннеля. Целью этого геофизического обследования

является контроль образования областей разуплотнённых грунтов в заобделочном пространстве. Последовательные циклы геофизического мониторинга выявили особенности появления и сокращения таких областей в процессе проходки расположенных ниже тоннелей. Они сопоставлены с областями пластической деформации изменения формы и размеров, которых оценены с помощью моделирования. По результатам этого комплекса исследования удалось выявить ряд закономерностей поведения массива пород.

Стоит отметить, что публикаций по контролю наземных автодорожных сетей при их подработке в процессе строительства тоннеля метро довольно мало. Это связано с тем, что оседания автомобильной дороги от строительства тоннелей не значимы. А локальные просадки автодорожного пирога легко исправимы. Тем более основные/значимые автомобильные магистрали регулярно ремонтируется. В связи с этим ограничиваются только проведением геодезического контроля.

Опасными для автодорожных наземных сетей является только влияние строительства на подземные коммуникации, нарушение которых может реализоваться в виде течей, которые могут приводить к достаточно существенным осадкам поверхности. Выявления участков этих течей довольно хорошо реализуется с помощью геофизических методов. Чаще всего здесь используется георадиолокация [91, 92, 93].

По сравнению с автодорогами подземные выработки, а также наземные железнодорожные сети контролируются значительно более тщательно. Здесь используется не только геодезические контроль, но и использование множества геофизических методов, также часто реализуется геотехнический прогноз.

В целом можно отметить, что процесс проходки существенно влияет на вмещающий массив, оказывая на него сложное воздействие, связанное со множеством различных особенностей (геологической ситуации, параметров проходки, параметров возводимых и контролируемых сооружений).

Распространённым мнением является утверждение о том, что полного понимания того, как ведёт себя породный массив нет, и желательно дальнейшее развитие теоретического понимания поведения массива. При этом хорошо развитые на настоящий момент системы контроля и мониторинга состояния массива не могут полностью обеспечить безаварийный процесс эксплуатации сооружений вблизи строящегося тоннеля, поскольку позволяют получить информацию лишь в моменте, то есть, когда авария уже реализуется.

1.3. Методы контроля используемые при мониторинге воздействия ТПМК на породный массив

Для контроля технического состояние сооружений окружающей застройки используют визуальный и инструментальный методы.

Визуальный контроль предполагает систематическое наблюдение за возникновением различных дефектов в строительных конструкциях контролируемых объектов, а также возможными провалами в окружающем породном массиве, находящемся в зоне влияния строительных работ. Данный вид контроля предусматривает детальное обследование конструкций зданий и инженерных сетей на предмет появления трещин, смещений, деформаций, коррозионных явлений и иных отклонений от проектных показателей.

По результатам наблюдений составляется ведомость дефектов и повреждений, где фиксируются выявленные проблемы. Эта ведомость обновляется регулярно, чтобы отслеживать динамику изменений в состоянии конструкции. В нее вносятся данные о характере и степени повреждения элементов сооружения, месте их локализации, а также возможные причины возникновения дефектов.

На основе регулярного анализа этой ведомости определяется динамика напряженно-деформированного состояния строительных объектов. Это позволяет оценить изменение нагрузок, распределение усилий внутри

конструкции, степень деформации материалов и другие важные параметры, влияющие на надежность и безопасность эксплуатации здания. Анализ данных помогает своевременно выявить критические изменения и принять меры по устранению проблем до наступления аварийной ситуации.

Одним из основных недостатков визуального контроля является его ограниченная способность к оценке внутренних состояний материалов и конструкций. Дефекты, находящиеся ниже поверхности, такие как микротрещины, внутренние напряжения или коррозионные процессы, остаются недоступными для непосредственного наблюдения, что снижает полноту получаемых данных [94, 95]. Другим существенным фактором, снижающим эффективность визуального контроля, выступает высокая зависимость результатов от профессиональной компетенции и внимательности исполнителей. Отсутствие должной квалификации у сотрудников может привести к пропуску значимых дефектов или неправильной трактовке наблюдаемых явлений.

Кроме того, процесс визуального контроля зачастую сопряжен с высокими временными затратами, особенно когда речь идет о масштабных объектах. Дополнительные сложности возникают при необходимости повторного осмотра после устранения ранее зафиксированных неисправностей. Субъективность восприятия также представляет собой значимый недостаток данного подхода, так как разные специалисты могут по-разному оценивать одни и те же признаки, что негативно сказывается на воспроизводимости результатов [96].

Тем не менее, визуальный контроль обладает рядом несомненных достоинств. Прежде всего, простота и доступность метода делают его универсальным инструментом на всех этапах строительства. Для выполнения такой работы не требуется специализированного оборудования, что значительно сокращает финансовые издержки. Благодаря этому, визуальную оценку можно осуществлять оперативно, обеспечивая своевременное выявление внешних нарушений еще на ранних стадиях.

Еще одним важным преимуществом является отсутствие разрушительного воздействия на контролируемые объекты. В отличие от некоторых инструментальных методов, визуальный контроль не влечет за собой повреждений строительных материалов, сохраняя их исходную структуру. Помимо этого, методика демонстрирует высокую гибкость в применении, будучи пригодной для исследования широкого спектра конструктивных элементов, начиная от железобетонных конструкций и заканчивая металлическими каркасами и кладкой.

Инструментальные методы контроля играют ключевую роль в мониторинге строительных объектов и их окружающего пространства. Регулярное определение количественных параметров контролируемых объектов, таких как элементы окружающей застройки и грунтовые массивы, находящиеся в зоне воздействия, представляет собой основу данного подхода. Сравнение результатов измерений каждого последующего цикла с предыдущими и начальными значениями позволяет выявлять динамику изменения напряжённо-деформированного состояния (НДС). Такой анализ даёт возможность оценивать скорость изменений как в конкретные моменты времени, так и в долгосрочной перспективе.

Одним из наиболее распространенных методов инструментального контроля является геодезический мониторинг. Этот метод основывается на измерениях пространственного положения конструктивных элементов и их смещений относительно исходного состояния. Применяемые для этой цели электронные тахеометры фиксируют изменения геометрии объекта. Данные, полученные в ходе геодезических измерений, обрабатываются и анализируются с помощью специализированных программных комплексов, что позволяет удобно определять деформации, возникающие в процессе строительства. Геодезический мониторинг осуществляется как в ручном, так и в автоматизированном режимах. В отличие от ручного метода, автоматизированный мониторинг основан на применении роботизированных устройств, что увеличивает частоту циклов измерений. Это способствует

оперативной фиксации деформаций и ускорению реагирования в случае необходимости.

Другой важный компонент инструментальных исследований — геотехнический контроль. Этот метод нацелен на изучение механических свойств грунтов, взаимодействующих с фундаментом и подземными частями строительных конструкций. Исследование грунтов включает в себя лабораторные тесты, полевые испытания и моделирование, что позволяет специалистам прогнозировать поведение основания под нагрузкой и предотвращать катастрофические ситуации, такие как просадки, трещины и разрушения. Особое внимание уделяется оценке прочности, сжимаемости и водопроницаемости грунта, поскольку эти характеристики существенно влияют на устойчивость возводимых сооружений [97, 98].

Наконец, геофизические методы представляют собой мощный инструмент для диагностики скрытой структуры строительных объектов и их основания. Методы, основанные на электромагнитных и акустических исследованиях, позволяют заглянуть внутрь конструкций и обнаружить дефекты, полости и неоднородности. Такие технологии становятся незаменимыми при обследовании старых зданий, поиске утечек в трубопроводах и контроле качества строительных работ. Большую роль геофизические методы имеют при обследованиях массивов. С их помощью можно выявлять разуплотнения различной природы. Геофизические методы позволяют выявлять участки развитого карстово-суффозионного процесса (сейсморазведка, низкочастотная георадиолокация, электроразведка); места скопления воды (верховодка, скопления вблизи и внутри балластных призм железнодорожных путей), способные вызвать морозное обучение грунтов; места протечек из коммуникаций [99].

Каждый из перечисленных методов имеет свои уникальные преимущества и ограничения. Так, геодезия характеризуется высокой точностью и возможностью оперативного реагирования на возникающие проблемы, тогда как геотехнические методы требуют больше времени и

ресурсов для проведения экспериментов. Геофизика же выделяется своей способностью проникать сквозь толщу массива, но при этом предъявляет высокие требования к квалификации исполнителей и оборудованию.

Вместе с тем, комплексное использование всех трех методов создает возможность совместной интерпретации результатов, которая значительно усиливает эффективность контроля. Комбинирование данных, полученных разными способами, позволяет получить более полное представление о состоянии объекта и принимать взвешенные решения [100]. Таким образом, интеграция геодезических, геотехнических и геофизических исследований становится основой для надежной и безопасной эксплуатации строительных объектов в условиях современного мира.

По результатам анализа литературного обзора можно сделать вывод что для определенного участка строительства необходимо выбирать конкретный метод и параметр контроля. Например, для водонасыщенных грунтов необходимо контролировать изменения порового давления грунтовых вод [79, 101, 102, 103], для дисперсных грунтов необходимо контролировать перемещения массива по всей глубине [30, 79], для скальных грунтов необходимо контролировать напряжение в массиве [5, 104,105], для мерзлых грунтов необходимо контролировать температуру массива [106, 107], для плотной окружающей застройки необходимо контролировать деформации несущих строительных конструкций и их грунтового основания [10, 108, 109], в случаях приближения щитовой проходке к существующим подземным сооружениям или инженерным коммуникациям контролировать перемещения массива между ними и т.д. Однако на каждом участке строительства используют классический ручной геодезический мониторинг [30, 110, 111] как основной, так и проверочный метод контроля.

Стоит отметить, что почти всегда участок строительства имеет комбинацию различных факторов, делающих каждый объект уникальным. В связи с этим в нормативных документах нет конкретного алгоритма по проведению контроля при строительстве тоннелей метро, а есть лишь

указания по разработки программы мониторинга под конкретный случай и определенные задачи.

1.4. Обзор вопросов разработки и использования прогнозных моделей

В современной практике важное место в задаче контроля состояния массива пород вблизи строящегося туннеля играет использование так называемых геотехнических прогнозных моделей. С их помощью решается ряд задач, таких как управление параметрами проходки, оценки воздействия проходки на сооружения попадающие в зону влияния, проектирование мер по их поддержанию (укрепление, ремонт), оценка воздействия проходки на сам массив [112]. Используется ряд подходов для разработки таких моделей: аналитический, эмпирический, статистический, методы физического и численного моделирования. Результатами работы прогнозных моделей обычно является оценка изменения НДС массива, на различных стадиях подземного строительства. В случае если анализ моделей показывает, что деформации массива могут превышать некие пороговые значения принимаются решения по укреплению сооружений, либо об изменении параметров проходки.

Аналитический подход является наиболее простым и оперативным методом прогнозирования осадки грунта, вызванной строительством тоннеля. Он состоит в оценке деформаций массива пород и осадок поверхности с использованием математических выражений, основанных на теории упругости, пластичности и эмпирических зависимостях. Аналитический метод позволяет оценить примерный диапазон влияния, однако часто не может отразить процесс подземного строительства. Недостатками подхода являются ограниченная применимость для сложных геологических условий, связанная с ней трудоемкость расчетов для сложных задач, сложность учёта взаимодействия с окружающими сооружениями.

Довольно часто аналитическое выражение, являющееся моделью массива, содержит в себе эмпирические коэффициенты, которые определяются путём натуральных измерений. Используются результаты инженерных изысканий – бурение скважин, испытание физико-механических свойств в лаборатории, геофизические исследования, а также технологические параметры проходки с последующим их статистическим анализом. Подобный подход называют **эмпирическим**.

Эмпирическими методами зачастую проводят оценку формы мульды оседания. Основу данного подхода составляет предположение о равенстве объемов мульды оседания и пространства, образующегося в результате проходческих работ. Вертикальные смещения грунта происходят не только непосредственно над тоннелем, но и распространяются на некоторую область по обеим сторонам от его оси, вызывая осадочные явления вдоль всей трассы тоннеля. Р. Пек [31] предложил использовать функцию Гаусса для описания кривой поперечной мульды оседания. После предложения Пека это простое математическое представление стало широко применяться во множестве стран мира. Согласно данному подходу, величина вертикальной осадки в поперечном профиле определяется следующей формулой:

$$S(x) = S_{max} e^{-\frac{x^2}{l_x^2}}$$

где S_{max} – максимальная вертикальная деформация земли над тоннелем; l_x – ширины мульды оседания; x – расстояние точки x от оси тоннеля.

На протяжении десятилетий формула Пека подвергалась изменениям и дополнениям, в результате чего эта модель всё лучше учитывала такие аспекты как ширина мульды оседания [113, 114] и коэффициент потерь грунта [115, 116, 117].

Анализ научных статей показывает, что корректировка параметров формулы Пека является активно используемым подходом и сейчас. Можно найти достаточно большое количество публикаций, когда корректировка производится для различных конкретных условий. Например, для осадки

песчано-булыжных пластов, для различного процесса выемки грунта при щитовой проходке [118]. Также параметры мульды оседания, получаемые в результате процедуру контроля после проходки, используются для оптимизации её параметров [119].

При применении **статистического** подхода используется статистический анализ накопленных данных, полученных в рамках предыдущих проектов. Для обработки этих данных применяются методы регрессионного анализа, машинного обучения, вероятностные модели, а также техники обработки данных, такие как спектральный анализ и фильтрация.

Наиболее часто по результатам натуральных измерений получают различные эмпирические зависимости, например с помощью регрессионного анализа, которые впоследствии используют для оценки поведения породного массива. Так, например, в [120] регрессионные модели используются для оценки всплытия обделки в зависимости от глубины проходки и сцепления пород и других задач. В некоторых случаях эти подходы относят к группе статистических.

В [4] разделяют три типичных случая пересечения ТПМК с окружающей застройкой, которые исследуются с помощью статистических методов. В зависимости от характеристики участка строительства определяются методика мониторинга и параметры проходки. Такой подход позволил значительно снизить перебор грунта при щитовой проходке до 0,5%.

В [121] предполагается использование анализа Фурье спектров зарегистрированных изменений давления на центральную ось ротора и призабойную камеру, что позволяет выявлять периодичности в значениях этих давлений и более корректно регулировать компенсационное давление.

Стоит отметить, что всё чаще используется относительно новый подход, когда для прогнозирования изменений НДС массива используется машинное обучение [122, 123, 124]. Также с помощью машинного обучения можно подбираться оптимальные параметры щитовой проходки, которые сильнее

всего влияют на НДС массива (давление пригруза, скорость вращения режущего органа, усилие, скорость продвижения и др.) [125].

Интересный вариант использования машинного обучения предложен в [126]. В этой работе разработан алгоритм создания цифровых двойников эксплуатируемого и строящегося тоннелей. Такой цифровой двойник в процессе проходки постоянно корректируется, опираясь на результаты геодезических измерений. Сама цифровая модель при этом позволяет получать прогноз, который таким образом постоянно уточняется, и использовать её как систему раннего оповещения.

В работе [127] различные модели машинного обучения пытаются предсказать взаимосвязь между железнодорожным полотном и ТПМК в ситуации исключительной эксплуатационной нагрузки, реализующейся на перегонках. Интересной особенностью использования подхода машинного обучения в этой работе является то, что результаты измерений на одном из туннелей использовались для обучения, а результаты измерений на втором для проверки обобщающей способности моделей (геологические условия на этих двух линиях достаточно различаются, что позволяет тестировать переобучение модели). Полученные модели показали высокую сходимость с натурными данными при прогнозировании кривых продольной осадки.

В [128] описан подход, при котором окружающие массив породы группируют в определенные классы (например, с помощью подхода «обучение без учителя»). Далее, опираясь на номер класса, принимают определенные решения по параметрам проходки.

Еще один подход является перебором различных параметров с целью получения наиболее точной прогнозной модели (на тестовых участках) способной предсказывать поведение массива на других участках [129, 130].

Недостатком статистического подхода является зависимость результатов прогноза от качества и репрезентативности данных. Особенно остро стоит вопрос объёма данных, используемых для машинного обучения. К недостаткам машинного обучения стоит также отнести сложности,

возникающие при интерпретации результатов, поскольку причины, по которым нейронная сеть принимает то или иное решение достаточно трудно определить.

Компьютерное моделирование – наиболее активно используемый на настоящий момент подход при создании прогнозных моделей. В его основе метод численного решения дифференциальных уравнений. Используются такие варианты метода как метод граничных элементов (МГЭ), метод конечных разностей (МКР), метод дискретных элементов (МДЭ) и метод конечных элементов (МКЭ). Большинство исследований воздействия щитовой проходки проводится с использованием метода конечных элементов (МКЭ) [131, 132, 133, 134].

Использование **физического моделирования** также достаточно распространено [80, 112] в практике создания прогнозных геомеханических моделей при щитовой проходке тоннелей метрополитена, не смотря на его трудоёмкость. Этот подход обладает рядом достоинств. Возможность учесть сложные геологические условия (неоднородность и нарушенность грунтов, особенности гидрогеологии), которые сложно точно смоделировать в компьютерных программах. Минимизация модельных упрощений (абстрагирований), которые в большем объёме требуется при компьютерном моделировании. Также довольно часто физическое моделирование используется как дополнительный подход, работающий совместно с компьютерным моделированием и аналитическими расчётами, что позволяет повысить достоверность прогноза [88].

Стоит отметить, что результаты геотехнического прогноза довольно часто расходятся с результатами геотехнического контроля [3, 135, 136]. Наиболее вероятными причинами этой ситуации является недостаточная изученность вопросов сложного напряжённо-деформированного состояния, возникающего при подземном строительстве [84], неточность определения свойств пород при инженерных изысканиях [137], неизвестность технологических аспектов строительства (например, перебор грунта при

щитовой проходке), применяемых при расчете прогнозной модели. Важен и тот факт, что прогнозные модели фактически верифицируются по измерениям, производимым только в ограниченной части массива (на поверхности, в тоннеле). Обширные области массива пород, находящегося под воздействием щитовой проходки, фактически никак не контролируются.

1.5. Мировой опыт контроля ситуаций подработки железнодорожных путей при щитовой проходке

Проблеме оценки рисков возникающих при подработке железнодорожных путей, а также проблемам прогноза и контроля которые необходимо вести в процессе подработки, посвящено довольно большое количество статей, что говорит о важности и насущности этой проблемы. Довольно большое количество публикаций посвящено вопросам снижения воздействия проходки на железнодорожные пути. При этом используются такие подходы как физическое и компьютерное моделирование, анализ данных натурных исследований. Часто результатом таких исследований являются конкретные рекомендации по особенностям проходки и способом предотвращения аварий.

Основным фактором, влияющим на деформации железнодорожного полотна, является глубина строящегося тоннеля [138]. В процессе проведения исследования так же важным фактором является скорость проходки – результаты натурных измерений и моделирования показывают, что предпочтительным является повышение скорости прохождения ТПМК через участок пересечения трассы тоннеля с железнодорожными путями [125, 139,

140], а также связанная с ней рекомендация по более быстрому монтажу колец обделки.

Натурные измерения показывают, что деформации железнодорожного полотна наблюдаются в основном на средней и поздней стадиях пересечения путей, то есть через некоторое время после прохождения забоя под ж/д путями [138].

В работе [140] выявлена особенность влияния угла пересечения щитовой проходки с железнодорожными путями на максимальную осадку поверхности и ширину мульды оседания. При более остром угле между строящимся туннелем и железнодорожными путями осадка и ширина мульды оседания оказываются больше. Результаты исследования позволили задать ограничение на скорость щитовой проходки и скорости движения поездов для случая различных углов. Такой подход позволяет выбрать оптимальный угол пересечения строящегося туннеля метро с существующими железнодорожными путями.

Ряд статей [138,139] посвящен влиянию на железнодорожные пути от двух строящихся туннелей, расположенных рядом друг с другом. Так в [138] выявлено что уменьшение глубины заложения парных туннелей может приводить к более неоднородному распределению деформаций в массиве (*V*-образная кривая осадки преобразовывается в *W*-образную кривую осадки), что приводит к более неоднородной деформации массива и может влияет на железнодорожные пути в большей степени. Отмечено также влияние времени (деформации происходят на средней и поздней стадиях пересечения щита с железнодорожными путями) и прочностных характеристик верхних слоев на мульду оседания.

Проведя анализ научных публикаций, можно отметить наличие большого количества работ, посвященных способам предотвращения аварийных ситуаций на железнодорожных путях при щитовой проходке под ними. Самым очевидным подходом здесь является изучение влияния параметров щитовой проходки на действующие железнодорожные пути, с

целью выбора оптимальных их значений на стадии проектирования. Такие параметры как: глубина проходки, диаметр проходки, скорость проходки, перебор и усадка грунта при проходке, качество тампонажных работ и инженерно-геологические условия участка могут существенно влиять на вероятность появления аварии [141, 142].

Другим часто используемым подходом являются мероприятия по усилению строительных конструкций и грунтового основания железнодорожных путей, что позволяет значительно снизить деформации железнодорожных путей [100, 141, 143, 144]. Наиболее часто встречаемыми рекомендациями является цементация грунтового основания железнодорожных путей [24, 138], предварительная подсыпка грунта [100], установка страховочных пакетов [145].

Чаще всего используется установка на рельсы страховочных пакетов [146, 147]. В процессе осадки грунтового массива под железнодорожными путями образуются воронки. Страховочный пакет при подобной опасности выполняет функции моста и позволяет сохранить целостность пути. За счет большой жесткости конструкция способна выдержать прохождение даже тяжеловесных железнодорожных составов.

Значительно реже используется укрепление грунтового основания железнодорожных путей методом струйной цементации [148]. Данный метод предполагает перемешивание грунта с цементным раствором, тем самым повышая устойчивость грунтового основания. Недостатком таких мероприятий является высокая стоимость материала и объема буровых работ.

Еще одним эффективным методом стабилизации и достижения водонепроницаемости грунтового массива является замораживание грунтов [149, 150, 151]. Данный метод подразумевает искусственное охлаждение грунтов в естественном залегании до отрицательных температур. Данный метод имеет ряд недостатков, среди которых выделяются вспучивание водонасыщенных грунтов из-за увеличения их объема при замораживании и последующая осадка при оттаивании, что может привести к дополнительным

деформациям железнодорожных путей на поверхности, под которой проводятся работы по замораживанию, особенно если они осуществляются на малой глубине. Подготовительные мероприятия сложны, сам процесс замораживания занимает продолжительное время, а затраты на такие работы достаточно высоки.

Со стороны вопросов эксплуатации железнодорожных путей существует рекомендации по снижению скорости движения поездов [139, 152], уменьшению нагрузки на них, ограничения по использованию пути на момент проходки под ними. Эти вопросы так же активно исследуются, в основном с помощью компьютерного моделирования и натурных измерений [24].

Помимо вопросов применения способов укрепления применяется также специальные подходы, опирающиеся на разработку рекомендаций по укреплению с помощью модельных и натурных экспериментов. Так, например, в [100] реализуется оптимизация параметров проходки на пробном участке, расположенным до пересечения с железнодорожными путями. Помимо оптимизации выделяются особенно опасные участки проходки с помощью компьютерного моделирования, после чего на этих участках производится укрепление основания железнодорожных путей (произведена предварительная подсыпка грунта и прочие процедуры). Стоит при этом отметить, что такое укрепление может само по себе вызвать дополнительную деформацию (до 5 мм, по результатам исследования). Тем не менее укрепление позволило существенно снизить неравномерные осадки, возникшие после строительства тоннеля.

В [153] представлен подход, когда необходимость цементации обоснуется через компьютерное моделирование – производятся расчёты для случаев с имитацией и без и оценивается деформацией полотна на основании чего принимается решение о необходимости.

В [143] с помощью полевых измерений двух соседних участков железнодорожных путей (первый усилили, второй нет) при щитовой проходке

одного и того же тоннеля метро выявили, что цементация уменьшает деформации железнодорожных путей в 2 раза. Закрепление грунтового основания железнодорожных путей является дорогим мероприятием, в связи с этим важно оценивать необходимость и объем цементации. Так же в работе [144] представлена методика подбора оптимальных объемов цементации с помощью численного моделирования.

В целом можно отметить, что в мире активно практикуется геотехнический прогноз с помощью, которого оценивают воздействие ТПМК на вмещающий массив в процессе подработки железнодорожных путей. Основные пути исследования – это непосредственно сама оценка воздействия проходки на массив; исследование, того, как параметры проходки влияют на деформацию железнодорожных путей, их основание, рельсы; проектирование процессов укрепления основания и непосредственно самого железнодорожного пути. Большое количество статей, посвящённых этой теме, говорит о важности и на сущности этих проблем. При этом отмечается неполнота понимания всех процессов деформирования массива пород. В ряде случаев можно отметить присутствие критики применения геомеханических прогнозных моделей, суть которой связана с тем, что этот прогноз достаточно часто ошибается. Это говорит о том, что для этой проблемы не все задачи решены и необходимо вести дальнейшие исследования.

1.6. Выводы

Произведённый анализ литературных источников показал, что проблема предотвращения аварийных ситуаций, возникающих при строительстве тоннелей с помощью ТПМК, а также при подработке железнодорожных путей довольно часто является предметом как научных исследований, так и решения практических вопросов.

При этом основными подходами по предотвращению аварийных ситуаций являются либо непосредственно натурные изменения, производимые в основном на поверхности породного массива, либо разработка прогнозных моделей. Второй вариант чаще всего представляет собой построение компьютерных моделей на основе данных получаемых при инженерных изысканиях. Проблемой обоих подходов является недостаточно полное понимание того как при процессе подземного строительства ведёт себя массив пород, проходческий комплекс, сооружения вблизи строящегося тоннеля.

Вопросам оценки воздействия щитовой проходки на окружающий массив посвящено достаточно большое количество работ, однако количество работ, посвящённое непосредственно геотехническим измерениям, позволяющим оценивать деформации к глубине массива, явно недостаточно.

Стоит также отметить, что по вопросам контроля существует переизбыток работ, посвящённых построению компьютерных моделей по результатам геодезических измерений, позволяющих оценивать деформации на поверхности и не позволяющих понимать, что происходит в глубине массива. Наблюдается также недостаток работ, посвящённых контролю воздействия проходки тоннелей метро с помощью ТПМК на железнодорожные пути.

Проблемой применения геомеханических прогнозных моделей также является часто возникающие ошибки прогноза. Причинами этой ситуации называются недостаток информации о массиве и технических особенностях проходки, а также, в очередной раз, неполнота знаний о закономерностях изменения напряжённо-деформированного состояния породного массива.

Таким образом, можно сказать, что тема этого диссертационного исследования, во-первых, является важной, насущной, часто возникающей, а, во-вторых, перспективной, что хорошо видно по большому количеству нерешённых проблем. При этом в процессе ведения этого исследования необходимо будет решить ряд задач:

1. Провести натурные исследования в ситуациях пересечения трассы ТПМК и железнодорожных путей с использованием геотехнических и геодезических методов. Выявить закономерности в полученных результатах измерений.

2. Построить ряд конечно-элементных моделей, соответствующих условиям проведения исследований, и провести их валидацию по данным натурных измерений.

3. Исследовать полученные ранее конечно-элементные модели, выявить закономерности поведения породного массива. Исследовать влияние параметров конечно-элементных моделей на результаты моделирования.

4. Выявить нежелательные проявления, наблюдаемые в процессе проходки тоннеля под железнодорожными путями, путем анализа результатов натурных и модельных исследований. Разработать рекомендации по геомеханическому обеспечению безаварийной эксплуатации железнодорожных путей в процессе ведения проходки.

ГЛАВА 2. ВЫЯВЛЕНИЕ ЗАКОНОМЕРНОСТЕЙ ИЗМЕНЕНИЯ НДС ПОРОДНОГО МАССИВА ПРИ ПОДРАБОТКЕ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ ПУТЕЙ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ПРОИЗВЕДЕННЫХ НАТУРНЫХ ИЗМЕРЕНИЙ

2.1. Описание участков строительства

Проектируемые участки строительства расположены в Восточном и Юго-Восточном административных округах города Москвы, в районах Лефортово, Перово и Нижегородский.

Рассматриваемые районы застройки отличаются высокой концентрацией жилых и нежилых городских объектов, разветвленной сетью подземных коммуникаций, а также интенсивным движением как общественного, так и личного автотранспорта.

Трасса тоннеля была спроектирована с учетом расположения станций в ключевых точках с высоким пассажиропотоком, принимая во внимание существующую градостроительную структуру района и перспективы развития городской застройки. Профильный уровень трассы определялся исходя из инженерно-геологических характеристик, особенностей рельефа местности и необходимости сохранения объектов транспортной инфраструктуры и основных подземных коммуникаций.

В непосредственной близости от станции «Авиамоторная» перегонные тоннели проходят под железной дорогой Казанского направления, у станции «Нижегородская улица» перегонные тоннели проходят под железной дорогой Горьковского направления.

График строительства был сформирован с учетом применяемых технологий и расчетной скорости возведения тоннельных элементов на основе возможностей выбранного оборудования. Продолжительность реализации проекта составляет 1 год и 11 месяцев. Ключевыми показателями,

определяющими характеристики строительного объекта, служат объемы работ, трудоемкость основных монтажных процессов, потребность в трудовых ресурсах и общая стоимость строительства.

2.2. Технология строительства перегонных тоннелей метро

На этапе врезки тоннелепроходческого механизированного комплекса (ТПМК) в стартовом котловане оборудуется монтажная камера. В зоне врезки ТПМК на торцевой стене возводится порталная стена с интегрированным стартовым кольцом, предназначенным для крепления ниппельного кольца. На дно камеры укладывается металлическое ложе для установки ТПМК. После монтажа ТПМК выполняется установка рамы упора с последующим бетонированием в железобетонном основании, а также адаптерного кольца между рамой и ТПМК. Монтажные работы осуществляются с использованием кранов Liebherr грузоподъемностью 55, 160, 350 тонн.

Строительство перегонных тоннелей осуществлялся закрытым методом с применением двух ТПМК производства компании «Herrenknecht». Проходка тоннелей велась параллельно с отставанием на 100 метров. Обделка тоннелей выполнялась из сборных железобетонных блоков диаметром 6,0 м и толщиной 300 мм. В зонах примыкания притоннельных сооружений использовались чугунные кольца.

Длина участка линии 2,6 км, глубина залегания от 19 до 45м. В плане применены кривые радиусов 300, 500 и 600 м. В продольном профиле применены уклоны от 3 ‰ до 40 ‰. Базовая скорость проходки установлена на уровне 250 метров в месяц.

Технологический цикл проходки тоннеля с ТПМК включает следующие этапы:

- Разработка грунта в объеме одного кольца — 1400 мм.

- Извлечение регулируемого объема грунта из забоя посредством шнекового транспортера с последующей передачей его на ленточный конвейер.
- Транспортировка разработанного грунта к монтажной камере с использованием вагонеток.
- Мониторинг перемещения ТПМК.
- Мониторинг эксплуатационных параметров работы ТПМК.
- Перевозка сегментов обделки специальными транспортными средствами до ТПМК.
- Установка сегментов обделки.
- Нагнетание тампонажного раствора за обделочные конструкции.
- Удлинение силовых кабелей и прокладка трубопроводов для водоотведения, подачи сжатого воздуха и системы вентиляции.

Продвижение ТПМК на следующую заходку начинается исключительно после завершения монтажа предыдущего кольца обделки.

Проходка тоннеля с использованием ТПМК продолжается до достижения приемного котлована. После завершения проходки демонтаж ТПМК выполняется с применением автокранов Liebherr грузоподъемностью 160 и 350 тонн.

Строительные конструкции перегонного тоннеля изображены на рисунке 2.1.

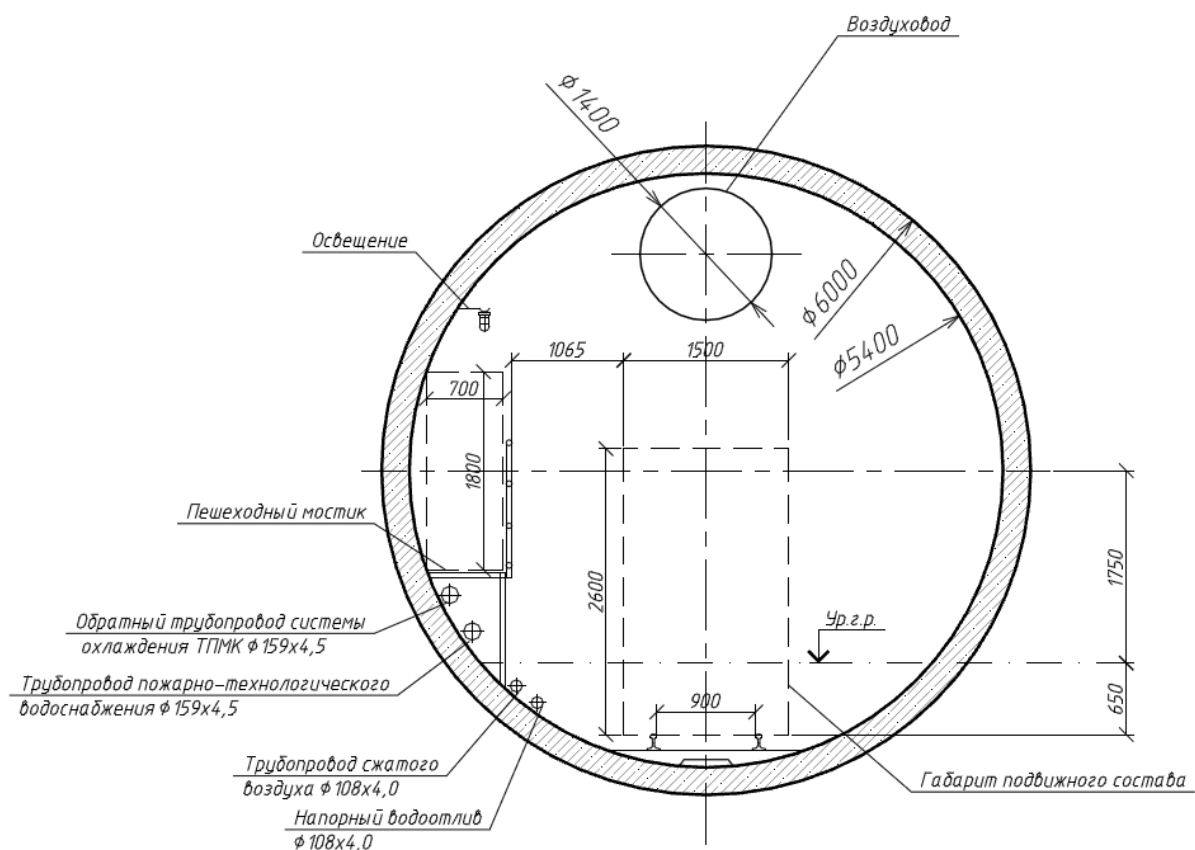


Рисунок 2.1 - Строительные конструкции перегонного тоннеля

2.3. Инженерно-геологические условия

Геоморфологически проектируемая трасса линии проходит через древние аллювиальные террасы. Рельеф территории повсеместно изменён в результате планировки. Характерной особенностью данной трассы является снижение высоты рельефа в южном направлении.

Исследуемая территория согласно схеме климатического районирования для строительных целей находится в строительно-климатической зоне II-B. Средняя годовая температура составляет +4°C. Среднее годовое количество осадков равно 704 мм. Преимущественное направление ветров - западное.

Нормативная глубина сезонного промерзания грунтов в почвенном слое, в соответствии с [154] составляет от 1,3 м до 1,9 м.

Геологическое строение районов планируемого строительства представлено отложениями четвертичного, юрского и каменноугольного периодов.

Четвертичные отложения сложены песками, суглинками, глинами, супесями и гравийно-дресвяными грунтами.

Юрские отложения сложены глинами и песками.

Каменноугольные отложения сложены известняками, глинами и элювиальными грунтами.

Результаты анализа физико-механических характеристик указывают на отсутствие значительных аномалий в их строительных свойствах.

Гидрогеологические условия характеризуются присутствием нескольких водоносных горизонтов.

Выявлена высокая коррозионная агрессивность грунтов к свинцу, алюминию, стали.

Участок строительства классифицируется как зона повышенного риска с точки зрения карста и суффозии. Во время строительства тоннели будут находиться в условиях критического подтопления.

Подробное описание инженерно-геологических элементов, включая их физико-механические свойства, отображено на рисунке 2.2. Инженерно-геологический профиль участка строительства представлен на рисунке 2.3.

№№ ИГЭ	Стратиграфический индекс	Описание грунтов	Плотность частиц $\rho_s, \text{г/см}^3$	Показатель текучести $I_L, \text{Д. е.}$	Коэффициент пористости $e, \text{Д. е.}$	Нормативные значения				Расчетные значения при дов. вероятности $\alpha=0,85$				Расчетные значения при дов. вероятности $\alpha=0,95$				Коэффициент фильтрации, м/сут	Группа по трудности разработки грунтов (таблица 1.1 ФЕР 81-02-01-2001)	Группа по буримости (таблица 1.4, ФЕР 81-02-05-2001)
						Плотность $\rho_r, \text{г/см}^3$	Удельное сцепление $C_u, \text{кПа}$	Угол внутр. трения $\varphi_u, \text{град.}$	Модуль общей деформации $E, \text{МПа}$	Плотность $\rho_r, \text{г/см}^3$	Удельное сцепление $C_u, \text{кПа}$	Угол внутр. трения $\varphi_u, \text{град.}$	Модуль общей деформации $E, \text{МПа}$	Плотность $\rho_r, \text{г/см}^3$	Удельное сцепление $C_u, \text{кПа}$	Угол внутр. трения $\varphi_u, \text{град.}$	Модуль общей деформации $E, \text{МПа}$			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
1	kQ _{IV}	Насыпной грунт: суглинок тугопластичной консистенции	2,70	0,30	0,75	1,89	11	19	8	1,87	10	19	7	1,86	9	18	7	---	35г	47в
2а	lbQ _{IV} + aQ _{IV} + aQ _{III}	Суглинок мягкопластичной консистенции	2,72	0,74	1,25	1,82	20	14	9	1,82	20	13	9	1,81	19	13	8	---	86	106
2		Глина полутвёрдой консистенции	2,72	0,14	1,16	1,84	28	20	18	1,82	25	18	16	1,80	24	16	14	---	86	106
3		Песок мелкий средней плотности	2,66	---	0,71	1,93 1,83	1	31	23	1,91 1,81	0	30	22	1,89 1,79	0	30	22	2,34	296	366
4		Песок средней крупности средней плотности	2,66	---	0,66	1,96 1,86	1	32	25	1,94 1,84	0	31	24	1,92 1,82	0	31	24	5,35	296	366
5	gQ _{III} d	Суглинок тугопластичной консистенции	2,71	0,49	0,42	2,18	29	22	22	2,17	26	20	21	2,17	24	19	20	---	106	47г
6	fQ _{III} lod	Глина тугопластичной консистенции	2,72	0,37	0,67	1,99	48	20	21	1,96	44	18	20	1,94	41	16	19	---	86	10а
7	lgQ _{III} lod	Песок мелкий средней плотности	2,66	---	0,70	1,94 1,84	1	31	23	1,92 1,82	0	31	23	1,90 1,80	0	31	23	1,68	296	366
8		Песок средней крупности средней плотности	2,66	---	0,63	1,98 1,88	1	33	28	1,96 1,86	0	32	27	1,94 1,84	0	31	26	2,79	296	366
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
9	J3v	Глина полутвёрдой консистенции	2,73	0,20	0,83	1,90	46	17	25	1,88	43	16	25	1,87	41	16	24	---	8в	106
11	J3ox	Глина полутвёрдой консистенции	2,74	0,12	1,24	1,71	58	19	19	1,70	55	18	18	1,69	53	18	17	---	8в	106
12	J3cl	Глина полутвёрдой консистенции	2,73	0,12	0,86	1,88	39	17	27	1,86	33	16	26	1,84	29	15	26	---	8в	106
14а	eIC3	Глина полутвёрдой консистенции	2,74	0,04	0,71	2,10	41	19	22	2,08	38	18	21	2,07	36	17	20	---	8д	10д
14	C3izm + C3msc + C3prh	Известняк средней прочности размягчаемый	---	---	---	2,24	R _{сх,сух} =45 МПа		2,23	R _{сх,сух} =43 МПа		2,22	R _{сх,сух} =41 МПа		44,5	166	18в			
15			Глина твёрдой консистенции	2,73	-0,03	0,60	2,06	47		19	26		2,04	45				18	26	2,02
16	C3nv	Глина твёрдой консистенции	2,73	-0,02	0,65	2,07	46	18	26	2,03	43	17	25	2,02	42	16	25	---	8д	10д
17	C3rt + C3sv	Известняк малопрочный размягчаемый	---	---	---	2,26	R _{сх,сух} =53 МПа		2,23	R _{сх,сух} =48 МПа		2,22	R _{сх,сух} =46 МПа		36,0	16а	186			
18			C3vsk	Глина полутвёрдой консистенции	2,73	0,08	0,63	2,08		47	18		27	2,04				43	17	27

Рисунок 2.2 - Основные физико-механические свойства грунтов

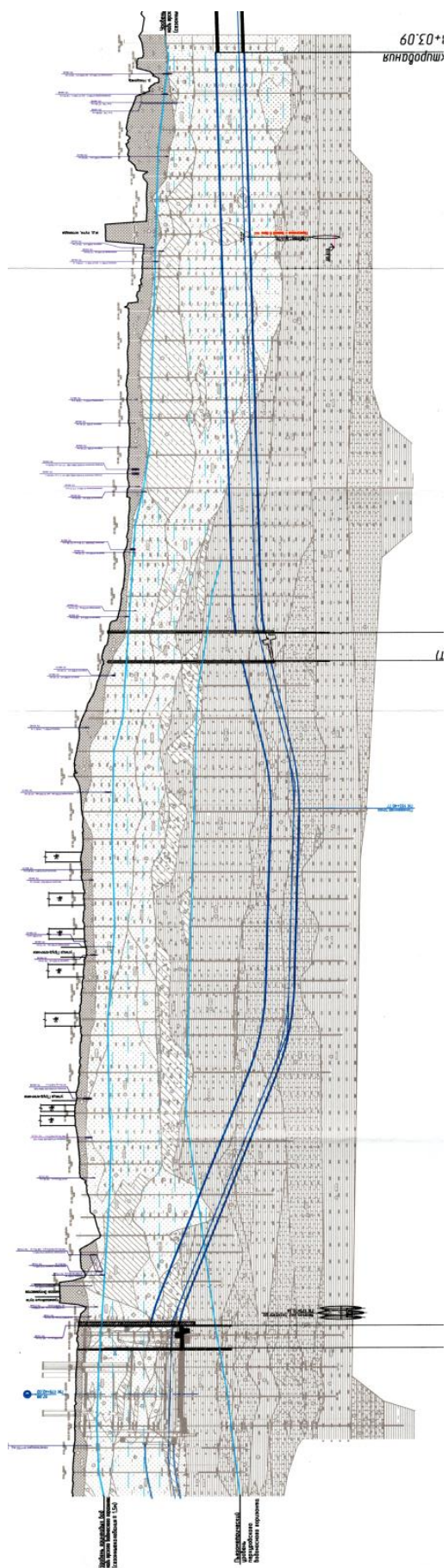


Рисунок 2.3 - Инженерно-геологический профиль участка строительства

2.4. Описание участков пересечения строящихся перегонных тоннелей метро с существующими железнодорожными путями

По трассе строительства тоннели пересекают железнодорожные пути на четырех участках. Глубина проходки ТПМК составляет от 11 м до 24 м.

Первый участок пересечения расположен в районе «Лефортово» около перекрестка Авиамооторной улицы и шоссе Энтузиастов. Месторасположения пересечения первого участка изображено на рисунке 2.4.

Второй участок пересечения расположен в районе «Нижегородский» около Смирновской улицы. Месторасположения пересечения второго участка изображено на рисунке 2.5.

Третий и четвертый участки пересечений расположен в районе «Нижегородский» около улицы Верхняя Хохловка. Месторасположения пересечений третьего и четвертого участков изображены на рисунке 2.6.

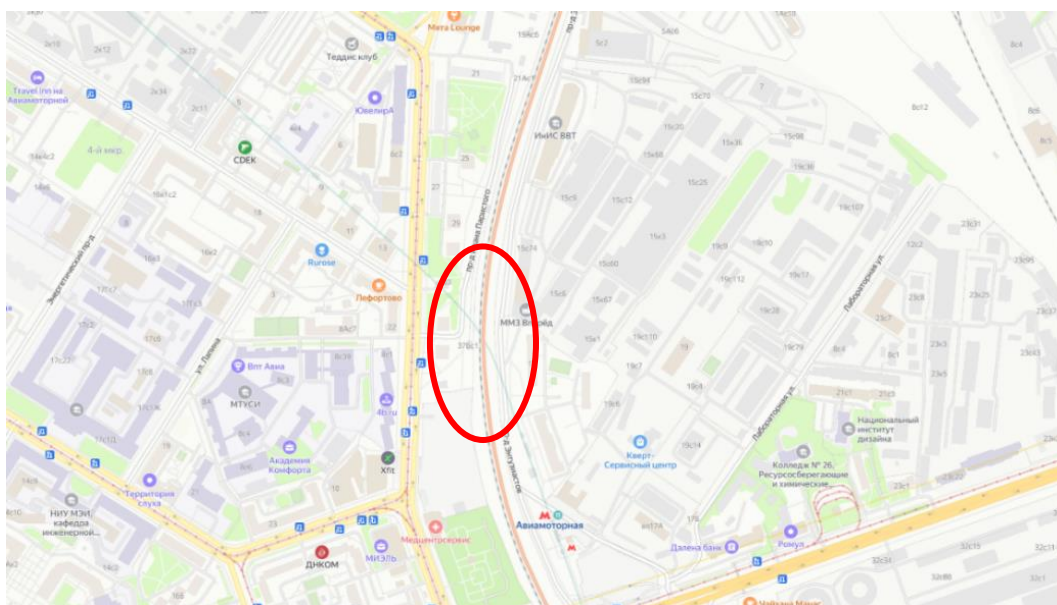


Рисунок 2.4 - Месторасположения пересечения первого участка

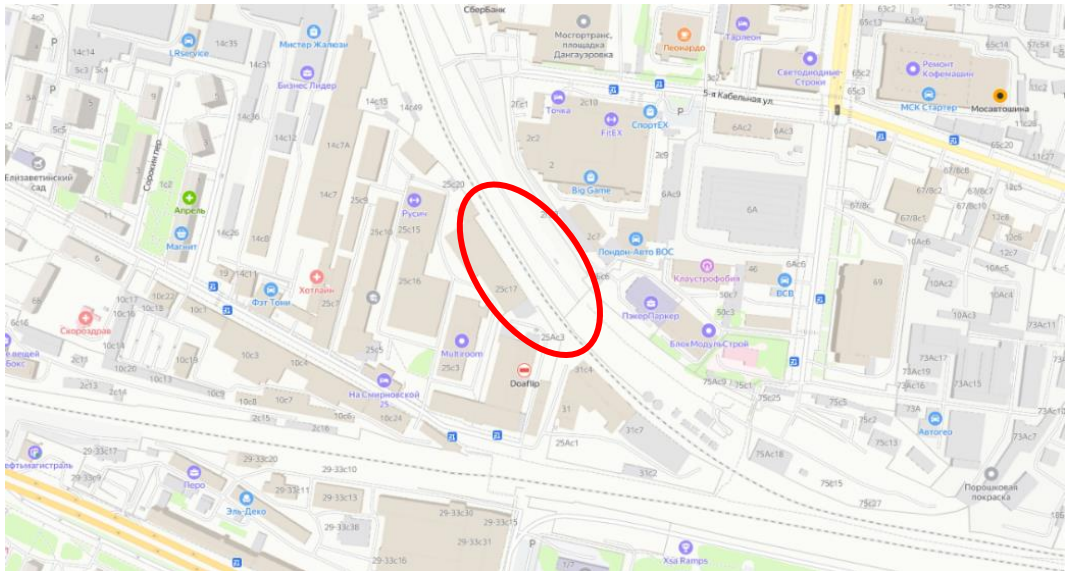


Рисунок 2.5 - Месторасположения пересечения второго участка

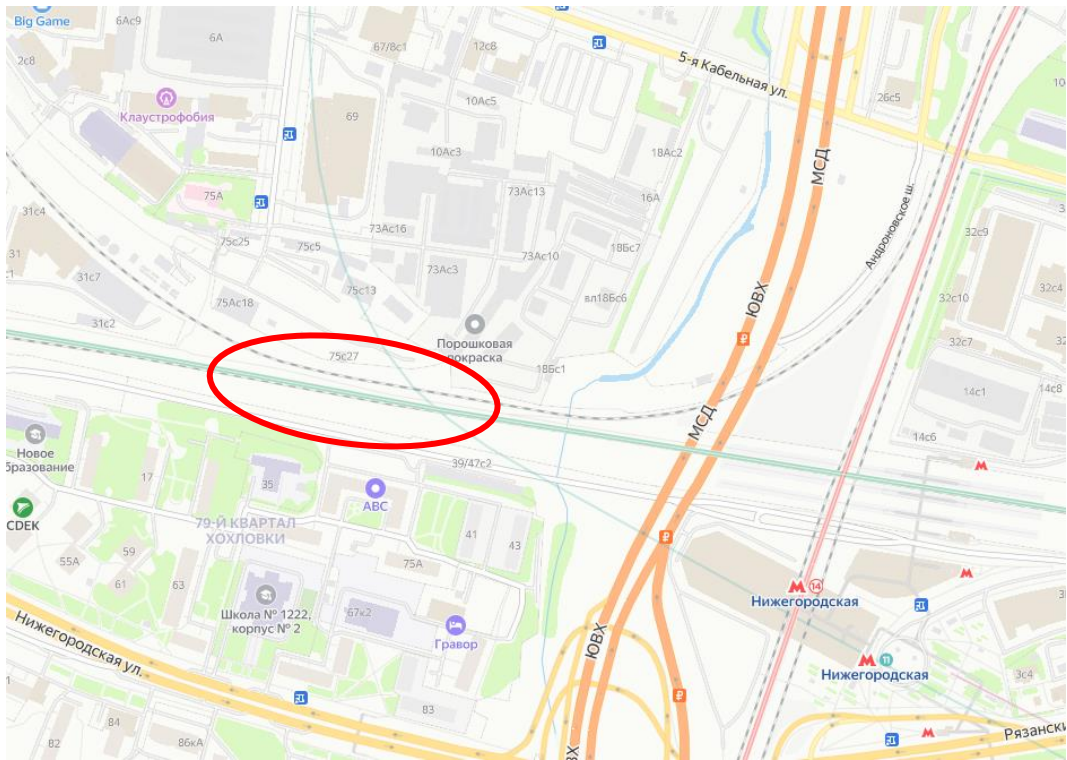


Рисунок 2.6 - Месторасположения пересечений третьего и четвертого участков

2.5. Описание железнодорожных путей

Основные элементы железнодорожных путей – нижнее и верхнее строения пути. К нижнему относится земляное полотно, к верхнему – рельсы, шпалы, песчаный и балластный слой.

Ширина рельсовой колеи составляет 1600 мм. Рельсы типа Р65 из высокоуглеродистой стали марки М76, длиной 12,5 и 25 м, согласно [155]. На части путей установлены железобетонные шпалы типа Ш1, сечением 230x300 мм и длиной 2700 мм, согласно [156]. Шпалы уложены с равным расстоянием между их осями, которое составляет 543 мм (в соответствии с эapurой 1840 шт/км).

Соединение рельсов со шпалами выполнено отдельными клеммно-болтовыми креплениями типа КБ-65. Рельсы прижимаются к шпалам через подкладку с помощью жестких клемм и болтов, которые фиксируют всю эту крепежную систему. Для соединения рельсов между собой использованы стыковые крепления в виде накладок, соединяемых болтами. Конструктивная схема железнодорожного пути представлена на рисунке 2.7

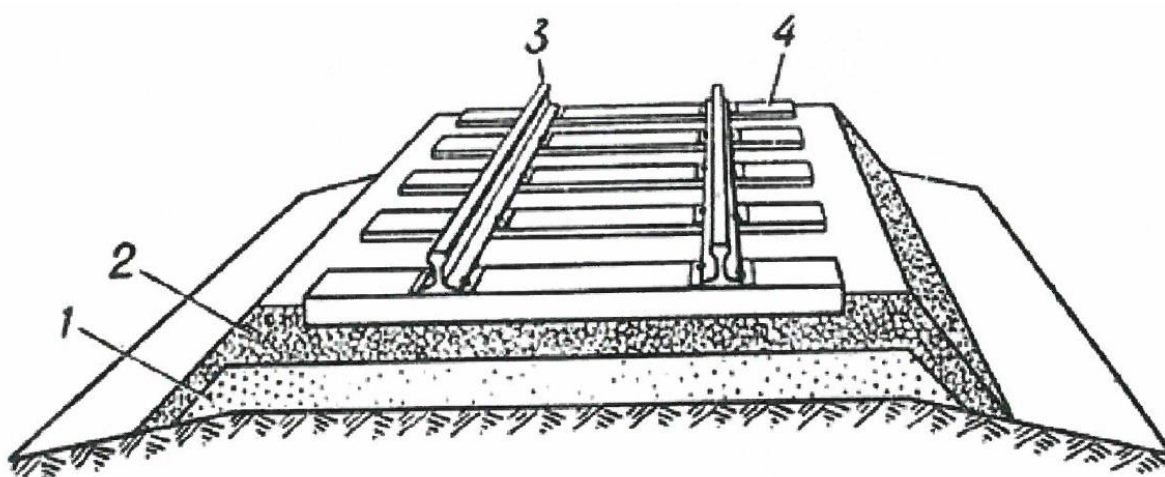


Рисунок 2.7 Конструктивная схема железнодорожного пути: 1 – песчаный слой; 2 – балластный слой; 3 – рельсы; 4 – шпалы

На данных участках движение поездов интенсивное, скорость движения до 140 км/час. Количество пересекаемых существующих железнодорожных путей варьируется от 2 до 6 в зависимости от участка.

2.6. Методика проведения натуральных геодезических измерений

Мониторинг деформационных процессов геодезическими методами представляет собой комплекс инженерно-геодезических и геотехнических работ, выполненных с целью определения возможных абсолютных и относительных деформаций железнодорожных путей.

Мониторинг включал в себя следующие разделы:

- подготовительные работы, включающие анализ результатов визуального обследования с целью выбора мест установки осадочных и плановых марок;
- вынос на местность осей устраиваемого тоннеля с привязкой к железнодорожному полотну;
- создание геодезической наблюдательной сети на объекте;
- закладка деформационных марок на объектах мониторинга;
- выполнение «нулевого» цикла наблюдений не позднее чем за 120 м до точки пересечения с железнодорожными путями;
- периодические визуальные осмотры;
- проведение периодических геодезических измерений при проходке перегонного тоннеля начинается за 1 сутки до приближения ротора ТПМК на расстояние 40 м по нормали к оси ближнего по ходу проходки рельса железнодорожных путей.

Для выполнения геодезического контроля было создано плановое и высотное деформационное обоснование.

Пункты высотного деформационного обоснования были расположены вне зоны влияния строительства, в местах, где было удобно выполнять измерения и которые обеспечили их сохранность на весь период производства

работ.

Согласно [157], в качестве пунктов высотного деформационного обоснования использовались группы из трех реперов, один из которых был принят за «Исходный», а остальные за «Контрольные». На «Исходный» репер была передана высотная отметка от ближайших пунктов государственного значения геодезической высотной сети.

В соответствии с [157] для определения отметок пунктов высотного деформационного обоснования в качестве основного метода измерения применялось геометрическое нивелирование.

Деформационные марки устанавливались после монтажа страховочных пакетов, чтобы избежать их повреждения в процессе установки.

Схема с расположением деформационных марок на одном из участков представлено на рисунке 2.8. Фотофиксация деформационных марок, установленных на рельсах железнодорожного пути представлено на рисунке 2.9. Фотофиксация страховочных пакетов, установленных на железнодорожные пути представлен на рисунке 2.10.



Рисунок 2.8 Схема расположения деформационных марок на одном из участков

На рисунке 2.11 представлена схема установки геодезических

деформационных марок непосредственно на железнодорожные пути для одного из участков.

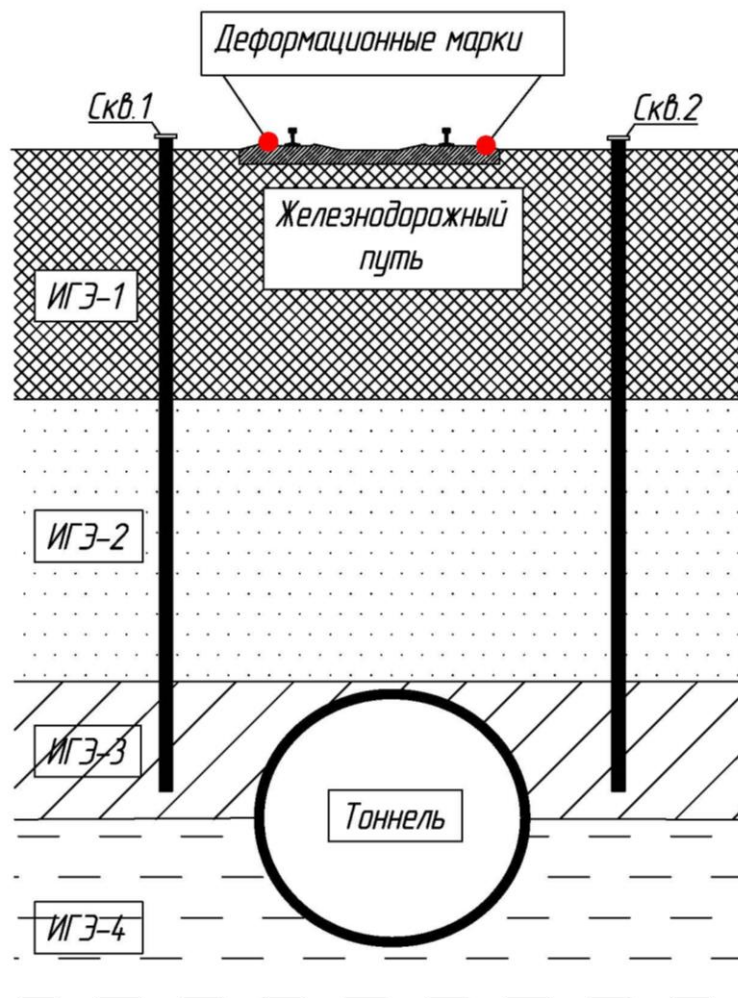
Для определения высотных отметок реперов высотного деформационного обоснования был проложен нивелирный ход в прямом и обратном направлении по точности I класса (система высот города Москвы). Для определения превышений между деформационными марками выполнялись методом геометрического нивелирования II класса, согласно [157]. Измерения производились высокоточным цифровым нивелиром SOKKIA SDL 30.



Рисунок 2.9 Фотофиксация деформационных марок, установленных на рельсах железнодорожного пути



Рисунок 2.10 Фотофиксация страховочных пакетов, установленных на железнодорожные пути



Рисунке 2.11 – Пример типичного геологического разреза, а также типичной схемы измерений с указанием расположения инклинометрических скважин и геодезических деформационных марок

Обработка данных выполнялась с помощью специализированного программного средства камеральной обработки (Credo DAT 5) согласно [158]. Полученные высоты пунктов были занесены в каталоги и накапливались в виде электронной базы данных в компьютере.

Контроль стабильности высотного деформационного обоснования производилось 1 раз в неделю.

Отслеживание вертикальных перемещений верхнего строения пути производилась с помощью установки нивелирных реек на оголовки рельса. Места установки деформационных марок отмечались аэрозольной краской на боковой поверхности рельса. Шаг установки – каждые 5 м.

Величина абсолютной осадки h (мм) вычисляется как разность отметок точки при нулевом (начальном) цикле H_0 и текущем цикле H_n :

$$h = H_n - H_0$$

Точность измерения вертикальных смещений конструкций верхнего строения пути – 2мм.

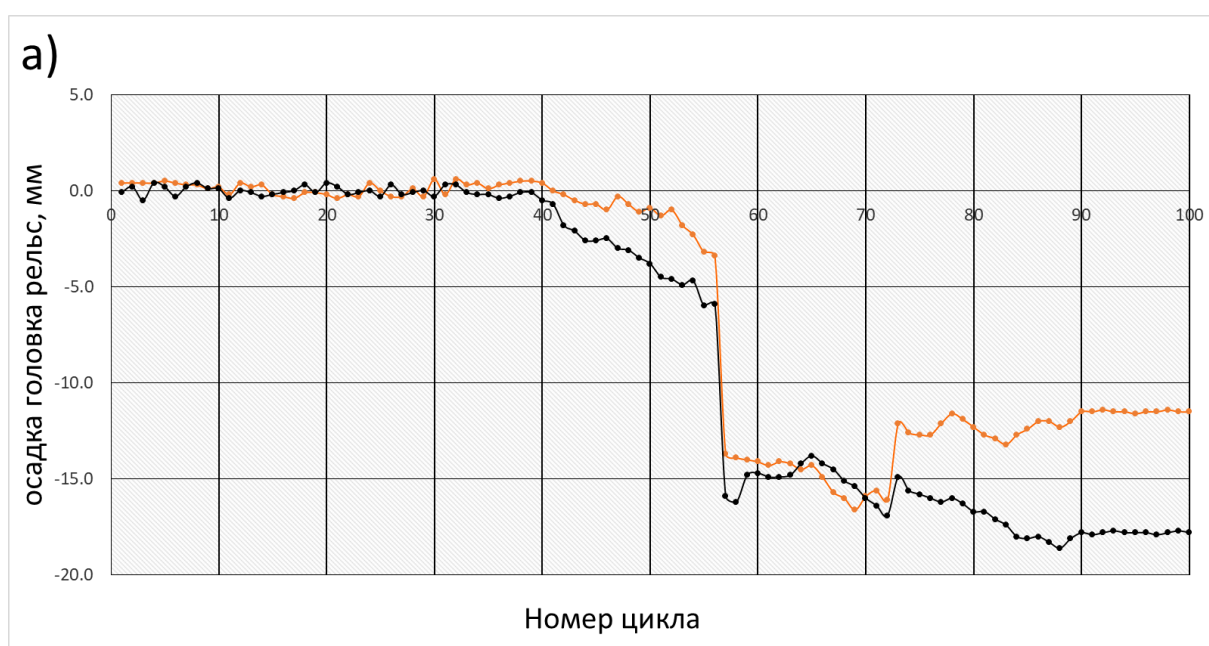
2.7. Закономерности выявленные при геодезических измерениях

В результате анализа вертикальных деформаций U_z железнодорожного полотна была выявлена закономерность, которая легла в основу первого научного положения. При сопоставлении поведения точек, находящихся над трассой строящегося тоннеля, и располагающихся так, что одна марка находится ближе к забою строящегося тоннеля, а другая дальше от забоя, была выявлена следующая особенность. В большинстве случаев точка, более удалённая от забоя, испытывала значительные вертикальные деформации, в ряде случаев начинающиеся ранее по времени.

Это поведение проиллюстрировано на рисунках 2.12-2.15, где удалённые от приближающегося забоя точки обозначены чёрным цветом (цифра 1), а приближённые - оранжевым (цифра 2).

В процессе анализа натуральных данных было выделено несколько типичных вариантов развития деформаций, реализовывавшихся в ближней и дальней точках основания железнодорожного полотна. Разберём каждый из этих типичных вариантов.

На рисунке 2.12 а и 2.12 б представлена ситуация, когда обе марки начинают испытывать деформации U_z одновременно. Однако, с течением времени более удаленная точка испытывает более существенные деформации. После смещения, вызванного проходкой ТПМК (55-й цикл в обоих случаях) эта тенденция сохраняется. Интересным отличием этих двух случаев является то, что на графике рисунок 2.12 а различие в вертикальных деформациях наблюдается заранее, еще до того, как забой проходит через место пересечения с железнодорожными путями, в котором ведется геодезический мониторинг. Анализируя график рисунок 2.12 б можно отметить, что различия в деформациях наблюдаются уже после прохождения забоя через участок пересечения – в этом случае дальняя точка испытывает большие деформации.



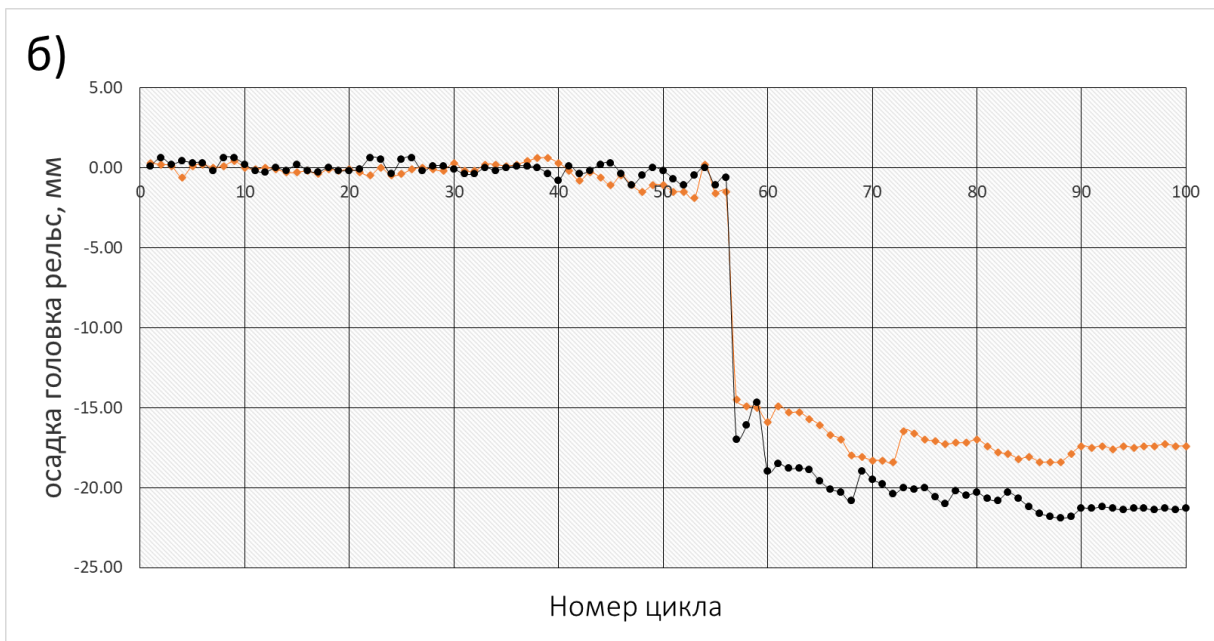


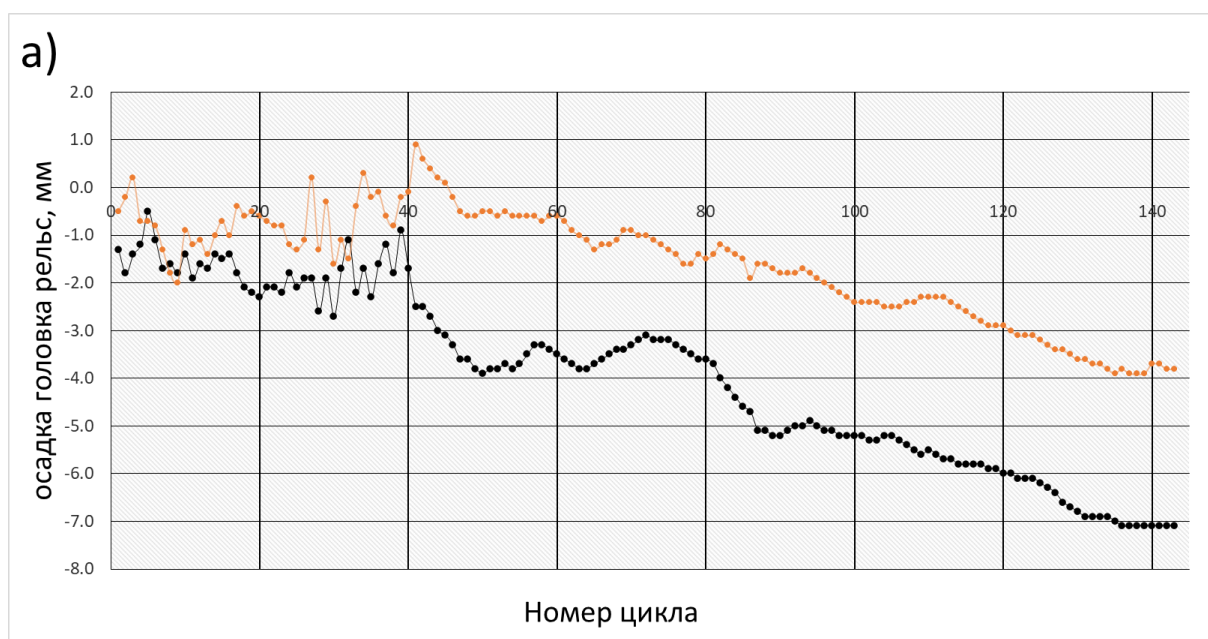
Рисунок 2.12 – Деформации оголовков рельс для ряда изыскательских площадок: черная марка – удалённая от забоя, оранжевая марка – приближённая к забою

Ситуации, представленные на рисунке 2.13 а и 2.13 б показывают, что разница в вертикальных деформациях может реализоваться в момент прохода ТПМК под железнодорожными путями, после чего она может сохраняться длительное время. На этих графиках момент прохода ТПМК рядом с измерительной скважиной привязан к 40-му циклу. До этого момента графики весь ведут себя достаточно хаотично, после этого приближённая к забою точка испытывает положительные деформации, а удалённая – отрицательные, что создаёт ситуацию перекоса.

Ситуации, представленные на рисунке 2.14 а и 2.14 б показывают, что перекося может формироваться после прохождения ТПМК. На рисунке 2.14 видно, что ближняя и дальняя точка до 45-го цикла испытает приблизительно одинаковые вертикальные деформации, после чего дальняя точка оседает в большей степени. После этой ситуации наступает стабилизация процесса деформирования, приводящая к постоянному присутствию перекоса.

Ситуация на рисунке 2.14 б немного иная – в то время как дальняя точка стабилизируются по вертикальным деформациям, ближняя точка начинает перемещаться вверх, формируя нарастающий перекося.

Также в ряде случаев возникала ситуация, когда удалённая от забоя точка не только испытывала более существенные деформации, но и начинала смещаться раньше приближённой точки (см. рисунок 2.15). Такое развитие ситуации приводило к тому, что в течение длительного времени наблюдался перепад высот между удалённым от забоя рельсом и приближённым к забою рельсом. На рисунке 2.15 перепад составляет более 10 мм. Очевидно, что подобные ситуации представляю наибольшую опасность – по рисунку хорошо видно, что подобный перекося может возникать в течении короткого времени что требует очень быстрого реагирования служб, обеспечивающих ремонт действующего железнодорожного пути. Этот случай демонстрирует недостаток контроля, реализованного только в форме геодезических измерений на поверхности. В подобные программы измерений желательно добавлять наблюдения в толще массива, что позволит выявлять опасные процессы заранее.



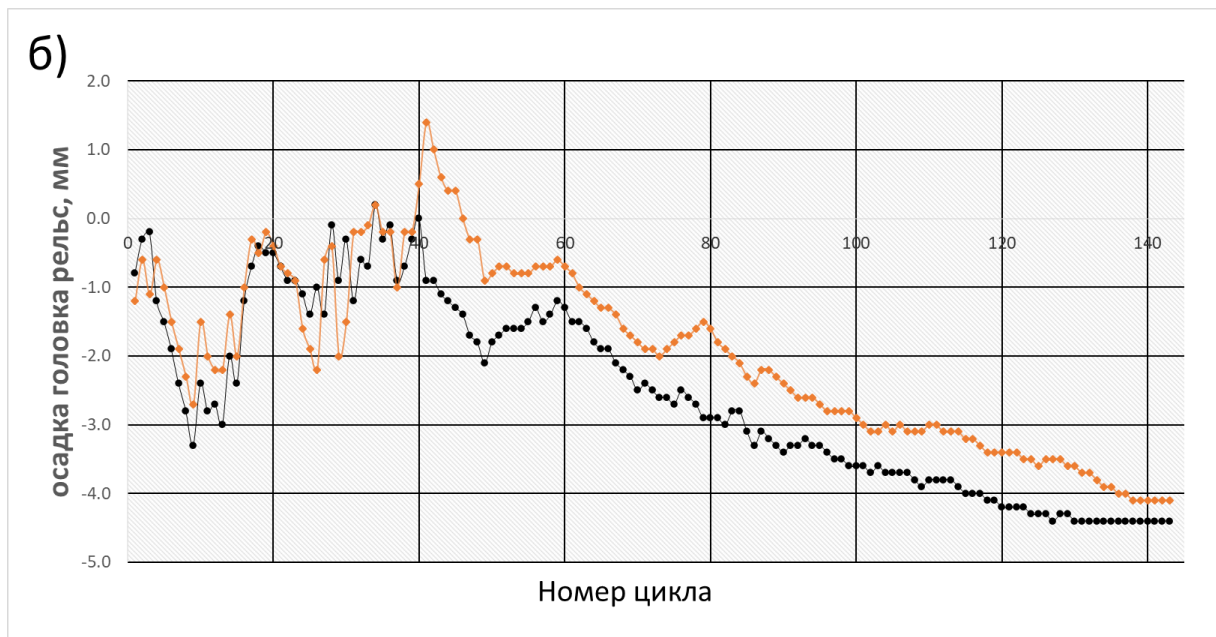


Рисунок 2.13 – Деформации оголовков рельс для ряда изыскательских площадок: черная марка – удалённая от забоя, оранжевая марка – приближённая к забою

Для того чтобы оценить, насколько часто встречаются случаи «дальняя точка испытывает большие деформации», информация с четырёх различных объектов была сведена в единый журнал. Отобраны случаи, когда марки находятся на оси тоннеля либо вблизи от неё. Результат этого анализа представлен на рисунке 2.16 в виде столбиковой диаграммы (размер выборки – 54 элемента. Сами данные представлены в таблицах 2.1 – 2.4. Хорошо видно, что на всех четырёх участках случаи «дальняя точка испытывает большие деформации» (синие столбцы) преобладают.

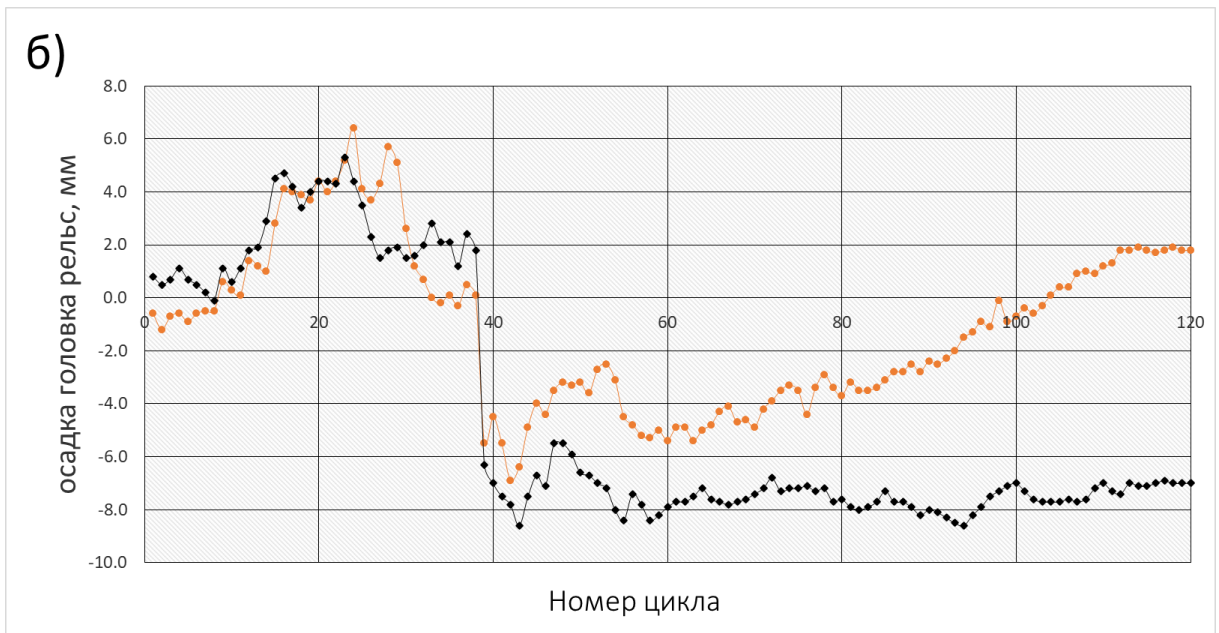
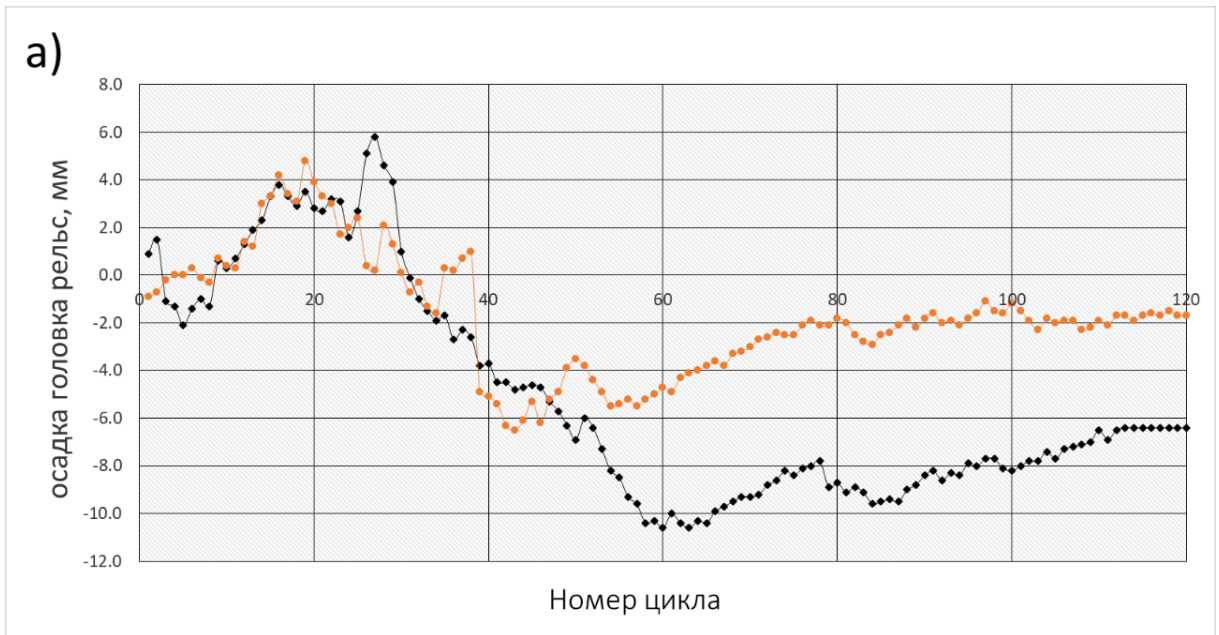


Рисунок 2.14 – Деформации оголовков рельс для ряда изыскательских площадок: черная марка – удалённая от забоя, оранжевая марка – приближённая к забою

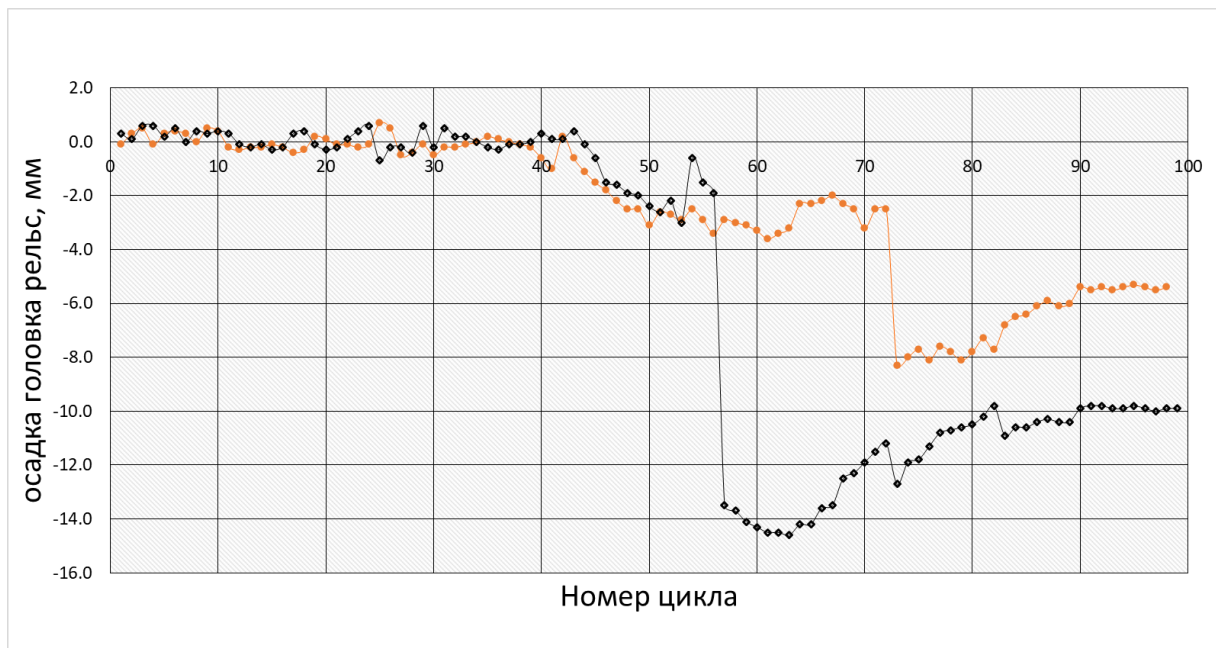


Рисунок 2.15 – Деформации оголовков рельс для ряда изыскательских площадок: черная марка – удалённая от забоя, оранжевая марка – приближённая к забою

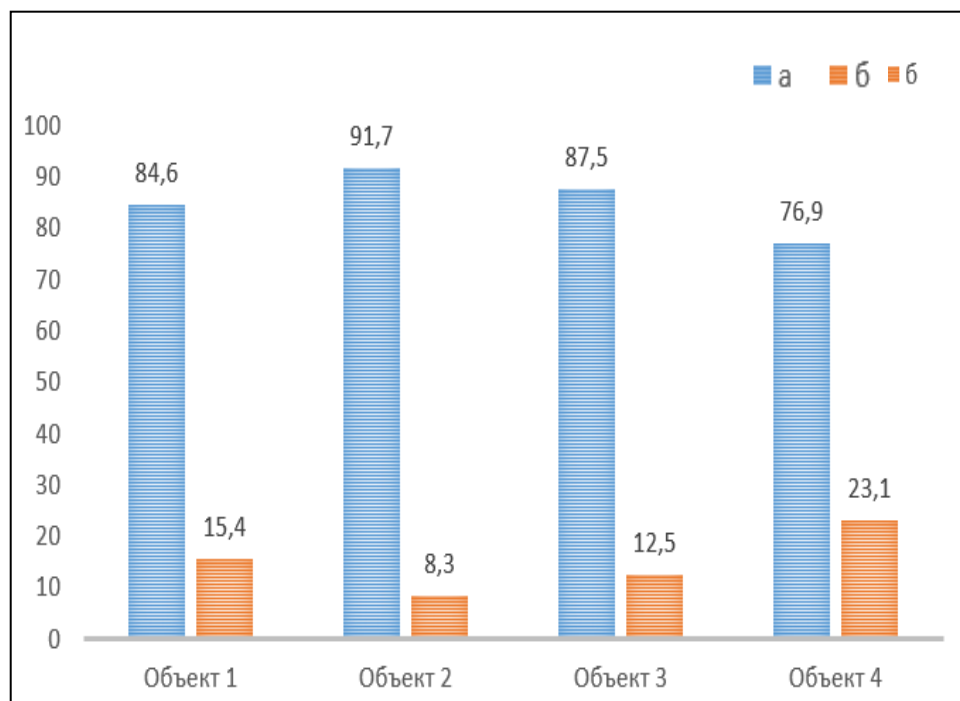


Рисунок 2.16 – Соотношение случаев наличия (а) и отсутствия (б) ситуации «дальняя точка испытывает большие деформации» для различных объектов обследования

Согласно нормативам, предельный уровень, после которого вводится ограничение на скорость движения поездов, составляет 20 мм [152]. При этом наблюдаемые максимальные перепады высот между удалённым от забоя рельсом и рельсом, приближённым к забою, не превышают 12 мм. Максимальные перепады высот между удалённым от забоя рельсом и рельсом, приближённым к забою по результатам измерений по 4 объектам представлены в таблице 2.1. Однако стоит учесть, что в случае воздействия ряда негативных факторов, таких как наличие разуплотнений вблизи железнодорожных путей, эксплуатация путей с повышенной нагрузкой, перебор грунта ТПМК и прочих, оно может обострить ситуацию и привести к аварии.

Таблица 2.1 Максимальные перепады высот между удалённым от забоя рельсом и рельсом, приближённым к забою на объектах 1 - 4.

Номер пересечения	Объект 1		Объект 2		Объект 3		Объект 4	
	Дальняя часть оседает больше ближней	Максимальный перекос, мм	Дальняя часть оседает больше ближней	Максимальный перекос, мм	Дальняя часть оседает больше ближней	Максимальный перекос, мм	Дальняя часть оседает больше ближней	Максимальный перекос, мм
1	да	-5.7	да	-4.4	да	-11.9	да	-7.3
2	да	-5.6	да	-2.3	да	-2	да	-8.7
3	да	-4.4	да	-2	да	-4.1	да	-10.4
4	да	-2	да	-2.1	да	-3.9	да	-6.1
5	да	-6.8	да	-3.5	да	-11.5	да	-4.8
6	нет	1.6	да	-4.5	да	-10.8	да	-4.5
7	да	-4.9	да	-3.8	да	-10.2	да	-5
8	да	-4.5	да	-7.1	да	-3.5	да	-1.5
9	да	-5.3	да	-3.9	да	-4.3	нет	2.9
10	да	-6	да	-10.7	да	-5.8	нет	1.7
11	да	-7.2	да	-9.6	да	-6.2	да	-4
12	да	-10.7	нет	3.6	нет	2.2	да	-3.3
13	нет	0.8	-	-	да	-3	нет	1.3
14	-	-	-	-	да	-5.5	-	-
15	-	-	-	-	да	-5.4	-	-
16	-	-	-	-	нет	1.2	-	-
Случаи большего оседания дальней части, %		84,6	-	87,5	-	76,9	-	76,9

Используя собранные данные о максимальных перепадах, можно оценить вероятность возникновения ситуации, когда перепад составит более 20 мм. Для этого значения наблюдаемых максимальных перепадов были аппроксимированы логнормальным распределением (см. рисунок 2.17). Проверка полученной теоретической кривой по критерию согласия Пирсона позволила принять решение, что различия между фактическими и теоретическими значениями несут незначительный характер.

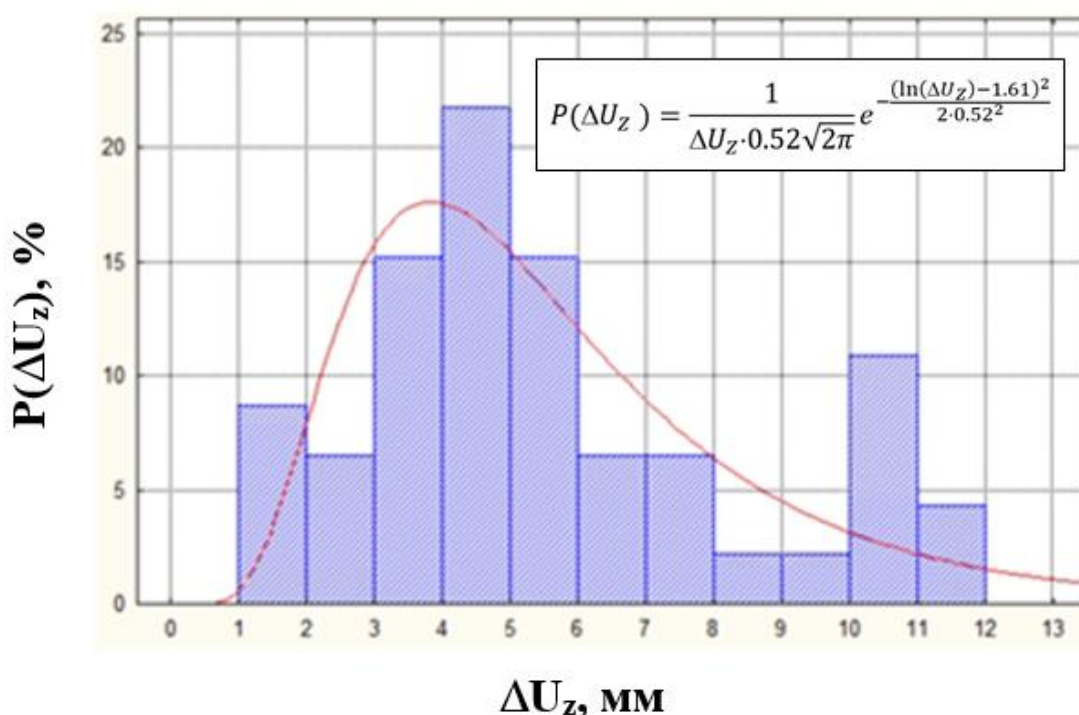


Рисунок 2.17 – Аппроксимация выборки значений ΔU_z логнормальным законом распределения

Анализируя полученную теоретическую кривую, можно отметить, что значение 20 мм соответствует 99.6-му процентилю. Это означает, что вероятность наблюдения перепада между ближней и дальней точками более 20 мм составит $P = 0.004$. Другими словами, эта ситуация может наблюдаться в каждом из 250-случаев, что, учитывая опасность события, стоит признать достаточно высокой вероятностью.

Стоит также отметить, что вероятность события $U_z > 20$ мм в несколько раз превышает вероятность, соответствующую критерию 3σ ($P_{3\sigma} = 0.00137$ для одностороннего усечённого распределения), которая традиционно принимается в качестве невероятного события. Такое событие уже нельзя считать невозможным.

Таким образом, в процессе проведённых исследований удалось выявить закономерности в особенностях деформирования основания железнодорожного полотна, связанные с различными величиной и характером изменения вертикальных деформаций, и обосновать опасность их возникновения. Этими результатами обосновывается достоверность первого научного положения.

2.8. Методика проведения натурных геотехнических измерений

Геотехнический мониторинг за горизонтальными перемещениями грунтового массива под железнодорожными путями реализован инклинометрическим методом.

В соответствии с [157] для измерения горизонтальных смещений отдельных участков грунтового массива применялся метод инклинометрии с использованием скважинного инклинометра.

Инклинометрические скважины закладывались в грунтовый массив с отступом от оси проходки на 5-7 метров с обеих сторон.

На рисунке 2.11 представлена схема установки наблюдательных скважин для одного из участков. Присутствовали варианты размещения скважин: «две инклинометрические скважины» (с одной и с другой стороны от путей) и «одна инклинометрическая скважина» (не всегда существовала возможность разместить скважины с обеих сторон из-за присутствия различных технических сооружений). Инклинометрические скважины обустраивались после устройства страховочных пакетов, поскольку при

монтаже страховочных пакетов высока вероятность задевания оголовка скважины.

Геотехнический мониторинг производился с частотой не менее 1 раза в 6 часов.

Комплекс работ по монтажу наблюдательных скважины состоял из следующих основных технологических операций:

- Бурение до проектной отметки скважины диаметром в 200 мм под обсадной трубой буровой установкой УБГ-С-30 «Беркут» – фотофиксация процесса бурения одной из скважин представлена на рисунке 2.18;

- Обустройство пробуренной скважины под измерительное оборудование – фотофиксация представлена на рисунке 2.19;

- Заполнение скважин универсальным заменителем грунта, который имеет схожие физико-механические свойства с грунтом. Заменитель грунта был подготовлен на строительной площадке непосредственно перед его нагнетанием в скважину. Заполнение скважины заменителем грунта производилось через трубу-инъектор от забоя скважины (снизу-вверх), до полного заполнения скважины. Фотофиксация представлена на рисунке 2.20.

Установка оборудования и геотехнические измерения производились согласно требованиям [159]. Фотофиксация установленной наблюдательной скважина представлена на рисунке 2.21.

Скважинный инклинометр использовался для контроля горизонтальных деформаций грунтового массива.

Прибор состоит из 3 основных конструкций – измерительный зонд, блок сбора данных и соединяющий кабель с катушкой, см. рисунок 2.22.

Измерительный зонд представляет собой металлический стержень длиной 0,5 м с двумя направляющими подпружиненными роликами, которые располагаются под углом. Внутри металлического стержня зонда установлено два высокоточных MEMS-датчика, которые позволяют проводить измерения в двух плоскостях: X и Y.



Рисунок 2.18 – Фотофиксация бурения скважины до проектной отметки



Рисунок 2.19 – Фотофиксация обустройства пробуренной скважины под измерительное оборудование



Рисунок 2.20 – Фотофиксация заполнения скважины универсальным заменителем грунта



Рисунок 2.21 – Фотофиксация установленной наблюдательной скважина



Рисунок 2.22 – Основные конструкции скважинного инклинометра. измерительный зонд – 1, блок сбора данных – 2 и соединяющий кабель с катушкой – 3

Измерительный зонд скважинного инклинометра соединен кабелем с блоком передачи данных, встроенным в кабельную катушку. Кабель армирован кевларом. Длина кабеля – 50 м. Для установки измерительного зонда в оборудованной скважине на заданных глубинах, кабель инклинометра оснащен системой стальных цилиндрических маркеров, расположенных с шагом 0,5 м. Эти маркеры являются стопорными и удерживают измерительный зонд на заданной глубине специальным захватом на оголовке скважины. Принцип работы измерительного зонда представлена на рисунке 2.23.

При горизонтальных деформациях грунтового массива, помещенный в скважину измерительный зонд изменял угол наклона. Блок сбора данных регистрирует показания датчиков углов наклона и преобразовывает данные в горизонтальные перемещения.

Через 7 дней после обустройства скважин был выполнен нулевой цикл измерения. Необходимость выдержки этого временного отрезка связана с тем, что оборудование подвергается усадке, создающей небольшие помеховые деформации. По результатам предварительного контроля стало ясно, что эти деформации прекратились через 5 дней после обустройства скважин. Дополнительно проводился геодезический контроль оголовка инклинометрических скважин с привязкой к опорным реперам, расположенных вне зоны влияния строительства. При этом нулевой цикл измерения был проведен до момента приближения ротора ТПМК на расстояние 120 м к оси ближнего по ходу проходки рельса.

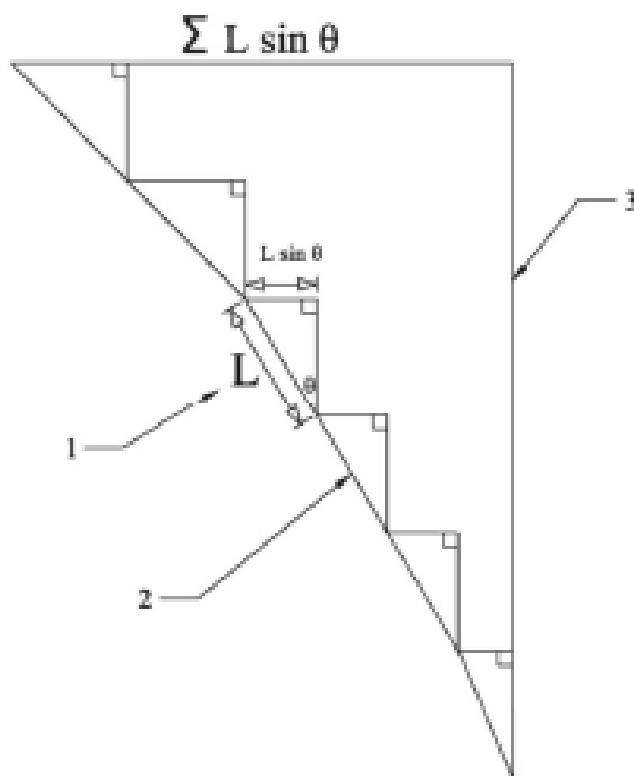


Рисунок 2.23 - Принцип определения планового смещения:

1 – интервал считывания; 2 – наклон инклинометрической скважины; 3 – вертикаль

Периодичность проведения измерений было разделено на этапы согласно отдалённости ротора ТПМК от контролируемых скважин:

- 1-й этап наблюдений – начало: при приближении ТПМК на расстояние 40 м по нормали к оси ближнего по ходу проходки рельса; окончание: при приближении ТПМК на расстояние 20 м по нормали к оси ближнего по ходу проходки рельса: 1 раз в сутки.

- 2-й этап наблюдений – начало: при приближении ТПМК на расстояние 20 м по нормали к оси ближнего по ходу проходки рельса; окончание: при удалении ТПМК на расстояние 20 м по нормали от оси дальнего по ходу проходки рельса: 4 раза в сутки.

- 3-й этап наблюдений – начало: при удалении ТПМК на расстояние 20 м по нормали от оси дальнего по ходу проходки рельса; окончание: при удалении ротора ТПМК на расстояние 40 м по нормали от оси дальнего по ходу проходки рельса, при условии затухания приращения деформаций до величины менее 1 мм в сутки: 1 раз в сутки.

- 4-й этап наблюдений проводился до затухания приращения деформаций до величины менее 1 мм в неделю: 1 раз в неделю.

Дополнительно проводился геодезический контроль оголовков инклинометрических скважин с привязкой к опорным реперам, расположенным вне зоны влияния строительства. Такой подход позволил получить абсолютные значения деформаций.

Инклинометрические измерения проводились вдоль двух перпендикулярных осей – А и Б. Ось А была направлена на железнодорожное полотно, ось Б была параллельна железнодорожному полотну. Для измерения вдоль одной из осей, зонд должен был пройти всю скважину, после чего он вынимался из скважины, ориентировался вдоль другой оси, и серия измерений повторялась. В процессе измерений зонд фиксировался каждые 0,5 м, в которых производились измерения.

Перемещение зонда по скважине происходило по четырем продольным направляющим пазам, расположенным по всей глубине скважины. Наличие пазов позволяло контролировать единообразие положений зонда при всех циклах измерений. Поскольку оси были направлены вдоль и поперёк

ожидаемых максимальных деформаций, не было необходимости в пересчете направлений деформаций.

Анализ обработанных измерений проводился после каждого цикла. Такой подход позволил оперативно предоставлять рекомендации по дальнейшей эксплуатации железнодорожных путей. При достижении просадок свыше 50 мм аварийной бригадой производилась подсыпка щебня (земельного полотна) и выправка верхнего строения пути, что позволяло избегать появления аварийной ситуации в процессе строительства.

Процесс измерения с помощью скважинного инклинометра представлен на рисунке 2.24.



Рисунок 2.24 – Фотофиксация процесса измерения

Выполнение измерений сопровождалось рядом технических сложностей, связанных с тем, что эксплуатация железнодорожных путей не приостанавливалась. Возникла необходимость вести работу с учётом правил

техники безопасности, часто присутствовали ситуации повреждения оборудования (обрывы кабелей, задевание оборудования при ремонтных работах, случаи вандализма).

2.9. Закономерности выявленные при геотехнических измерениях

По результатам произведённых измерений были получены значения деформаций массива (горизонтальные смещения в скважинах сбоку от ЖД-путей) для различных глубин. Эти результаты опубликованы в [30]. На рисунках 2.25 и 2.26 представлен пример полученных данных для одного из сечений. На графиках с результатами инклинометрии представлены только измерения вдоль оси А, поскольку именно эти данные стали основными при проведении исследования.

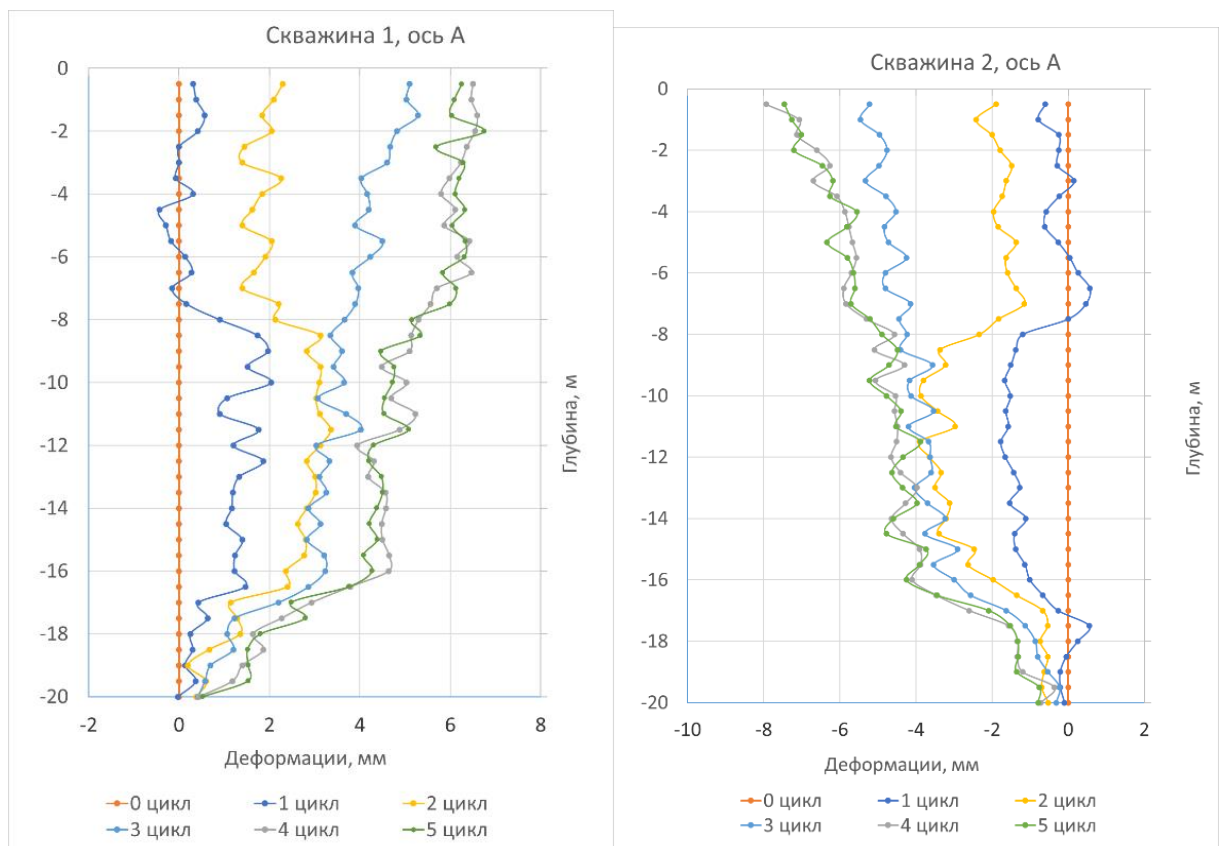


Рисунок 2.25 – Примеры результатов скважинной инклинометрии (скважина №1, скважина №2), представлены деформации вдоль оси А

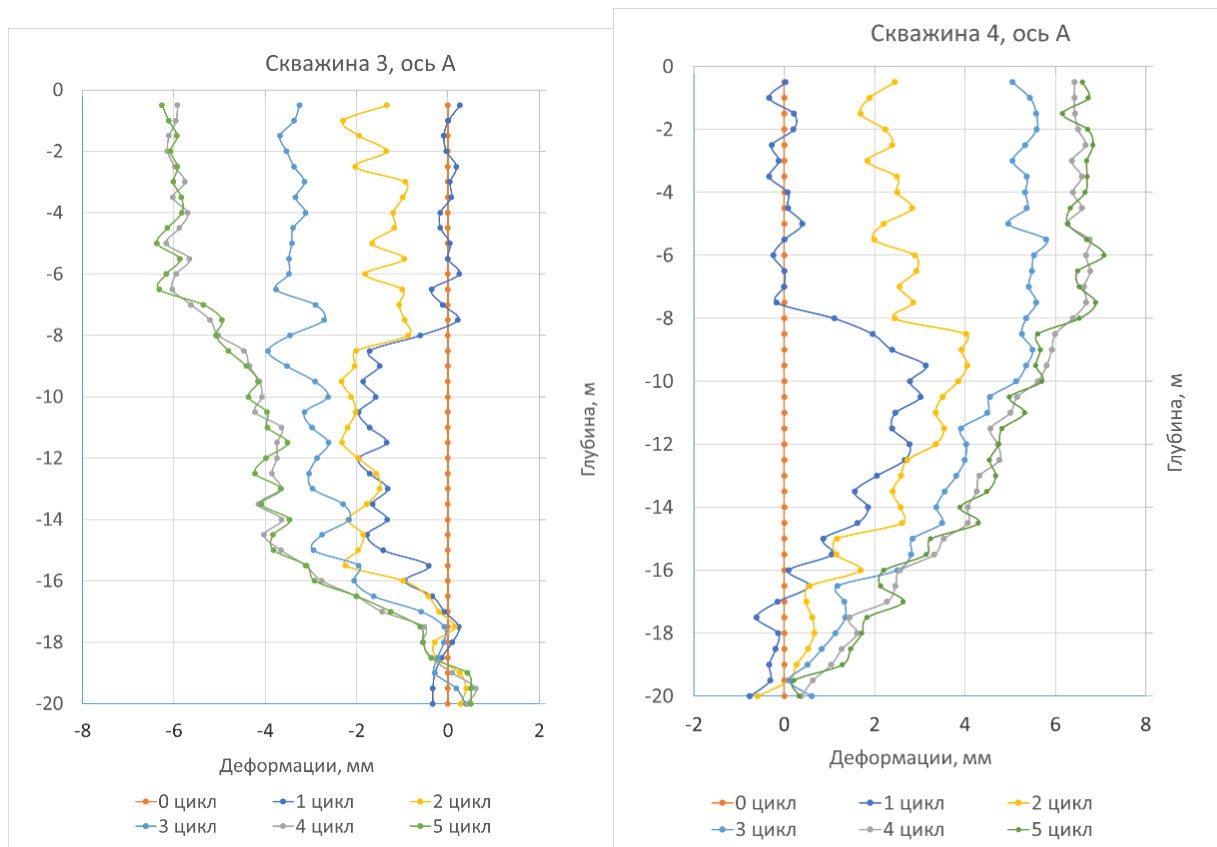


Рисунок 2.26 – Примеры результатов скважинной инклинометрии (скважина №3, скважина №4), представлены деформации вдоль оси А

Полученные графики подвергались различной статистической обработке. Строились диаграммы распределений значений деформаций, производился сравнительный анализ характера деформирования на различных глубинах, деформации пересчитывались в скорости деформаций (опираясь на данные о времени между циклами). Наибольший интерес вызвали стабильно проявляющиеся особенности скоростей горизонтальных деформаций на различных глубинах.

Эти особенности можно проиллюстрировать графиками скоростей деформаций на различных глубинах (рисунки 2.27 и 2.28; оси абсцисс графиков описывают скорости деформаций, оси ординат – глубины). В процессе вычисления этих графиков для конкретной глубины брались приращения абсолютных деформаций ΔU_x (мм) между определёнными циклами. График А – между 1 и 0 циклом; график Б – между 2 и 1 циклом;

график В – между 3 и 2 циклом; график Г – между 4 и 3 циклом; график Д – между 5 и 4 циклом (график для диапазона времени Е – между 6 и 5 циклом и более поздними – опущены, поскольку слабо отличаются от графика диапазона времени Д).

Анализируя полученные графики, можно отметить, что в процессе проходки вблизи измерительной скважины скорости деформирования участков грунтового массива изменяются по-разному на различных глубинах. Эти описываемые глубины разделены на два диапазона: ДП1 – 1...7 м и ДП2 – 9...16 м (указаны на рисунках 2.27 и 2.28).

Далее из полевых журналов бралось время регистрации измерений Δt (в часах). Скорости деформаций V_n вычислялись как (размерность скоростей – мм/час):

$$V_n = \Delta U_x / \Delta t.$$

На рисунке 2.29 представлена привязка циклов измерения к положениям забоя ТПМК.

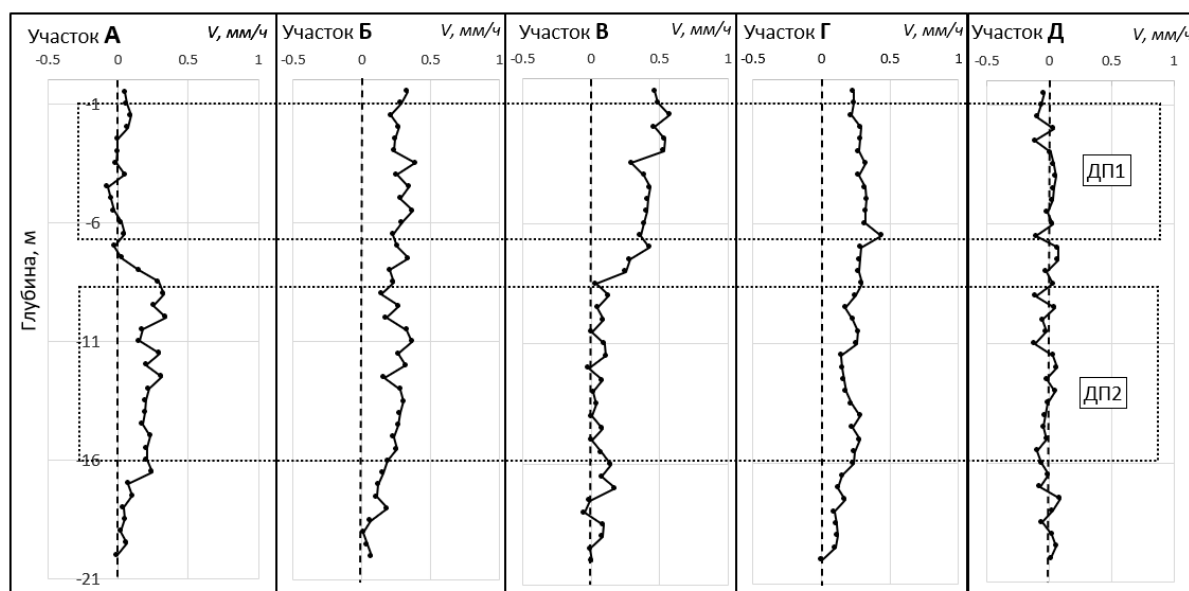


Рисунок 2.27 – Графики скоростей деформаций для скважины №1. Скорости вычисляются между: А – 1-м и 0-м циклами; Б – 2-м и 1-м циклами; В – 3-м и 2-м циклами; Г – 4-м и 3-м циклами; Д – 5-м и 4-м циклами

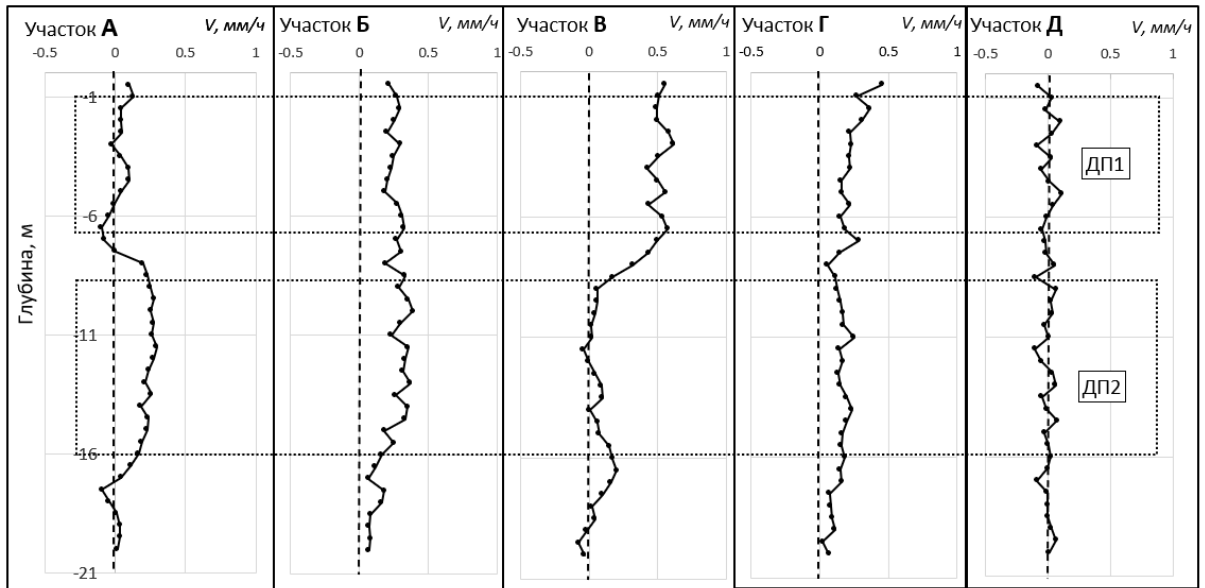


Рисунок 2.28 – Графики скоростей деформаций для скважины №2. Скорости вычисляются между: А – 1-м и 0-м циклами; Б – 2-м и 1-м циклами; В – 3-м и 2-м циклами; Г – 4-м и 3-м циклами; Д – 5-м и 4-м циклами

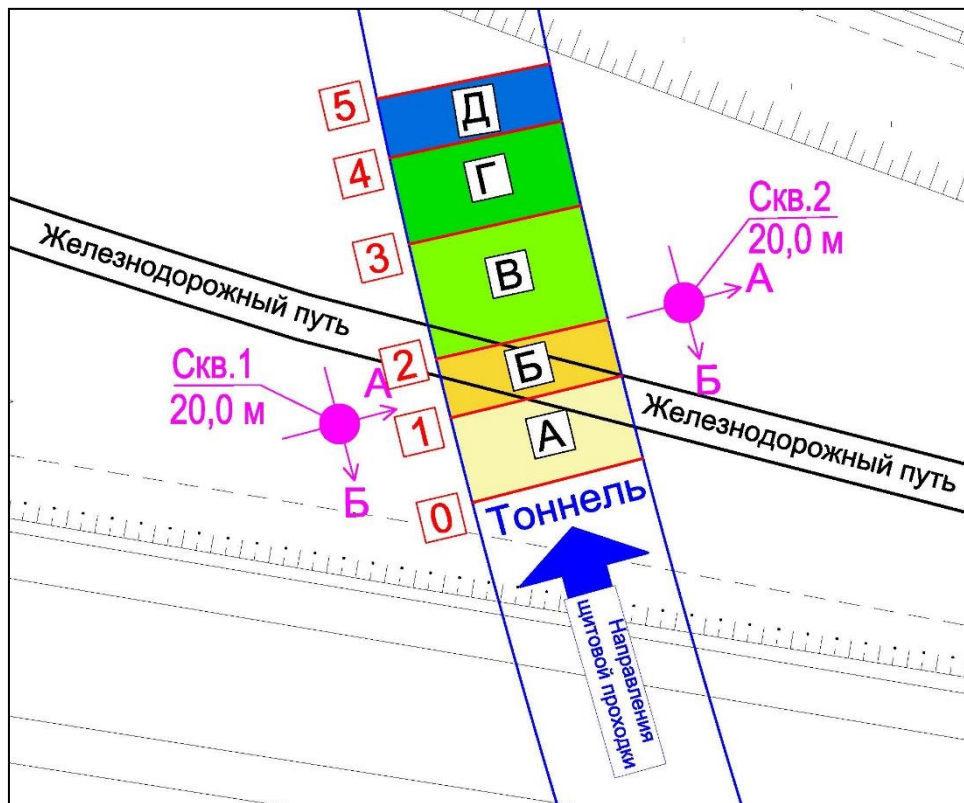


Рисунок 2.29 – Привязка циклов измерения к положениям забоя ТПМК

Анализируя изменения значений скоростей горизонтальных деформаций V_n по рисункам 2.27 и 2.28 в диапазоне ДП1, можно отметить, что на графике А деформации ещё не достигли приповерхностной области массива, на графиках Б и В видно возрастание значений V_n , на графике Г скорости V_n стали меньше (по сравнению с графиком В), на графике Д фактически просматривается отсутствие приращения деформаций. Другими словами, реализуется типичная ситуация с достижением максимальных значений V_n в некоторый момент времени, после чего наблюдается их уменьшение.

В диапазоне глубин ДП2 ситуация развивается иным образом. На графике А наблюдаются высокие значения скоростей V_n (скважина находится недалеко от тоннеля и деформации быстро её достигают), на графике Б – ещё более высокие значения V_n , В – резкое уменьшение V_n , Г – снова высокие значения V_n , Д – низкие значения. Другими словами, графики имеют два отрезка времени, когда происходит увеличение абсолютного значения V_n , и один отрезок времени в середине процесса, когда происходит существенное уменьшение скоростей V_n .

Для упрощения сравнительного анализа были построены графики средних значений скоростей V_n для диапазонов ДП1 и ДП2 в зависимости от периодов времени А-Е (для удобства анализа периоды времени пересчитаны в диапазоны расстояний «забой-скважина» $L_{зс}$). Графики представлены на рисунке 2.30. Приведены результаты вычислений для ряда участков (рисунок 2.30, а-г), существенно отличающихся строением разреза.

Анализируя графики, можно отметить повторяющуюся во всех случаях закономерность. Если для поверхностного диапазона ДП1 характерно постепенное увеличение скоростей деформации, а потом их уменьшение, то для диапазона ДП2 характерной особенностью является процесс возрастания скоростей деформаций, потом уменьшение этих скоростей и повторное возрастание. Таким образом, график изменения абсолютных значений скоростей горизонтальных деформаций имеет чётко выраженную двухпиковую природу с обязательным присутствием в середине процесса

участка с низкой скоростью деформаций. Наблюдаемая закономерность проявилась практически на всех инклинометрических скважинах.

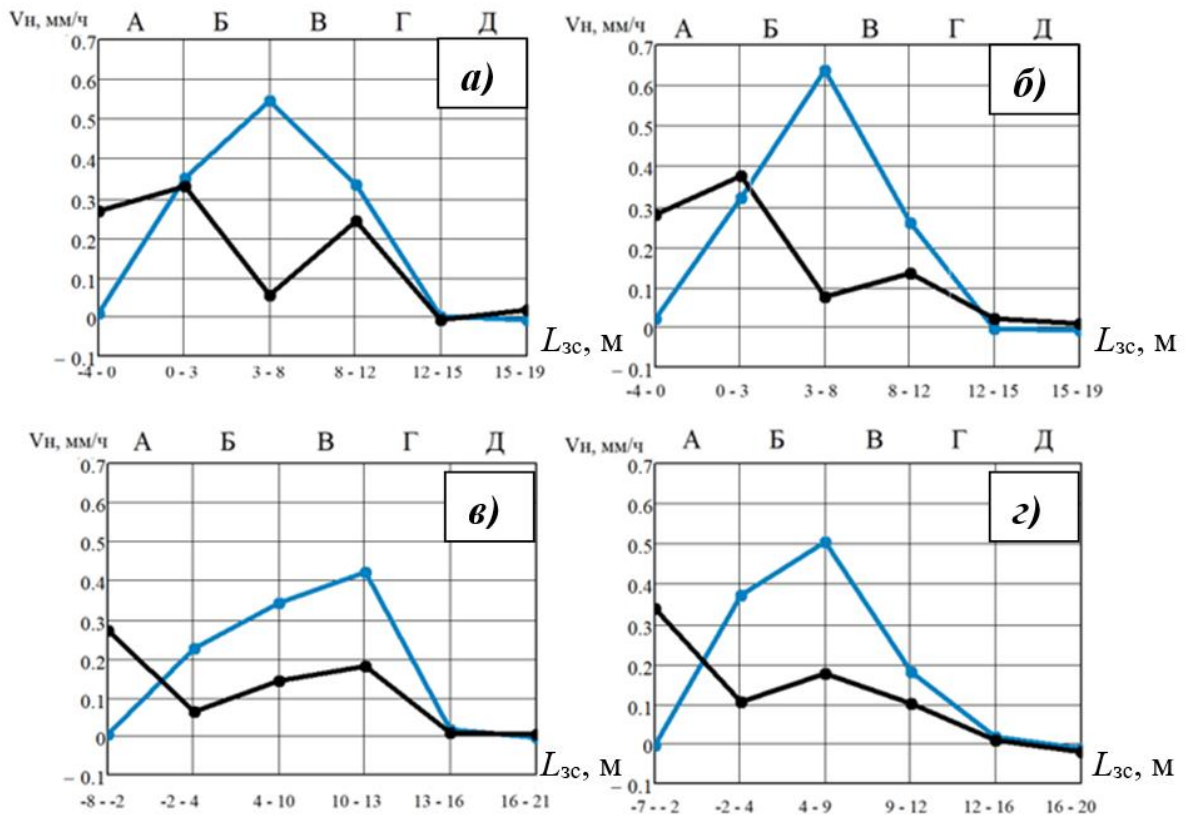


Рисунок 2.30 – Изменения средних скоростей деформаций V_n в зависимости от положения забоя для различных диапазонов глубин (синий – ДП1, черный – ДП2): а – скважина №1, б – скважина №2, в – скважина №3, г – скважина №4

2.10. Выводы

Исследования, описанные во второй главе, были посвящены решению задачи сбора данных по результатам натурных исследований в ситуациях пересечения трассы ТПК и железнодорожных путей с использованием геотехнических и геодезических методов. При этом был выявлен ряд закономерностей изменения НДС, реализующегося при ведении проходки.

Так по результатам геодезических измерений было выявлено, что в большом количестве случаев возникает ситуация, когда удалённые от

приближающегося забоя рельс железнодорожных путей испытывает большие вертикальные деформации чем приближённый, что приводит к ситуации возникновения перекоса. При этом показано, что в одном из 250 случаев этот перекос может достигать критических значений в 20 мм, что может быть источником аварийной ситуации. Эти результаты легли в основу первого научного положения. Возникновение этих перекосов на следующих этапах исследования удалось объяснить при анализе результатов конечно-элементного моделирования.

По результатам геотехнических измерений в скважинах, находящихся рядом с пересечением трассы тоннеля с железнодорожными путями, было выявлено, что скорости горизонтальных деформаций вблизи туннеля имеют характерную особенность – на всех полученных натурных данных наблюдается два максимума скоростей с одним минимумом между ними. Выявленная закономерность была использована на последующих этапах исследования, во-первых, для валидации конечно-элементных моделей, а во-вторых, эта закономерность легла в основу методических рекомендаций по контролю воздействия проходки тоннелей метро на грунтовое основание железнодорожных путей.

Вся группа исследований (как геодезические, так и геотехнические) была проведена на различных строительных площадках города Москвы, отличающихся друг от друга геологическим строением, что позволило получить результаты независимо от геологии участка. Выявленные закономерности обнаружили хорошую повторяемость результатов на всех площадках.

ГЛАВА 3. ПОСТРОЕНИЕ И ВАЛИДАЦИЯ КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНЫХ МОДЕЛЕЙ

Следующий этап исследований подразумевал построение конечно-элементных моделей, соответствующих строительным площадкам, описанным во второй главе. После расчёта этих моделей была произведена их валидация по результатам измерений. После этого валидированные модели сами становились объектом исследования, что позволило получить ряд результатов.

3.1. Параметры конечно-элементных моделей

Прогноз изменений напряженно-деформированного состояния породного массива, включая действующие железнодорожные пути, осуществлялся с использованием комплекса «Plaxis 3D». Этот комплекс основан на методе конечных элементов.

Задача решалась методом конечных элементов, который рассматривает массив как непрерывную среду, исключая возможность сдвига отдельных элементов относительно друг друга. Сплошность среды обеспечивается сохранением контакта между элементами в узлах при деформациях. В соответствии с данным методом, взаимодействие между элементами конструкции ограничивается исключительно узловыми точками. Деформация элемента обусловлена действием узловых сил, приложенных смежными элементами или внешними нагрузками. Каждая узловая сила имеет три компоненты, направленные вдоль координатных осей. Это приводит к формированию матричного уравнения, связывающего известные внешние силы с неизвестными перемещениями через матрицу жесткости элемента. После расчета смещений определяются напряженно-деформированное состояние в соответствии с теориями упругости.

Методология компьютерного моделирования основывалась на ряде значимых факторов. Вычисления проводились в условиях трехмерной постановки задачи. Модель создавалась на основе своеобразных разрезов строительных площадок с характерным инженерно-геологическим строением.

Граничные условия модели задавались путем блокировки горизонтальных перемещений на боковых границах и исключения как горизонтальных, так и вертикальных смещений на нижней границе.

Грунтовая масса и все конструктивные элементы в модели подвергались воздействию, вызванных гравитационными силами.

Для описания поведения грунтов использовалась модель Мора-Кулона. Действующий железнодорожный путь воспроизводился элементом «балка». Породный массив воспроизводился элементом «скважина». Обделка строящегося тоннеля воспроизводилась элементом «плита».

При моделировании щитовой проходки перегонного тоннеля учитывался возможный перебор грунта V_L в процессе продвижения ТПМК. Согласно [160] перебор грунта был выбран 3,5%.

Взаимодействие между подземными строительными конструкциями и грунтовым массивом (отлипания и сдвиг на контакте конструкция – грунтовой массив) моделировалось при помощи специальных контактных поверхностей – интерфейсов. Прочность интерфейса зависит от прочности грунта и коэффициента понижения прочности в интерфейсе. В расчете было принято удельное сцепление $c_k = 0$, угол внутреннего трения $\delta = 0.33$ ф.

Поровое давление воды, характеризующее гидростатические условия, устанавливалось в соответствии с уровнями грунтовых вод (УГВ) по результатам инженерно-геологических изысканий.

Прогноз изменений напряженно-деформированного состояния породного массива, включая действующие железнодорожные пути производился поэтапно, в соответствии со следующими основными стадиями:

1. Стадия начальных напряжений – расчет начального напряженно-деформированного состояния грунтового массива от собственного веса

грунта, предшествующее строительству, вычислялся на первой стадии расчета;

2. Исходная стадия – вычисления напряженно-деформированного состояния породного массива с учетом наличия действующих железнодорожных путей. По окончании вычислений данной стадии, накопленные деформации обнуляются, но усилия, возникшие в существующих строительных конструкциях, сохраняются;

3. Строительная стадия – моделировалась проходка ТПМК с последующей установкой обделки тоннеля. Строительная стадия расчета включает в себе ряд однотипных этапов (фаз) вычислений. В каждом этапе вычислений моделировалось продвижения ТПМК на одно кольцо.

Основными входными параметрами модели являлись:

- вес грунта в насыщенном состоянии γ_{sat} : от 17,8 до 20,2 (кН/м³);
- вес грунта в ненасыщенном состоянии γ_{unsat} : от 18,3 до 20,2 (кН/м³);
- модуль деформации E : от 19200 до 49000 (кН/м²);
- коэффициент Пуассона ν : от 0,3 до 0,33;
- удельное сцепления c_k : от 2 до 28 (кН/м²);
- угол внутреннего трения φ : от 20 до 39 (град);
- угол дилатансии Ψ : 0 до 9 (град).

Исходные данные (физико-механические и деформационные характеристики вмещающих грунтов) для расчетов были взяты из инженерно-геологических изысканий.

Для моделирования обделки проектируемых перегонных тоннелей использовались структурные элементы «плиты».

Основными свойствами «плиты» являлись:

- толщина элемента плиты d : 0,3 (м);
- удельный вес материала плиты γ : 24,5 (кН/м³);
- модуль упругости E : 37000000(кН/м²);

– коэффициент Пуассона ν : 0,15.

Нормативная временная вертикальная нагрузка от подвижного состава железных дорог (СК) принималась в виде объемлющих максимальных эквивалентных нагрузок ν , кН/м пути в соответствии с [161], величина нагрузки принята равной 137,3 кН/м пути, с учетом шага 1,52 м (расстояние между рельсами) = 90,32 кН/м².

Работа велась как на моделях с параметрами, соответствующими специфике площадок, на которых были получены натурные данные, так и на обобщённых моделях (однородный массив состоящих из одного слоя и т.п.). В результате произведённых исследований удалось достичь хорошей сходимости между конечно-элементными моделями и результатами натурных измерений.

Составление, расчёт и исследование поведения моделей производилось с помощью программного комплекса «Plaxis 3D». При работе с 3D-моделями в основном использовались модели симметричные относительно вертикальной плоскости, проходящей через ось строящегося тоннеля. С целью проверки независимости результатов от допущений тех или иных моделей проводился ряд дополнительных исследований. При этом рассчитывались модели: представляющий собой полный объём массива пород; имеющие увеличенные размеры модели и более детальную сеть конечных элементов; обобщённые модели без разделения на слои (вся модель имеет свойства, типичные для того или иного типа пород); модели с различным положением тоннеля, железнодорожных путей и т.п.

В процессе проведения моделирования было решено, что возникающие при перемещении ТПМК различные расстояния между забоем и скважиной, и забоем и железнодорожными путями нужно моделировать не как перемещение забоя, а как перемещение самого объекта (скважины либо путей), что позволяет экономить время расчёта. Ситуации перемещения забоя при неподвижной скважине и железнодорожных путях также моделировались,

дали схожие результаты. Такой подход использовался на финальной стадии исследований.

Поведение грунтов описывалось идеально-пластической моделью Мора-Кулона. Исходные данные (геометрические параметры слоёв, физико-механические и деформационные характеристики) для расчетов были взяты из инженерно-геологических изысканий. Разрез в основном состоял из песчаных грунтов, с отдельными тонкими пластами суглинков. На различных участках разрез существенно менялся (выклинивание слоёв, а также перепады уровня дневной поверхности). Для каждого из таких участков создавалась своя модель с конкретными геометрическими параметрами и физико-механическими свойствами. Внешний вид одного из вариантов модели с визуализированной сетью конечных элементов представлен на рисунке 3.1.

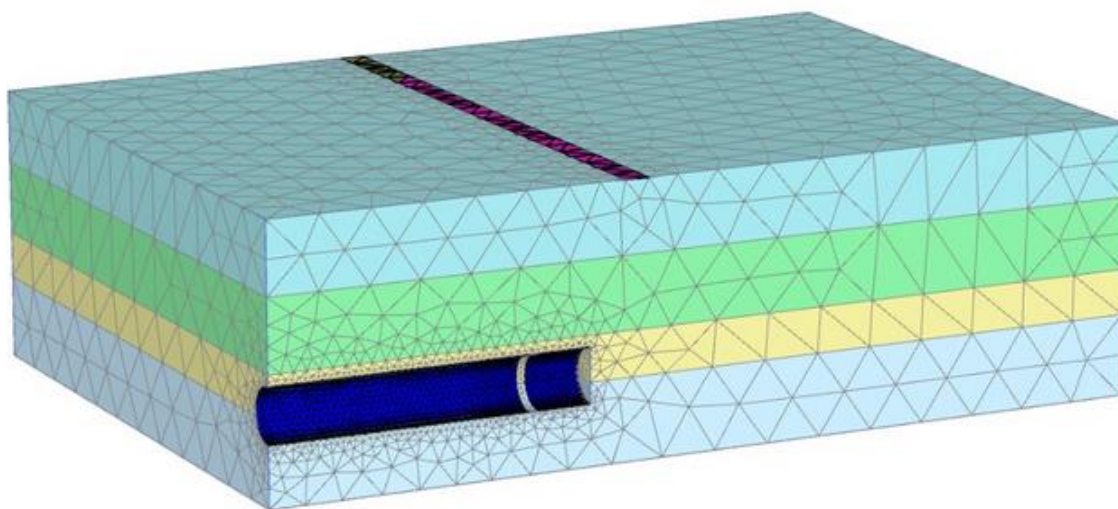


Рисунок 3.1 – Общая схема модели с разбивкой на конечные элементы

3.2. Анализ результатов моделирования, валидация моделей

Созданная конечно-элементная модель анализировалась для выявления закономерностей изменений скоростей горизонтальных деформаций при проходке ТПМК.

Изменение напряжённо-деформированного состояния грунтового массива анализировалось путём построения карт и графиков различных параметров (горизонтальных, вертикальных, объёмных деформаций, касательных и нормальных напряжений; с помощью визуализации областей, в которых участки массива подверглись упругой либо пластической деформации).

В процессе расчёта модели с геометрическими параметрами и физико-механическими свойствами, соответствующими лабораторным, были получены карты и графики, соответствующие закономерностям изменения скоростей деформаций в породном массиве на различных глубинах («первый пик» – «замедление» – «второй пик» для диапазона глубин ДП2 и «единственный пик» для диапазона глубин ДП1).

Это хорошо иллюстрируют карты значений на рисунке 3.2. Карты представляют собой горизонтальные сечения 3D-модели, в которых рассчитаны горизонтальные деформации U_x , направление которых совпадает с осью А при натурных измерениях в скважинах. На рисунке представлены два сечения (рисунок 3.2 а – сечение из диапазона ДП1, рисунок 3.2 б – сечение из диапазона ДП2). Сплошным прямоугольником (цифра 1) указано местоположение ТПМК. Пунктирным прямоугольником (цифра 2) показан коридор, в котором «перемещается» скважина (при моделировании подразумевается ситуация при которой перемещается не забой туннеля, а сама скважина, что неотличимо от ситуации «перемещение забоя при неподвижной скважине»). Точками указаны положения скважины, соответствующие номерам циклов измерения 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6. Чтобы соответствовать графикам рисунка 2.30, рядом с точками даны расстояния «забой-скважина» расстояния между скважиной и забоем.

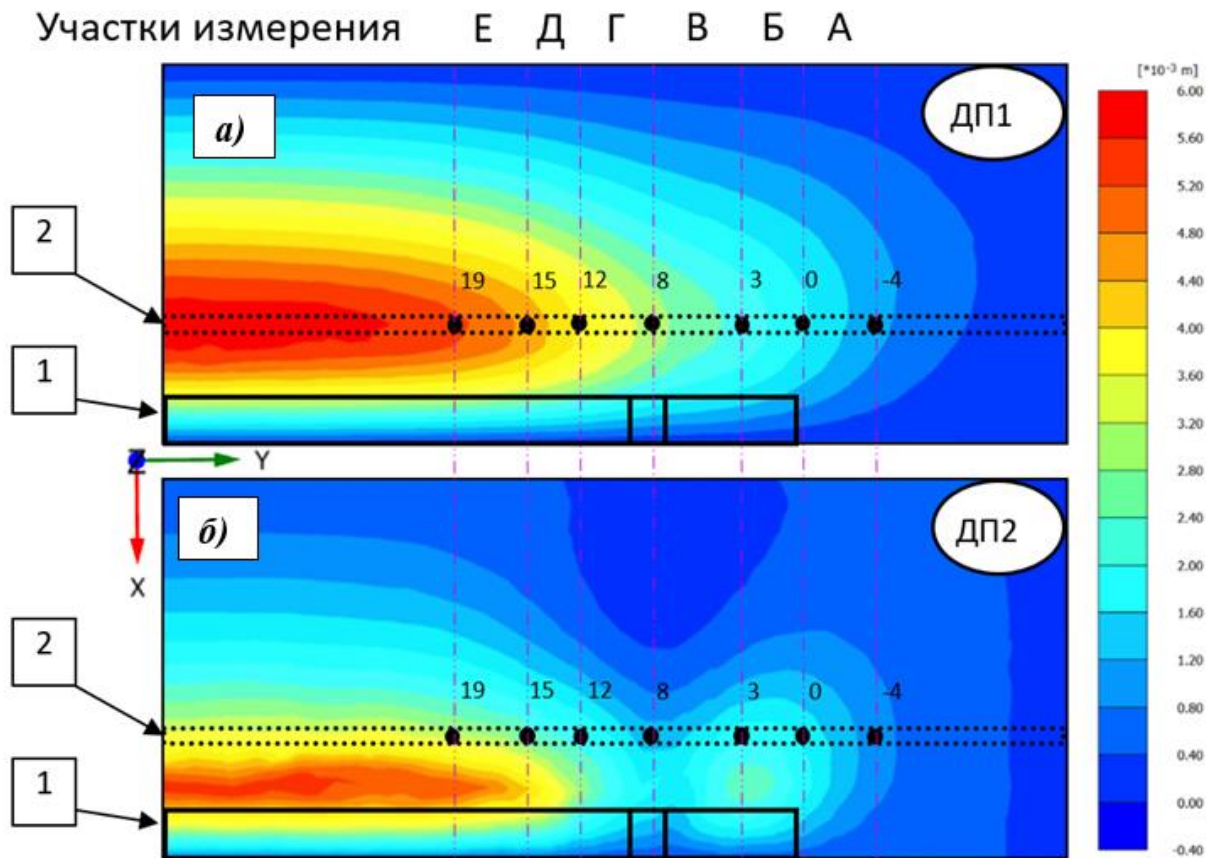


Рисунок 3.2 – Карты горизонтальных деформаций U_x в массиве пород, полученные для различных сечений 3D-модели на различных глубинах: а – 7.6 м; б – 12 м; 1 – проекция положения ТПМК (находится ниже сечений); 2 – участок массива, соответствующий положениям скважины; цифрами даны

При анализе карты рисунка 3.2 б (сечение из диапазона ДП2) можно отметить, что перемещение скважины внутри «коридора» (цифра 2) приводит к ситуации, когда горизонтальные деформации сперва нарастают, потом процесс приостанавливается, после чего начинается следующая стадия увеличения деформаций. Другими словами, модель ведёт себя аналогично тому, как ведут себя натурные данные. При анализе карты рисунок 3.2 а (сечение из диапазона ДП1) можно отметить, что ситуация изменилась – присутствует единственное нарастание деформаций U_x , что также соответствует натурным измерениям.

Рассчитанная модель позволяет получить графики скоростей деформаций V_m , аналогичные представленным на рисунке 2.30. Это можно

сделать, опираясь на информацию об относительном положении забоя и скважины при производстве натуральных данных. На рисунке 3.3 даны графики изменения скоростей горизонтальных деформаций U_x , полученных по натурным измерениям V_n и по результатам моделирования V_m . Хорошо видно, что графики ведут себя схожим образом.

Полученные две выборки (модельные скорости V_m и натурные V_n) визуализированы в виде диаграммы рассеяния на рисунке 3.4. Эти данные были аппроксимированы линейной функцией, также был получен линейный коэффициент корреляции Пирсона R . Это позволило оценить сходимость результатов моделирования и натуральных измерений. Для приведённого на рисунке 3.4 случая $R = 0.93$, что говорит о высокой схожести. Полученный коэффициент корреляции является значимым на уровне доверительной вероятности $p = 0.007$, что говорит о высокой надёжности полученной оценки корреляции. Подобные оценки для других скважин дали аналогичные результаты.

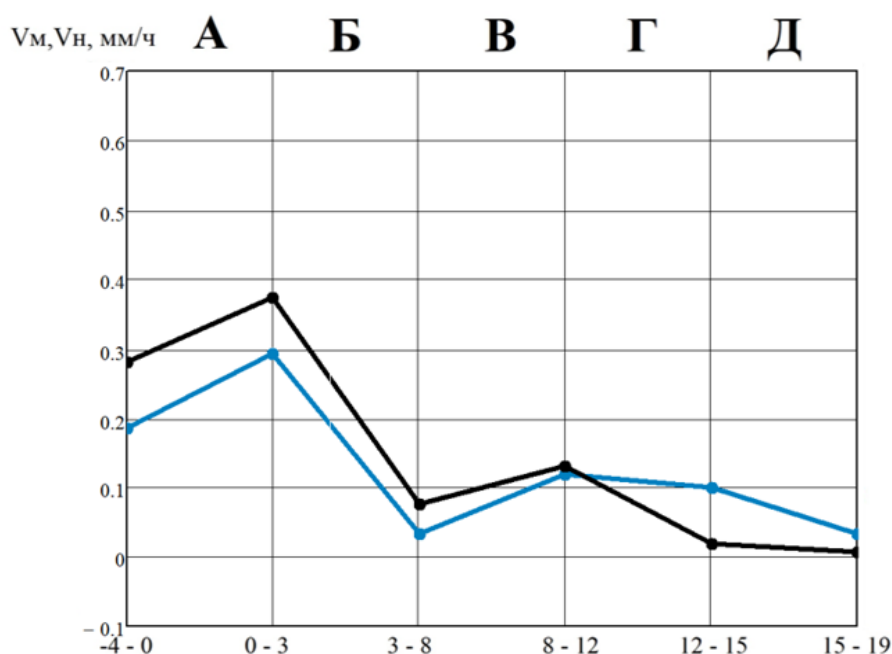


Рисунок 3.3 – Графики скоростей горизонтальных деформаций U_x , полученных на модели V_m (черный) и на натуральных данных V_n (синий) для скважины №2

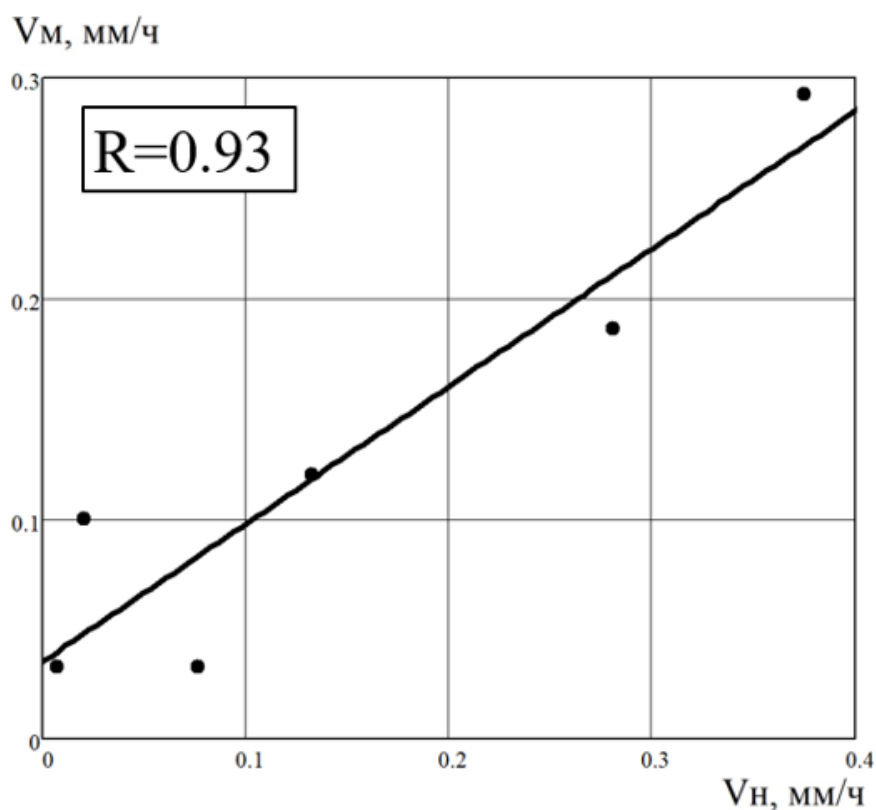


Рисунок 3.4 – Диаграмма рассеяния V_M на V_H с нанесённой регрессионной линией

На рисунке 3.2 приведены только два сечения 3D-модели. Анализируя промежуточные сечения, можно наблюдать как распределение горизонтальных деформаций в диапазоне ДП1 («два пика» скоростей деформаций) постепенно превращается в распределение ДП1 («один пик»). Этот переход происходит на тех же глубинах, где изменение характера скоростей происходит и в натурных данных. Из этого анализа модели можно сделать вывод о том, что переход картины распределения U_x ДП2 в картину U_x ДП1 происходит из-за того, что сглаживаются особенности изменения скоростей деформаций, реализующиеся на глубине.

3.3. Выводы

Исследования, описанные в третьей главе, были посвящены вопросам построения конечно-элементных моделей, соответствующих ситуациям

строительных площадок на которых производились натурные измерения. С этих участков были взяты результаты лабораторной оценки физико-механических свойств грунтов, геометрические особенности массива. Такие параметры модели как нагрузки от железнодорожных составов и технические особенности ведения подземного строительства тоннеля с помощью ТПКМ были внесены в модель опираясь на ряд нормативных документов.

Важным результатом этого этапа работы стала валидация полученных моделей с помощью натуральных данных. Выявленные при инклинометрических наблюдениях характерные изменения скоростей горизонтальных деформаций, возникающих под воздействием проходки (два максимума скоростей с одним минимумом между ними) удалось наблюдать как в моделях, так и результатах натуральных измерений. При этом были получены высокие значения коэффициентов корреляции между модельными и натурными графиками скоростей, что говорит о высокой сходимости результатов измерений и результатов моделирования.

Следующим этапом научной работы стало исследование полученных моделей, что позволило решить ряд поставленных в начале исследования задач.

ГЛАВА 4. ВЫЯВЛЕНИЕ ЗАКОНОМЕРНОСТЕЙ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ГРУНТОВОГО МАССИВА ПРИ ПРОХОДКЕ ТОННЕЛЕЙ ПОД СУЩЕСТВУЮЩИМИ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫМИ ПУТЯМИ

4.1. Исследование влияние параметров модели на особенности деформирования породного массива

Исследования подразумевало изучение влияния различных параметров модели на размер зоны, внутри которой наблюдается явление «два максимума скорости с одним минимумом между ними». Далее по тексту эта зона будет упоминаться как зона с «двумя максимумами скоростей» или просто «зона».

В процессе работы с моделями и натуральными данными стало ясно, что описываемая зона имеет свою геометрию. Явление наблюдения двух максимумов скоростей не наблюдается непосредственно над тоннелем и под тоннелем. Также зона ограничена по вертикали – эффект перестаёт просматриваться на некотором расстоянии H вверх от щельги ТПМК (построенного тоннеля) и на некотором расстоянии вниз от лотка. Геометрия зоны отражена на схеме на рисунке 4.1.

Исследование поведения моделей производилось как расчёт множества моделей с различными параметрами. Варьировались глубина расположения ТПМК, диаметр строящегося тоннеля, физико-механические свойства пород. При исследовании брались максимальные и минимальные типичные значения параметров. Исследовались также промежуточные значения.

По результатам проведённых исследований был сделан ряд выводов:

А. При уменьшении глубины проходки тоннеля размер зоны H слабо изменяется. При варьировании глубины расположения лотка от 10 м до 23 м размер H изменялся в пределах 5-10%. В частности, слабое изменение этого размера зоны приводило к тому, что при малых глубинах проходки она может

достигать поверхности и влиять на основание железнодорожных путей. Для случая модели, соответствующей натурным данным, воздействие двух максимумов скоростей может проявляться при глубине щельги 10 м.

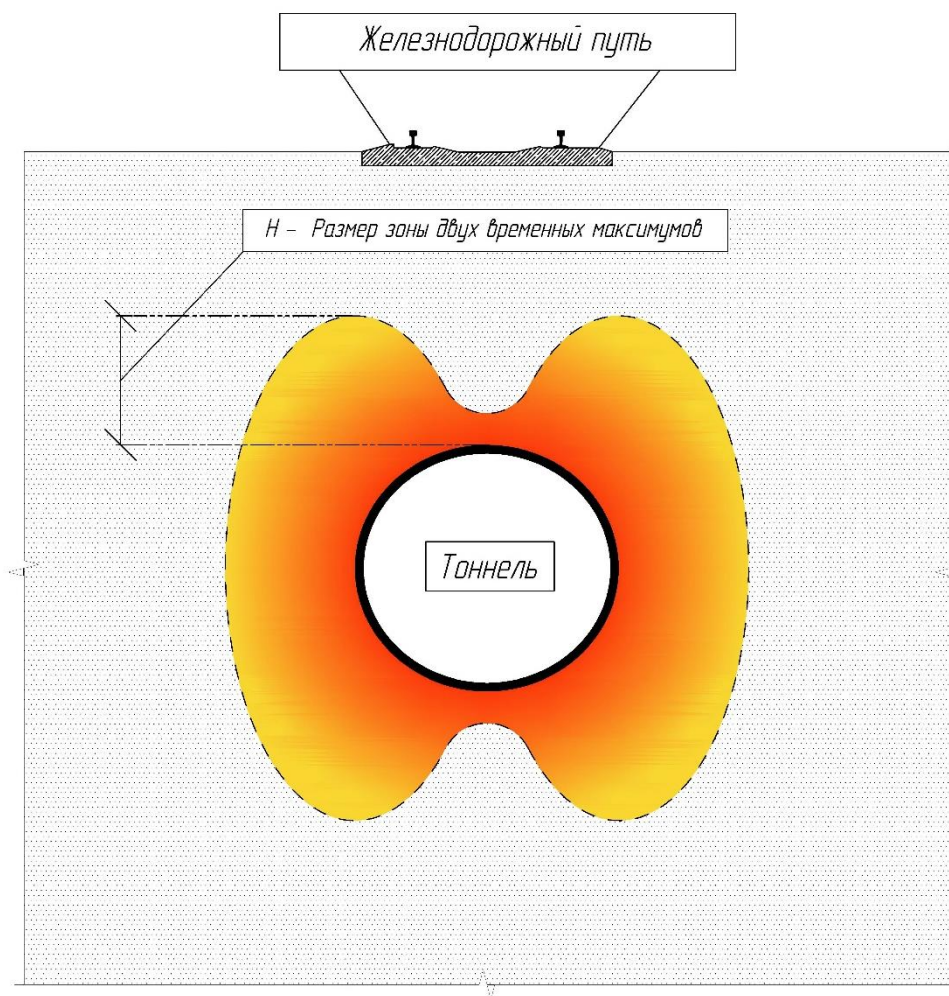


Рисунок 4.1 – Геометрия зоны «два максимума скоростей»

Б. Диаметр строящегося тоннеля на размер зоны «два максимума скоростей» слабо влияет на размер H . При изменении диаметра от 6 м до 14 м сокращение размера H составляет ~10%.

В. Влияние физико-механических свойств исследовалось с помощью модели, состоящей из одного слоя. При этом работа велась с помощью двух подходов. В первом случае брались основные типы пород, характерные для условий проходки г. Москвы. Непосредственно сами физико-механические свойства брались из результатов лабораторных исследований, проведённых на

различных объектах. При втором подходе производилось исследование влияния H отдельных физико-механических свойств (изменялись модуль деформации, угол внутреннего трения, удельного сцепления). Влияние физико-механических свойств на размер зоны H было оценено как слабое. Так, например, изменение свойств модели от песков к суглинкам давало 5-10% уменьшения H .

Г. Наиболее существенное влияние на размер зоны оказывало давление нагнетания тампонажного раствора. Даже небольшое 10-15%-е увеличение давления нагнетания увеличивало размера зоны H на 5-10%. Последующее увеличение давления (10%, 20%... 50%) показывало соответствующий рост размера зоны H . Исследовалось также уменьшение давления, что дало аналогичные результаты. Это позволяет предположить, что характер деформирования с двумя скоростными максимумами возникает под воздействием первичной усадки грунта (первый максимум привязан к моменту прохода забоя мимо измерительной скважины) и последующего влияния тампонирующего раствора.

Также данные выводы представлены в таблице 4.1. В таблице жирными начертанием выделены строки некой опорной модели (состоящей из одного слоя) наиболее приближенной к особенностям участков на которых производились натурные измерения. Далее для этой модели производилась вариация параметров (диаметр, глубина проходки, свойства пород, давление тампонажного раствора). Результаты измерений размера H в абсолютных и относительных значениях представлены в последних двух столбцах таблицы. Хорошо видно, что наиболее существенные изменения размеров возникают при варьировании давления тампонажного раствора.

Таблица 4.1. Параметры модели влияющие на размер зоны с двумя максимумами скоростей

Изменяемый параметр	Значение	Изменения параметра, %	H, размер зоны двух временных максимумов, м	Изменения H, %
Диаметр, м	6	0	11,5	0
	10	67	11,5	0
	14	133	11,6	2
Глубина, м	20	-13	11,5	0
	23	15	11,5	0
	26	+13	11,4	-1
Физико-механические свойства (ИГЭ)	песок	–	11,5	0
	суглинки	–	11,3	-2
	глины	–	11,2	-3
Давление нагнетания тампонажного раствора, kN/m ³	до 150	-14	10,2	-13
	до 175	0	11,5	0
	до 200	+14	12,6	+9

4.2. Исследования особенностей деформирования основания железнодорожного полотна

Данный блок был связан с исследованием того, как ведение проходки влияет на железнодорожные пути. За основу была взята валидированная по натурным данным модель, описанная выше, в которую были добавлены дополнительные стадии расчета, подразумевающие перемещения забоя. Последствием этого решения оказалось существенное увеличение времени расчета, однако этот подход позволил выявить интересные особенности поведения грунтового массива.

Рассчитывались варианты: с различным положением железнодорожных путей (перпендикулярно и под углом); с различными размерами расчетной модели по трем осям; с различными эксплуатационными нагрузками железнодорожных путей; с различными физико-механическими свойствами грунта (в том числе моно слойных моделей); с различными габаритами и глубинами проходки ТПМК; с различными технологическими параметрами

ТПМК (давления тампонажного раствора, усадка и перебор грунта). Эти опробования давали аналогичные результаты.

Основной целью исследования был анализ того, как изменяется форма областей, в которых грунты вблизи железнодорожных путей достигают стадии пластической деформации.

В соответствии с ожидаемыми результатами области пластической деформации развивались не под железнодорожными путями, а по бокам от них. Поскольку железнодорожные пути и ось тоннеля пересекаются под прямым углом, то одна из таких областей будет приближена к забою, а вторая удалена. Эти области далее по тексту обозначаются как «Бл» (ближняя) и «Дл» (дальняя). Описываемые области в программном комплексе «Plaxis 3D» индицируются как облака точек, что хорошо видно на рисунке 4.2.

Наиболее интересным результатом исследования стал тот факт, что на определенных расстояниях между забоем и железнодорожными путями размер зоны «Дл» был больше размера зоны «Бл». Это хорошо видно по рисунку 4.2, где показана геометрия областей пластических деформаций при различных положениях забоя. Особенно хорошо видно разная величина зон «Бл» и «Дл» по рисунку 4.2 б.

С целью проверить не является ли этот эффект результатом проявления особенностей моделирования были просчитаны модели с другим размером моделируемого гуртового массива, другими физико-механическими свойствами, другим расположением тоннеля и железнодорожных путей (перпендикулярно, параллельно на разных расстояниях). Выявленные эффекты в этих случаях сохранялись.

Для того, чтобы оценить в какой степени проявляется этот эффект при приближении забоя к железнодорожным путям при каждом положении забоя, оценивались размеры зон, перешедшие к пластическому деформированию ($K_{Дл}$ и $K_{Бл}$), после чего вычислялось отношение этих размеров $K = K_{Дл} / K_{Бл}$.

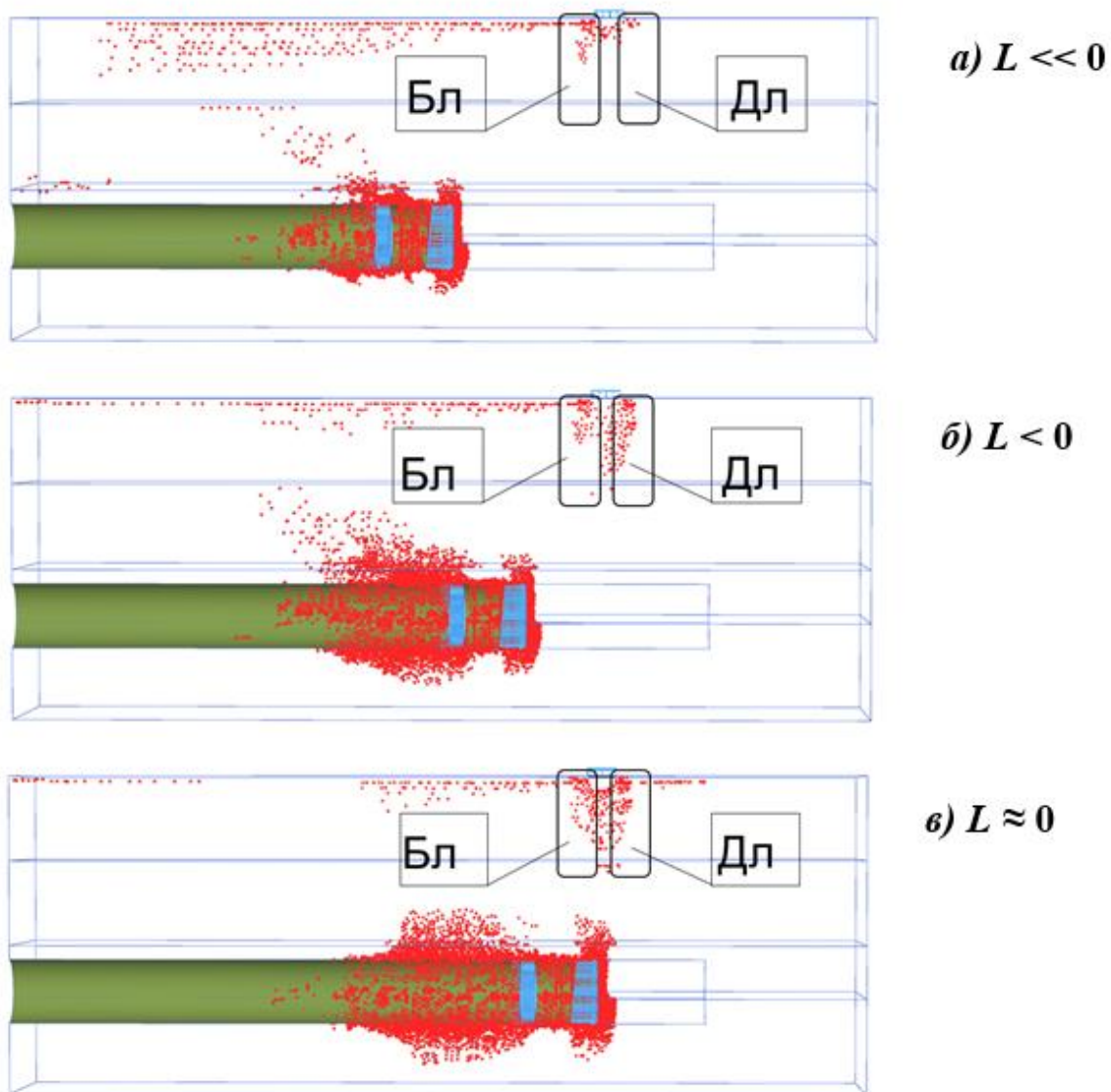


Рисунок 4.2 – Распределение в модели породного массива областей, в которых происходит пластическая деформация: Бл – ближняя зона, Дл – дальняя зона

Поскольку программный комплекс «Plaxis 3D» при анализе областей, перешедших к пластическому деформированию, индицирует только узлы конечных элементов, в которых наблюдается это состояние (инструмент plastic points), оценить размеры этих областей сложно. Поэтому было принято решение выделить одинаковые объёмы внутри модели, расположенные по бокам от железнодорожных путей (приближённую к забою – «Бл» и удалённую – «Дл») и подсчитать количество узлов, в которых наблюдался

переход к пластической деформации. После этого вычислялось отношение K количества узлов в объемах «Бл» и «Дл». Размеры описываемых объемов по вертикали (ось Z): 10,5 м, в направлении оси тоннеля (ось Y): 3,0 м, в направлении (оси X): 8,0 м. Также размеры объемов представлены на рисунке 4.3.

Поскольку в процессе моделирования забой перемещался, то был получен последовательный ряд значений K в зависимости от положения забоя L .

Далее был построен график значений коэффициента K от расстояний «забой – железнодорожные пути» L , представленный на рисунке 4.4. Этот график сглажен скользящим средним с шириной окна 4 элемента. Значения L в этом случае нужно читать следующим образом: $L \ll 0$ – забой далеко от железнодорожного пути, $L < 0$ – забой приближается к железнодорожному пути, $L \approx 0$ – забой проходит под железнодорожным путем.

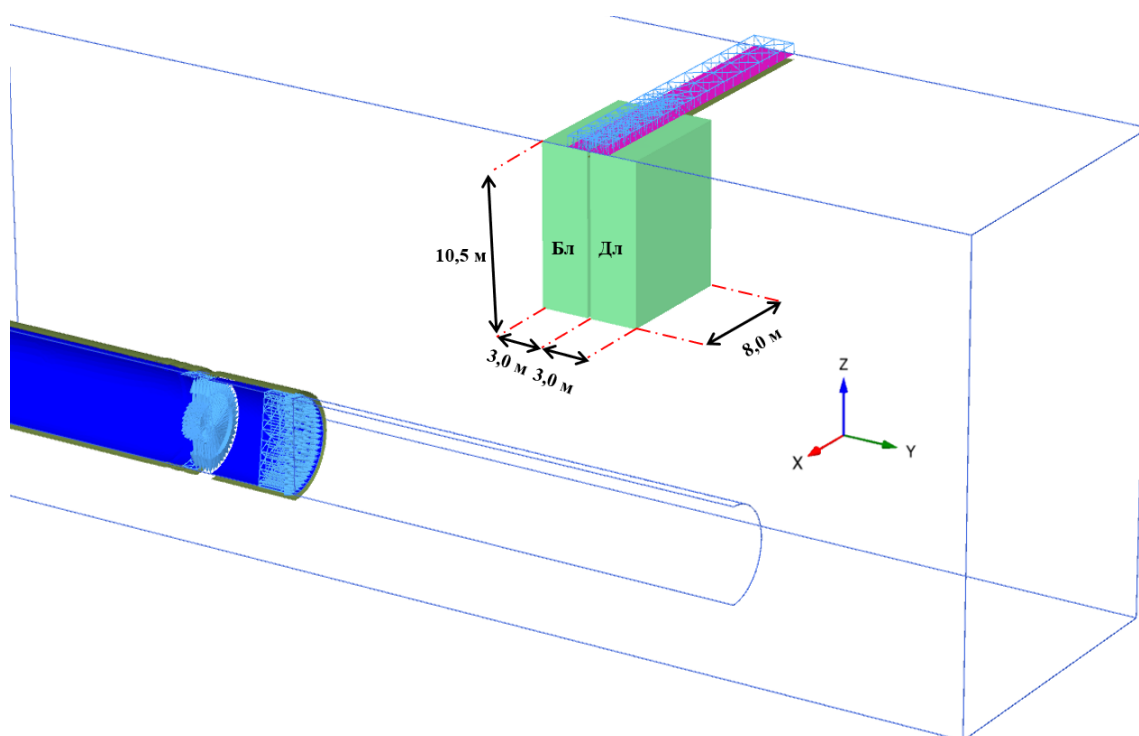


Рисунок 4.3 – Размеры объемов «Бл» и «Дл»

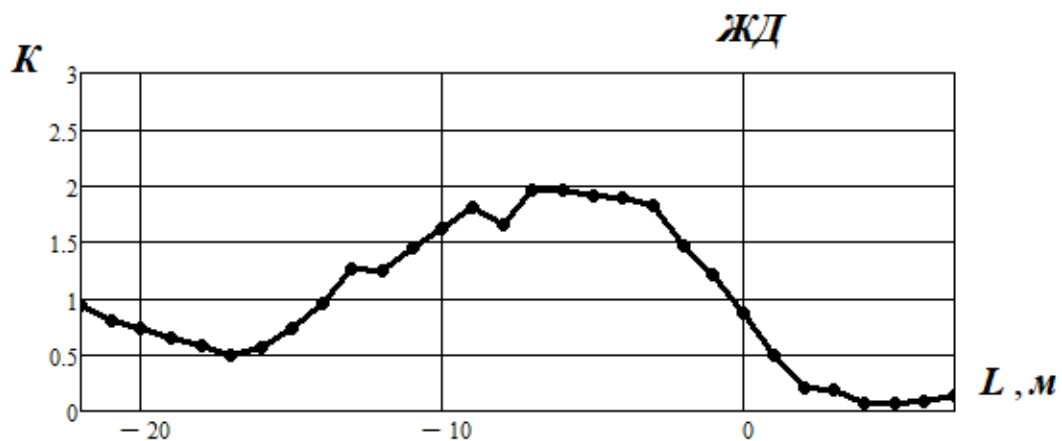


Рисунок 4.4 – Изменение отношения K при приближении забоя к участку расположения железнодорожных путей

Анализируя график можно отметить, что на большом расстоянии (более 20 м) отношение размеров дальней и ближней областей, перешедших к пластическому деформированию, равно единице. Далее, при передвижении забоя, сперва начинает более интенсивно развиваться процесс пластических деформаций в ближней зоне ($K < 1$), а начиная с расстояния $L = -14$ м – в дальней ($K > 1$), приходя к ситуации одинакового развития ($K = 1$) под железнодорожными путями.

Отдельный интерес для научного исследования состоял в том, чтобы выяснить как график $K(L)$ изменяется при различных параметрах модели. Первоначально для того, чтобы оценить в какой степени результат зависит от свойств конкретного массива были построены модели, состоящие из одного инженерно-геологического слоя с физико-механическими свойствами различных пород. Использовались свойства пород, полученные по результатам лабораторных исследований для участков пересечения, на которых производились натурные исследования (см. раздел 2.3). Были построены модели из одного инженерно-геологического слоя, соответствующего пескам и суглинкам. При этом были получены графики рисунок 4.5.

В первую очередь стоит отметить, что переход от модели сложенной несколькими слоями, физико-механические свойства которых соответствуют

участку, где производились натурные измерения, к модели состоящей из одного слоя не поменял ситуацию кардинально (оба графика на рисунке 4.5 аналогичны графику рисунка 4.4), а значит эти модели можно использовать для дальнейшего исследования. Второе на что стоит обратить внимание, это то что графики 4.5 а и 4.5 б, отличаются слабо, при этом переход от модели сложенной песками к модели сложенной суглинками смещает область где перекокс максимален вперёд на 2 м (от забоя). Таким образом присутствие эффекта не определяется какими-то особенностями физико-механических свойств пород. Однако они могут влиять на расположение области на которой наблюдается максимальный перекокс.

Далее производилось исследования того, как меняется график $K(L)$ в зависимости от глубины проходки. Для этого был выбран один вариант модели, состоящий из одного инженерно-геологического слоя, соответствующего физико-механическим свойствам песков. Для этого случая были рассчитаны модели с разной глубиной проходки (глубина лотка - 15 м, 20 м, 25 м, 30 м и 35 м). После этого были построены графики $K(L)$ представлены на рисунке 4.6.

При анализе этих графиков были отмечены следующие особенности – с увеличением глубины проходки точка, при которой соотношение K становится максимальным, смещается дальше от забоя. При этом с глубиной величина этого соотношения в максимуме становится меньше (при глубине лотка 15 м $K = 2,4$, а при глубине лотка 30 м $K = 1,5$). Это соответствует ожидаемому поведению соотношения K . Здесь также можно сослаться на работу сторонних исследователей [121], в которой был произведён анализ результатов регистрации прижимного усилия на роторе ТПМК при проходке тоннеля. В процессе этого анализа было выявлено, что прижимное усилие меняется квазипериодически, что подтверждено результатами спектрального анализа. Выявленная квазипериодичность объяснена авторами через явление дезинтеграции горных пород, связанного с образованием наклонных

плоскостей сдвижения, начинающихся вблизи забоя и выходящих на поверхность.

Можно предположить, что сложные процессы изменения напряжённо-деформированного состояния основания железной дороги, при котором наблюдается различное развитие зон пластической деформации с одной и с другой стороны от железнодорожного пути в процессе приближения забоя к участку пересечения (см. рисунок 4.4 *а*) связаны с образованием этих наклонных плоскостей. Стоит отметить что при большей глубине максимальные значения K оказываются на больших расстояниях между забоем и местом пересечения, что соответствует предположению о том, что причиной различия развития пластических зон является образование наклонных плоскостей сдвижения, описанных в [121].

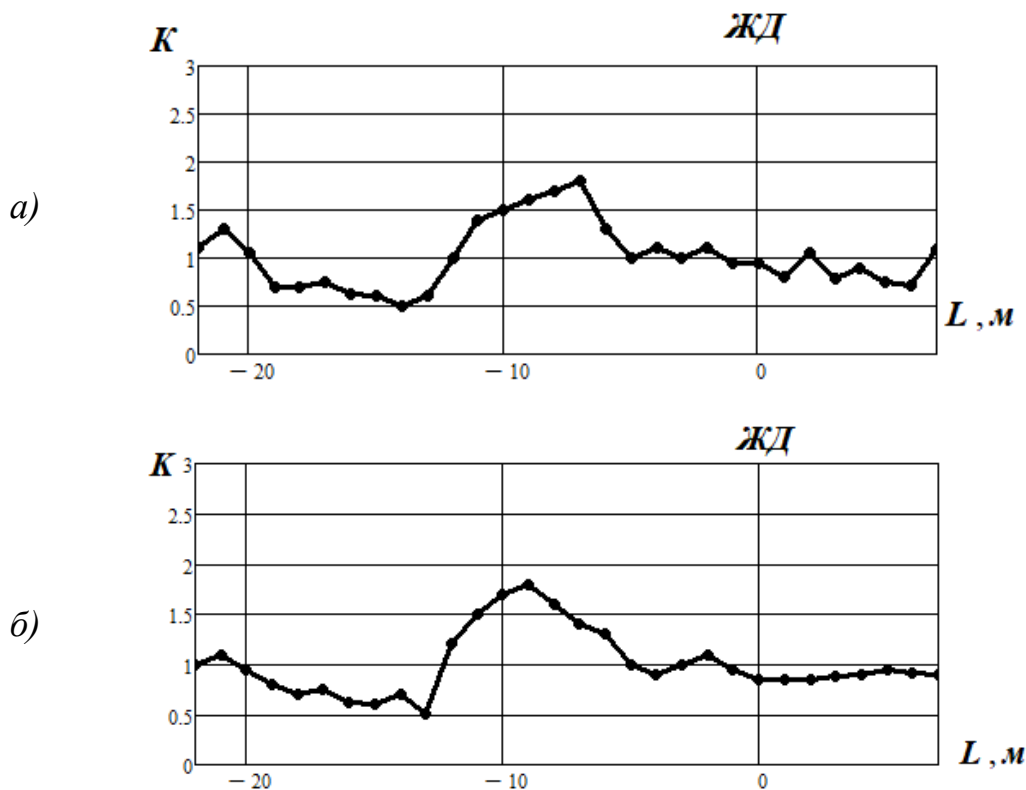


Рисунок 4.5 – Значения $K(L)$ для различных типов пород при глубине проходки 25 м: *а* – суглинок; *б* – песок.

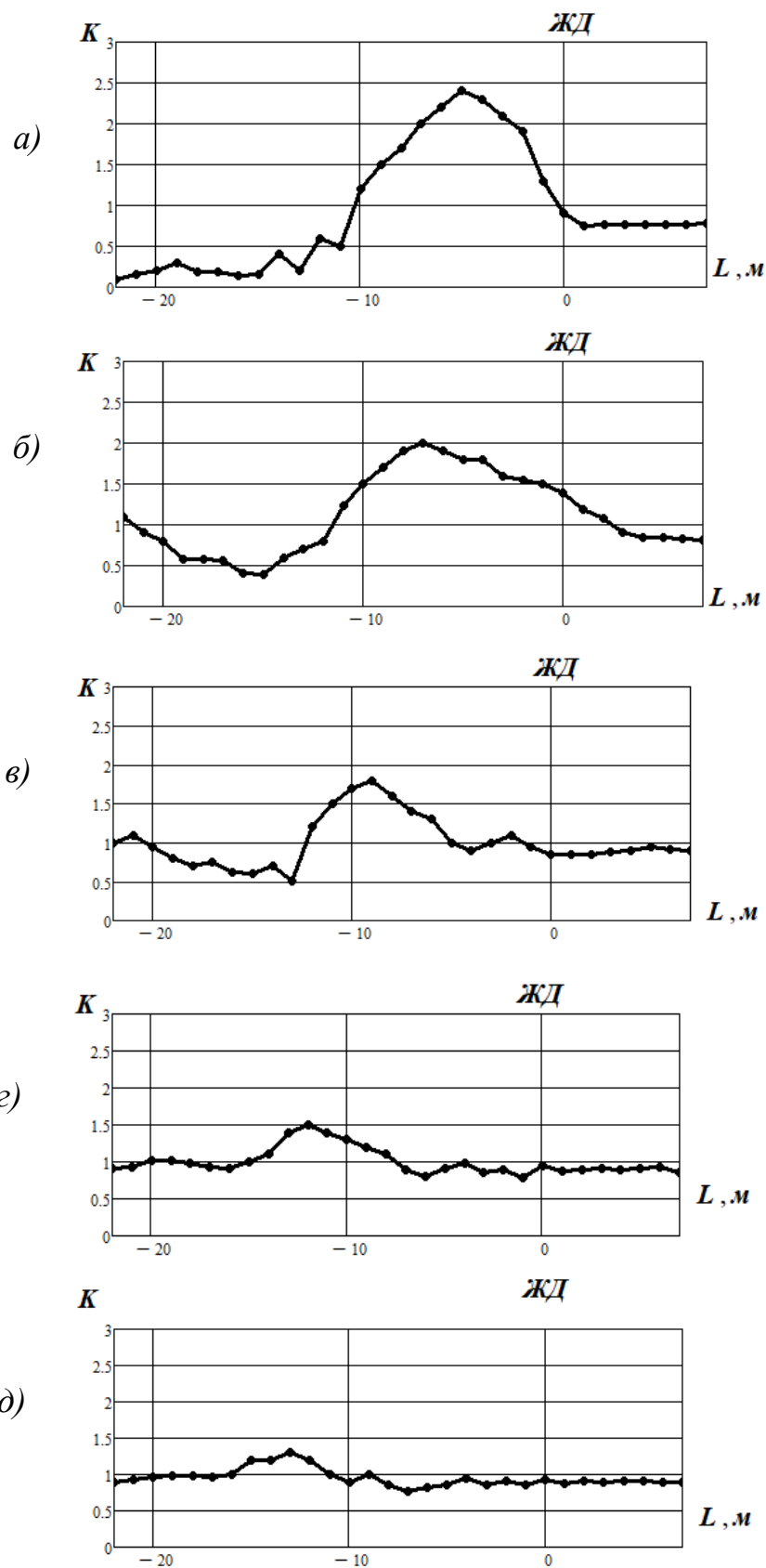


Рисунок 4.6 – Значения $K(L)$ для различных глубин проходки: а – 15 м, б – 20 м, в – 25 м, г – 30 м, д – 35 м

Таким образом, приближение забоя вызывает сложную, несимметричную, меняющуюся со временем картину распределения зон пластической деформации вблизи железнодорожных путей.

Очевидно, что подобное развитие процессов в породном массиве должно приводить к изменению характера деформирования самого железнодорожного полотна. По результатам проведённого моделирования были построены графики вертикальных деформаций точек железнодорожного полотна, представленные на рисунке 4.7. При анализе графика хорошо видно, что в точки, находящиеся дальше от забоя, испытывают большие вертикальные деформации, что согласуется с результатами геодезических изменений, позволивших сформировать первое научное положение.

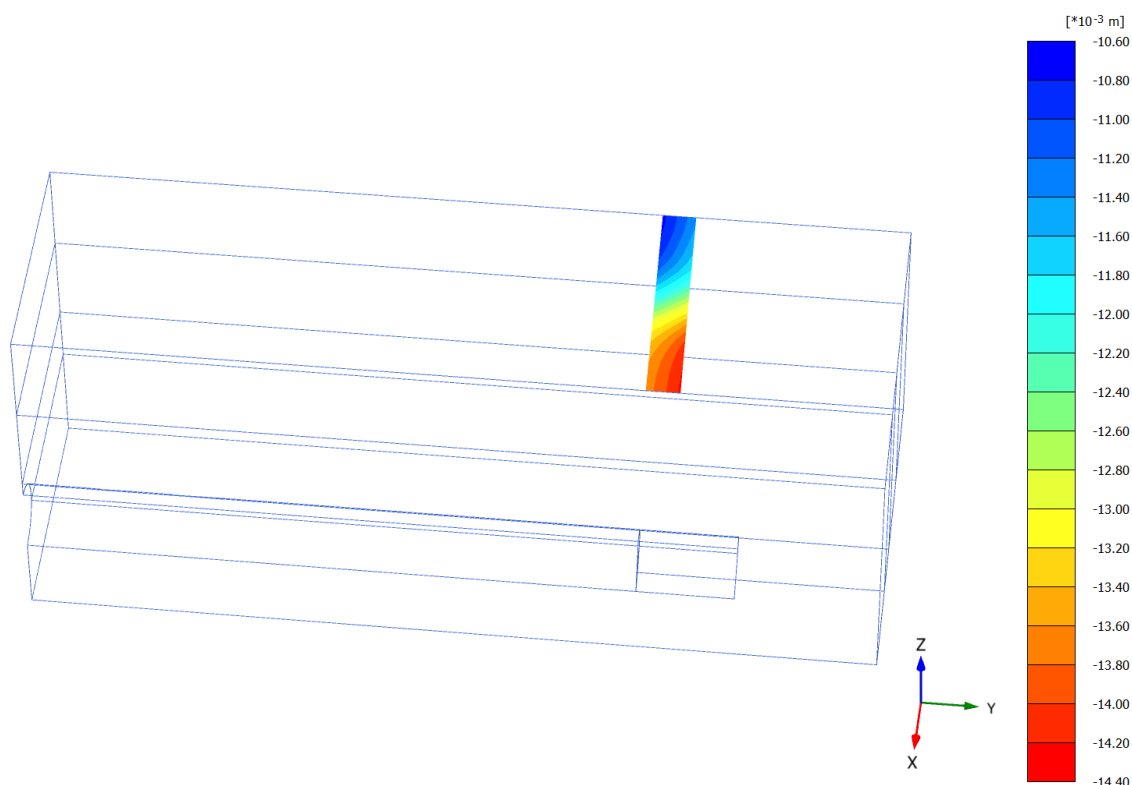


Рисунок 4.7 – Величины деформаций U_z железнодорожного основания по результатам моделирования

Таким образом, различное развитие пластических зон с одной и с другой стороны от железнодорожного пути может приводить к различным величинам

деформаций с разных сторон от пути, формируя перекося. Это соответствует результатам измерений, представленных в разделе 2.7. Таким образом, возникает возможность объяснить механизм возникновения этих перекося как результат различного развития пластических зон. Это позволило сформулировать второе научное положение.

4.3. Анализ дополнительного эмпирического материала

Для оценки достоверности полученных результатов в процесс исследования был включён дополнительный эмпирический материал, собранный по публикациям других исследователей [11, 26, 27, 77, 162, 163]

Анализ скоростей зарегистрированных деформаций в этих публикациях не производился. Материал этих работ был оцифрован, после чего были вычислены скорости горизонтальных деформаций, аналогично тому как это описано во 2-й главе.

Стоит отметить, что в большинстве случаев циклы инклинометрических измерений в этих публикациях привязаны не ко времени, а к расстоянию между забоем ТПМК и плоскостью, пересекающую трассу щита, в которой находится скважина. Поэтому скорости, полученные по этим расчётам, измерялись в мм/м. Результаты оцифровки других исследователей представлены на рисунках 4.8-4.10

При анализе этого дополнительного материала были выявлены следующие особенности.

1. Если в натуральных данных автора по большей части наблюдались деформации к тоннелю, то при анализе более широкого спектра случаев было выявлено, что довольно часто наблюдается ситуация, когда на первой стадии происходит деформация к туннелю, а на второй – воздействие тампонажа настолько существенно, что деформации могут менять знак (направление). Это приводит к тому, что на финальных циклах регистрируются деформации от тоннеля. Очевидно, что в случае, если ТПМК проходит вблизи от

подземной коммуникации (проходящей под ЖД) или вблизи от железнодорожных путей подобная ситуация может становиться опасной. При этом ситуация может обостряться за счёт невыявленных разуплотнений, присутствующих в разрезе.

2. Стоит отметить, что изменение знака (направления) деформации приводит к изменению знака (направления) скорости деформации. В результате процесс анализа изменения скоростей в привлечённых данных усложнился. При этом было отмечено, что при анализе абсолютных значений (модулей) скоростей закономерность «два скоростных максимума между которыми находится скоростной минимум» сохраняется в подавляющем количестве случаев, как при работе с натурными данными, полученными автором, так и при работе с привлечёнными, оцифрованными данными. Поэтому было принято решение при анализе всех наборов данных работать с модулями скоростей деформации.

3. Также в процессе анализа источников было отмечено отсутствие общих подходов к детальности производимых исследований. Время между циклами инклинометрических измерений существенно варьировалось, от нескольких часов до суток. В результате это могло приводить к пропуску момента регистрации максимальных деформаций. В описываемых привлечённых данных на экстремум графика (либо максимальной деформации к тоннелю, либо максимальные деформации от тоннеля) могла приходиться всего лишь одна точка. При этом соседние точки по величине деформации могли существенно отличаться от экстремума. Это позволяет предположить, что реальный максимум деформаций мог быть пропущен.

На рисунках 4.8 – 4.10 представлено несколько типичных примеров (из набора привлечённых данных [11, 26, 27, 77, 162, 163] того как ведут себя деформации и скорости. Рисунки организованы одинаковым образом: варианты *а* представляют собой результаты измерений горизонтальных деформаций (от цикла к циклу), варианты *б* этих же рисунков представляют собой результаты вычисления скоростей деформаций (это разницы

деформаций между соседними циклами, отнесённые к расстоянию, которое прошёл забой за время между циклами).

Первое что стоит отметить при анализе этих графиков это то что на всех вариантах *б* рисунков 4.8 - 4.10 хорошо просматривается два максимума абсолютных значений скоростей. Подобный результат присутствовал практически на всех оцифрованных графиках. Подобная стабильность результатов, наблюдавшихся как на натуральных измерениях автора, так и данных привлечённых со стороны других исследователей, говорит о хорошей повторяемости результатов.

Вторая особенность связана со значениями наблюдаемых скоростей. Анализируя графики можно отметить, что на рисунках наблюдается ситуация, когда высокое значение скорости во втором максимуме (по сравнению с первым максимумом) приводит к тому что на финальном цикле наблюдений присутствуют высокие значения деформаций. Например, анализируя рисунок 4.8 *б* можно заметить, что второй максимум скорости (цикл №7) существенно больше, чем первый (цикл №4). При этом горизонтальные деформации достигают относительно большого значения в 12 мм. Анализируя рисунок 4.9 *б*, можно заметить, что первый максимум (цикл №2) достаточно велик, в то время как второй имеет малое значение (цикл №6). При этом горизонтальные деформации на последнем цикле практически отсутствуют. Аналогичная ситуация наблюдается и на рисунке 4.10 *б* – первый максимум здесь больше, при этом деформации последнем цикле достигают небольшого уровня – 3.8 мм. Далее эта особенность была исследована статистически.

a)



б)

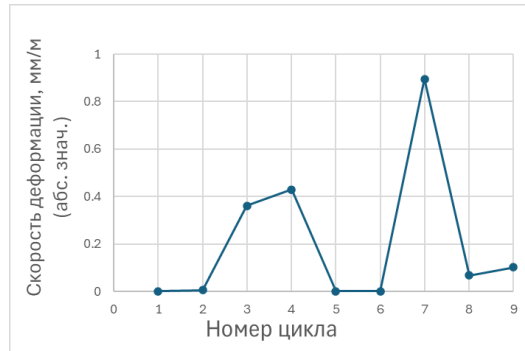


Рисунок 4.8 – Результаты анализа привлечённых данных, случай №1: *a* – горизонтальные деформации (мм), *б* – скорости горизонтальных деформаций (мм/м)

a)



б)



Рисунок 4.9 – Результаты анализа привлечённых данных, случай №2: *a* – горизонтальные деформации (мм), *б* – скорости горизонтальных деформаций (мм/м)

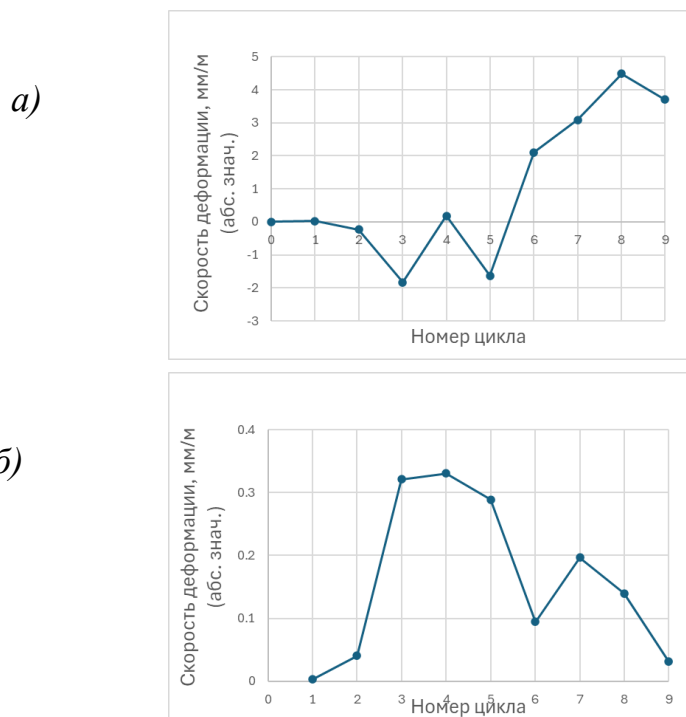


Рисунок 4.10 – Результаты анализа привлечённых данных, случай №3:
a – горизонтальные деформации (мм), *б* – скорости горизонтальных деформаций (мм/м)

4.4. Использование выявленных закономерностей для ведения контроля воздействия проходки тоннелей метро с помощью ТПК на грунтовое основание железнодорожных путей

При анализе данных всех источников (моделирование, данные автора, привлеченные данные) было отмечено, что при наблюдении высоких значений соотношения скоростей деформаций второго и первого максимума V_2/V_1 так же наблюдаются и высокие значения горизонтальных деформаций в массиве пород после окончания строительства тоннеля. При этом на предыдущих этапах исследования было выявлено, что именно давление тампонажного раствора наибольшим образом воздействует на величину второго пика скорости. Всё это привело к выводу о возможности использования инклинометрических измерений в качестве опорных данных для оптимизации давления тампонажного раствора.

Как привлечённые, так натурные данные автора были объединены в один объём. При исследовании этого набора данных была выделена закономерность, состоящая в высокой соизменчивости значений деформаций, наблюдающихся после прохождения ТПМК через конкретное сечение в массиве $\epsilon_{ост}$ и соотношением значений скоростей горизонтальных деформаций второго и первого максимумов V_2/V_1 . Описываемые данные представлены на рисунке 4.11 в виде облака рассеяния. Так же на рисунке дана аппроксимация этого облака линейной моделью $\epsilon_{ост}(V_2/V_1)$. По полученному облаку данных, включающему и исходные результаты натурных исследований, и привлечённые данные, коэффициент корреляция составил $R = 0.93$. Полученная закономерность позволила сформулировать третье научное положение.

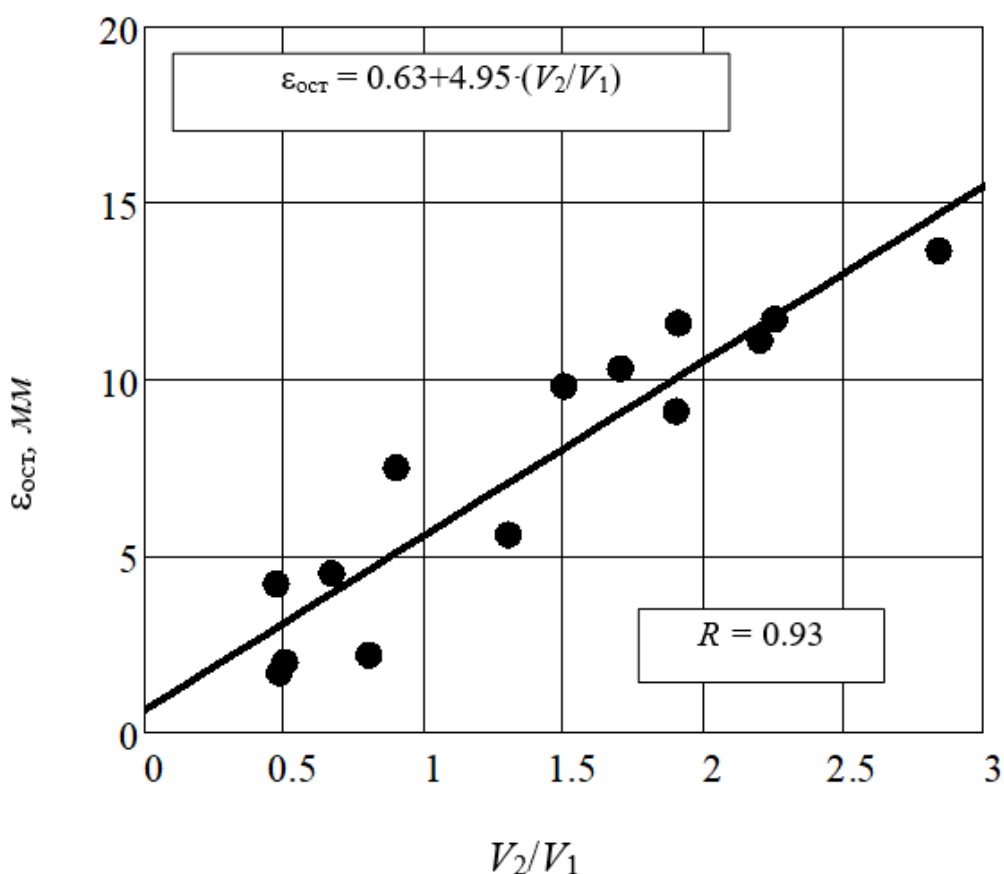


Рисунок 4.11 – Зависимость $\epsilon_{ост}(V_2/V_1)$ – облако рассеяния и результат линейной аппроксимации

Полученная зависимость $\varepsilon_{\text{ост}}(V_2/V_1)$ может быть использована для прогнозирования максимальных деформаций в массиве пород, а также для оптимизации давления нагнетания. Результаты этих исследований опубликованы в [164].

Для оценки деформаций породного массива может быть использована следующая методика. Рядом с пересечением железнодорожных путей и трассы тоннеля организуется измерительная скважина (участок находится до пересечения и позволяет наблюдать процесс влияния ТПМК на массив немного ранее самого момента подработки). В процессе проходки регистрируются инклинометрические данные, по которым оперативно вычисляется соотношение абсолютных значений скоростей деформации V_2/V_1 . Далее с помощью представленной регрессионной модели даётся прогноз деформаций $\varepsilon_{\text{ост}}$, которые могут реализоваться вблизи железнодорожного полотна через некоторое время после проходки.

Для минимизации изменений НДС может быть использована следующая методика. После прохождения ТПМК мимо измерительной скважины регистрируются инклинометрические данные, позволяющие вычислить максимальные значения скоростей V_2 и V_1 . При $V_2/V_1 > 1$ принимают решение о снижении, либо увеличении расчётных значений давления тампонажного раствора, опираясь на знак скорости V_2 . Поскольку при $V_2/V_1 < 1$ наблюдаемые деформации оказываются на уровне погрешностей метода коррекцию не производят. Рекомендации используют на участке, где геологические условия ещё не слишком изменились относительно участка, где была организована измерительная скважина.

Отдельная часть исследования была посвящена оценке влияния параметров модели на время между реализации максимумов скоростей. Различные опробования показали стабильность параметра времени. Этот параметр слабо зависит от физико-механических свойств, глубины проходки. Единственный существенно влияющий фактор, это расстояние L_T от забоя до участка ТПМК, где происходит нагнетание (см. рисунок 4.12).

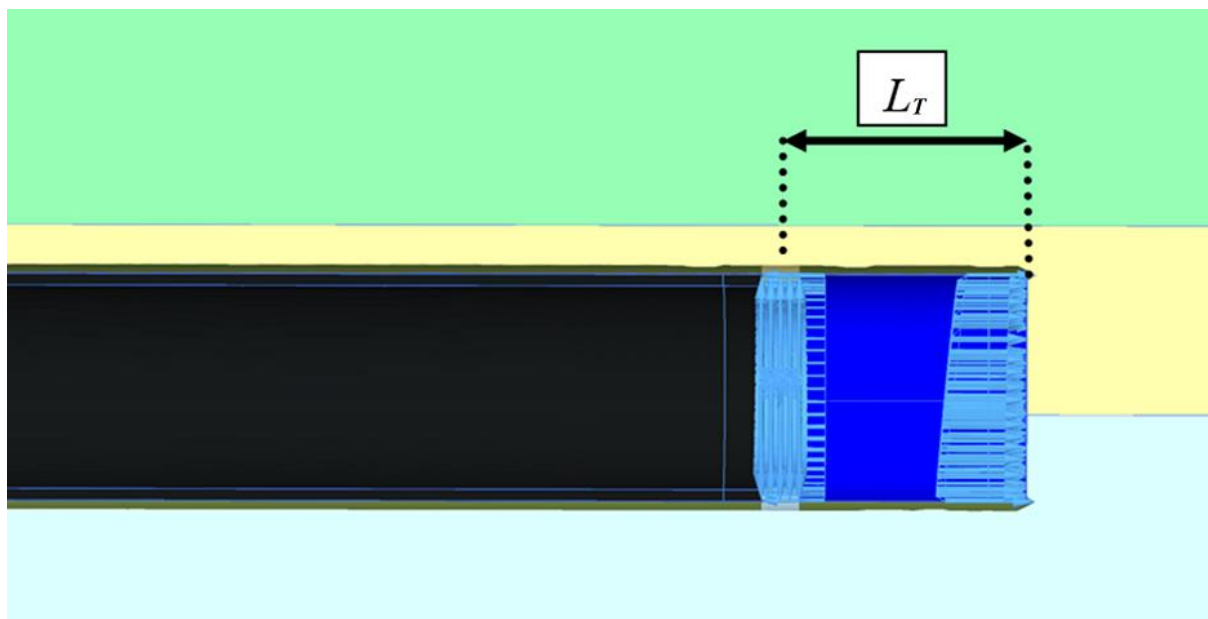


Рисунок 4.12 – Расстояние от забоя до участка ТПМК, где происходит нагнетание

Поскольку время между двумя скоростными максимумами достаточно стабильная величина, зависящая только от геометрии ТПМК, эту особенность можно использовать для обоснования времени (Δt) между циклами инклинометрических измерений. Как было сказано выше этот параметр может иметь важное значение и его оценка важна для включения в описанные выше методики.

Характер скоростей графика горизонтальных деформаций подобен колебательной функции (максимум – минимум – максимум), при этом её период достаточно стабилен. Это позволяет в качестве обоснования использовать так называемое соотношение Найквиста, которое задаёт предельно большой шаг между измерениями в случае необходимости регистрации периодического сигнала с периодом T :

$$\Delta t \leq \frac{T}{2}.$$

Полученный шаг Δt между измерениями позволяет гарантировать выявление периодической структуры длительностью T . Однако в случае, если

стоит задача достаточно точно передать поведение измеряемой величины, используют рекомендацию уменьшать полученный шаг измерений в 3-4 раза, что даёт значение:

$$\Delta t = \frac{T}{2} \cdot \frac{1}{4} = \frac{T}{8}.$$

Параметр T может быть интерпретирован не только как временная характеристика, но и как пространственная, поскольку два пика скоростей возникают вблизи конкретных элементов ТПМК. Первый максимум наблюдается после прохождения забоя мимо измерительной скважины, а второй после прохождения участка ТПМК, где происходит нагнетание. Это позволяет оценивать T без специальных геотехнических измерений – по расстоянию между описанными участками ТПМК, делённому на скорость проходки V_T . Таким образом Δt составит:

$$\Delta t = \frac{L_T}{V_T} \cdot \frac{1}{8}.$$

Описываемые подходы легли в основу «Методических рекомендации по контролю воздействия проходки тоннелей метро с помощью ТПМК на грунтовое основание железнодорожных путей по результатам инклинометрических измерений», которые приведены в приложении А. Эти методические рекомендации были опробованы и приняты к использованию на объектах строительства тоннелей метрополитена в условиях плотной городской застройки в городе Москва при ведении изыскательских работ в компании ООО «СпецСтройЭксперт». Справка об использовании методических рекомендаций приведены в приложении Б.

4.5. Выводы

На финальной стадии исследования был получен ряд результатов, опирающихся одновременно и на расчёты конечно-элементных моделей и на

статистический анализ эмпирических данных. Эти результаты позволили сформулировать второе и третье научные положения.

В процессе анализа результатов конечно-элементного моделирования удалось выявить неравномерное развитие зон пластической деформации по бокам от железнодорожных путей при приближении к ним забоя ТПМК. На определённых расстояниях между забоем и железной дорогой зона пластической деформации на удалённой от забоя стороне оказывается большей по размеру чем зона на приближённой стороне. Это позволяет объяснить закономерность, описанную во второй главе и лежащую в основе первого научного положения, связанную с эмпирически обоснованным наблюдением, что дальние точки железнодорожного полотна испытывают более существенные вертикальные деформации. На основании этих результатов было сформулировано второе научное положение.

Также была выявлена закономерность, связанная со значениями скоростей горизонтальных деформаций второго V_2 и первого V_1 максимумов, описанных во 2й главе. Суть выявленной закономерности состоит в высокой корреляции ($R = 0.93$) между значениями деформаций, наблюдающихся после прохождения ТПМК через конкретное сечение в массиве $\varepsilon_{ост}$ и соотношением V_2/V_1 .

Поскольку на отдельном этапе исследования, на основании исследований конечно-элементных моделей, было выяснено, что на закономерность «два максимума скорости с одним минимумом между ними» наибольшее влияние оказывает давление нагнетания тампонажного раствора и при этом величина V_2/V_1 связана с $\varepsilon_{ост}$, возникла возможность контроля воздействия проходки тоннелей метро с помощью ТПМК на грунтовое основание железнодорожных путей по результатам инклинометрических измерений. Эти результаты легли в основу методических рекомендаций, которые были опробованы и приняты к использованию на объектах строительства тоннелей метрополитена в городе Москва при ведении изыскательских работ в компании ООО «СпецСтройЭксперт».

Закономерности, выявленные на этом этапе научной работы, позволили сформулировать третье научное положение.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В диссертации, являющейся законченной научно-квалификационной работой, на основе выполненных автором теоретических и экспериментальных исследований решена актуальная научная задача выявления геомеханических закономерностей поведения грунтового массива при проходке с помощью ТПМК тоннелей метро под железнодорожными путями, что имеет важное значение для безаварийной эксплуатации железнодорожного полотна в условиях плотной городской застройки.

Основные научные результаты, выводы и рекомендации, полученные лично автором, заключаются в следующем:

1. Проведён ряд натурных измерений с использованием геотехнических и геодезических методов в ситуациях пересечения трассы ТПМК и железнодорожных путей. Построен ряд конечно-элементных моделей, соответствующих этим участкам, проведена их валидация по натурным данным.

2. При анализе результатов натурных исследований выявлен эффект неравномерного оседания различных участков железнодорожного пути, возникающего при приближении к ним забоя строящегося с помощью ТПМК тоннеля, способного приводить к аварийным ситуациям. На основе результатов геодезических измерений оценена вероятность наблюдения ситуаций, способных приводит к авариям.

3. Выявлена закономерность возникновения двух временных максимумов абсолютных значений скоростей горизонтальных деформаций грунтового массива в процессе движения ТПМК, первый из которых связан с выемкой грунта при проходке, а второй обусловлен закачкой тампонажного раствора, что служит индикатором для снижения чрезмерных деформаций и минимизации изменений напряженно-деформированного состояния массива

пород. Существование закономерности подтверждено геотехническими измерениями и конечно-элементным моделированием.

4. В процессе проведения геодезических измерений и конечно-элементного моделирования были выявлены закономерности, состоящие в асимметричном относительно железнодорожных путей развитии областей пластической деформации, проявляющиеся при пересечении железнодорожных путей и оси тоннеля. Выявленные с помощью конечно-элементного численного анализа закономерности позволили объяснить разницу вертикальных деформаций между точками удалёнными и приближёнными к забою.

5. Учитывая выявленные нежелательные проявления, разработаны рекомендации по геомеханическому обеспечению безаварийной эксплуатации железнодорожных путей в процессе ведения проходки с помощью ТПМК.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гутман А. А. Управление рисками при строительстве подземных сооружений в стесненных условиях // Управление проектами: идеи, ценности, решения: Материалы I Международной научно-практической конференции. Санкт-Петербург: Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет. 2019, С. 319-323.

2. Куликова Е. Ю., Конюхов Д. С. Мониторинг риска аварий при освоении подземного пространства // Горный информационно-аналитический бюллетень. 2022, 1, С. 97–103. DOI: 10.25018/0236_1493_2022_1_0_97.

3. Лебедев М. О., Романевич К. В., Басов А. Д. Оценка взаимного влияния подземных сооружений метрополитена при строительстве и эксплуатации // Геотехника. 2018, 10, 1-2. С. 82-92.

4. Liao S. M., Liu J. H., Wang R. L., Lia Z. M. Shield tunneling and environment protection in Shanghai soft ground // Tunnelling and Underground Space Technology. 2009, 24, 4, pp. 454–465. DOI: 10.1016/j.tust.2008.12.005.

5. Yonghu T., Junying R. Construction analysis of Guiyang Metro passing across Guiyang Railway Station in karst zone // Tunnelling and Underground Space Technology. 2022, 126, 104541. DOI: 10.1016/j.tust.2022.104541.

6. Власов С. Н., Маковский Л. В., Меркин В. Е. Аварийные ситуации при строительстве и эксплуатации транспортных тоннелей и метрополитенов // Тоннельная ассоциация России, г. Москва. 2000 г. 101 стр.

7. Yang W., Chen Z., Zhao H., Chen S., Shi C. Feature fusion method for rock mass classification prediction and interpretable analysis based on TBM operating and cutter wear data // Tunnelling and Underground Space Technology. 2025, 157, 106351. DOI: 10.1016/j.tust.2024.106351.

8. Zhu Y., Zhou J., Zhang B., Wang H., Huang M. Statistical analysis of major tunnel construction accidents in China from 2010 to 2020 // Tunnelling and

Underground Space Technology. 2022, 124, 104460.
DOI: 10.1016/j.tust.2022.104460.

9. Скворцов А. А. Расчет оседаний ТПМК под собственным весом в слабых грунтах // Горный информационно-аналитический бюллетень. 2012, 7, С. 129–133.

10. Лебедев М. О. Обеспечение безопасности при строительстве двухпутного тоннеля метрополитена в четвертичных отложениях // Горный информационно-аналитический бюллетень. 2019, 3, С. 88–96.
DOI: 10.25018/0236-1493-2019-03-0-88-96.

11. Su D., Yang W. H., Lin X. T., Zhang X., Zhang Z., Chen X. Soil-carrying effect induced by super-large-diameter shallow-buried shield tunneling and treatment measures: A case study in Zhuhai, China // Tunnelling and Underground Space Technology. 153, 2024, 106037. DOI: 10.1016/j.tust.2024.106037.

12. Xue Y., Kong F., Li S., Qiu D., Su M., Li Z., Zhou B. Water and mud inrush hazard in underground engineering: genesis, evolution and prevention // Tunnelling and Underground Space Technology. 2021, 114, 103987.
DOI: 10.1016/j.tust.2021.103987.

13. Sato M., Kuwano R. Influence of location of subsurface structures on development of underground cavities induced by internal erosion // Soils and Foundations. 2015, 55, 4, pp. 829-840. DOI: 10.1016/j.sandf.2015.06.014.

14. Гульелметти В., Грассо П., Махтаба А. Механизированная проходка тоннелей в городских условиях. Политехнический университет. 2013, 602 с.

15. Dejun L., Fei Z., Hongwei H. Present status and development trend of diagnosis and treatment of tunnel lining diseases // China Journal of Highway and Transport. 2021, 34, 11, pp. 178-199. DOI: 10.19721/j.cnki.1001-7372.2021.11.015.

16. Huang D. W., Zhou S. H., Lai G. Q., Feng Q. S., Liu L. Y. Mechanisms and characteristics for deterioration of shield tunnels under surface surcharge. Yantu Gongcheng Xuebao // Chinese Journal of Geotechnical Engineering. 2017, 39, pp. 1173-1181. DOI: 10.11779/CJGE201707002.

17. Qingtong H., Hongwei H. Diagnosis of structural cracks of shield tunnel lining based on digital images // Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering. 2020, 39, 8, pp. 1658-1670. DOI: 10.13722/j.cnki.jrme.2020.0157.
18. Liu Y., Tang C. Wang P., Guan Y. Wang S. Study on disease mechanism and theoretical quantification method of tunnel structure // Advances in Civil Engineering. 2019, pp. 1-14. DOI: 10.1155/2019/4398524.
19. Asakura T., Kojima Y. Tunnel maintenance in Japan // Tunnelling and Underground Space Technology. 2003, 18, 2-3, pp. 161-169. DOI: 10.1016/S0886-7798(03)00024-5.
20. Chen H., Liu T., You X., Yuan D., Ping Y., Zhang Q. Experimental investigation on fire damage to staggered segmental lining of shield tunnel // Tunnelling and Underground Space Technology. 2023, 141, 105359. DOI: 10.1016/j.tust.2023.105359.
21. Liu X., Dong Z., Bai Y., Zhu Y. Investigation of the structural effect induced by stagger joints in segmental tunnel linings: First results from full-scale ring tests // Tunnelling and Underground Space Technology. 2017, 66, pp. 1-18. DOI: 10.1016/j.tust.2017.03.008.
22. Wang L., Chen H., Liu Y., Li H., Zhang W. Application of copula-based Bayesian network method to water leakage risk analysis in cross river tunnel of Wuhan Rail Transit Line 3 // Advanced Engineering Informatics. 2023, 57, 102056. DOI: 10.1016/j.aei.2023.102056.
23. Zhang J., Yuan Y., Liu X., Mang H., Pichler B. Quantification of the safety against groundwater ingress through longitudinal joints of segmental tunnel linings by means of convergences // Tunnelling and Underground Space Technology. 2023, 136, 105102. DOI: 10.1016/j.tust.2023.105102.
24. Liu B., Xi D., Xu P. Study on the Interaction of Metro Shield Tunnel Construction Under-Crossing the Existing Longhai Railway // Geotechnical and Geological Engineering. 2020, 38, pp. 2159–2168. DOI:10.1007/s10706-019-01154-y.

25. Lin Y., Qing Y., Hong J., Wei W. Study on influence of shield side-piercing construction on pile foundation of nearby high-speed railway bridge // *Journal of Physics. Conference Series*. 2020, 1676, 1, 012133. DOI:10.1088/1742-6596/1676/1/012133.
26. Liu W., Wang M., Luo G., Lu W., Xiao H. Horizontal response of existing pile induced by adjacent shield tunnelling with large longitudinal slope // *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2024, 153, 106036. DOI: 10.1016/j.tust.2024.106036.
27. Cao L.Q., Zhang D.L., Fang Q., Yu L. Movements of ground and existing structures induced by slurry pressure-balance tunnel boring machine (SPB TBM) tunnelling in clay // *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2020, 97, 103278. DOI: 10.1016/j.tust.2019.103278.
28. He C., Jiang Y.C., Fang Y. Impact of shield tunneling on adjacent pile foundation in sandy cobble strata // *Advances in Structural Engineering*. 2013, 16, 8, pp. 1457–1467. DOI:10.1260/1369-4332.16.8.1457.
29. Тер-Мартиросян А.З., Исаев И.О., Алмакаева А.С. Определение фактического коэффициента перебора (участок «Стахановская улица» – «Нижегородская улица») // *Вестник МГСУ*. 2020, 15, 12, С. 1644–1653. DOI: 10.22227/1997-0935.2020.12.1644-1653.
30. Дымбренев Т. Н., Насибуллин Р. Р., Буштак Н. В., Лейзер В. И. Система автоматизированного геотехнического мониторинга при строительстве перегонных тоннелей метрополитена под эксплуатируемыми железнодорожными путями // *Горный журнал*. 2021, 5, С. 53–57. DOI: 10.17580/gzh.2021.05.04.
31. Peck R.B. Deep excavations and tunneling in soft ground // *Proceedings of 7th ICSMFE, Mexico City, Mexico*. 1969, pp. 225-290.
32. Mei Y., Song Q. Analytical solution for settlement of homogeneous structure where the tunnel passes underneath and its application // *KSCE Journal of Civil Engineering*. 2021, 25, 9, 3556–3567. DOI: 10.1007/s12205-021-1565-9.

33. Song Z., Tian X., Zhang Y. A new modified Peck formula for predicting the surface settlement based on stochastic medium theory // *Advances in Civil Engineering*. 2019, 2, pp. 1-14. DOI: 10.1155/2019/7328190.

34. Chen Y., Liu W., Ai D., Zhu H., Du Y. Probabilistic reliability assessment method for max ground settlement prediction of subway tunnel under uncertain construction information // *Computers and Geotechnics*. 2025, 177, 106805. DOI: 10.1016/j.compgeo.2024.106805.

35. Ahmed K. S., Sharmin J., Ansary M. A. Numerical investigation of tunneling induced surface movement: A case study of MRT line 1, Dhaka // *Underground Space*. 2023, 12, pp. 116–136. DOI: 10.1016/j.undsp.2023.02.008.

36. Xiao J., Ma J., Liu Z., Xue J. The effects of excavating twin tunnels during cyclic loading on the progressive settlement of existing footing // *Engineering Failure Analysis*. 2024, 156, 107856. DOI: 10.1016/j.engfailanal.2023.107856.

37. Kahil N.S., Tempe V., Yeferni A., Calon N., Benkhelfallah Z., Annag I., Mbongo G. Automatic analysis of railway ground penetrating radar: using signal processing and machine learning approaches to assess railroad track substructure // *Transportation Research Procedia*. 2023, 72, pp. 3008–3015. DOI: 10.1016/j.trpro.2023.11.848

38. Teng J., Long X.J., Yang Q., Jing G.Q., Liu H. A railway ballast bed defect detection model integrating convolutional augmentation and semi-supervised DETR. Semi-Conv-DETR // *Transportation Geotechnics*. 2024, 48, 101334. DOI: 10.1016/j.trgeo.2024.101334.

39. Koohmishi M., Kaewunruen S., Chang L., Guo Y.L. Advancing railway track health monitoring: integrating GPR, InSAR and machine learning for enhanced asset management // *Automation in Construction*. 2024, 162, 105378. DOI: 10.1016/j.autcon.2024.105378.

40. Набатов В.В., Морозов П.А., Семенихин А.Н. Выявление подземных коммуникаций на площадке строительства с помощью георадаров с резистивно-нагруженными антеннами // *Горный информационно-аналитический бюллетень*. 2012, 10, С. 120–134.

41. Wu Z.S., Zhao H.H., Xie H.Q., Dong Y.C., Fang L., Wang M.N., Liu Y. Distribution characteristics of pea gravel behind segment in shield tunnel boring machine tunnels // *Advanced Engineering Sciences*. 2023, 10, 1, pp. 1–12, DOI: 10.15961/j.jsuese.202201182.

42. Bao X., Wu X., Zhang X., Shen J., Chen X., Dang P. Cui H. Mechanical behaviours of concrete segmented tunnel considering the effects of grouting voids - A 3D numerical simulation, case study // *Construction and Building Materials*. 2025, 22, e04370. DOI: 10.1016/j.cscm.2025.e04370.

43. Ye F., Qin N., Liang X., Ouyang A., Qin Z., Su E. Analyses of the defects in highway tunnels in China // *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2021, 107, 103658, DOI: 10.1016/j.tust.2020.103658.

44. Набатов В.В. Оценка состояния заобделочного пространства тоннелей метрополитенов по спектральным атрибутам добротности колебаний системы «обделка – грунт» // *Горный журнал*. 2019, 7, С. 67-70.

45. Lyu Y. Z., Wang H. H., Gong J. B. GPR detection of tunnel lining cavities and reverse-time migration imaging // *Journal of Applied Geophysics*. 2020, DOI: 10.1007/s11770-019-0831-9.

46. Geng Q., Ye Y., Wang X. Identifying void defects behind Tunnel composite lining based on transient electromagnetic radar method // *Non-destructive testing and evaluation international*. 2022, 125, 102562. DOI: 10.1016/j.ndteint.2021.102562.

47. Голосов В., Захаров В., Костюченко С. Л., Липовецкий И. А. Малоглубинная сейсморазведка – эффективный инструмент московских градостроителей // *Инженерные изыскания*. 2008, 4, С. 76-80.

48. Боганик Г.Н., Гурвич И.И. Сейсморазведка: Учебник для вузов. Тверь: Издательство АИС. 2006, 744 с.

49. Набатов В.В., Морозов П.А. Оценка карстово-суффозионной опасности с помощью георадаров с резистивно-нагруженными антеннами // *Горный информационно-аналитический бюллетень*. 2013, 8, С. 83-89.

50. Набатов В.В. Использование информационной энтропии в качестве идентификатора выявления строения массива горных пород с помощью низкочастотных георадаров // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. 2017, 2, С. 190-200.

51. Luo G. Y., Huang W. P., Sige C. H., Pan H., Mo N. Failure mechanisms of ground collapse caused by shield tunnelling in water-rich composite sandy stratum: A case study // Engineering Failure Analysis. 2023. DOI: 146. 107100. 10.1016/j.engfailanal.2023.107100.

52. Qian J. G., Zhou C., Yin Z. Y., Li W. Y. Investigating the effect of particle angularity on suffusion of gap-graded soil using coupled CFD-DEM // Computers and Geotechnics. 2021, 139, 104383. DOI: 10.1016/j.compgeo.2021.104383.

53. Kong H., Zhang N. Risk assessment of water inrush accident during tunnel construction based on FAHP-I-TOPSIS // Journal of Cleaner Production. 2024, 449, 141744. DOI: 10.1016/j.jclepro.2024.141744.

54. Мазеин С. В., Павленко А. М. Зависимость осадок дневной поверхности от свойств породного массива и технологических параметров тоннелепроходческих механизированных комплексов (ТПМК) // Горный информационно-аналитический бюллетень. 2007, 6, С. 171-176.

55. Крохалев Б. Г., Мазеин С. В. Оценка технологических параметров щитовой проходки при сложной геологии грунтов // Безопасность труда в промышленности. 2010, 6, С. 17-20.

56. Мазеин С. В., Вознесенский А. С. Акустическая разведка валунных включений на тоннелепроходческом механизированном комплексе. Необходимость и возможности прогноза // Горный информационно-аналитический бюллетень. 2006, 5, С. 78-87.

57. Мазеин С. В., Потапов М. А. Мониторинг грунтового давления и объема выемки обводненного массива для безопасной проходки щитом // Безопасность труда в промышленности. 2012, 11, С. 58-62.

58. He X., Wang S., Lai M. Mechanical characterization of subway tunnel construction in urban shallow distributed karst stratum // *Transportation Geotechnics*. 2023, 43, 101139. DOI: 10.1016/j.trgeo.2023.101139.

59. Sun H., Rui Y., Lu Y., Dai Y., Wang X., Li X. Construction risk probability assessment of shield tunneling projects in karst areas based on improved two-dimensional cloud model // *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2024, 154, 106086. DOI: 10.1016/j.tust.2024.106086.

60. Wu X., Feng Z., Yang S., Qin Y., Chen H., Liu Y. Safety risk perception and control of water inrush during tunnel excavation in karst areas: an improved uncertain information fusion method // *Automation in Construction*. 2024, 163, 105421. DOI: 10.1016/j.autcon.2024.105421.

61. Ou X., Ouyang L., Zheng X., Zhang X. Hydrogeological analysis and remediation strategies for water inrush hazards in highway karst tunnels // *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2024, 152, 105929. DOI: 10.1016/j.tust.2024.105929.

62. Carrière S.D., Chalikakis K., Sénéchal G., Danquigny C., Emblanch C. Combining electrical resistivity tomography and ground penetrating radar to study geological structuring of karst unsaturated zone // *Journal of Applied Geophysics*. 2013, 94, 3141. DOI: 10.1016/j.jappgeo.2013.03.014.

63. Liu D., Wang L., Liu L., Xu J., Wu J., Liu P. Application of geophysical methods in fine detection of urban concealed karst: A case study of Wuhan City, China // *China Geology*. 2024, 7, pp. 517–532. DOI: 10.31035/cg2023046.

64. Fu Z., Ren Z., Hua X., Shi Y., Chen H. Chen C., Li Y. Tang. Identification of underground water-bearing caves in noisy urban environment (Wuhan, China) using 3D electrical resistivity tomography techniques // *Journal of Applied Geophysics*. 2020, 174, 103966. DOI: 10.1016/j.jappgeo.2020.103966.

65. Wang X., Feng D., Yang D., Wang X. An interpolating scaling functions method with low-storage five-stage fourth-order explicit Runge-Kutta schemes for 3D ground penetrating radar simulation // *Journal of Applied Geophysics*. 2020, 180, 104128. DOI: 10.1016/j.jappgeo.2020.104128.

66. Герасимов О. В. Геолого-геофизический мониторинг грунтовых оснований горнотехнических сооружений, укрепляемых методом высоконапорной инъекции: диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук: 25.00.16: защищена Кемерово, 2007.

67. Простов С. М., Никулин Н. Ю. Георадиолокационный мониторинг при укреплении грунтовых оснований горнотехнических сооружений в Кузбассе // Вестн. КГТУ. 2015, 5, С. 11 – 18.

68. Набатов В.В., Гайсин Р.М., Гораньков И.И. Опыт георадиолокационного обследования массива для прогнозирования условий щитовой проходки коллекторов в условиях мегаполиса // Горный информационно-аналитический бюллетень. 2011, 8, С. 202-211.

69. Мазеин С., Стафеев Г. Работа системы геофизического контроля на ТПМК диаметром 14,2 м // Горный информационно-аналитический бюллетень. 2005, 6, С. 85-88.

70. Тер-Мартirosян А.З., Бабушкин Н.Ф., Исаев И.О., Шишкина В.В. Определение фактического коэффициента перебора грунта путем анализа данных мониторинга // Геотехника. 2020, 7, 1, С. 34–42.

71. Мазеин С.В., Потапов М.А. Анализ параметров современных щитов с разным типом пригруза, применяемых в метростроении с минимальными осадками городской поверхности // Тр. 4-й межд. науч.-техн. конф. «Основные направления развития инновационных технологий при строительстве тоннелей и освоении подземного пространства крупных мегаполисов». 2010, С. 128–130.

72. Rezaei A.H., Ahmadi-adli M. The volume loss: real estimation and its effect on surface settlements due to excavation of Tabriz Metro tunnel // Geotechnical and Geological Engineering. 2020, 38, 3, pp. 2663-2684. DOI: 10.1007/s10706-019-01177-5.

73. Rezaei A.H., Shirzehhagh M., Golpas M. R. B. EPB tunneling in cohesionless soils: A study on Tabriz Metro settlements // Geomechanics and Engineering. 2019, 19, 2, pp. 153-165. DOI: 10.12989/ gae.2019.19.2.153.

74. Fargnoli V., Boldini D., Amorosi A. TBM tunnelling-induced settlements in coarse-grained soils: The case of the new Milan underground line 5 // *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2013, 38, pp. 336-347. DOI: 10.1016/j.tust.2013.07.015.

75. Мазеин С. В. Павленко А. М. Влияние текущих параметров щитовой проходки на осадку поверхности // *Горный информационно-аналитический бюллетень*. 2007, 5, С. 133-138.

76. Мазеин С. В. Прогноз стадийности подвижек грунта в продольной мульде поверхности над тоннелем по контролируемым параметрам щитовой проходки // *Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал)*. 2011, 3, С. 288-293.

77. Broere W. Festa D. Correlation between the kinematics of a Tunnel Boring Machine and the observed soil displacements // *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2017, 70, pp. 125-147. DOI: 10.1016/j.tust.2017.07.014.

78. Deng H. S., Fu H. L., Yue S., Huang Z., Zhao Y. Y. Ground loss model for analyzing shield tunneling-induced surface settlement along curve sections // *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2022, 119, 104250. DOI: 10.1016/j.tust.2021.104250.

79. Chen R. P., Zhu J., Liu W., Tang X. W. Ground movement induced by parallel EPB tunnels in silty soils // *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2011, 26, 1, pp. 163–171. DOI: 10.1016/j.tust.2010.09.004.

80. He C., Feng K., Fang Y. Surface settlement caused by twin-parallel shield tunnelling in sandy cobble strata // *Journal of Zhejiang University-SCIENCE A*. 2012, 13, pp. 858–869. DOI: 10.1631/jzus.A12ISGT6.

81. Wang S., Zhanping S., Tian X., Sun Y., Zhang Y. Prediction for the surface settlement of double-track subway tunnels for shallow buried loess based on peck formula // *Frontiers in Earth Science*. 2023, 11. DOI: 10.3389/feart.2023.1219544.

82. Liu B., Yu Z., Han Y., Wang Z., Zhang R. Wang S. Analytical solution for the response of an existing tunnel induced by above-crossing shield tunneling //

Computers and Geotechnics. 2020, 124, 103624.
DOI: 10.1016/j.compgeo.2020.103624.

83. Zhang D. M., Huang Z. K., Li Z. L., Zong X., Zhang D. M. Analytical solution for the response of an existing tunnel to a new tunnel excavation underneath // Computers and Geotechnics. 2019, 108, pp. 197–211.
DOI: 10.1016/j.compgeo.2018.12.026.

84. Liu X., Wang L., Zhou X., Wang J. Zhong Z., Liu P., Xiong F., He C. E-M calculation model and its application of calculating deformation in a new tunnel orthogonally undercrossing an existing tunnel // Tunnelling and Underground Space Technology. 2022, 123, 104418. DOI: 10.1016/j.tust.2022.104418.

85. Lai H., Zheng H., Chen R., Kang Z., Liu Y. Settlement behaviors of existing tunnel caused by obliquely under-crossing shield tunneling in close proximity with small intersection angle // Tunnelling and Underground Space Technology. 2020, 97, 103258. DOI: 10.1016/j.tust.2019.103258.

86. Lin T., Chen R. P., Wu H. N., Cheng H. Z. Deformation behaviors of existing tunnels caused by shield tunneling undercrossing with oblique angle // Tunnelling and Underground Space Technology. 2019, 89, pp. 78–90.
DOI: 10.1016/j.tust.2019.03.021.

87. Song M., Liu J., Wang X., Lou H., Lin X. Study on railway subgrade settlement induced by an ultra-large-diameter shield tunnel crossing under railway subgrade // Symmetry. 2022, 15, 75. DOI:10.3390/sym15010075.

88. Lin Q., Lu D., Lei C., Tian Y., Kong F., Du X. Mechanical response of existing tunnels for shield under-crossing in cobble strata based on the model test // Tunnelling and Underground Space Technology. 2022, 125, 104505.
DOI: 10.1016/j.tust.2022.104505.

89. Nabatov V.V., Voznesenskii A.S. Influence of soil–tunnel lining interface on its control by acoustic response to impulse impact // Eurasian mining. 2022, 1, pp. 8-12. DOI: 10.17580/em.2022.01.02.

90. Набатов В.В., Вознесенский А.С. Геомеханический анализ влияния строительства новых тоннелей в окрестности действующих подземных

сооружений метрополитена на состояние грунтового массива // Записки Горного института. 2023, 264, С. 926-936.

91. Yang X., Huang R., Meng Y., Liang J., Rong H., Liu Y., Tan S., He X., Feng Y. Overview of the application of Ground-Penetrating Radar, Laser, infrared thermal Imaging, and ultrasonic in nondestructive testing of road surface // Measurement. 2024, 224, 113927. DOI: 10.1016/j.measurement.2023.113927.

92. Zhang W., Luo J., Luo W. Wang L. Leakage diagnostic method for water supply pipeline based on ground penetrating radar and image correlation algorithm // Journal of the International Measurement Confederation. 2024, 237, 115233. DOI: 10.1016/j.measurement.2024.115233.

93. Liu W., Yang X., Yan Y., Wang H., Zhang J., Heikkilä R. A state-of-the-art review on graph characterization and automated detection of road underground targets using ground-penetrating radar // Measurement. 2024, 244, 116429. DOI: 10.1016/j.measurement.2024.116429.

94. Шаповалов В. Л. Диагностика балластного слоя и земляного полотна железных дорог методом георадиолокации: диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук: 29.20.00: защищена М., 23.12.2022.

95. Фоменко Н. Е., Гапонов Д. А., Капустин В. В., Попов В. В., Фоменко Л. Н. Возможности георадарного метода при обследовании подпорных стен и ограждающих конструкций // Известия Томского политехнического университета. Инжиниринг георесурсов. 2017, 328, 3, С. 37-45.

96. Шилин А. А., Кириленко А. М., Знайченко П. А. Результаты интерпретации георадиолокационных исследований грунтовых массивов в городских условиях // Транспортное строительство. 2015, 6, С. 19-23.

97. Барвашов В. А., Болдырев Г. Г., Каширский В. И. Неопределенности данных инженерно-геологических изысканий и численное моделирование поведения сооружения // Инженерные изыскания. 2015, 8, С. 14-25.

98. Чернышев С. Н., Мартынов А. М. Погрешность интерполяции при построении границ на инженерно-геологических разрезах для создания

расчетных моделей геологической среды // Инженерные изыскания. 2017, 11, С. 32-43.

99. Дымбренев Т. Н., Знайченко П. А.. Георадиолокационный метод обследования при решении различных задач в области строительства // Промышленное и гражданское строительство. 2019, 11, С. 28-33. DOI 10.33622/0869-7019.2019.11.28-33.

100. Liu C., Wang B., Zhou S. Shield tunneling under railway station throats in soft soil areas: A case study // Advances in Civil Engineering. 2020, 2080678. DOI: 10.1155/2020/2080678.

101. Xie J., Yin P., Yang X., Yan C., Li H., Yan D., Fu H. Study on the damage mechanism of water and mud inrush in a tunnel with water-rich fault zones based on experiment and numerical modeling // Tunnelling and Underground Space Technology. 2025, 161, 106575. DOI: 10.1016/j.tust.2025.106575.

102. Langford J., Holmøy K. H., Hansen T. F., Holter K. G., Stein E. Analysis of water ingress, grouting effort, and pore pressure reduction caused by hard rock tunnels in the Oslo region // Tunnelling and Underground Space Technology. 2022, 130, 104762. DOI: 10.1016/j.tust.2022.104762.

103. Wan M., Standing J.R., Potts D.M., Burland J.B. Pore water pressure and total horizontal stress response to EPBM tunnelling in London Clay // Geotechnique. 2019, 69, 5, pp. 434–457. DOI: 10.1680/jgeot.17.P.309.

104. Дымбренев Т. Н., Еременко В. А., Лейзер В. И., Насибуллин Р. Р. Автоматизированная система комплексного мониторинга крепления междукамерного целика большого сечения и протяженности на Илецком месторождении каменной соли // Горный журнал. 2021, 9, С. 36-40. DOI: 10.17580/gzh.2021.09.07.

105. Zhang J. Z., Liu S., Cai Y. Displacement Release Coefficient Method for Spatiotemporal Deformations of Rocky Tunnels During Construction. Sichuan Daxue Xuebao (Gongcheng Kexue Ban) // Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition). 2019, 51, pp. 98-107. DOI: 10.15961/j.jsuese.201800294.

106. Ye X., Ni Y.Q., Yin J.-H. Safety Monitoring of Railway Tunnel Construction Using FBG Sensing Technology // *Advances in Structural Engineering*. 2013, 16, pp. 1401-1410. DOI: 10.1260/1369-4332.16.8.1401.
107. Yan Q., Wu W., Zhang C., Ma S., Li Y. Monitoring and Evaluation of Artificial Ground Freezing in Metro Tunnel Construction - A Case Study // *KSCE Journal of Civil Engineering*. 2019, 23. DOI: 10.1007/s12205-019-1478-z.
108. Wang R., Zhang B., Wang Y. Analysis of Settlement Induced by Shield Construction of the Metro Passing under Existing Buildings Based on the Finite Difference Method // *Geofluids*. 2022, pp. 1-15. DOI: 10.1155/2022/1206867.
109. Aswathy M. S., Vinoth M. Twin Tunneling Caused Distortions and its Effect on a Hospital Building on Mixed Ground Conditions // *International Journal of Geotechnical Engineering*. 2022. DOI: 10.1080/19386362.2022.2117342.
110. Kositsyn S., Akulich V. Numerical methodology for determining the soil mass surface slump, caused by the tunnel construction with the geodetic monitoring results comparison // *E3S Web of Conferences*. 2021, 281, 01042. DOI: 10.1051/e3sconf/202128101042.
111. Zhang L., Pan Y., Chen K., Zheng G., Gao Y., Chen P., Zhong G., Chen P., Xu F., Zhang Y., Nan G., Xue H., Wang T., Zhao P., Lu F. The effect of CRD method and auxiliary construction on surface settlement in shallow-buried tunnels // *Frontiers in Earth Science*. 2023, 10, 998717. DOI:10.3389/feart.2022.998717.
112. Fang Y., Wang J., He C., Hu X. Impact of shield tunneling on adjacent spread foundation on sandy cobble strata // *Journal of Modern Transportation*. 2014, 22, pp. 244–255. DOI: 10.1007/s40534-014-0062-y.
113. O'Reilly M.P. New Settlements above tunnels in the United Kingdom - their magnitude and prediction // *Proceedings of the 3rd International Symposium, Tunneling'82, London*. 1982, pp. 173-181.
114. Mair R.J., Taylor R.N., Bracegirdle A. Subsurface settlement profiles above tunnels in clays // *Geotechnique*. 1993, 43, 2, pp. 315-320.

115. Ren D. J., Shen S. L., Arulrajah A., Wu H. N. Evaluation of ground loss ratio with moving trajectories induced in double-O-tube (DOT) tunnelling // Canadian Geotechnical Journal. 2018, 55, 6, pp. 894-902.

116. Chen X.J., Fang P.P., Chen Q.N., Hu J., Yao K., Liu Y. Influence of cutterhead opening ratio on soil arching effect and face stability during tunnelling through non-uniform soils // Underground Space. 2024, 17, 1, pp. 45-59. DOI: 10.1016/j.undsp.2023.11.003.

117. Di Q., Li P., Zhang M., Cui X. Investigation of progressive settlement of sandy cobble strata for shield tunnels with different burial depths // Engineering Failure Analysis. 2022, 141, 106708. DOI: 10.1016/j.engfailanal.2022.106708.

118. Wang F., Du X., Li P. Prediction of subsurface settlement induced by shield tunnelling in sandy cobble stratum // Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. 2024, 16, 1, pp. 192-212. DOI: 10.1016/j.jrmge.2023.08.001.

119. Yan S. H., Wen C. P. Application of modified peck formula in surface settlement of hejiapo tunnel. 2022. DOI: 10.21203/rs.3.rs-2032575/v1.

120. Мазеин С. В. Комплексный маркшейдерско-геофизический мониторинг для геомеханического обеспечения щитовой проходки при освоении подземного пространства мегаполисов: диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук: 25.00.20: защищена М., 2013.

121. Вознесенский А.С., Мазеин С. В. Исследование вариации усилий прижима ротора и горизонтального давления грунтов при щитовой проходке выработок // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. 2012, 2, С. 38-45.

122. Yan W., Yongjun Z., Zhen Z., Mingqing D., Yi Q. A Novel Method for Analyzing the Factors Influencing Ground Settlement during Shield Tunnel Construction in Upper-Soft and Lower-Hard Fissured Rock Strata considering the Coupled Hydromechanical Properties // Geofluids. 2020, pp. 1-13. DOI: 10.1155/2020/6691157.

123. Guo C., Jiang X., Yin S., Yong G. Analysis and Prediction of the Factors Influencing Postconstruction Surface Deformation of Pipe-Jacking Tunnel in Soft Clay Strata in China // *Advances in Civil Engineering*. 2023, pp. 1-16. DOI: 10.1155/2023/6474415.

124. Chao L., Jinhui L., Zhongqi S., Li L., Mingxiong L., Dianqi J., Guo D. Prediction of Surface Settlement Induced by Large-Diameter Shield Tunneling Based on Machine-Learning Algorithms // *Geofluids*. 2022, pp. 1-13. DOI: 10.1155/2022/4174768.

125. Hongyu C., Jun L., Geoffrey S., Zongbao F. Control of existing tunnel deformation caused by shield adjacent undercrossing construction using interpretable machine learning and multiobjective optimization // *Automation in Construction*. 2025, 170, 105943. DOI: 10.1016/j.autcon.2024.105943.

126. Feng Z., Wang J., Liu W., Li T., Wu X., Zhao P. Data-driven deformation prediction and control for existing tunnels below shield tunneling // *Engineering Applications of Artificial Intelligence*. 2024, 138, 109379. DOI: 10.1016/j.engappai.2024.109379.

127. Liu X., Li K., Jiang A., Fang Q., Zhang R. Prediction interaction responses between railway subgrade and shield tunnelling using machine learning with sparrow search algorithm // *Transportation Geotechnics*. 2024, 44. DOI: 10.1016/j.trgeo.2023.101169.

128. Fu K., Qiu D., Xue Y., Shao T., Lan G. TBM tunneling strata automatic identification and working conditions decision support // *Automation in Construction*. 2024, 163, 105425. DOI: 10.1016/j.autcon.2024.105425.

129. Zhang P., Wu H. N., Chen R. P., Chan T. H. Hybrid meta-heuristic and machine learning algorithms for tunneling-induced settlement prediction: a comparative study // *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2020, 99, 103383. DOI: 10.1016/j.tust.2020.103383.

130. Huang H., Ruan B., Wu X., Qin Y. Parameterized modeling and safety simulation of shield tunnel based on BIM-FEM automation framework // *Automation in Construction*. 2024, 162. DOI: 10.1016/j.autcon.2024.105362.

131. Galli G., Grimaldi A., Leonardi A. Three-dimensional modelling of tunnel excavation and lining // *Computers and Geotechnics*. 2004, 31, 3, pp. 171-183. DOI: 10.1016/j.compgeo.2004.02.003.

132. Liu H.Y., Small J.C., Carter J.P. Full 3D modelling for effects of tunnelling on existing support systems in the Sydney region // *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2008, 23, 4, pp. 399-420. DOI: 10.1016/j.tust.2007.06.009.

133. Migliazza M., Chiorboli M. Giani G. Comparison of analytical method, 3D finite element model with experimental subsidence measurements resulting from the extension of the Milan underground // *Computers and Geotechnics*. 2009, 36, 1–2, pp. 113-124. DOI: 10.1016/j.compgeo.2008.03.005.

134. Mroueh H., Shahrour I. Three-dimensional finite element analysis of the interaction between tunneling and pile foundations // *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 2002, 26, 3, pp. 217-230. DOI: 10.1002/nag.194.

135. Liu C., Wang Z., Liu H., Cui J., Huang X., Ma L., Zheng S. Prediction of surface settlement caused by synchronous grouting during shield tunneling in coarse-grained soils: A combined FEM and machine learning approach // *Underground Space*. 2024, 16, pp. 206-223. DOI: 10.1016/j.undsp.2023.10.001.

136. Насибуллин Р.Р., Набатов В.В. Особенности поведения породного массива при щитовой проходке тоннелей метрополитенов по результатам анализа результатов геомеханического мониторинга // Проблемы и перспективы комплексного освоения и сохранения земных недр. Материалы 6 конференции Международной научной школы академика РАН К.Н. Трубецкого. 17-21 июня 2024 г. – М: ИПКОН РАН, 2024. С. 87–89.

137. Панжин А. А., Панжина Н. А. Деформационный мониторинг воздействия строительства метрополитена на здания и сооружения // Проектирование, строительство и эксплуатация комплексов подземных сооружений: Труды VI Международной конференции, г. Екатеринбург. 2019.

138. Jiao N., Sun S., Liu J. Y., Guo Q., Ding J., Wan X. Analysis of existing railway deformation caused by double shield tunnel // Energy Reports. 2023, 9, 159-165. DOI: 10.1016/j.egyr.2022.11.160.

139. He Z., Wang G., Chen J., Zhang X., Yong H. Impact Analysis and Protection Scheme of Subway Shield Tunneling under Existing Railways // IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. 2018, 186, 012061. DOI: 10.1088/1755-1315/186/2/012061.

140. Qian W. P., Qi T. Y., Zhao Y. J., Le Y. Z., Yi H. Y. Deformation characteristics and safety assessment of a high-speed railway induced by undercutting metro tunnel excavation // Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. 2019, 11, pp. 88-98. DOI: 10.1016/j.jrmge.2018.04.014.

141. Cai X. P., Cai X. H., Tan S. Y., Peng H., Guo L. W. Research on the influence of under-passing shield tunnel construction on the track structures of highspeed railway // Journal of Railway Engineering Society. 2016, 33. 11-17.

142. Jin J., Hao S., Cui W., Li M. Investigation of Underpass and Railway Track Settlements Induced by Shield Tunneling Through In Situ Test and 3D FEM Simulation // International Journal of Civil Engineering. 2023, 21. DOI: 10.1007/s40999-023-00853-1.

143. Song Q. Study on control measures of the influence of shallow buried tunnel excavation on the subgrade settlement of highspeed railway in operation // Vibroengineering PROCEDIA. 2021, 36. 37-42. DOI: 10.21595/vp.2021.21900.

144. Beiyu W., Xing T., Dong S., Kaihang H., Xiangsheng C. Settlement transfer mechanism of CFG piles for strengthening high-speed railway subgrades induced by twin shield tunnelling undercrossing // Tunnelling and Underground Space Technology. 2024, 145, 105577. DOI: 10.1016/j.tust.2023.105577.

145. СП 227.1326000.2014. Пересечения железнодорожных линий с линиями транспорта и инженерными сетями. Свод правил. Введ. 2014. – Москва: Стандартинформ. – 56 с.

146. Хельмих М. Мониторинг инфраструктуры во время работы под железнодорожными путями // Метро и тоннели. 2020, 2, С. 48-53.

147. Дорман И. Я., Лебедьков А. Б., Мазеин С. В. Организация строительства подземного пешеходного перехода через железную дорогу в районе платформы Быково // Метро и тоннели. 2023, 3, С. 2-9.
148. СП 291.1325800.2017. Конструкции грунтоцементные армированные. Свод правил. Введ. 2017. – Москва: Стандартинформ. – 36 с.
149. Pimentel E., Anagnostou G. Design of artificial ground freezing for an access tunnel of a railway station in Switzerland // Tunnels and Underground Cities. 2019, pp.1479-1488. DOI: 10.1201/9780429424441-157.
150. Chua T. S. Ground freezing for the design and construction of SCL tunnels underneath Marina Bay Station, Singapore // Conference: Underground Singapore. 2018.
151. Sturk R., Stille B. Advanced Ground Freezing at the Hallandsås Project, Sweden // Geomechanik und Tunnelbau. 2008. 1, 5, pp. 512-517. DOI: 10.1002/geot.200800042.
152. Инструкция № 2288р. Инструкция по текущему содержанию железнодорожного пути. Инструкция. Введ. 2016. – Москва: ОАО «РЖД». – 289 с.
153. Liu L., Qian S., Yinghua Z. Correlation between railway subgrade settlement and shield tunneling construction // International Journal of Mechatronics and Applied Mechanics. 2019, 5.
154. СП 25.13330.2012. Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. Свод правил. Введ. 2012. – Москва: ФАУ ФЦС. – 123 с.
155. ГОСТ Р 51685-2013. Рельсы железнодорожные. Государственный стандарт. Введ. 2014. – Москва: Стандартинформ. – 101 с.
156. ГОСТ 33320-2015. Шпалы железобетонные для железных дорог. Государственный стандарт. Введ. 2019. – Москва: Стандартинформ. – 39 с.
157. ГОСТ 24846-2012. Методы измерения деформаций оснований зданий и сооружений. Государственный стандарт. Введ. 2014. – Москва: Стандартинформ. – 22 с.

158. СП 11-104-97. Инженерно-геодезические изыскания для строительства. Свод правил. Введ. 1998. – Москва: ГУП ЦПП. – 76 с.
159. СП 305.1325800.2017. Здания и сооружения. Правила проведения геотехнического мониторинга при строительстве. Свод правил. Введ. 2017. – Москва: Стандартинформ. – 66 с.
160. СП 249.1325800.2016. Коммуникации подземные. Проектирование и строительство закрытым и открытым способами. Свод правил. Введ. 2017. – Москва: Стандартинформ. – 66 с.
161. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Свод правил. Введ. 2017. – Москва: Стандартинформ. – 95 с.
162. Song H., Pei H., Zhu H. Monitoring of tunnel excavation based on the fiber Bragg grating sensing technology // *Measurement*. 2021, 169, 108334. DOI: 10.1016/j.measurement.2020.108334.
163. Peng T., Ren D., Kang C., Liu H., Xue P., Huang H. Deformation Characteristics of Soft Soil Induced by Deep Excavation and Its Impact on Adjacent Tunnels: A Case Study in Shanghai // *KSCE Journal of Civil Engineering*. 2024, 28, 5, pp. 1715-1728. DOI: 10.1007/s12205-024-0487-8.
164. Насибуллин Р. Р., Набатов В. В. Анализ изменения напряжённо-деформированного состояния породного массива в процессе проходки тоннелей метро под железнодорожными путями // *Горный информационно-аналитический бюллетень*. 2025, 2, 1, С. 3–25. DOI: 10.25018/0236_1493_2025_2_1_3.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РФ
Федеральное государственное автономное образовательное
учреждение высшего образования «Национальный
исследовательский технологический университет «МИСИС»

Утверждаю:

Проректор по науке
и инновациям НИТУ «МИСИС»

д.т.н., проф. Филонов М.Р.




_____ 2025 г.

**МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО КОНТРОЛЮ ВОЗДЕЙСТВИЯ
ПРОХОДКИ ТОННЕЛЕЙ МЕТРО С ПОМОЩЬЮ ТПМК НА ГРУНТОВОЕ
ОСНОВАНИЕ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ ПУТЕЙ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ
ИНКЛИНОМЕТРИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ**

Разработали:

доцент кафедры Физических
процессов горного производства
и геоконтроля, к.т.н.

 В.В. Набатов

аспирант кафедры Физических
процессов горного производства
и геоконтроля

 Р.Р. Насибуллин

Москва

2025

СОДЕРЖАНИЕ

1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ	3
2. НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ	3
3. ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ	4
4. СУЩНОСТЬ МЕТОДА	4
5. ТРЕБОВАНИЕ К ОБОРУДОВАНИЮ	6
6. МЕТОДИКА ИЗМЕРЕНИЙ	7
6.1 ПОДГОТОВИТЕЛЬНЫЕ РАБОТЫ	7
6.2 ПРОВЕДЕНИЕ ИНКЛИНОМЕТРИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ	10
6.3 ВЫБОР ПЕРИОДИЧНОСТИ ИЗМЕРЕНИЙ (ВРЕМЯ МЕЖДУ ЦИКЛАМИ)	10
7. ОБРАБОТКА ПОЛУЧЕННЫХ ДАННЫХ	11
8. ОПТИМИЗАЦИЯ ДАВЛЕНИЯ НАГНЕТАНИЯ ТАМПОНАЖНОГО РАСТВОРА	12
9. ТРЕБОВАНИЯ БЕЗОПАСНОСТИ ПРИ ИЗМЕРЕНИЯХ	13
10. ТРЕБОВАНИЯ К КВАЛИФИКАЦИИ ОПЕРАТОРОВ	13

1. Область применения

Настоящая методика устанавливает способ оценки воздействия, а также способ подбора оптимального давления нагнетания тампонажного раствора тоннелепроходческого механизированного комплекса (ТПМК) при строительстве тоннелей метро закрытым способом.

Методика измерений может быть использована для снижения деформаций железнодорожных путей за счет корректировки давления нагнетания тампонажного раствора при проходке тоннелей под ними с помощью ТПМК.

Сущность методики заключается в сравнении значений двух максимумов скоростей горизонтальных деформаций, полученных с помощью скважинных инклинометрических измерений на опытных участках.

2. Нормативные ссылки

СП 305.1325800.2017 Здания и сооружения. Правила проведения геотехнического мониторинга при строительстве;

ГОСТ 24846-2019 Грунты. Методы измерения деформаций оснований зданий и сооружений;

ГОСТ 31937-2024 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния;

СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений;

СП 249.1325800.2016 Коммуникации подземные. Проектирование и строительство закрытым и открытым способами;

РД 07-166-97 Инструкция по наблюдениям за сдвигами земной поверхности и расположенными на ней объектами при строительстве в Москве подземных сооружений;

Инструкция № 2288р Инструкция по текущему содержанию ж/д пути, утверждённая распоряжением ОАО «РЖД»;

СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия;

СП 47.13330.2016 Инженерные изыскания для строительства.

Инструкция по сигнализации на железных дорогах Российской Федерации, утверждённая МПС РФ ЦРБ-757 от 26.05.2000, в редакции приказа № 16 от 03.07.2001.

3. Термины и определения

В настоящих рекомендациях использованы термины и определения по СП 305.1325800.2017, ГОСТ 31937-2024, СП 249.1325800.2016 и СП 22.13330.2016, а также следующие термины:

Опытный участок – это участок, в котором производятся инклинометрические измерения.

Участок пересечения – участок, в котором строящийся тоннель пересекает существующие железнодорожные пути.

4. Сущность метода

Основной причиной деформации железнодорожного полотна при строительстве тоннелей метро с помощью ТПМК под ним является изменение НДС породного массива. Это изменение, реализующееся в виде деформаций, происходит практически во всех случаях, однако может быть выражено в разной степени. Часто причиной избыточного влияния проходки на НДС массива и на железнодорожные пути является избыточное либо недостаточное давление тампонажного раствора при нагнетании, производимом в хвостовой части ТПМК.

Для прогноза этих деформаций используют подход, при котором первоначально получают информацию о свойствах и структуре породного массива с помощью инженерных изысканий, а также информацию о технологических параметрах проходки. Далее производят процедуру компьютерного моделирования, дающую оценку влияния строительства на массив. Результаты этого прогноза довольно часто могут расходиться с наблюдаемыми после проходки деформациями в массиве, что связано с неполнотой получаемой информации. Описываемая неполнота в большей степени связана с тем, что реализуемый контроль деформаций массива обычно ограничивается геодезическими измерениями, которые контролируют деформации только на поверхности массива.

Использование инклинометрических измерений, результаты которых позволяют регистрировать деформации непосредственно внутри массива, дополняет картину и обладает дополнительными достоинствами. В частности, контроль деформаций на глубине позволяет получить информацию о критических изменениях НДС массива заранее, что позволяет выполнить необходимые работы по предотвращению аварии. Также это позволяет реализовать контроль давления нагнетания тампонажного раствора, контролируя его воздействие на глубине.

Настоящий метод базируется на результатах инклинометрических измерений, произведённых в скважине, расположенной рядом с трассой строящегося тоннеля. Целью применения методики является минимизация деформаций, наблюдающихся после прохождения ТПМК через конкретное сечение в массиве $\epsilon_{ост}$, возникающих при воздействии закачки тампонажного раствора.

Сущность метода поясняется рисунком 1.

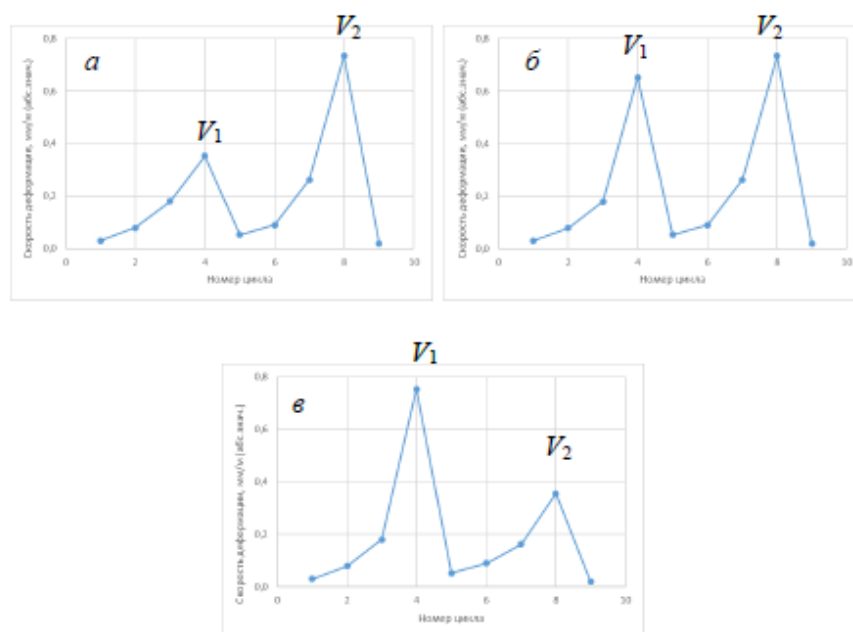


Рисунок 1 – Примеры вариантов изменений скоростей горизонтальных деформаций при проходе ТПМК вблизи измерительной скважины:

а – $V_2/V_1 > 1$; б – $V_2/V_1 \approx 1$; в – $V_2/V_1 < 1$

Установлено, что существует зависимость $\epsilon_{ост}$ от значений скоростей горизонтальных деформации, наблюдаемых в массиве при проведении инклинометрических измерений. При анализе результатов инклинометрических измерений наблюдается два максимума скоростей (см. рисунок 1), первый из которых V_1 связан с прохождением мимо скважины забоя, а второй V_2 связан с участком, где происходит нагнетание тампонажного раствора в заобделочное пространство. Проведённые измерения показали, что значения V_1 и V_2 могут находиться в различных соотношениях. Могут наблюдаться ситуации, когда второй пик больше чем первый ($V_2/V_1 > 1$, рисунок 1 а), когда они примерно равны ($V_2/V_1 \approx 1$, рисунок 1 б), когда второй

пик меньше чем первый ($V_2/V_1 < 1$, рисунок 1 в). При этом проведённые исследования показали, что отношение абсолютных значений этих скоростей может быть использовано для прогноза величины $\epsilon_{ост}$. Чем больше соотношение V_2/V_1 тем выше будет значение $\epsilon_{ост}$. (см. рисунок 4), что может быть использовано для контроля $\epsilon_{ост}$.

5. Требование к оборудованию

Для измерения горизонтальных деформаций грунтового массива используется скважинный инклинометр, например, скважинный инклинометр СКГМ-СИ. Инклинометр состоит из 3 основных компонентов – измерительный зонд, блок сбора данных и соединяющий кабель с катушкой, как показано на рисунке 2.

Измерительный зонд представляет собой металлический стержень длиной 0,5 м с двумя направляющими подпружиненными роликами, которые располагаются под углом. Внутри металлического стержня зонда установлено два высокоточных MEMS-датчика, которые позволяют проводить измерения в двух плоскостях: X и Y.



Рисунок 2 – Основные компоненты скважинного инклинометра: измерительный зонд – 1, блок сбора данных – 2 и соединяющий кабель с катушкой – 3

Измерительный зонд скважинного инклинометра соединен кабелем с блоком передачи данных, встроенным в кабельную катушку. Кабель имеет длину 50 м, кабель армирован кевларом. Для установки измерительного зонда в оборудованной скважине на

заданных глубинах, кабель инклинометра оснащен системой стальных цилиндрических маркеров, расположенных с шагом 0,5 м. Эти маркеры являются стопорными и удерживают измерительный зонд на заданной глубине специальным захватом на оголовке скважины.

Принцип работы скважинного инклинометра заключается в том, что измерительный зонд опускается в скважину, после чего происходит измерение отклонения инклинометрической направляющей от вертикали в 2-х осях, что дает возможность определить направление горизонтальных перемещений грунтового массива на различных глубинах. Более подробное описание принципа работы и технические характеристики скважинного инклинометра представлено в СП 305.1325800.2017 «Здания и сооружения. Правила проведения геотехнического мониторинга при строительстве».

6. Методика измерений

6.1 Подготовительные работы

Перед началом проведения работ необходимо произвести рекогносцировку на участке пересечения, согласно п. 4.4 ГОСТ 24846-2019, и выполнить следующие работы:

1. Определить опытный участок, на котором будут обустраиваться инклинометрические скважины и плано-высотное деформационное обоснование. Опытный участок должен быть расположен на расстоянии от 20 м до 30 м до участка пересечения по оси строящегося тоннеля.

2. Выбрать конкретное место установки и параметры инклинометрических скважин, ориентируясь на следующие особенности.

А. Инклинометрическая скважина должна быть установлена непосредственно на опытном участке, на расстоянии от $1 \cdot D$ до $1,5 \cdot D$ от оси строящегося тоннеля в плане (D – диаметр строящегося тоннеля). Подробный порядок и правила обустройства инклинометрической скважины представлен в Приложении Б СП 305.1325800.2017.

Б. Глубина инклинометрических скважин должна быть не менее $H+D$ (H – глубина заложения строящегося тоннеля, глубина лотка).

В. По причине симметричного поведения деформаций грунтового массива допускается установка одной инклинометрической скважины на опытном участке, с одной стороны от железнодорожных путей. Такой подход возможен при условии схожего инженерно-геологического строения участка с обеих сторон от железнодорожного полотна. В случае если существует предположение о неоднородном строении массива,

отдаётся предпочтение варианту с устройством двух инклинометрических скважин, с обеих сторон от трассы строящегося тоннеля.

3. Произвести с помощью буровой установки бурение скважины до проектной отметки диаметром в 200 мм, под обсадной трубой.

4. Обустроить пробуренную скважину под оборудование для проведения инклинометрических измерений.

А. В скважину поместить инклинометрическую направляющую, пазы которой должны быть сориентированы вдоль и поперек ожидаемых деформаций (вдоль и поперек оси строящегося тоннеля).

Б. Заполнить пространство между инклинометрической направляющей и стенкой скважины универсальным заменителем грунта, который имеет схожие физико-механические свойства пробуренного грунта. Заменитель грунта подготовить на строительной площадке непосредственно перед его закачкой в скважину. Закачку производить через трубу-инъектор от забоя скважины (снизу-вверх), до полного заполнения скважины.

В. Проведение инклинометрических измерений необходимо производить не ранее чем через 7 дней после обустройства скважины, так как оборудование подвергается усадке.

5. Заложить деформационные марки на верхнюю часть инклинометрической направляющей для контроля равномерных деформаций всей скважины, которые не фиксируются с помощью инклинометрических измерений.

6. Заложить пункты плано-высотного деформационного обоснования. Обоснование должно быть установлено вне зоны влияния строительства.

7. Обустроить защитный кожух для оголовка скважины с целью предотвращения попадания мусора в инклинометрическую направляющую и избегания ситуаций вандализма.

Типичная схема мониторинга представлена на рисунке 3.

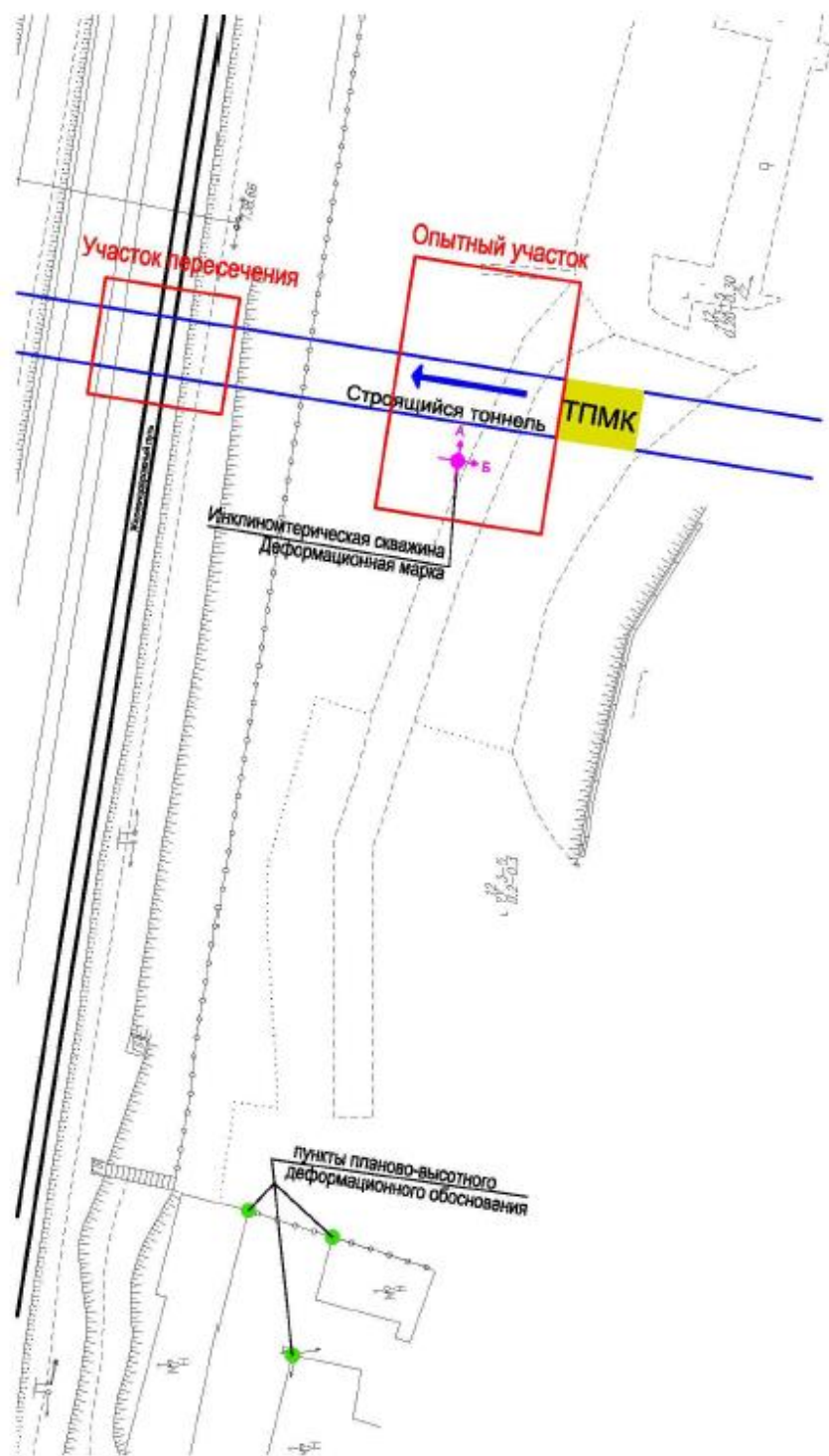


Рисунок 3 – Типичная схема мониторинга

6.2 Проведение инклинометрических измерений

Для проведения измерений необходимо выполнить следующие пункты:

1. Проведение нулевого цикла измерений. После завершения установки инклинометрических скважины выполняется нулевой цикл измерений, с которым сравниваются все последующие циклы мониторинга. Время проведения нулевого цикла должно соответствовать следующим условиям:

А. Нулевой цикл измерения необходимо произвести через 7 дней после установки скважины, так как скважины подвергаются усадке, во время которой происходят небольшие смещения.

Б. Нулевой цикл должен быть проведен до момента приближения забоя ТПМК на расстояние 30 м к опытному участку.

2. Произвести основной цикл измерений.

Измерения производятся с шагом 0.5 м, от верхних точек скважины к нижним. В процессе измерений зонд опускается в трубе по четырем продольным направляющим пазам, расположенным под углом 90° друг к другу. Пазы предназначены для фиксированного расположения зонда инклинометра в ходе проведения измерений.

В случае необходимости провести измерения по нескольким осям, сперва проводят первую серию измерений (зонд направлен на ось тоннеля, перпендикулярно ей), потом вторую (зонд направлен вдоль оси тоннеля, параллельно ей). Для второй серии зонд нужно поднять на поверхность, повернуть на соответствующий угол и снова произвести измерение с верхних точек скважины до нижних.

Каждый цикл измерений (в том числе нулевой) должен сопровождаться геодезическим контролем плановых смещений верха скважины.

6.3 Выбор периодичности измерений (время между циклами)

Выбор времени между циклами имеет большое значение, поскольку при недостаточной частоте измерений может возникнуть ситуация пропуска одного или обоих скоростных максимумов. Также возможна ситуация, когда будет получено значение скорости деформаций вблизи максимума, то есть оно окажется меньше, чем реально существующие в массиве скорости.

Время между скоростными максимумами, отображенными на рисунке 1, определяется проходом определённых конструктивных элементов проходческого комплекса мимо измерительной скважины (первый скоростной максимум связан с

прохождением мимо измерительной скважины режущего рабочего органа щита, второй – связан с участком, где происходит нагнетание тампонажного раствора).

При этом периодический характер структуры изменения скоростей представленной на рисунке 1, подразумевает, что для выделения с достаточной точностью её максимумов стоит использовать соотношение Найквиста. Поскольку стоит задача достаточно точно зарегистрировать поведение измеряемой величины, то рекомендуется уменьшать полученный из соотношения Найквиста шаг между циклами измерений в 3-4 раза, что даёт значение:

$$\Delta t = \frac{T}{2} \cdot \frac{1}{4} = \frac{T}{8}, \quad (1)$$

где T – время прохода головной части ТПМК мимо измерительной скважины.

7. Обработка полученных данных

Основной этап обработки данных — это вычисление абсолютных значений скоростей горизонтальных деформаций грунтового массива. При обработке предполагается использование одно из двух вариантов расчёта скоростей.

Первый вариант подразумевает вычисление скоростей как изменение деформаций в единицу времени:

$$V = \frac{|\Delta U_x|}{\Delta t}, \text{ [мм/час]}, \quad (2)$$

где, ΔU_x – среднее приращение деформаций между циклами для определённого ниже диапазона глубин, Δt – время между циклами измерений, в часах.

Второй вариант подразумевает вычисление скоростей как изменение деформаций на метр проходки ТПМК:

$$V = \frac{|\Delta U_x|}{\Delta L}, \text{ [мм/м]}, \quad (3)$$

где, ΔL – расстояние, пройденное забоем ТПМК за время между циклами, в метрах.

Второй вариант более предпочтителен, поскольку проходка может идти с существенно различающейся скоростью, особенно на подходе к пересечению с железнодорожными путями.

Скорости вычисляются для каждого значения глубины в диапазоне от Н-D до Н-2-D. Таким образом, формируется набор значений V_i . Далее вычисляется средняя скорость V_{cp} :

$$V_{cp} = \frac{\sum_{i=1}^N V_i}{N}, \quad (4)$$

где N – количество точек измерений в диапазоне глубин от Н-D до Н-2-D.

Далее строят график значений средних скоростей от номера цикла $V_{cp}(n)$. Примеры подобных графиков представлены на рисунке 1. На графиках выделяют два максимума скоростей горизонтальных деформаций V_2 и V_1 (см. рисунок 1) и вычисляют отношение V_2/V_1 .

8. Оптимизация давления нагнетания тампонажного раствора

Полученное соотношение скоростей V_2/V_1 используют для решения двух задач:

1. Прогнозирование деформаций $\epsilon_{ост}$ наблюдающихся после прохождения ТПМК через конкретное сечение массиве пород. Для этого используют зависимость $\epsilon_{ост}(V_2/V_1)$:

$$\epsilon_{ост} = 0.63 + 4.95 \cdot (V_2/V_1). \quad (5)$$

Характер зависимости показывает, что при выявлении высоких значений соотношения скоростей деформаций второго и первого максимума V_2/V_1 наблюдаются и высокие значения горизонтальных деформаций в массиве пород после прохождения ТПМК через конкретное сечение в массиве. Зависимость $\epsilon_{ост}(V_2/V_1)$ представлена на рисунке 4.

Этот подход позволит заблаговременно, в условиях опытного участка, выявить возможность реализации высоких значений деформаций массива, находящегося вблизи тоннеля и предпринять меры по уменьшению воздействия проходки (укрепление основания железнодорожных путей, изменение скорости проходки и т.п.).

2. Минимизация изменений НДС через подбор оптимального давления нагнетания тампонажного раствора. При $V_2/V_1 > 1$ принимают решение о снижении, либо увеличении расчётных значений давления нагнетания тампонажного раствора, опираясь на знак скорости V_2 . В случае положительных значений V_2 (после прохода ТПМК всё ещё наблюдаются деформации к тоннелю) давление нагнетания тампонажного раствора необходимо повысить. В случае отрицательных значений V_2 (после прохода ТПМК наблюдаются деформации от тоннеля) давление нагнетания тампонажного раствора необходимо понизить. Поскольку при $V_2/V_1 < 1$ наблюдаемые деформации оказываются на уровне погрешностей метода коррекцию не производят. Рекомендации используют на участке, где геологические условия ещё не слишком изменились относительно участка, где была организована измерительная скважина.

Этот подход позволит обеспечить минимальное воздействие строительства тоннеля на массив находящийся вблизи тоннеля, что также позволит минимизировать воздействие проходки на участки массива находящиеся под железнодорожными путями.

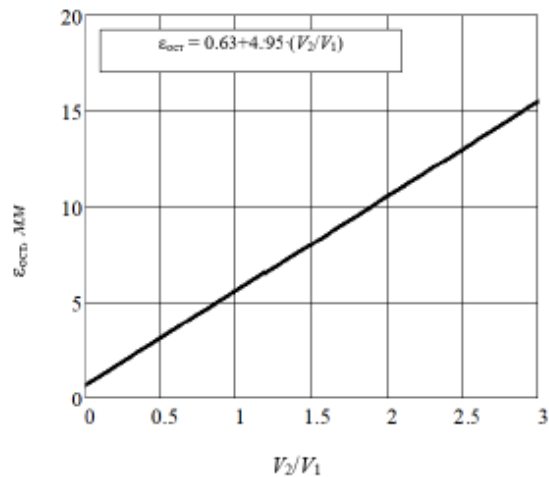


Рисунок 4 – Зависимость $\epsilon_{огт}(V_2/V_1)$

9. Требования безопасности при измерениях

При выполнении инклинометрических измерений на участке с действующими железнодорожными путями следует руководствоваться правилами согласно «Инструкция по сигнализации на железных дорогах Российской Федерации, утверждённая МПС РФ ЦРБ-757 от 26.05.2000, в редакции приказа № 16 от 03.07.2001».

Измерение должна производить группа из минимум трех человек: 1 – оператор, производящий измерения; 2 – сигналист, стоящий с ручными красными сигналами; 3 – помощник, обеспечивающий безопасность оператору в процессе измерения.

Перед проведением инклинометрических измерений все члены группы должны быть экзаменованы на знание «Правил технической эксплуатации железных дорог Российской Федерации», утверждённых приказом Минтранса России № 250 от 23.06.2022.

Специалисты, проводящие мониторинг, должны быть обеспечены спецодеждой и касками.

10. Требования к квалификации операторов

К выполнению измерений и обработке их результатов допускают лиц, имеющих высшее или среднее специальное образование, опыт работы в геотехническом мониторинге. Специалист должен пройти соответствующий инструктаж, освоить методику проведения измерений. Специалист должен получить удостоверение, подтверждающее, что он прошел проверку знаний по технике безопасности.

ПРИЛОЖЕНИЕ Б



ООО «СпецСтройЭксперт»

Юр. адрес: 111524, г. Москва, ул. Электродная, д. 2, стр. 12-13-14, пом. 1, комн. 1
Телефон: +7 (499) 951-08-01, e-mail: info@sste.ru

Исх. № 077-02/ССЭ
от «17» февраля 2025г.

СПРАВКА

об использовании результатов диссертационной работы Насибуллина Рамиля Раильевича, представленной на соискание ученой степени кандидата технических наук, на тему: «Закономерности деформирования грунтового массива и подрабатываемых железнодорожных путей при проходке тоннелей с помощью ТПМК».

Настоящей справкой подтверждаем, что «Методические рекомендации по контролю воздействия проходки тоннелей метро с помощью ТПМК на грунтовое основание железнодорожных путей по результатам инклинометрических измерений», разработанные в рамках диссертационной работы «Закономерности деформирования грунтового массива и подрабатываемых железнодорожных путей при проходке тоннелей с помощью ТПМК», выполненной в Горном Институте НИТУ «МИСИС», опробованы и приняты к использованию на объектах строительства тоннелей метрополитена в условиях плотной городской застройки в городе Москва.

Генеральный директор
ООО «СпецСтройЭксперт», к.т.н.



Дымбренев Т.Н.

Исполнитель: Лебедев В.М.
mail: lvm@sste.ru