

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Санкт-Петербургский горный университет императрицы Екатерины II»

На правах рукописи

Кумов Всеволод Васильевич



ГЕОМЕХАНИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ ГРУНТОВ
ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ТОННЕЛЕЙ ЩИТОВЫМИ ПРОХОДЧЕСКИМИ
КОМПЛЕКСАМИ В СЛОИСТЫХ МАССИВАХ

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

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук, профессор
Протосеня А.Г.

Санкт-Петербург – 2026

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	5
ГЛАВА 1 АНАЛИЗ МЕТОДОВ ПРОГНОЗА УСТОЙЧИВОСТИ ГРУНТОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ДВУХПУТНЫХ ТОННЕЛЕЙ МЕТРОПОЛИТЕНА.....	12
1.1 Анализ методов строительства двухпутных тоннелей метрополитена.....	12
1.1.1 Общие положения	12
1.1.2 Методы определения величины осадок земной поверхности при строительстве тоннелей	19
1.1.3 Методы определения формы и размеров зоны сдвижения грунтового массива при строительстве тоннелей.....	23
1.1.4 Методы определения давления пригруза проходческого щита на забой строящегося тоннеля.....	29
1.1.5 Современные научные методы решения геомеханических задач при строительстве тоннелей щитовыми проходческими комплексами	32
1.2 Выводы по главе 1	35
ГЛАВА 2 ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ ГЕОМЕХАНИЧЕСКОГО ОБОСНОВАНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ ГРУНТОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ТОННЕЛЕЙ ЩИТОВЫМИ ПРОХОДЧЕСКИМИ КОМПЛЕКСАМИ С АКТИВНЫМ ПРИГРУЗОМ ЗАБОЯ В СЛОИСТЫХ МАССИВАХ.....	38
2.1 Обобщение инженерно–геологических условий строительства тоннелей щитовыми проходческими комплексами	38
2.1.1 Стратиграфия и литология	38
2.1.2 Тектоника	44
2.1.3 Гидрогеологические условия	44
2.2 Методика численного конечно-элементного моделирования строительства тоннеля с применением ТПМК с активным пригрузом забоя.....	47
2.3 Методика определения зависимости осадок земной поверхности и размера зоны предельного состояния от изменяющейся структуры слоистого грунтового массива	

в забое тоннеля при неизменных технологических параметрах ТПМК с активным пригрузом забоя.....	51
2.4 Выводы по главе 2.....	52
ГЛАВА 3 МОДЕЛИРОВАНИЕ ТОННЕЛЯ МЕТРО, СТРОЯЩЕГОСЯ С ПРИМЕНЕНИЕМ ТПМК С АКТИВНЫМ ПРИГРУЗОМ ЗАБОЯ В СЛОИСТОМ ГРУНТОВОМ МАССИВЕ	55
3.1 Моделирование тоннеля метро, строящегося с применением тпмк с активным пригрузом забоя в слоистом грунтовом массиве	55
3.2 Результаты моделирования численных конечно-элементных моделей строящегося тоннеля при изменяющейся структуре грунтового массива в забое тоннеля при неизменных технологических параметрах ТПМК.....	57
3.3 Моделирование по данным с проектирования и строительства тоннелей Санкт-Петербургского метрополитена.....	87
3.4 Выводы по главе 3.....	92
ГЛАВА 4 МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ ФОРМЫ И РАЗМЕРОВ ЗОНЫ СДВИЖЕНИЯ СЛОИСТОГО ГРУНТОВОГО МАССИВА ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ТОННЕЛЕЙ ЩИТОВЫМ ПРОХОДЧЕСКИМ КОМПЛЕКСОМ.....	94
4.1 Определение влияния структуры слоистого грунтового массива в забое тоннеля на форму и размер мульды сдвижения земной поверхности при строительстве тоннеля ТПМК с активным пригрузом забоя.....	94
4.2 Верификация результатов исследований на основе результатов моделирования по данным с проектирования и строительства тоннелей Санкт-Петербургского метрополитена	97
4.3 Практические рекомендации по определению влияния структуры слоистого массива в забое тоннеля на устойчивость массива и необходимое для его поддержания давление пригруза проходческого щита	100
4.4 Определение необходимого для устойчивости забоя тоннеля давления пригруза на забой в зависимости от структуры слоистого грунтового массива в забое тоннеля, строящегося ТПМК с пригрузом забоя.....	102

4.5 Устройство для непрерывного контроля изменения геологической структуры грунтового массива впереди забоя тоннеля	104
4.6 Выводы по главе 4.....	109
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	111
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	113
ПРИЛОЖЕНИЕ А Акт об использовании результатов кандидатской диссертации	124
ПРИЛОЖЕНИЕ Б Патент на изобретение	126

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования. В современном мире города расширяются все стремительнее, развитие подземной инфраструктуры в свою очередь не остается в стороне. При этом проблемы, связанные со строительством подземных сооружений, становятся всё актуальнее. Одна из основных задач при строительстве подземных сооружений в условиях плотной городской застройки – уменьшение величины оседаний земной поверхности. Добиться результата возможно благодаря снижению влияния строительства на окружающий его грунтовый массив, на что влияет множество факторов: физико–механические свойства грунтов, гидрогеологические условия и структура грунтового массива, а также технологические параметры строительных работ.

Применяемые на сегодняшний день технологические решения в области применения проходческих механизированных щитов с пригрузом забоя для строительства тоннелей имеют достаточную степень механизации и автоматизации для обеспечения безопасности и эффективности строительства. Однако, факторы, влияющие на необходимые технологические параметры проходческих щитов с пригрузом забоя, до сих пор недостаточно изучены.

Научная задача обусловлена возможностью создания метода прогноза устойчивости слоистого массива грунта с целью исключения аварийных случаев и снижения влияния строительных работ на окружающий их массив при строительстве перегонных тоннелей метрополитена механизированными щитовыми проходческими комплексами. По этой причине её решение весьма актуально для повышения эффективности и безопасности строительства подземных сооружений в слоистых грунтовых массивах.

Степень разработанности темы исследования. На сегодняшний день существует множество исследований прогноза формы и размеров зоны сдвижения грунтового массива, однако они имеют серьезные недостатки по части упрощенного учета конфигурации каждой инженерно–геологической разности в призабойной зоне грунтового массива.

Вопросам исследования прогноза формы и размеров зоны сдвижения грунтового массива и влиянию строительных работ на окружающий их грунтовый массив посвятил свои исследования ряд отечественных и зарубежных авторов: Карасев М.А., Волохов Е., Мартиросянц Е., Wang S., Li P., Zhang C., Zhang F, Hu X., Wang J., Zou J., Huang M., Lu X., Pan Q., Mollon G., Guilhem M., Daniel D., Abdul-Hamid S., Shahmoradi J.

Проработкой смежных научных задач занимались такие зарубежные авторы как Li Z.W., Yin X., Lee H., Zhao C., Zhao D., Meng F., Xu Q., Berthoz N, Dang T., Yu H., Wang H., Wu Y., Avunduk E., Zhou X., Liu X., Zhang P., Wang J., Wang L., Zhang X., Meng J., Lei Q., Bal A., Dang T., Meschke G., Shen, F., Song, Y., Zhao, W. Wang J., Zheng J., Shao Z., Hemeda, S., Zuo, Q., Li, X., Li, P., Deng M., Adoko A. и другие.

Есть также отечественные исследователи, внесшие значительный вклад в развитие смежных вопросов выбранного научного направления: Протосеня А.Г., Дашко Р.Е., Губин В.Н. и другие. Вместе с тем осталось неизученным влияние структуры слоистого грунтового массива на устойчивости грунтов при строительстве тоннелей щитовыми проходческими комплексами.

Объект исследования – слоистый грунтовый массив, находящийся в зоне влияния перегонного тоннеля метрополитена, строящегося щитовым проходческим комплексом с активным пригрузом забоя.

Предмет исследования – процессы изменения деформированного состояния массива в зоне влияния перегонного тоннеля метрополитена, строящегося щитовым проходческим комплексом с активным пригрузом забоя.

Цель работы – повышение устойчивости забоя тоннеля с изменяющейся структурой слоистого грунтового массива при его сооружении механизированным комплексом с активным пригрузом забоя.

Идея работы – снижение риска потери устойчивости забоя тоннеля при его проходке механизированным комплексом с активным пригрузом забоя достигается путем учета слоистости грунтового массива с дифференцированными прочностными и деформационными параметрами по слоям.

Задачи исследования:

1. Анализ методов и условий строительства двухпутных тоннелей метрополитена и методов прогноза влияния строительства тоннелей на окружающий грунтовый массив.

2. Разработка методики численного конечно-элементного моделирования строительства тоннеля с применением ТПМК с активным пригрузом забоя и методики определения зависимости осадок земной поверхности и размера зоны предельного состояния от изменяющейся структуры слоистого грунтового массива в забое тоннеля при неизменных технологических параметрах ТПМК с активным пригрузом забоя.

3. Численное конечно-элементное моделирование строительства перегонного тоннеля метро с применением ТПМК с активным пригрузом забоя в слоистом грунтовом массиве.

4. Определение влияния структуры слоистого грунтового массива в забое тоннеля на форму и размер мульды сдвижения земной поверхности при строительстве тоннеля ТПМК с активным пригрузом забоя на основе результатов численного моделирования.

5. Разработка практических рекомендаций по определению влияния структуры слоистого массива в забое тоннеля на устойчивость массива и необходимое для его поддержания давление пригруза проходческого щита.

Научная новизна:

1. Установлена зависимость площади сечения зоны предельного состояния слоистого грунтового массива от структуры массива в забое тоннеля при воздействии на него щитовыми проходческими комплексами с активным пригрузом забоя.

2. Установлена зависимость значения давления пригруза для поддержания устойчивости тоннеля от площади сечения зоны предельного состояния слоистого грунтового массива.

Соответствие паспорту специальности. Полученные научные результаты соответствуют паспорту специальности 2.8.6. Геомеханика, разрушение горных пород, рудничная аэрогазодинамика и горная теплофизика по пунктам:

1. Напряженно–деформированное состояние массивов горных пород и грунтов в естественных условиях и его изменение во времени, в том числе в связи с проведением горных выработок, строительством сооружений, газовых и нефтяных скважин, эксплуатацией месторождений.

5. Теоретические основы, математические модели и способы управления состоянием и поведением массивов горных пород и грунтов с целью обеспечения устойчивости горных выработок, подземных и наземных сооружений, предотвращения проявлений опасных горно–геологических явлений.

Теоретическая и практическая значимость работы:

1. Разработан метод определения влияния структуры слоистого грунтового массива в забое тоннеля на форму и размер мульды сдвижения земной поверхности при строительстве тоннеля ТПМК с активным пригрузом забоя.

2. Исследовано влияние структуры слоистого грунтового массива в забое тоннеля, строящегося ТПМК с активным пригрузом забоя, на устойчивость тоннеля.

3. Определена зависимость давления пригруза необходимого для поддержания устойчивости забоя тоннеля от изменяющейся структуры слоистого грунтового массива.

4. Разработана методика построения численных конечно-элементных моделей строительства перегонного тоннеля с применением ТПМК с активным пригрузом забоя в слоистом грунтовом массиве.

5. Разработано устройство для непрерывного контроля изменения геологической структуры грунтового массива впереди забоя тоннеля для реализации разработанного метода при строительстве тоннелей с применением ТПМК с активным пригрузом забоя.

6. Результаты диссертационной работы использованы при ведении проектной и экспертной работы в деятельности ООО «СПБ-Гипрошахт» (акт о внедрении результатов диссертационного исследования от 18.04.2025 г.).

Методология и методы исследования. Достижение экспериментальных результатов достигалось благодаря численному конечно–элементному моделированию при комплексном влиянии на отслеживаемые критерии множества параметров, обработка результатов проводилась с применением статистических методов, индуктивного и математических методов анализа результатов моделирования.

Положения, выносимые на защиту:

1. Использование установленных нелинейных зависимостей значений критериев ширины, площади поперечного сечения мульды сдвижения земной поверхности, наибольшего значения оседания земной поверхности и площади сечения зоны предельного состояния массива на участке установившихся деформаций от структуры слоистого грунтового массива в забое тоннеля позволяет надёжно описать влияние параметров на устойчивость слоистого грунтового массива.

2. В качестве основного критерия для описания устойчивости слоистого грунтового массива при строительстве тоннелей механизированными комплексами с пригрузом забоя следует принимать площадь сечения зоны предельного состояния слоистого грунтового массива на участке установившихся деформаций.

3. Определение давления пригруза на забое с учетом установленной зависимости площади сечения зоны предельного состояния слоистого грунтового массива на участке установившихся деформаций от значения давления позволяет уменьшить деформации грунтов при строительстве тоннелей механизированными комплексами.

Степень достоверности результатов исследования подтверждается корректно поставленными целью и задачами исследования, проведением экспериментальных исследований, сочетающих комплексное влияние множества

параметров, а также анализом результатов моделирования с использованием признанных методов.

Апробация результатов диссертации проведена на 4 научно-практических мероприятиях, в том числе 4 международных. За последние 3 года принято участие в 3 научно-практических мероприятиях с докладами, в том числе 3 международных: ХСIII Международная научно-практическая конференция «Вопросы технических и физико-математических наук в свете современных исследований» (25 ноября 2025 г., г. Новосибирск); ХСИ Международная научно-практическая конференция «Научный форум: технические и физико-математические науки» (04 декабря 2025 г., г. Москва); ХСIV Международная научно-практическая конференция «Вопросы технических и физико-математических наук в свете современных исследований» (13 декабря 2025 г., г. Новосибирск).

Личный вклад автора. Автором были поставлены цель и задачи исследования, проанализирован широкий перечень отечественных и зарубежных научных трудов по тематике исследования. Также автором разработана методика численного конечно-элементного моделирования строительства тоннеля с применением ТПМК с активным пригрузом забоя и методика определения зависимости осадок земной поверхности и размера зоны предельного состояния от изменяющейся структуры слоистого грунтового массива в забое тоннеля при неизменных технологических параметрах ТПМК с активным пригрузом забоя. Выполнено численное конечно-элементное моделирование строительства перегонного тоннеля метро с применением ТПМК с активным пригрузом забоя в слоистом грунтовом массиве. Определено влияние структуры слоистого грунтового массива в забое тоннеля на форму и размер мульды сдвижения земной поверхности при строительстве тоннеля ТПМК с активным пригрузом забоя на основе результатов численного моделирования. Разработаны практические рекомендации по определению влияния структуры слоистого массива в забое тоннеля на устойчивость массива и необходимое для его поддержания давление пригруза проходческого щита.

Публикации. Результаты диссертационного исследования в достаточной степени освещены в 4 печатных работах (пункты списка литературы № 21-23, 64), в том числе в 2 статьях – в изданиях из перечня рецензируемых научных изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук, в 2 статьях – в изданиях, входящих в международные базы данных и системы цитирования Scopus. Получен 1 патент на изобретение (пункт списка литературы № 17, Приложение Б).

Структура работы. Диссертация состоит из оглавления, введения, 4 глав с выводами по каждой из них, заключения, списка литературы, включающего 85 наименований, и 2 приложений. Диссертация изложена на 127 страницах машинописного текста, содержит 65 рисунков и 33 таблицы.

ГЛАВА 1 АНАЛИЗ МЕТОДОВ ПРОГНОЗА УСТОЙЧИВОСТИ ГРУНТОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ДВУХПУТНЫХ ТОННЕЛЕЙ МЕТРОПОЛИТЕНА

1.1 Анализ методов строительства двухпутных тоннелей метрополитена

1.1.1 Общие положения

Метод постройки двухпутных тоннелей метро первоначально использован в Мадриде, а в дальнейшем и в других городах, таких как: Берлин, Гамбург, Токио, Сидней, Филадельфия, Буэнос-Айрес, Торонто, Осака, Вена, Будапешт, Афины, Рим, Неаполь, Копенгаген, Брюссель, Прага, Осло, Нью-Йорк, Чикаго и Бостон.

Технология заключается в постройке двухпутных перегонных тоннелей, которые могут быть созданы как открытым, так и закрытым способом на различной глубине.

В Москве, в период советской эпохи, двухпутные тоннели метрополитена строились в первую очередь с использованием ручного труда и средств малой механизации. В современной Москве испанский метод метростроения, включающий строительство двух параллельных путей в одном тоннеле малого диаметра, использовался при строительстве Большой кольцевой линии метро, таких как Третий пересадочный контур и Кожуховская ветка.

Однако, технология строительства двухпутных тоннелей метро наиболее широко применяется в Мадриде, где около 90% тоннелей двухпутные.

Одни из самых интересных и уникальных построенных и строящихся двухпутных тоннелей:

- строящая и проектируемая линия метро в Сингапуре, протяженностью 50 км, на которой планируется самое большое количество пересадочных станций, половина станций на линии будут связаны с существующими железнодорожными станциями. Ежедневно на линии планируется транспортирование до одного миллиона пассажиров, а поезда будут полностью автоматизированными и беспилотными. Реализуют проект с использованием специально разработанного тоннелепроходческого комплекса диаметром 12,6 метров.

- один из самых глубоких и длинных железнодорожных тоннелей в мире протяженностью 53,85 км, проходящий под проливом Цугару и соединяющий

префектуру Аомори на острове Хонсю и остров Хоккайдо. Пролив находится в зоне повышенной сейсмической активности, а около 23,3 км тоннеля проходит под морским дном.

– Высокоскоростная железная дорога Чжэнчжоу–Ваньчжоу. Проект строительства линии - часть программы строительства 36 суперпроектов КНР. Строящаяся ж/д линия состоит из участков Чжэнчжоу–Ваньчжоу и Ваньчжоу–Чунцин. Протяженность участка Чжэнчжоу–Ваньчжоу составила 818 км с расчетной скоростью движения поездов 350 км/ч, а протяженность участка Ваньчжоу–Чунцин составила 245 км с расчетной скоростью 250 км/ч. Строительство тоннеля проводилось при помощи специально изготовленного для него тоннелепроходческого механизированного комплекса.

Отличительные достоинства конструкции двухпутных тоннелей: значительные снижения затрат и сроков строительства в сравнении с однопутными тоннелями, порядка 20–30 %, создание благоприятных условий для эвакуации людей в случае чрезвычайных ситуаций, а также возможность применения в конструкции специальной системы погашения вибраций, опыт использования которой получен при строительстве станции метро «Деловой центр» под комплексом небоскребов «Москва–Сити».

Однако конструкция имеет и свои недостатки, такие как: дополнительное обслуживание вентиляционной части тоннеля помимо основных путей, отсутствие возможности проводить влажную уборку вент перекрытия из-за его многослойного строения, включающего в себя материалы, не предназначенные для взаимодействия с водой, отсутствие пристанционных выработок, позволяющих складировать на них при строительстве материалы и оборудование, а также повышенная сложность обслуживания кабельного коллектора, находящегося между двумя путями.

По данным практики сотрудниками Санкт–Петербургского горного университета кафедры Строительства горных предприятий и подземных сооружений в 2022 г. разработаны диаграммы зависимости зафиксированных

аварий от вида подземных сооружений и распределения аварий по формам потери устойчивости массива при механизированном способе (рисунок 1.1).

Из приведенных диаграмм (рисунок 1.1) видно, что значительная часть аварий при строительстве подземных сооружений возникает при строительстве метрополитенов (18%). При строительстве тоннелей механизированным способом аварийные ситуации часто происходят из-за потери устойчивости массива в виде обрушения породы в призабойной зоне тоннеля (45%).

Строительство критически важных для развития и функционирования городской инфраструктуры подземных сооружений связано с множеством воздействующих на процесс негативных факторов, отсутствие учета которых неизбежно приводит к увеличению влияния строительных работ на окружающий их грунтовый массив, здания и сооружения на поверхности и в массиве, а также на объекты культурного наследия. Один из основных факторов – структура слоистого грунтового массива в забое тоннеля.

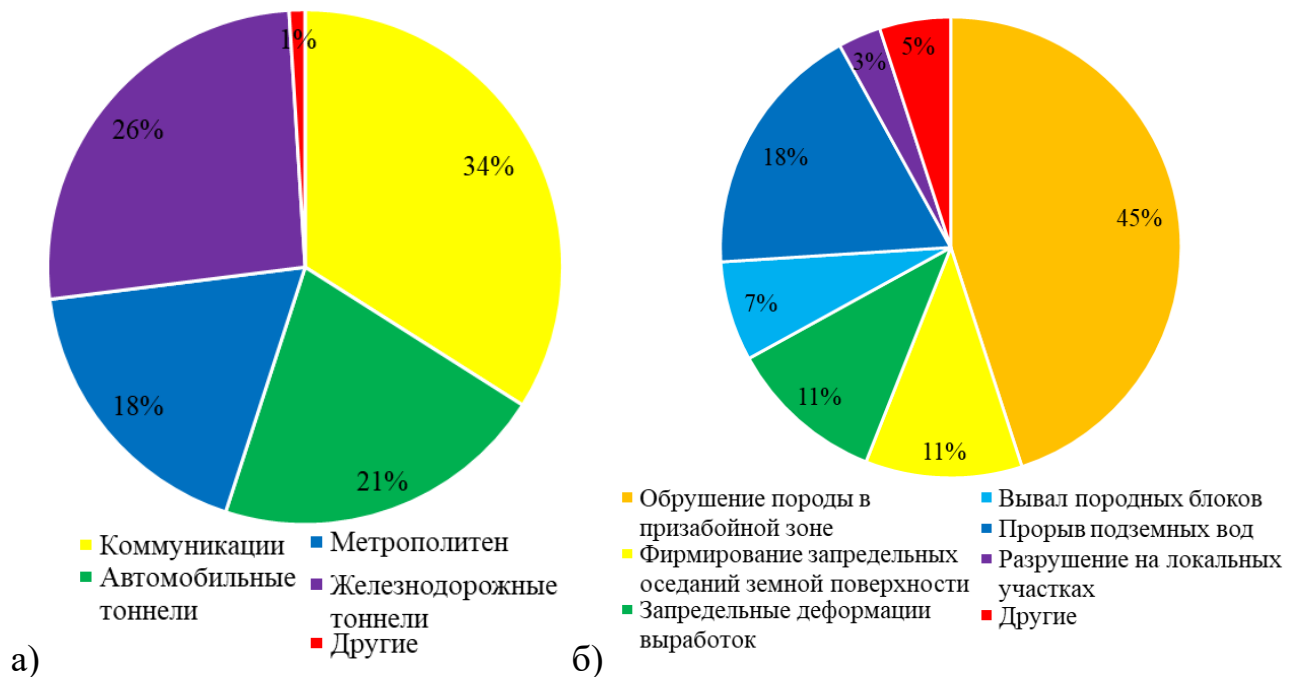


Рисунок 1.1 - Диаграммы распределения аварий по: а) виду подземных сооружений; б) форме потери устойчивости массива при механизированном способе (составлено автором)

На данный момент для строительства двухпутных тоннелей наиболее производительны тоннелепроходческие механизированные комплексы с активным

пригрузом забоя (ТПМК), скорость строительства которых способна достигать 450 м/мес.

При использовании ТПМК в городских условиях важнейший параметр как на стадии проектирования, так и на стадии строительства – величина давления на лоб забоя. Точный прогноз величины давления на забой позволяет обеспечить устойчивость лба забоя. При этом необходимо соблюдать следующие требования: обеспечить контроль за оседаниями грунта на дневной поверхности и защиту существующих сооружений; обеспечить сохранение гидрогеологического равновесия.

Основная зона ТПМК, в области которой происходит вариация ключевых параметров для поддержания устойчивости забоя тоннеля – герметичная камера ТПМК. Герметичная камера – пространство, создаваемое между лбом забоя и диафрагмой камеры, предохраняющая от давления смеси для пригруза забоя и разработанным грунтом и позволяющая тем самым работать в зоне оболочки ТПМК при атмосферном давлении. ТПМК с активным пригрузом используются, в основном, для строительства тоннелей в рыхлых грунтах с повышенным содержанием глины, глинистых компонентов и ила. В нижней части камеры ТПМК через герметичную перегородку проходит шнековый транспортер, который извлекает отработанный в процессе строительства материал, поддерживая давление в герметичной камере на необходимом уровне.

Объем извлекаемого грунта регулируется, изменением количества оборотов шнека и положением разгрузочной заслонки. В частности, закрытие заслонки приводит к полной изоляции герметичной камеры от канала, содержащего шнековый транспортер. При этом для качественной регулировки давления пригруза на забой при продвижении ТПМК герметичная камера должна быть полностью заполнена смесью для пригруза и разработанным грунтом.

Для поддержания давления на выбранном уровне объем выпускаемого из герметичной камеры материала должен совпадать с объемом вводимой в неё смеси.

ТПМК по мере продвижения оставляет за собой свободное пространство между контуром сечения тоннеля и внешней поверхностью кольца обделки,

заполняемое посредством синхронного нагнетания цементного раствора для стабилизации кольца, обеспечения обжатия радиальных стыков, а также – для заполнения пространства, образующегося после схода оболочки ТПМК с обделки. Величина давления нагнетания раствора должна быть по крайней мере на 0,5 бар выше давления в призабойной камере. Объем бетонной смеси должен превышать теоретический объем кольцевого зазора.

Для измерения давления в герметичной камере на её перегородке на различных уровнях слева и справа от привода установлены датчики давления.

Для обеспечения устойчивости грунтов при строительстве двухпутных тоннелей метрополитена используются различные технологии воздействия на грунт со стороны ТПМК, такие как: кондиционирование грунта, пневматический пригруз, гидравлический пригруз, грунтовый пригруз.

Кондиционирование грунта – это динамический процесс добавления в разрабатываемый грунт специальных реагентов для повышения подвижности разработанной смеси внутри шнекового конвейера, снижения крутящего момента рабочего органа ТПМК и износа режущих инструментов. Существуют различные типы реагентов для кондиционирования: эмульсии, пенные реагенты, заполнители, полимеры и пр. Выбор реагента зависит от физических и химических свойств и от типа проходимого грунта. Иногда целесообразнее использовать комбинацию из двух или более реагентов

Качество кондиционирования грунта зависит от следующих основных параметров:

– объем нагнетаемых воздуха, воды и реагентов, количество которых должно коррелировать с давлением на лоб забоя, рассчитанным на основании одного цикла строительства. По мере постепенного повышения или понижения давления на забой, объем воздуха, подаваемый для создания пены с требуемыми характеристиками, увеличивается; объем подаваемой воды зависит от характеристик грунта.

– крутящий момент, усилие подачи, скорость продвижения, а также температуру в зоне перегородки следует поддерживать в диапазоне заданных значений.

Пневматический пригруз основан на поддержании повышенного давления воздуха в рабочем пространстве в зоне забоя тоннеля. Этот эффект создается при применении компрессоров, нагнетающих воздух в закрытую герметичную камеру, расположенную перед исполнительным органом ТПМК. Повышенное давление воздуха поддерживает забой в устойчивом состоянии, предотвращая обрушение грунтового массива и ограничивая при этом поступление воды в тоннель. Благодаря этому технология с применением пневматического пригруза забоя может использоваться при строительстве тоннелей в условиях водонасыщенных и рыхлых грунтов.

Пневматический пригруз забоя особенно эффективен при строительстве тоннелей в слоистых массивах, где слои грунтов обладают различными физико–механическими свойствами, за счет гибкого динамичного изменения давления на забой при изменении структуры грунтов.

Технология строительства тоннелей с применением гидравлического пригруза заключается в создании искусственного гидравлического давления на забое тоннеля, которое позволяет удерживать массив грунта в устойчивом состоянии, а также эффективно ограждать забой тоннеля от грунтовых вод. Метод применяется в основном при строительстве через водонасыщенные или слабые грунты, а также в условиях высокого уровня подземных вод. Основные гидравлические материалы (вода, бентонитовые и полимерные суспензии) применяются при необходимости использования динамичного характера управления давлением на забой. Вода – самый распространенный и доступный материал для создания гидравлического пригруза. Наибольшей эффективности применение воды достигает в случаях обладания грунтами высокой плотности, по причине чего применение более вязких жидкостей затруднительно. Однако вода не способна обеспечить устойчивость забоя при строительстве в рыхлых или сильно трещиноватых грунтах, где возможны большие потери жидкости.

Бентонитовые суспензии представляют собой смесь воды и бентонитовой глины, придающей жидкости вязкость и плотность, увеличивая способность поддерживать забой в устойчивом состоянии. Такая смесь широко применяется при строительстве через рыхлые и водонасыщенные грунтовые массивы. Основным недостатком бентонитовых суспензий заключается в необходимости принятия мер по обработке и утилизации бентонита, что может значительно усложнить процесс строительства.

Полимерные растворы представляют собой смесь воды и синтетических материалов, повышающих вязкость жидкости для повышения ею способности поддерживать забой в устойчивом состоянии. Полимерные растворы применяются при строительстве тоннелей в сложных геологических условиях. Полимерные растворы позволяют с высокой точностью контролировать вязкость и фильтрационные свойства жидкости, однако полимерные растворы обладают большей стоимостью в сравнении с водой или бентонитовыми суспензиями и требуют более сложной системы управления.

Глинистые растворы состоят из смеси воды и глины, придающей жидкости повышенную плотность и вязкость. Глинистые растворы широко применяются при строительстве тоннелей через слабые или водонасыщенные грунтовые массивы. Применение глины в растворе с водой позволяет обеспечить устойчивость забоя при относительно низкой стоимости раствора, однако к ним предъявляются повышенные требования к плотности раствора для обеспечения стабильности забоя.

Технология с применением грунтового пригруза заключается в применении разработанной в процессе разрушения массива грунтовой массы с её частичным или полным использованием для подачи давления на забой тоннеля, что позволяет поддерживать забой в устойчивом состоянии.

Разрушенный грунт – основной материал, применяющийся при технологии строительства тоннелей с использованием ТПМК с грунтовым пригрузом забоя. В процессе строительства исполнительный орган ТПМК измельчает грунт, после чего часть разрушенного грунта удерживается перед ТПМК для создания давления

на забой тоннеля. В зависимости от инженерно-геологических условий объем удерживаемого грунта регулируется для поддержания необходимых значений давления на забой тоннеля. Разрушенный грунт прост, экономичен и экологически безопасен в применении и не требует сложной системы обработки и утилизации, однако обладает низкой неэффективностью при строительстве тоннелей в рыхлых или водонасыщенных грунтах с низкой прочностью грунта.

В некоторых случаях, когда разработанного грунта недостаточно для обеспечения необходимых значений давления на забое тоннеля, в смесь добавляются дополнительные материалы, такие как цемент или известь, для повышения плотности и вязкости материала для пригруза, повышая способность материала поддерживать забой в устойчивом состоянии, но повышая при этом стоимость материала.

1.1.2 Методы определения величины осадок земной поверхности при строительстве тоннелей

Строительство новой инфраструктуры в городской среде связано с нарушениями и оседаниями поверхности, которые могут оказать влияние на окружающие сооружения. По этой причине перед строительством подземной инфраструктуры в городской среде необходимо проанализировать возможные последствия, которые могут быть вызваны строительством.

Подавляющее число аварий в строящихся и эксплуатируемых подземных сооружениях обусловлено недостаточным учетом или неверной оценкой природных и техногенных факторов [11, 13].

Ранее для снижения аварийности работ применялось множество низкотехнологичных способов обеспечения устойчивости забоя [15]. Сегодня для строительства тоннелей используются механизированные тоннелепроходческие комплексы с активным пригрузом забоя, позволяющие снижать влияние строительства тоннеля на окружающий его грунтовый массив и практически исключать оседания земной поверхности в сложных инженерно-геологических и гидрогеологических условиях [16, 20]. При выборе параметров для обеспечения

необходимых значений давления на забое важно учитывать множество влияющих на него геологических условий [1].

Повышение точности прогноза напряженно–деформированного состояния массива впереди забоя тоннеля, а также точности определения технологических параметров ТПМК и управления ими - залог обеспечения наименьшего влияния строительства тоннеля на окружающий его массив [19, 44, 45, 68]. Исключение влияния строительства тоннелей особенно важно в условиях плотной городской застройки, за чем производит наблюдение множество исследователей [7, 8, 47].

Механика грунтов берет свое начало в работах Карла Терцаги в начале XX века. В 1943 году исследователь сформулировал принцип эффективного напряжения в виде выражения (1.1) [31]:

$$\sigma' = \sigma - u, \quad (1.1)$$

где σ' – эффективное напряжение, кПа,

σ – полное нормальное напряжение, кПа,

u – нейтральное напряжение (поровое давление), кПа.

Согласно Ю.А. Лиманову, вся толща грунтов над тоннелями в условиях Санкт–Петербурга делится на четвертичную и протерозойскую [5]. При этом верхняя часть (четвертичная) отождествляется с жидкостью из-за низкого сцепления, а нижней (протерозойской) присваиваются характеристики упругой среды. При этом осадочные отложения венда, кембрия и ордовика залегают почти горизонтально [9, 10].

Значительный вклад в исследование деформируемости и устойчивости пород внёс С.Г. Лехницкий, что стало основой для разработки теорий и методов строительства подземных сооружений. Его исследования в основном касаются механики анизотропных (слоистых) материалов, распространённых в строении подземных сооружений. Несмотря на это методики С.Г. Лехницкого не имеют решения определения границ мульды сдвижения земной поверхности при строительстве тоннелей в слоистом грунтовом массиве с наличием в забое нескольких слоёв [5].

Исследования Волохова Е.М. направлены на повышение точности определения формы и размеров мульды сдвижения земной поверхности над строящимися тоннелями [5, 7, 8, 26]. Однако данные исследования могут применяться в рамках сплошной среды с учетом вертикальной асимметрии в распределении сдвижений грунтового массива.

Карасев М.А. разделяет основные причины оседаний земной поверхности на следующие три подгруппы [12]:

- мгновенные, вызываемые строительством тоннеля;
- оседания, вызываемые деформацией тоннельной обделки;
- длительные, вызванные первичной консолидацией грунтов.

Morton K. и Simons N. в своих натурных исследованиях для участка строительства в плотных глинах определили, что около 60% осадок реализуется мгновенно [12].

Карасев М.А. исследовал полуэмпирические методы прогноза оседания земной поверхности на основе метода «потери объема». По результатам исследований определено, что полуэмпирические методы позволяют быстро и надежно оценить оседания земной поверхности и деформационные процессы в грунтовом массиве [12].

Для прогноза размеров и формы мульды сдвижения земной поверхности в различных геотехнических условиях на практике используется метод потери объема грунта Attewell; Attewell and Taylor; O'Reilly и New [25]. Согласно методу, мульда сдвижения, формирующаяся в результате строительства тоннеля круглого сечения, имеет форму гауссовой кривой.

Идейным продолжателем и коллегой R.B. Peck в начале второй половины XX века введено понятие «зоны влияния» при строительстве подземных сооружений, а также разработаны эмпирические кривые Пекка для прогноза вертикальных осадок поверхности над тоннелями [25].

Осадку земной поверхности S можно оценить при помощи уравнения (1.2), предложенного R.B. Peck (1969 г.) [25]:

$$S = Se^{\left(\frac{-y^2}{2i^2}\right)}, \quad (1.2)$$

где S – максимальная осадка земной поверхности, м,

i – параметр, зависящий от глубины заложения тоннеля (z), м,

y – расстояние от оси тоннеля до точки, где рассчитывается осадка, м.

При превышении глубиной заложения тоннеля величины равной его диаметру, величина i рассчитывается при помощи уравнения (1.3):

$$i = K \cdot z, \quad (1.3)$$

где z – глубина, на которой расположена ось тоннеля, м,

K – параметр, зависящий от инженерно-геологических характеристик грунта.

Для глин i выражается как (1.4):

$$i = 0,5z; \quad (1.4)$$

Для песков i выражается в следующем виде (1.5):

$$i = 0,3z. \quad (1.5)$$

Метод Пекка применяется в основном для прогноза оседаний при строительстве в слабых грунтах на небольшой глубине, где потери объема грунта могут быть значительными.

Robert J. Mair и R. N. Taylor предложен прогноз максимальной осадки земной поверхности над тоннелем выражающемся в виде уравнения (1.6) [4]:

$$S_{max} = \frac{V_s}{2,5i}, \quad (1.6)$$

где V_s – объём потери грунта, м³,

i – параметр, зависящий от глубины заложения, м.

Метод основан на определении доли потери объема грунта V_l в результате проходческих работ и при допущении, что форма мульды сдвижения зависит от параметра K . Соотношение между величинами V_l и V_s описывается следующим выражением (1.7) [4]:

$$V_s = A_{excavation} V_l, \quad (1.7)$$

где $A_{excavation}$ – площадь зоны выработки, м².

В официальном документе ITA/AITES описывается эмпирический метод оценки максимальных осадок земной поверхности. Модифицированная формула R.B. Peck имеет вид (1.8) [48]:

$$S_{\max} = \frac{V_s}{i\sqrt{2\pi}}. \quad (1.8)$$

Через интегрирование гауссова распределения функция имеет вид (1.9):

$$S(x) = S_{\max} e^{\left(-\frac{x^2}{2(Ki)^2}\right)}, \quad (1.9)$$

где $S(x)$ – вертикальная осадка на расстоянии x от оси туннеля, м,

$S_{\max}$ – максимальная осадка над осью туннеля, м,

i (или $K_i \cdot z$) - параметр ширины мульды, зависящий от условий грунта,

K - эмпирический коэффициент (0,2 – 0,5 в зависимости от типа грунта).

Метод Sagaseta основан на теории упругости и используется для расчета осадок при наличии значительных деформаций массива грунта [6].

Формула Sagaseta для вертикального смещения на поверхности при $z = 0$ выражается как (1.10) [65]:

$$u_z(x, 0) = -\frac{V_s}{\pi} \cdot \frac{x}{x^2 + h^2}, \quad (1.10)$$

где V_s – объём потери грунта, м³,

h – глубина оси тоннеля от поверхности, м,

x – расстояние по горизонтали до рассматриваемой точки от оси тоннеля, м.

1.1.3 Методы определения формы и размеров зоны сдвижения грунтового массива при строительстве тоннелей

Прогноз устойчивости забоя требует четкого прогноза величины давления массива грунта на забой тоннеля для создания уравновешивающего его давления пригруза. Несмотря на значительное количество существующих исследований, вопрос все еще слабо изучен, особенно в условиях строительства в слоистых грунтовых массивах.

Мартирисянц Е.Э. исследовал устойчивость протерозойских глин к обрушению в тоннелях. Его решение направлено на описание формы зоны смещения грунта для расчета значения давления массива грунта на забой тоннеля (рисунок 1.2). Разработанный метод обладает простотой, необходимой для

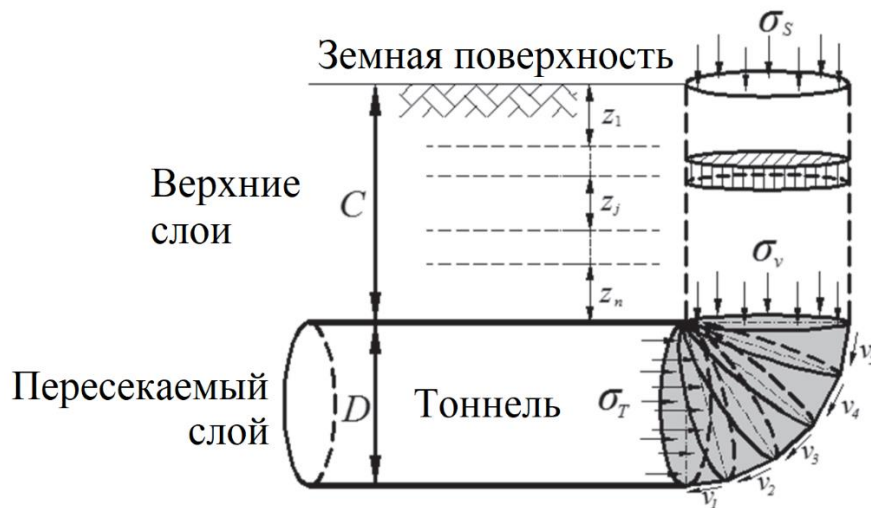


Рисунок 1.3 - Форма и размеры зоны сдвижения Li P. [50]

Исследования Zhang C. направлены на определение устойчивости забоя тоннелей в глинистых грунтах с линейным увеличением прочности на сдвиг глин с глубиной. Согласно результатам исследования, форма зоны сдвижения грунтового массива описывается, как поверхность схожая с расширяющимся конусом в основании и поднимающейся к земной поверхности трубой (рисунок 1.4). Также выведены аналитические зависимости, описывающие представленную форму. Разработанный метод применяется только к тоннелям небольшой глубины и подковообразной формы поперечного сечения [77].

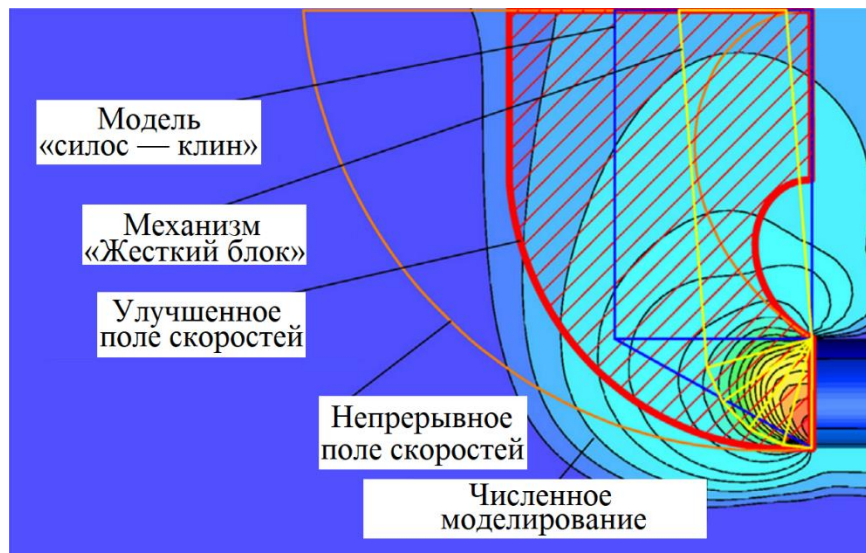


Рисунок 1.4 - Форма и размеры зоны сдвижения по Zhang C. [77]

Форма зоны сдвижения грунтового массива Zhang F. имеет форму обращенного вверх конуса (рисунок 1.5) [78, 79].

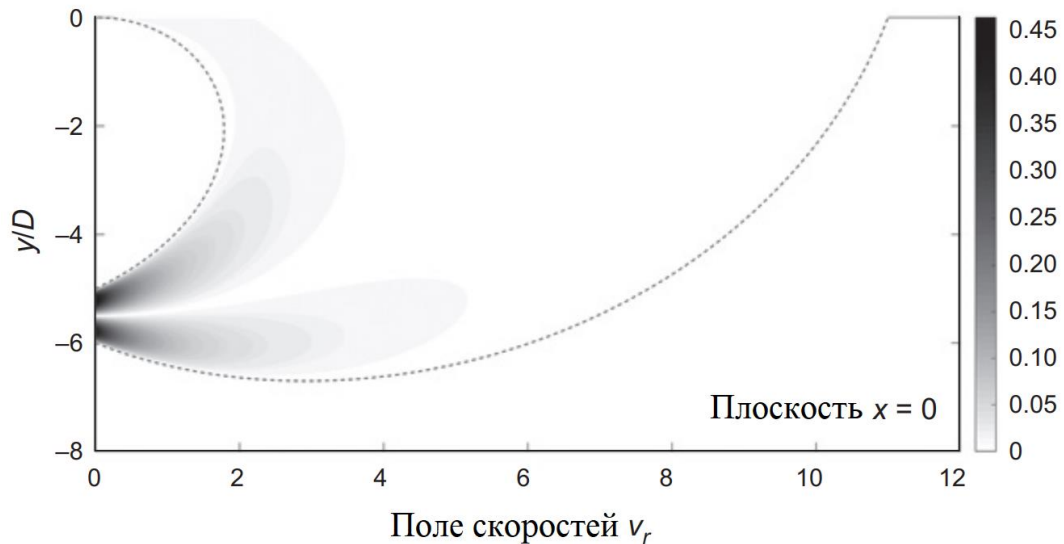


Рисунок 1.5 - Форма и размеры зоны сдвижения по Zhang F. [78, 79]

Исследователи Wang J. и Hu X. определили форму зоны сдвижения массива, сложенного рыхлыми грунтами, путем численного моделирования на основе метода дискретных элементов. Согласно исследованиям, модель оказалась пригодной для расчета смещений грунта на небольшой глубине. Метод может быть использован для рыхлых, сухих и неконсолидированных грунтов [39, 42, 70].

Zou J. исследовал влияние когезионного трения на форму зоны сдвижения грунтового массива. Исследование показало значительные различия между возможными формами зоны сдвижения при расчете рыхлой среды и связных грунтов [83].

В исследовании Huang M. представлено конечно–элементное моделирование тоннеля в недренированной глине при изменяемой глубине тоннеля. Результаты моделирования показывают, что форма зоны сдвижения в значительной степени зависит от глубины заложения тоннеля до соотношения глубины к диаметру тоннеля равной 2 (рисунок 1.6) [37].

Lu X. в исследовании устойчивости забоя тоннеля описал форму зоны сдвижения водонасыщенного песка, определил давление, действующее на забой, и вывел аналитические уравнения для глубин заложения тоннеля до трех диаметров тоннеля на основе лабораторных испытаний и численного моделирования. Результаты исследования описывают изменение формы зоны сдвижения массива от куполообразного свода на небольшой глубине к закрученному конусу (рисунок

1.7). Ограничение исследования состоит в рассмотрении однородных горных массивов в забое тоннеля [54].

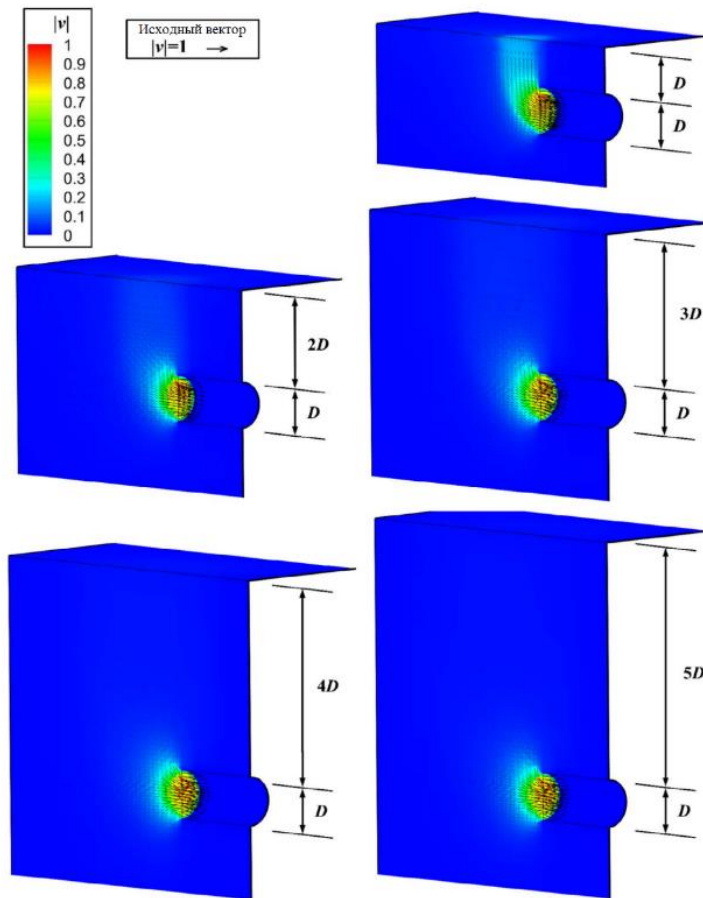


Рисунок 1.6 - Форма и размеры зоны сдвижения по Huang M. [37]

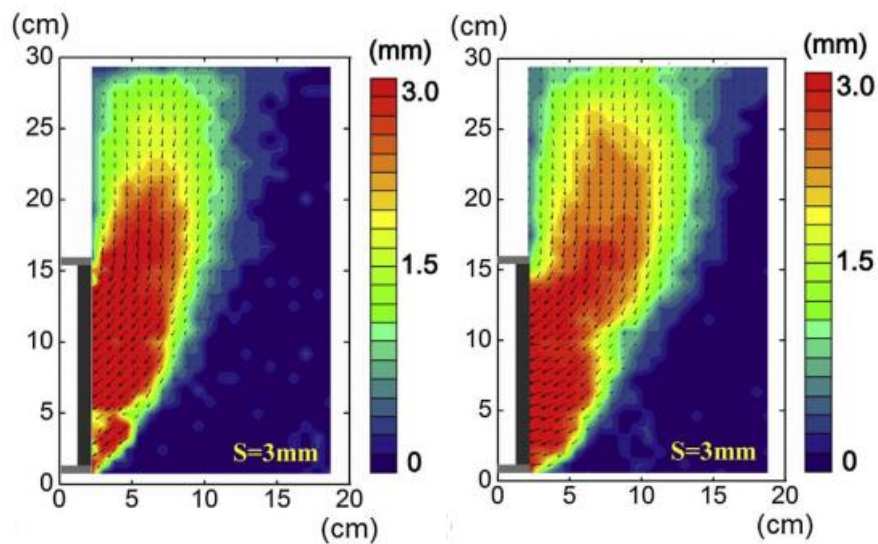


Рисунок 1.7 - Форма и размеры зоны сдвижения при $H/D=1$ (слева) и $H/D=3$ (справа) [54]

В исследовании Pan Q. изучалось влияние фильтрации в массивах слабых грунтов. Результаты показывают, что необходимая величина давления пригруза

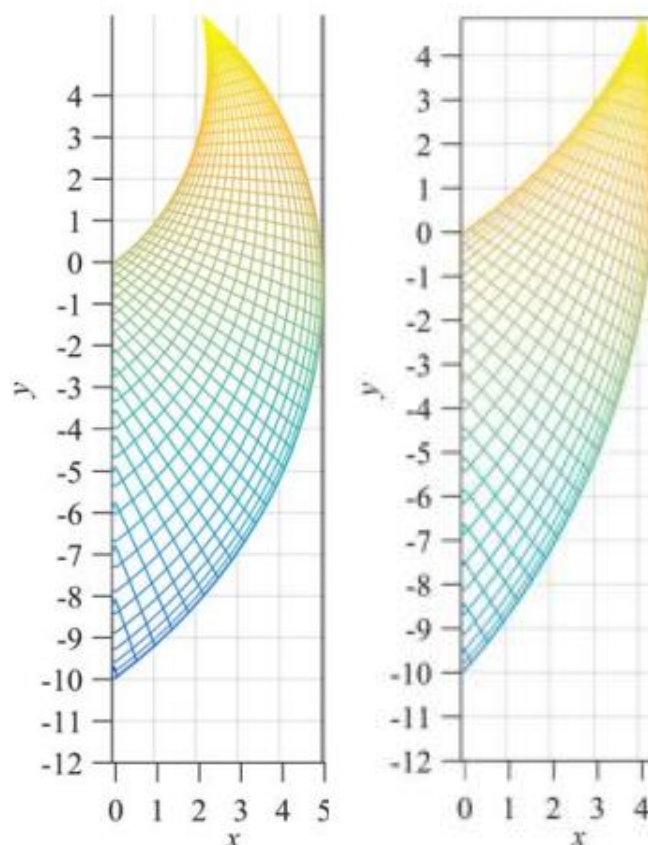


Рисунок 1.9 - Форма и размеры зоны сдвижения при степени анизотропии $\Omega=0$ (слева) и $\Omega=-0,15$ (справа) [51]

Анализ приведенных выше исследований свидетельствует о наличии существенных ограничений применения существующих методов в области слоистых грунтовых массивов.

1.1.4 Методы определения давления пригруза проходческого щита на забой строящегося тоннеля

В подземном строительстве особое значение имеет точный прогноз давления на забой тоннеля. Этот процесс зависит от множества различных факторов, которые делятся на две основные группы: геологические условия массива грунтов и технологические параметры [21, 23]. Для того чтобы уменьшить воздействие работ на горный массив при выемке грунта необходимо определить наиболее точную методику для данных условий и правильно выбрать технологические параметры ТПМК.

Требуемое давление пригруза на забой тоннеля рассчитывается как сумма эффективного давления и гидростатического давления по формуле (1.11):

$$P_F = P_E + P_W, \quad (1.11)$$

где P_F – требуемое давление пригруза на забой тоннеля, кПа,

P_E – давление грунта, кПа,

P_W – гидростатическое давление воды, кПа.

Сила пригруза забоя выражается как (1.12) [24]:

$$P = \frac{\pi D^2}{4} q, \quad (1.12)$$

где D – диаметр тоннеля в черне, м,

q – давление пригруза, кН/м².

Величина предельного давления пригруза забоя описывается уравнением (1.13) [24]:

$$q_{\text{пр}} = \frac{4}{\pi D^2 \operatorname{tg}\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)} \left[\gamma V - 0,5 \gamma H \sin\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \cos\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \operatorname{tg} \varphi S_{\text{бок}} - \gamma V \cos \theta \operatorname{tg} \varphi - \right. \\ \left. - C \cos\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) S_{\text{бок}} - \frac{\pi D^2 C}{4 \cos 0} \right] \quad (1.13)$$

где φ – угол внутреннего трения грунта, град,

γ – удельный вес грунта, кг/м³,

V – объем конуса, м³,

H – глубина залегания тоннеля, м,

θ – угол наклона площадки сдвига, град,

C – сцепление грунта, кН/м².

$S_{\text{бок}}$ – вычисляется по формуле (1.14):

$$S_{\text{бок}} = \pi H \frac{D + H \operatorname{tg}\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)}. \quad (1.14)$$

Shachmoradi J. исследовал устойчивость забоя тоннеля для грунтового массива, сложенного наклонными слоями, и вывел аналитическую зависимость для определения давления в тоннеле путем сравнения ее с данными численного моделирования. Согласно методу, форма зоны сдвижения грунтового массива представляет собой клин с полусферическим сводом над ним (рисунок 1.10) [66].

Broere W. использовал ту же форму зоны сдвижения, что и Shahmoradi J. Результаты исследования определено, что избыточное поровое давление снижает

эффективные напряжения в грунте, а также устойчивость забоя в связи с чем для её поддержания потребуется значительно большее поддерживающее давление [79].

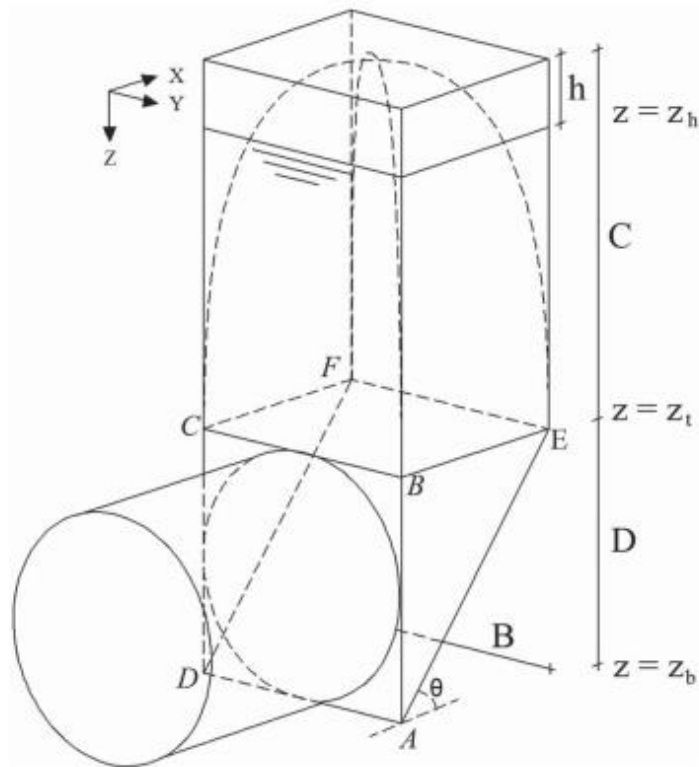


Рисунок 1.10 - Форма и размеры зоны сдвижения по Shahmoradi J. [66]

Giordano Russo сравнил расчеты по методикам, использующим формы зоны сдвижения, схожие с [58- 60, 66]. Некоторые из них подтверждены проведенными им экспериментами: оптимальный режим продвижения ТПМК с грунтовым пригрузом в наибольшей степени зависит от стабильности давления в рабочей камере, выравнивающего деформации и напряжения массива до естественного уровня. С другой стороны, если фактически извлеченный материал отличается от теоретического в меньшую или большую сторону, в грунте возникает пассивное или активное состояния соответственно.

Li Z. по результатам исследования влияния трещиноватости забоя тоннеля на величину давления на забой тоннеля определил форму зоны сдвижения грунтового массива как коническую. Как и в рассмотренных ранее исследованиях, Li Z. не учитывал влияния возможной изменяющегося строения слоистого грунтового массива на прогноз его устойчивости в забое тоннеля [55, 56].

Выводы исследования Yin X. отображают благоприятное влияние жидкости на устойчивость грунтовых массивов, сложенных слабым песчаным грунтом, в

забоях тоннелей. Повышение влажности грунта увеличивает устойчивость и снижает требуемое давление ТПМК на забой тоннеля. Результаты Yin X. получены в ходе лабораторных испытаний и численного моделирования с использованием метода конечных элементов [75].

1.1.5 Современные научные методы решения геомеханических задач при строительстве тоннелей щитовыми проходческими комплексами

Современные научные методы позволяют решать сложные геомеханические задачи с помощью специализированных программных комплексов. Использование таких комплексов описано ранее в работе. Численные методы дают четкое представление о характере процессов, происходящих в массиве при проведении работ, обеспечивают надежность расчетов и показывают высокую степень сходимости с аналитическими решениями, экспериментальными данными и результатами лабораторных испытаний.

С использованием моделирования методом дискретных элементов Wang S. определил, что ТПМК с пригрузом вызывает вдавливание забоя при разработке грунта в забое, при недостаточной скорости выпуска грунтовой массы из рабочей камеры. При значении превышающем необходимое происходит деформация массива грунта внутрь тоннеля, что вызывает развитие деформаций вглубь массива и на поверхности [72].

В исследовании Lee H. используется совмещенный метод дискретных элементов (DEM) и конечных разностей (FDM). Для упрощения расчетов Lee H. выполнил построение прямоугольной области вокруг тоннеля, на которую действует пригруз, а остальную область представил в виде сетки конечных разностей. Для области дискретных элементов параметры контакта частиц детально откалиброваны для получения приближенного к экспериментальным данным результата. Модель позволяет определить оптимальную скорость подачи исполнительного органа на забой и скорость вращения шнекового транспортера для точного прогноза давления пригруза в камере ТПМК [49].

Вопрос моделирования уплотнения мягкого грунта, вызванного строительством ТПМК с пригрузом изучался Ochmanski M. В исследовании путем

построения модели методом конечных элементов установлено, что консолидация слагающих массив грунтов, вызванная строительством тоннеля может привести к ещё большим деформациям массива грунта. Расчет показал, что превышающее необходимое давление тампонажа заобделочного пространства в хвосте ТПМК может привести к деформациям массива при последующем уплотнении грунта [81].

Влияние строительства тоннеля ТПМК с пригрузом в мягких слоистых грунтах исследовал Meng F. на примере созданной им численной модели, построенной методом конечных элементов. Meng F. установил, что строительство тоннеля ТПМК с пригрузом для заданных условий образует зону разрушения грунтов до $0,63D$ по горизонтали от тоннеля и в $0,24D$ и $0,32D$ по вертикали вниз и вверх относительно тоннеля соответственно [57].

В исследовании Hu X. использовался ТПМК с грунтовым пригрузом забоя в уменьшенном лабораторном масштабе. Модель использовалась для изучения деформации массива грунта, сложенного песком, глинами и грунтом с включениями валунов. Исследователи обнаружили, что форма зоны сдвижения меньшими горизонтальными размерами в грунтах богатых булыжниками, чем в песке и глине. Форма зоны сдвижения грунтового массива в поперечном сечении соответствовала сечению, полученному в результате полевых наблюдений [41].

В исследовании влияния кондиционирования грунта на устойчивость забоев при строительстве тоннелей ТПМК с грунтовым пригрузом Xu Q. использован метод оседающего конуса для песчано-булыжного грунта. Данные лабораторных испытаний показывают, что добавление необходимого количества добавок в песчано-булыжный грунт может обеспечить пластичность смеси, способствующей повышению эффективности строительства тоннелей ТПМК [74].

Berthoz N. разработал устройство, позволяющее проводить точные измерения оседаний поверхности и напряжений вокруг строящихся тоннелей. Результаты, полученные при помощи устройства, показывают, что сечение мульды сдвижения земной поверхности представляет собой «гауссову кривую» и что величина оседания поверхности в значительной степени зависит от пригруза забоя и сцепления грунта, слагающего массив. Согласно результатам исследований при

точном прогнозе технологических характеристик ТПМК зона сдвижения массива грунта перед лбом забоя может иметь размер соизмеримый с диаметром тоннеля [30].

Dang T. использовал метод опорного вектора искусственной нейронной сети, основанный на сингапурских тоннелях, и мягкий вычислительный подход, основанный на адаптивных сплайнах, для прогноза оседания земной поверхности, вызванного строительством тоннелей с применением ТПМК. Результаты подхода показали приемлемую вычислительную точность по сравнению с экспериментальными данными [32].

Yu H., и Dang T. повышали точность расчета значений пригруза на забой для более достоверного прогноза устойчивости массива в забое тоннеля путем упрощения модели давления в камере, разделив работу грунтовой смеси на два основных процесса: нагнетание сжимаемого материала и выход смеси из камеры. Обнаружено, что эффективность работы винтового шнекового транспортера имеет решающее значение на работу модели [76].

Wang H. и Wu Y. в своих исследованиях опирались на изучение поведения массива грунта в забое из кондиционированного пеной песка. Wang H. провел на кондиционированном пеной песке серию испытаний на сжатие с целью исследования сжимаемости, порового давления и бокового давления. Результаты его исследований говорят о следующем: сжимаемость, поровое давление и боковое давление вспененного песка значительно увеличивались с увеличением коэффициента впрыска пены [69, 73].

В исследовании Zhou X. и Avunduk E. изучены способы оптимизации основных технологических параметров.

Avunduk E. эмпирическим способом при прогнозе производительности строительства ТПМК с пригрузом в Стамбуле определил, что сила подачи исполнительного органа на забой и мгновенная скорость резания исполнительного органа уменьшились с увеличением глубины муьды сдвижения при лабораторных испытаниях [27]. Zhou X. в исследовании оценки крутящего момента исполнительного органа в условиях наличия слоистого массива в забое вывел

формулы силы сопротивления для долот с неоднородным распределением по исполнительному органу [82].

Liu X. предлагает управлять давлением ТПМК на забой тоннеля на основе эвристического и двойного эвристического динамического программирования. Метод основан на сети действий, сети моделей и сети ошибок на основе нейронных сетей с использованием обратного обучения по произошедшим ошибкам. Результаты моделирования подтверждают, что предложенный метод может обеспечить оптимальный режим управления несколькими переменными и оперативно достичь необходимого давления на забой тоннеля [52, 53].

Управление ТПМК с грунтовым пригрузом в реальном времени предложено Zhang P. Согласно его методу, управление расчетами осуществляется с использованием случайных наборов данных и представляет собой алгоритм, сочетающий алгоритмы оптимизации. Вычислительные модели будут применены к проекту 4-й линии метрополитена в Чанша. Предполагается, что ТПМК будет работать в штатном режиме без человеческого вмешательства, а оператор будет корректировать технологические параметры лишь тогда, когда ТПМК столкнется с аномальными условиями [80].

1.2 Выводы по главе 1

На основе анализа существующей литературы зарубежных и отечественных ученых определены следующие основные выводы относительно степени изученности научной проблемы.

1. Оптимальный метод строительства тоннелей подземных сооружений в грунтовых массивах на сегодняшний день с точки зрения автоматизации и механизации, а также минимизации влияния на окружающий грунтовый массив, методом строительства тоннелей метрополитена – строительство тоннелей с применением тоннелепроходческих механизированных комплексов с активным пригрузом забоя. Несмотря на совершенство технологии данного метода строительства, существуют нерешенные мировым научным сообществом вопросы касаясь влияния изменяющихся условий строительства на необходимые для

поддержания устойчивости массива технологические параметры ТПМК с активным пригрузом забоя.

2. Методы определения величины осадок земной поверхности необходимые для прогноза влияния строительных работ на здания, сооружения, коммуникации, а также памятники культурного наследия на поверхности изучены достаточно широко. Однако современные методы допускают отсутствие комплексного учета влияния изменяющейся слоистости массива в забое тоннеля, что может привести к недостаточному или избыточному давлению пригруза в забое тоннеля и привести к негативному влиянию на земную поверхность и указанные выше объекты.

3. В исследованиях, посвященных методам определения формы и размеров зоны сдвижения грунтового массива, явно прослеживается развитие научного направления по части описания зоны сдвижения в конкретных выбранных условиях. Однако рассмотренные методы ограничены узким диапазоном физико-механических характеристик грунтового массива и технологических параметров строительства, что приводит к необходимости использования иных критериев оценки формы и размеров зоны сдвижения грунтового массива.

4. Существующие методы определения давления пригруза проходческого щита на забой необходимого для поддержания устойчивости строящегося тоннеля не содержат в себе явного учета изменяющейся слоистости грунтового массива в забое. Данный факт подтверждает актуальность выбранного направления исследования и необходимость решения поставленной цели исследования для достижения большей эффективности и безопасности ведения работ по строительству тоннелей щитовыми проходческими комплексами с активным пригрузом забоя в слоистых грунтовых массивах.

5. Современные научные методы решения геомеханических задач в основном сосредоточены на автоматизации процесса строительства, а также на совершенствовании методов прогноза влияния строительных работ на окружающий их грунтовый массив за счет использования нейронных сетей и других алгоритмов оптимизации. Данный подход может быть эффективен для данных задач при отсутствии изменения структуры грунтового массива по трассе

строящегося тоннеля, выходящего за пределы диапазона параметров, изученного ранее нейронной сетью. В ином случае неизбежны оперативное вмешательство человека в процесс управления ТПМК и повышение вероятности возникновения аварийных ситуаций из-за недостаточно точного учета влияющих на значение давление пригруза необходимого для поддержания устойчивости забоя тоннеля.

ГЛАВА 2 ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ ГЕОМЕХАНИЧЕСКОГО ОБОСНОВАНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ ГРУНТОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ТОННЕЛЕЙ ЩИТОВЫМИ ПРОХОДЧЕСКИМИ КОМПЛЕКСАМИ С АКТИВНЫМ ПРИГРУЗОМ ЗАБОЯ В СЛОИСТЫХ МАССИВАХ

2.1 Обобщение инженерно–геологических условий строительства тоннелей щитовыми проходческими комплексами

2.1.1 Стратиграфия и литология

Экспериментальные данные для верификации разработанного метода взяты со строительства перегонных тоннелей Санкт-Петербургского метрополитена.

На скальном фундаменте исследуемой территории залегают песчано-глинистая толща венда и комплекс четвертичных отложений.

Фундамент представлен гранитами, гнейсами и мигматитами AR+PR. Глубина залегания кровли фундамента 180-220 м.

Коренные отложения представлены котлинским горизонтом венда - песчано-глинистой толщей нижнекотлинской свиты Vkt_1 и аргиллитоподобными глинами верхнекотлинской подсвиты – Vkt_2 . Кровля песчано-глинистой толщи нижнекотлинской свиты залегает на глубине 100-140 м. Кровля глин верхнекотлинской подсвиты неровная. Верхняя часть глин верхнекотлинской подсвиты носит следы гляциодислокаций. Мощность дислоцированных глин составляет 3,0-7,9 м.

Четвертичные образования представлены современными, верхнечетвертичными, верхне-среднечетвертичными и среднечетвертичными осадками. Строение четвертичных отложений сложное.

Современные образования представлены техногенными (насыпными и намывными) грунтами, торфами и заторфованными грунтами, а также морскими и озерными отложениями.

Техногенные (насыпные) грунты - tIV имеют повсеместное распространение. Так как участки проектирования и строительства часто расположены в застроенной части города, с поверхности могут быть перекрыты асфальтом (дороги). Залегают с поверхности и представлены, как правило, песчано-глинистым материалом со

строительным мусором (битый кирпич, металлолом, остатки древесины) от 10 до 40%. Мощность техногенных (насыпных) грунтов достигает 0,6-3,7 м.

Техногенные (намывные) грунты - tIV имеют практически повсеместное распространение. Они залегают под насыпными грунтами и местами с поверхности. Представлены песками и супесями, реже суглинками. Мощность их изменяется от 0,6-3,4 м.

Биогенные грунты - bIV - торфы залегают в виде линз небольшой протяженности и мощности под техногенными грунтами. Торфы, как правило, коричневато-бурого цвета, слаборазложившиеся, реже неразложившиеся (с остатками корней растений). Мощность отложений составляет 0,3-1,4 м.

Морские и озерные отложения - m,1 IV имеют практически повсеместное распространение. Они залегают под техногенными и заторфованными грунтами. Представлены в верхней части разреза водонасыщенными песками пылеватыми, в нижней - слоистыми супесями и суглинками. Грунты содержат растительные остатки, нередко заторфованные. Заторфованные грунты, как правило, замещаются в плане торфами. Общая мощность отложений изменяется от 0,7 до 13,3 м.

Верхнечетвертичные отложения представлены позднеледниковыми (озерно-ледниковыми) образованиями и ледниковыми отложениями лужской морены.

Позднеледниковые образования – lgIIIvd представляют собой сложный литологический комплекс отложений. Он залегает под морскими и озерными отложениями повсеместно. Представлен ленточными суглинками и глинами, слагающими верхнюю часть разреза, а также слоистыми суглинками и супесями, подстилающими ленточные отложения. Перечисленные литологические разности не выдержаны по мощности и по простиранию. Суммарная мощность озерно-ледниковых отложений достигает 1,7-10,7 м.

Ледниковые отложения лужской морены gIII^{lz} vd широко развиты на исследуемом участке трассы. Они распространены повсеместно и залегают под позднеледниковыми образованиями. Представлены преимущественно супесями и суглинками с включением гравия и гальки до 20-25%, с единичными валунами. Суммарная мощность лужской морены изменяется 1,2-19,6 м.

Верхне-среднечетвертичные отложения представлены межледниковыми образованиями.

Межледниковые образования – f,lgII-III имеют практически повсеместное распространение и отличаются большим разнообразием литологических разностей. Данные отложения залегают под лужской мореной валдайского оледенения на морене московского оледенения, либо на коренных глинах. Они представлены гравийно-галечниковым грунтом и песками различной крупности, слоистыми супесями и суглинками. Общая мощность их составляет 1,3-5,7м, максимальной мощностью 10,7 м на участке озерно-ледниковой террасе.

Среднечетвертичные отложения представлены ледниковыми образованиями московской морены.

Ледниковые отложения московской морены – gIIms слагают нижнюю часть разреза четвертичных отложений. Представлены они супесями, реже суглинками с включением гравия и гальки от 15 до 35%, большого количества валунов. Мощность морены 0,3-1,9 м, локально моренные отложения.

Стратиграфические и литологические характеристики рассматриваемых в исследовании грунтов представлены далее (таблица 2.1).

Таблица 2.1 – Стратиграфические и литологические характеристики рассматриваемых грунтов [2]

Геологическая структура	Вид грунтов	Условное обозначение	Глубина залегания по кровле, м
Скальный фундамент	Граниты, гнейсы и мигматиты	AR+PR	Глубина залегания по кровле 180-220
Коренные отложения	Песчано-глинистая толща нижнекотлинской свиты	Vkt ₁	Глубина залегания по кровле 100-140
	Аргиллитоподобные глины верхнекотлинской подсвиты	Vkt ₂	
Техногенные (насыпные) грунты	Песчано-глинистый материал со строительным мусором	tIV	Залегают от поверхности
Техногенные (намывные) грунты	Пески и супеси, реже суглинки	tIV	Глубина залегания по кровле 0,6-3,7
Биогенные грунты	Торфы, слаборазложившиеся, реже неразложившиеся	bIV	-

Продолжение таблицы 2.1

Геологическая структура	Вид грунтов	Условное обозначение	Глубина залегания по кровле, м
Морские и озерные отложения	Водонасыщенные пески пылеватые, слоистые супеси и суглинки	m,1 IV	Залегают под техногенными и заторфованными грунтами
Позднеледниковые образования	Ленточные суглинки и глины, слоистые суглинки и супеси	lgIIIvd	Залегают под морскими и озерными отложениями
Ледниковые отложения лужской морены	Супеси и суглинки с включением гравия и гальки, с единичными валунами	gIII ^{lz} vd	Залегают под позднеледниковыми образованиями
Межледниковые образования	Гравийно-галечниковый грунт, пески различной крупности, слоистые супеси и суглинки	f,lgII-III	Залегают под лужской мореной
Ледниковые отложения московской морены	Супеси, реже суглинки с включением гравия и гальки, большого количества валунов	gIIms	Распространены локально

Для подземного пространства в Санкт-Петербурге характерны следующие особенности (начиная с поверхности земли):

- антропогенный материал различного происхождения;
- четвертичные отложения, представленные песками и илистыми песками, как правило, уплотненными (до глубины 40-50 м);
- слой крупнозернистого материала «моренного» типа метровой мощности, образовавшегося в результате Лужского оледенения (Вюрмский период);
- межморенные отложения, главным образом речного и озерно-речного происхождения, чаще всего хорошо разделенные, иногда метровой мощности;
- комплекс крупнозернистого материала «моренного» типа, образовавшегося в результате Московского оледенения (Русский ярус), мощностью в несколько метров, но при этом большей, чем для предыдущего слоя;
- переходные породы, представленные илом и глинами, со значительным уровнем включения валунов крупного размера, метровой мощности;
- слой протерозойской глины, как правило, переуплотненной, верхний слой которой залегает, как правило, на глубине от 30 до 60 м;
- коренная порода на глубине более 100 м.

Важно подчеркнуть, что, несмотря на кажущуюся однородность общих стратиграфических условий, стратиграфическая последовательность грунтов может значительно различаться.

В отношении стратиграфии, грунты в зоне строительства выбранной для рассмотрения линии Санкт-Петербургского метрополитена можно охарактеризовать с помощью следующих геологических и геотехнических профилей:

- насыпной грунт, состоящий из суглинков и материала различного происхождения, включая органические остаточные грунты и отходы строительства (кирпичи, щебень и древесина), средняя мощность слоя – 2-3 м;
- биогенные отложения, представленные торфами с прослоями супеси и песков, насыщенными водой (до глубины 3 м);
- озерно-ледниковые отложения четвертичного периода, состоящие, в основном, из суглинков различной консистенции, неяснослоистые, с прослоями и линзами песка или песчаных суглинков (на глубине свыше 10 м от поверхности);
- моренные отложения Лужского ледникового периода различного гранулометрического состава. С литологической точки зрения отложения состоят, в основном, из песчаных суглинков, с наличием в различном процентном соотношении щебня и гравия (щебень и гравий 10-20%), обломков и песчаных линз (до 30-35 м в глубину);
- переходной слой, состоящий из глин с прослоями песчаника, щебня и крупной гальки, а также из обломков прочной консистенции. Данная единица представлена, в основном, в состоянии метровой толщины (макс. 5 м) и граничит с отложениями нижнего Кембрийского периода;
- отложения Кембрийского периода, нижний Кембрий, состоящие из переуплотненных глин/аргиллитов с очень низкими показателями прочности на одноосное сжатие 0-1,5 МПа и из кварцевых песчаников со средними и очень низкими показателями прочности при одноосном сжатии (0,1-30 МПа) (от 25 м до 50 м и более);

– Котлинский горизонт, состоящий из глин/аргиллитов прочной консистенции, характеризующихся как породы с низкой прочностью на одноосное сжатие, из песчаников с низкими и средними показателями прочности на одноосное сжатие от 0,1-30 МПа (0,1-300 бар) (на глубине от 35 м и до 85 м).

Инженерно-геологические условия трассы подразделяются на три основных группы:

1. В зоне закрепленных грунтов на начальном участке трассы строительство ведется в моренных отложениях Лужского ледникового периода и его подъединицы, которые, в основном, состоят из песчаных суглинков, крупного щебня, обломков и песчаных линз с вкраплениями щебня в различном процентном соотношении. Эти отложения обладают инженерно-геологическими характеристиками низкой прочности при различной консистенции – от пластичной до твердой. На некоторых участках длиной 250 м в зоне обратного свода трасса пересекает отложения Кембрийского периода, состоящие из глин/аргиллитов и песчаников, которые классифицируются как породы с очень низкими показателями прочности на одноосное сжатие. На протяжении около 100 м этого участка, внутри, трасса пересекает край переходного слоя. Водоносный горизонт проявляется на расстоянии от 1 до 5 м от дневной поверхности.

2. Далее тоннель строится с уклоном, строительство выполняется полностью в породах Кембрийского периода, состоящих из глин/аргиллитов с крайне низкими показателями прочности на одноосное сжатие (0-0,15 МПа (0-1,5 бар) и из кварцевых песчаников с показателями прочности на одноосное сжатие от крайне низких до средних (0,1-30 МПа (1-300 бар)). На этом участке горизонт залегает на глубине 2-3 м от дневной поверхности.

3. До демонтажной камеры строительство полностью проводится в Котлинском горизонте. Пласт состоит из глин/аргиллитов твердой консистенции, характеризующихся как породы с низкими показателями прочности на одноосное сжатие, а также песчаниками с низкими и средними показателями прочности на одноосное сжатие (0,1-30 МПа). На этом участке водоносный горизонт расположен на глубине 2-3 м от дневной поверхности.

На первом участке тоннель окружен грунтами с низкими показателями прочности и деформируемости. Такие грунты требуют тщательного расчета давления на забой с целью снижения влияния строительных работ на окружающий их грунтовый массив и как следствие на объекты инфраструктуры, здания и сооружения в зоне влияния строительства. На остальных участках тоннель пересекает формации, представленные рыхлыми породами (переуплотненные глины, аргиллиты и песчаники - породы с низкими показателями прочности на одноосное сжатие).

2.1.2 Тектоника

В структурно-тектоническом отношении территория расположена на южном склоне Балтийского щита, погруженном под осадочный чехол, и имеет двухъярусное строение.

Нижний структурный этаж образован метаморфическими и интрузивными дислоцированными породами архей-раннепротерозойского возраста, верхний - практически неметаморфизованными почти горизонтально 1-3° залегающими песчано-глинистыми отложениями венда, кембрия и четвертичными отложениями.

Фундамент в целом имеет блочную структуру.

В связи с тем, что верхний структурный ярус представлен, в основном, глинистыми пластичными породами, проявлений тектоники в нем слабо наблюдается. Это подтверждается опытом строительства метрополитена, для которого данные отложения - основная среда.

2.1.3 Гидрогеологические условия

В пределах участка трассы тоннеля выделяются подземные воды, приуроченные к четвертичной толще. В четвертичных отложениях выделяются:

- подземные воды со свободной поверхностью (грунтовый водоносный горизонт);
- подземные воды ледниковых и межледниковых отложений.

Подземные (грунтовые) воды со свободной поверхностью приурочены к техногенным (tIV) насыпным и намывным грунтам; к современным биогенным образованиям (bIV) - торфам и заторфованным грунтам; к морским и озерным

отложениям (m, IV) - пескам пылеватым, слоистым супесям, а также к прослоям песков в ленточных и слоистых суглинках и супесях.

Амплитуда сезонного колебания уровня грунтовых вод 0,6-1,2 м.

Питание водоносного горизонта происходит за счет атмосферных осадков, стока с окружающей освоенной территории, потерь из канализационных систем.

В акватории Финского залива режим уровня воды отражает сложное воздействие целого ряда морских и речных факторов, проявляющихся в различных сочетаниях. Подъемы уровня возникают преимущественно под действием ветров западных румбов, а понижения – ветров восточных румбов. Большое влияние на уровень воды в настоящее время оказывает комплекс защитных сооружений (КЗС) от наводнений.

При закрытии створов КЗС расчетный уровень остаточных наводнений 1% обеспеченности в Невской губе с учетом господствующих штормовых ветров может достигать 210 см по Балтийской системе.

Химический состав вод достаточно широкий, общая минерализация изменяется в пределах 0,301-0,751 г/л, преобладают хлоридно-гидрокарбонатные (гидрокарбонатно-хлоридные) натриево-калиево-кальциевые (кальциево-магниевые) и сульфатно-гидрокарбонатные (гидрокарбонатно-сульфатные) натриево-калиево-кальциевые (магниевые-кальциевые).

Грунтовые воды слабоагрессивны, реже среднеагрессивны к бетону нормальной проницаемости (W4) по агрессивной углекислоте, реже по водородному показателю.

Воды локально слабоагрессивны к арматуре железобетонных конструкций при периодическом смачивании.

Грунтовые воды характеризуются средней коррозионной агрессивностью по отношению к свинцовой оболочке кабеля по pH и высокой - по общей жесткости и единично по содержанию органических веществ. Также обладают высокой коррозионной агрессивностью по отношению к алюминиевой оболочке кабеля по pH и содержанию хлор-иона, средней (в одной пробе высокой) - по содержанию иона железа.

Подземные воды ледниковых и межледниковых отложений имеют ограниченное распространение. Водосодержащие грунты - линзы и прослои песков пылеватых, средней крупности, крупных и гравелистых, а также гравийно-галечниковых грунтов с песчаным заполнителем в толще ледниковых отложений лужской (gIII^{lv}vd) и московской (gIIms) морен и верне-среднечетвертичных (f,lgII-III) межледниковых отложениях.

Воды напорные, пьезометрический уровень подземных вод по результатам изысканий в Санкт-Петербурге зафиксирован:

- на глубине от 3,50 до 11,30 м (абсолютные отметки уровня подземных вод изменяются от 91,60 до 99,50 м), мощность водоносных отложений составляет от 0,40 до 2,80 м, глубина залегания от 25,0 до 32,0 м, напор подземных вод от 18,8 до 23,7 м;

- на глубине от 4,50 до 10,70 м (абсолютные отметки уровня подземных вод изменяются от 89,70 до 97,00 м), мощность водоносных отложений составляет от 0,40 до 2,70 м, глубина залегания от 10,0 до 22,8 м, напор подземных вод от 1,7 до 15,2 м;

- на глубине от 0,40 до 8,70 м (абсолютные отметки уровня подземных вод изменяются от 96,40 до 104,40 м), мощность водоносных отложений составляет от 0,40 до 0,90 м, глубина залегания от 5,70 до 15,7 м, напор подземных вод от 5,3 до 7,9 м;

- на глубине от 2,60 до 16,30 м (абсолютные отметки уровня подземных вод изменяются от 94,40 до 108,40 м), мощность водоносных отложений составляет от 0,20 до 3,00 м, глубина залегания от 12,20 до 32,40 м, напор подземных вод от 1,7 до 25,5 м.

Питание водоносных прослоев происходит за счет перетекания из вышележащего водоносного горизонта.

По химическому составу воды относятся к хлоридно-гидрокарбонатным (редко к гидрокарбонатно-сульфатным) кальциево-магниевым-натриевым. Общая минерализация изменяется в пределах 0,11÷0,52 г/л.

Воды обладают слабой агрессией к бетону по содержанию сульфатов, неагрессивны к арматуре железобетонных конструкций, обладают средней агрессивностью к свинцовой и алюминиевой оболочкам кабеля.

По результатам проведенных опытно-фильтрационных работ на территории Санкт-Петербурга приняты:

1. Коэффициент фильтрации мелких и пылеватых песков грунтового водоносного горизонта (tIV+m,IV) составляет $0,5 \div 0,8$ м/сут, коэффициент фильтрации заторфованных грунтов 2,5 м/сут.

2. Коэффициент фильтрации мелких и пылеватых песков межледникового водоносного горизонта (f,lgII-III) составляет $0,3 \div 0,5$ м/сут, с включением гравия 0,5-1,0 м/сут, гравелистых песков 1,0-1,5 м/сут, гравийно-галечниковых отложений 3-4 м/сут.

2.2 Методика численного конечно-элементного моделирования строительства тоннеля с применением ТПМК с активным пригрузом забоя

На сегодняшний день существуют различные методы исследований и моделирования. Один из них – метод физического моделирования, рассмотренный многими исследователями [18, 84]. Есть также численные методы, самые распространенные из которых дискретный и конечно-элементный. Например, Wang J. и в Hu X. в своих исследованиях изучали зону предельного состояния массива, сложенного сыпучими грунтами с использованием численного дискретного моделирования [38, 42, 70]. Несмотря на это, наиболее распространенный метод моделирования – численное конечно-элементное моделирование [3, 71, 28]. Таким методом исследовано влияние глубины заложения тоннеля на форму и размер зоны предельного состояния массива [51, 62, 67].

Для численного конечно-элементного моделирования поставленной геомеханической задачи программный продукт из обширного спектра представленных решений схожего типа, характеризующийся максимальными возможностями в сфере моделирования грунтовых массивов с применением различных моделей поведения материалов [14, 35, 36].

Параметры численных конечно-элементных моделей в исследовании подразделяются на две основные категории: геологические и технологические.

Геологические критерии: физико-механические характеристики грунта и структурные особенности массива [10, 85].

Исследования часто ограничены условиями однородности среды, однако грунты могут сильно отличаться друг от друга по своим физико-механическим свойствам, структуре и гидрогеологическим свойствам [29].

Технологические критерии: Давление грунтопригруза на забое – неравномерно распределенная по высоте нагрузка равная 220 кН/м^2 с увеличением нагрузки на $14 \text{ кН/м}^2/\text{м}$ высоты столба грунтового пригруза.

Давление тампонажа - неравномерно распределенная по высоте нагрузка равная 200 кН/м^2 с увеличением нагрузки на 20 кН/м^2 с увеличением нагрузки на $14 \text{ кН/м}^2/\text{м}$ высоты столба грунтового пригруза. Давление тампонажа производится на 7 кольца крепи от забоя тоннеля.

Давление домкратов проходческого щита на торец последнего установленного кольца крепи – равномерно-распределенная нагрузка 640 кН/м^2 .

Параметры обделки тоннеля: диаметр 10,9 м, неявная постановка, толщина 0,45 м, ширина 1,5 м, материал - бетон класса В30.

Глубина залегания тоннеля от земной поверхности до свода тоннеля 13,5 м.

На основе анализа возможных диапазонов вышеприведенных параметров построен ряд конечно-элементных моделей (рисунок 2.1).

Граничные условия моделей: верхняя поверхность свободно перемещается во всех трех направлениях, боковые поверхности не перемещаются по направлениям к их нормали, нижняя плоскость не перемещается в вертикальном направлении, на контакте между слоями напряжения и деформации передаются непрерывно.

Модели построены в трехмерной постановке симметрично относительно вертикальной плоскости, проходящей через ось тоннеля. Мощность модели равна 57 м. Модель состоит из 3 основных слоев грунта: вмещающий слой мощностью

26,21 м (1), плотные и более прочные слои 5,64 м (3) и 25,24 м (4) (рисунки 2.1 и 2.2).

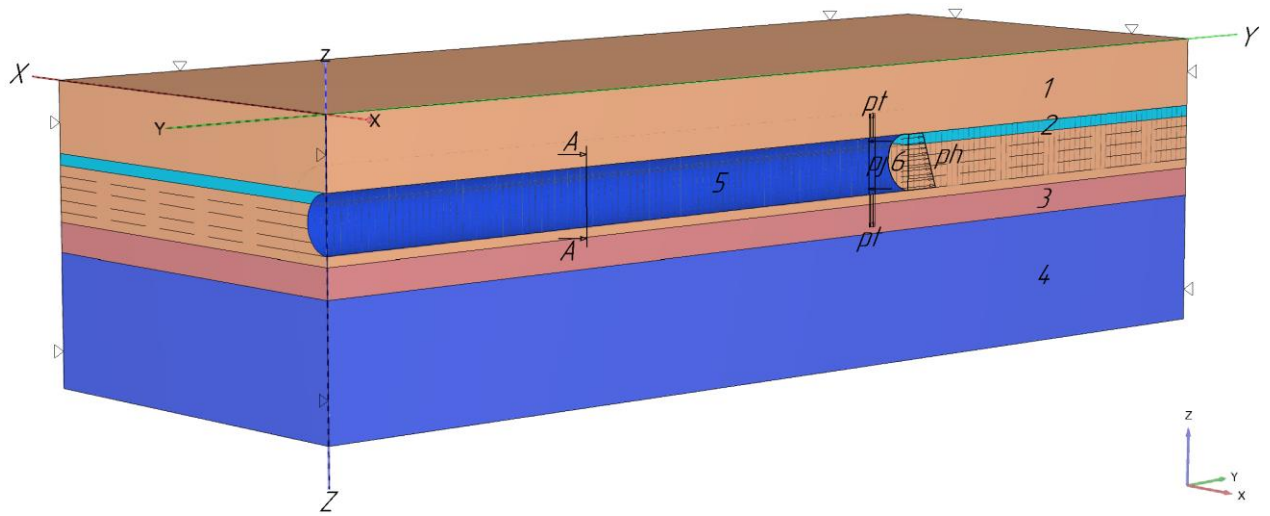


Рисунок 2.1 – Вид построенных моделей:

1 - вмещающий слой, 2 – изменяемый слой грунта, 3, 4 – прочные слои грунта, 5 – строящийся тоннель, 6 – забой тоннеля, p_h – пригрузка на забой, p_t – давление тампонажа, p_j – давление домкратов, A – участок установившихся деформаций во всех моделях, на котором производится мониторинг изменений отслеживаемых параметров (составлено автором)

Для обеспечения точности анализа влияния структуры массива в забое строящегося тоннеля на деформации грунта необходимо сформировать модель, в которой все параметры, кроме одного, остаются неизменными. Такой подход позволяет оценить изменение результатов при варьировании каждого параметра по отдельности.

В модель включены два основных слоя грунта, воспринимающих нагрузку пригрузки в забое: первый - изменяемый слой, у которого варьируются деформационные и прочностные характеристики, а также положение относительно оси забоя; второй - вмещающий слой, обладающий постоянными прочностными и деформационными свойствами [33].

При сохранении неизменной мощности изменяемого слоя и постоянных технологических условиях моделирования вертикальное смещение этого слоя приводит к изменению деформированного состояния грунтового массива под воздействием строительных работ.

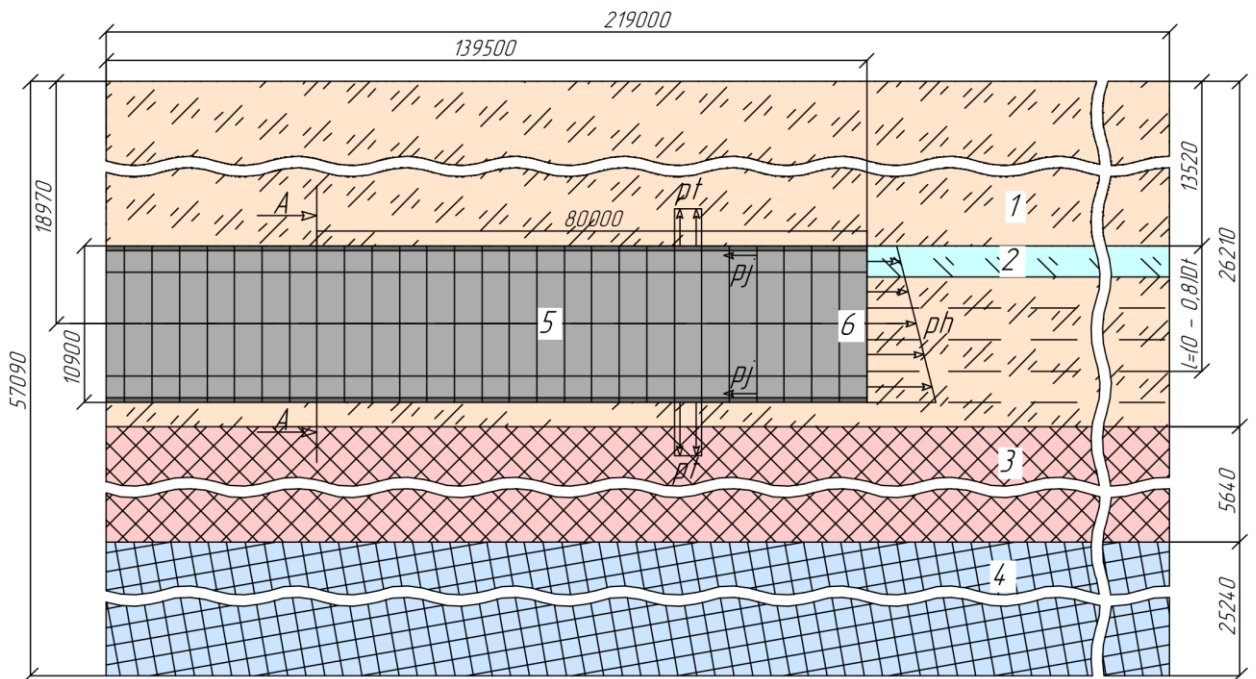


Рисунок 2.2 - Расчетная схема трехмерной конечно-элементной модели:

1 - вмещающий слой, 2 – изменяемый слой грунта, 3, 4 – прочные слои грунта, 5 – строящийся тоннель, 6 – забой тоннеля, p_h – пригрузка на забой, p_t – давление тампонажа, p_j – давление домкратов, А – участок установившихся деформаций во всех моделях, на котором производится мониторинг изменений отслеживаемых параметров (составлено автором)

Однако также важно учесть значительное влияние на деформированное состояние массива мощности изменяемого слоя в забое тоннеля.

Для качественной оценки влияния на деформированное состояние массива структуры массива в забое тоннеля мощность изменяемого слоя принята равной 2,18 м, 2,89 м, 3,6 м, что соответствует 0,2, 0,265, 0,33 диаметрам тоннеля (D_T).

Процесс моделирования ведется при 5 вариантах залегания изменяемого слоя грунта.

Для различных мощностей изменяемого слоя за варианты залегания приняты:

– при мощности изменяемого слоя $0,2D_T$ изменяемый слой залегает на глубинах (l) равных $0D_T$ (изменяемый слой в своде тоннеля), $0,2D_T$, $0,4D_T$ (изменяемый слой в центре тоннеля), $0,6D_T$, $0,8D_T$ (изменяемый слой в почве тоннеля) от свода тоннеля;

– при мощности изменяемого слоя $0,265D_T$ изменяемый слой залегает на глубинах (l) равных $0D_T$ (изменяемый слой в своде тоннеля), $0,12D_T$, $0,37D_T$ (изменяемый слой в центре тоннеля), $0,62D_T$, $0,74D_T$ (изменяемый слой в почве тоннеля) от свода тоннеля;

– при мощности изменяемого слоя $0,2D_T$ изменяемый слой залегает на глубинах (l) равных $0D_T$ (изменяемый слой в своде тоннеля), $0,08D_T$, $0,33D_T$ (изменяемый слой в центре тоннеля), $0,58D_T$, $0,67D_T$ (изменяемый слой в почве тоннеля) от свода тоннеля.

Выбрана модель нелинейной упругости грунта Hardening Soil Small-strain, в которой устанавливается дополнительная гиперболическая зависимость между напряжениями и деформациями при малых деформациях ($\gamma < 10^{-3}$).

2.3 Методика определения зависимости осадок земной поверхности и размера зоны предельного состояния от изменяющейся структуры слоистого грунтового массива в забое тоннеля при неизменных технологических параметрах ТПМК с активным пригрузом забоя

Для исключения влияния на результат моделирования множества отличающихся от вмещающего слоя физико-механических характеристик изменяемого слоя отобраны основные из них для вариации и оценки их влияния: E_{oed} – модуль деформации одометрический; E_{50} – модуль деформации при 50% прочности; E_{ur} – модуль разгрузки/повторного нагружения; φ – угол внутреннего трения грунта; C – сцепление грунта [22].

Физико-механические параметры вмещающего слоя заимствованы из международного опыта строительства тоннелей с использованием щитовых проходческих комплексов и других аналогичных технологий [85].

Ключевым является выбор оптимальных диапазонов деформационных и прочностных характеристик грунтового массива, которые могут значительно варьироваться [33, 34, 46].

Для каждой характеристики изменяемого слоя грунта установлены следующие относительные диапазоны по отношению к показателям вмещающего слоя:

- модули деформации (E_{oed} , E_{50} , E_{ur}): от 0,07 до 1,93 базового значения с шагом $0,475 \cdot (E_{oed}, E_{50}, E_{ur})$;
- угол внутреннего трения φ : от 0,65 до 1,35 значения φ с приращением $0,175 \cdot \varphi$;
- коэффициент сцепления C : от 0 до $2 \cdot C$ при шаге $0,5 \cdot C$.

Основные рассматриваемые критерии: площадь мульды сдвижения земной поверхности S_{mo} , площадь зоны предельного состояния $S_{зпс}$, ширина мульды сдвижения B_{mo} , наибольшее значение оседания земной поверхности U_{max} (рисунок 2.3).

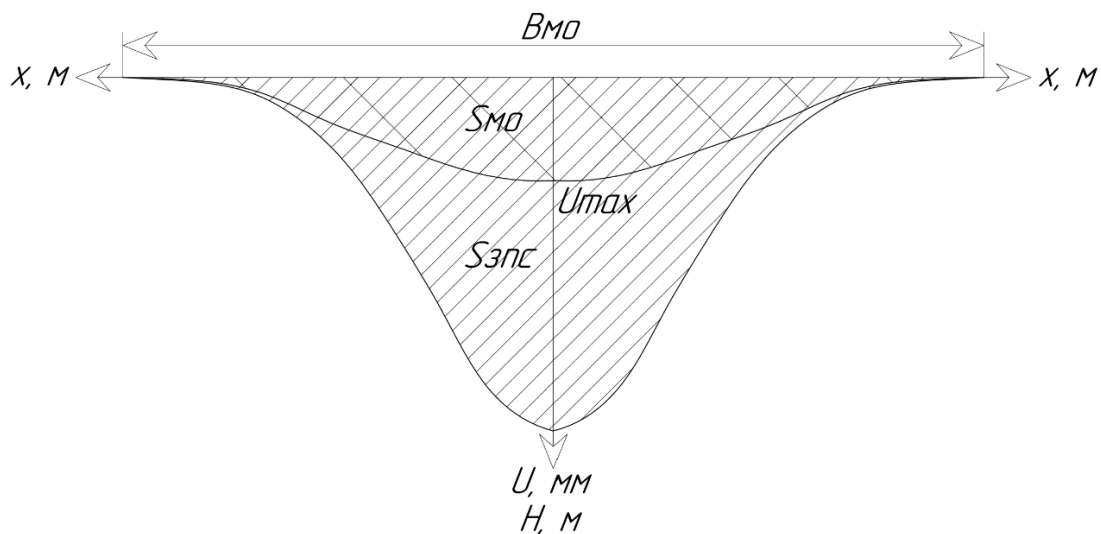


Рисунок 2.3 - Поперечный профиль мульды сдвижения и описывающие её основные критерии (составлено автором)

Для каждого набора моделей выполнено сравнительное моделирование при одинаковых физико-механических характеристиках изменяемого и вмещающего слоёв грунта. Отсутствие различий в отслеживаемых показателях между этими моделями свидетельствует о корректности методики и надёжности сравнения различных серий расчётных схем. На получаемый результат моделирования каждого ряда моделей оказывает влияние лишь один варьируемый показатель.

2.4 Выводы по главе 2

1. На основании проведенного исследования геолого-гидрологических и инженерно-геологических условий строительства перегонных тоннелей с

применением ТПМК с пригрузом забоя на основе условий строительства в г. Санкт-Петербурге можно сделать следующие выводы.

1.1. Стратиграфические особенности: территория характеризуется сложным строением осадочного чехла, включающего разновозрастные отложения, начиная с антропогенных и заканчивая кембрийскими. Разрез представлен слоями низкой прочности и высокой деформируемости, что требует тщательного учета при проектировании и строительстве тоннелей. Особое внимание следует уделить взаимодействию ТПМК с грунтовым массивом с изменяющимся строением по трассе тоннеля в его забое.

1.2. Тектонические условия: территория расположена на южном склоне Балтийского щита и имеет двухъярусное строение. Несмотря на слабую выраженность тектонических нарушений в верхнем структурном ярусе, пластичность глинистых пород обеспечивает относительную устойчивость геологической среды при строительстве. Однако блочная структура фундамента требует локального уточнения напряженно-деформированного состояния грунтов.

1.3. Гидрогеологические условия: подземные воды представлены несколькими водоносными горизонтами, приуроченными к техногенным, ледниковым и межледниковым отложениям. Значительная амплитуда сезонных колебаний уровня грунтовых вод и многокомпонентность процессов питания требует детального учета гидродинамики для минимизации риска подтоплений и просадок.

1.4. Устойчивость забоя и просадочные явления: строительство тоннелей сопровождается пересечением слабых и рыхлых пород, что требует уточненного прогноза значений давления активного пригруза ТПМК на забой тоннеля. На первом участке тоннель строится в условиях пород низкой прочности, в то время как на других участках основное влияние оказывает переменная литология пород.

1.5. Результаты проведенного анализа подтверждают важность и актуальность детального учета влияния изменяющегося строения грунтового массива в забое тоннеля на необходимые для поддержания его устойчивости технологические параметры.

1.6. Грунтовые массивы в Санкт-Петербурге обладают характерными диапазонами значений физико-механических характеристик грунтов для строительства тоннелей тоннелепроходческими механизированными комплексами с пригрузом забоя, что позволяет рассмотреть данный район строительства в качестве представительного для достижения поставленной цели исследования.

2. Для достижения цели исследования разработаны:

2.1. Методика численного конечно-элементного моделирования строительства тоннеля с применением ТПМК с активным пригрузом забоя. Определены основные геологические и технологические параметры, влияющие на результат задачи, а также параметры численных конечно-элементных моделей.

2.2. Методика определения зависимости осадок земной поверхности и размера зоны предельного состояния от изменяющейся структуры слоистого грунтового массива в забое тоннеля при неизменных технологических параметрах ТПМК с активным пригрузом забоя. Установлены критерии для описания результатов моделирования, на основе анализа которых далее в исследовании производится математическое описание влияния структуры слоистого грунтового массива в забое тоннеля на необходимое для его устойчивости давление активного пригруза.

ГЛАВА 3 МОДЕЛИРОВАНИЕ ТОННЕЛЯ МЕТРО, СТРОЯЩЕГОСЯ С ПРИМЕНЕНИЕМ ТПМК С АКТИВНЫМ ПРИГРУЗОМ ЗАБОЯ В СЛОИСТОМ ГРУНТОВОМ МАССИВЕ

3.1 Моделирование тоннеля метро, строящегося с применением тпмк с активным пригрузом забоя в слоистом грунтовом массиве

По результатам моделирования каждой модели выполнено построение вертикального сечения массива с эпюрой распределения вертикальных деформаций на участке установившихся деформаций, на расстоянии более 80 м от лба забоя тоннеля, для последующей обработки (рисунок 3.1).

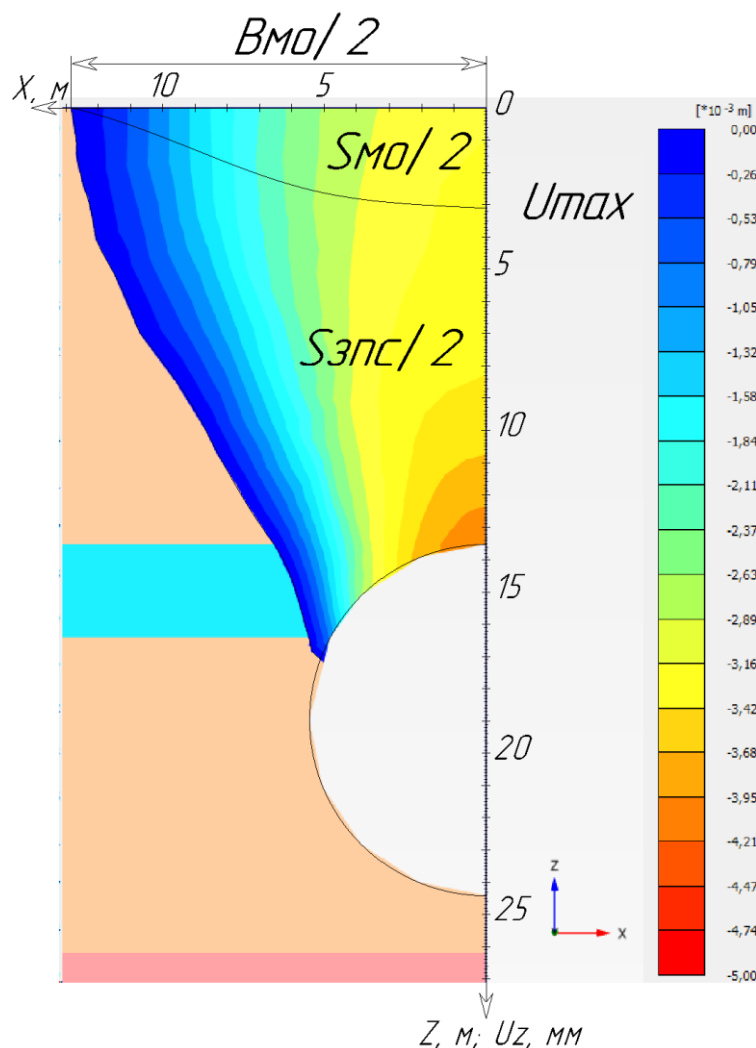


Рисунок 3.1 - Разрез вертикальных деформаций на участке установившейся деформации и отслеживаемые критерии (составлено автором)

Произведено измерение критериев, описывающих форму мульды сдвижения и зоны предельного состояния массива: S_{mo} , $S_{зпс}$, B_{mo} , U_{max} (рисунок 3.2).

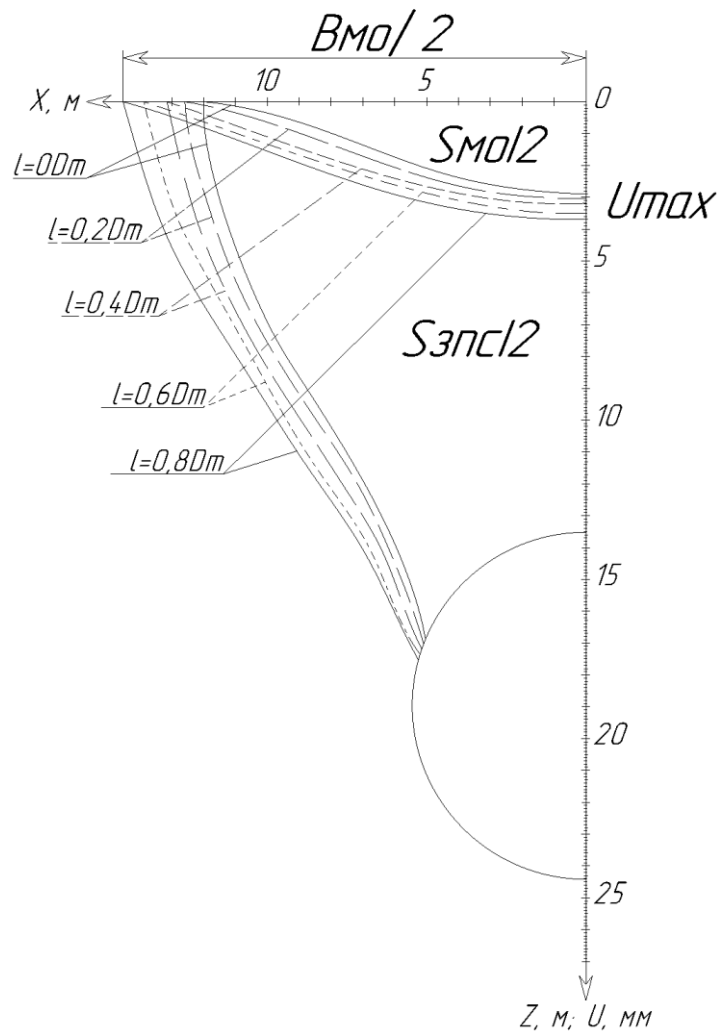


Рисунок 3.2 – Пример изменения формы и размеров мульды сдвижения и зоны предельного состояния грунтового массива при различной структуре массива в забое тоннеля (составлено автором)

Обобщение и систематизация множественных результатов выполняется при помощи построения аналитических зависимостей [43, 61, 63]. Для обработки результаты загружаются в программный комплекс для построения аналитических зависимостей (рисунки 3.3-3.38). Далее строится график поверхности значений выбранного критерия и выполняется поиск аналитической зависимости с построением её графика (выделено голубым цветом на рисунках 3.3-3.38), достаточно точно описывающий форму графика поверхности. Аналитическая зависимость принимается к описанию графика в случае точности его описания не ниже 98%.

Далее в аналитических зависимостях будут упомянуты следующие условные обозначения:

- z – определяемое значение необходимого критерия $S_{\text{мо}}, S_{\text{зпс}}, B_{\text{мо}}, U_{\text{max}}$;
- x – расстояние от свода тоннеля до свода изменяемого слоя l ;
- y – отношение варьируемого физико-механического параметра изменяемого слоя $E_{\text{изм}}/E_{\text{вмещ}}, \varphi_{\text{изм}}/\varphi_{\text{вмещ}}, C_{\text{изм}}/C_{\text{вмещ}}$ в зависимости от ряда моделей.

Остальные параметры определяются программным комплексом эмпирически.

3.2 Результаты моделирования численных конечно-элементных моделей строящегося тоннеля при изменяющейся структуре грунтового массива в забое тоннеля при неизменных технологических параметрах ТПМК

На рисунках 3.3-3.38 и в таблицах 3.1-3.24 представлены результаты построения зависимостей исследуемых критериев $S_{\text{мо}}, S_{\text{зпс}}, B_{\text{мо}}, U_{\text{max}}$ от структуры грунтового массива в забое тоннеля при варьируемых значениях механических свойств грунта и мощности изменяемого слоя.

Таблица 3.1 – Результаты обработки конечно-элементных моделей по критерию площади мульд сдвижения $S_{\text{мо}}$ при изменении структуры грунтового массива в забое тоннеля и значений модуля жесткости E слоев массива (по данным автора)

Мощность изменяемого слоя m	Расстояние от свода тоннеля до свода изменяемого слоя l	Отношение $E_{\text{изм}}/E_{\text{вмещ}}$				
		0,07	0,54	1	1,46	1,93
0,2D (рисунок 3.3)	0	0,215	0,036	0,030	0,025	0,024
	0,2	0,259	0,035	0,030	0,023	0,023
	0,4	0,329	0,037	0,030	0,026	0,025
	0,6	0,349	0,038	0,030	0,025	0,023
	0,8	0,211	0,034	0,030	0,025	0,026
0,265D (рисунок 3.4)	0	0,291	0,048	0,030	0,023	0,022
	0,2	0,351	0,048	0,030	0,022	0,021
	0,4	0,438	0,050	0,030	0,024	0,023
	0,6	0,464	0,050	0,030	0,023	0,021
	0,8	0,304	0,048	0,030	0,023	0,023
0,33D (рисунок 3.5)	0	0,356	0,059	0,030	0,022	0,021
	0,2	0,428	0,059	0,030	0,021	0,020
	0,4	0,600	0,068	0,030	0,024	0,022
	0,6	0,635	0,069	0,030	0,022	0,020
	0,8	0,370	0,059	0,030	0,022	0,022

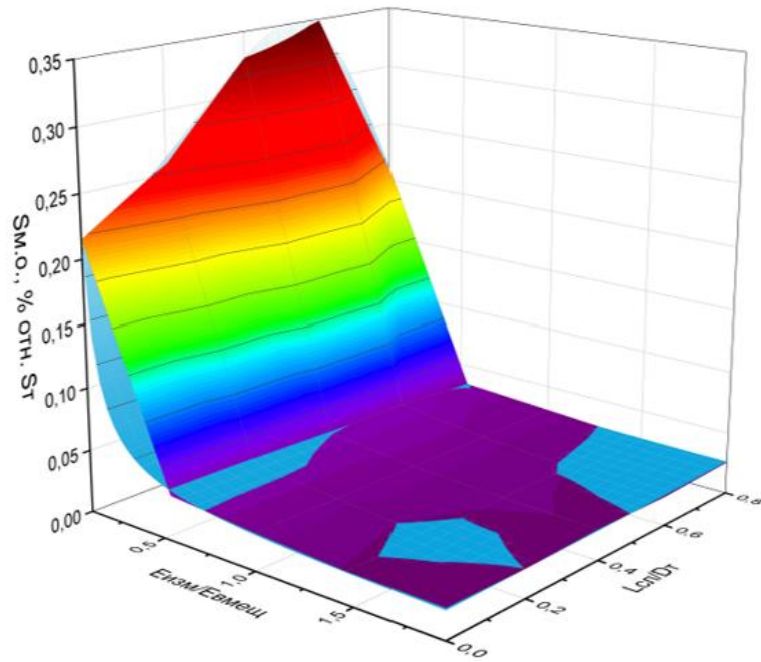


Рисунок 3.3 – Графики зависимости площади муьды сдвижения S_{mo} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений модуля жесткости E слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,2D$
(составлено автором)

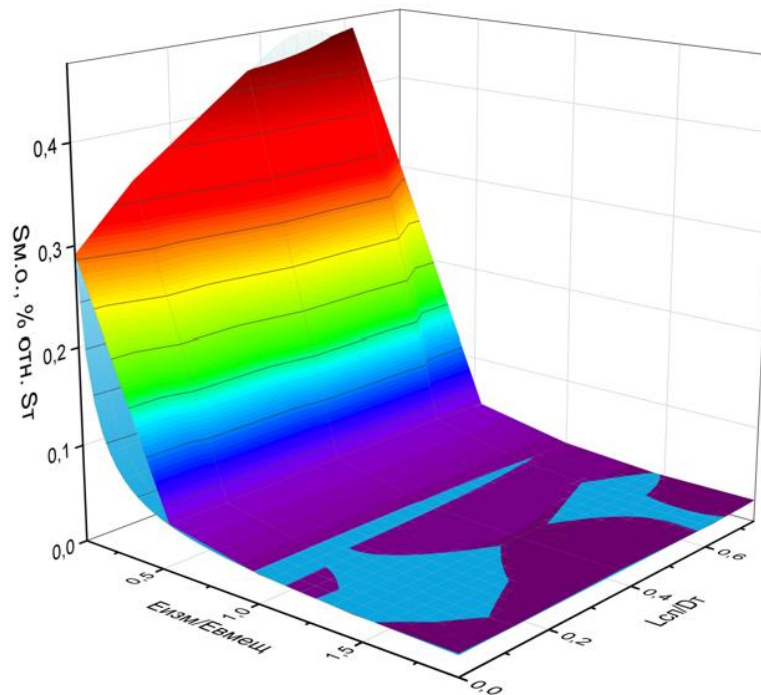


Рисунок 3.4 – Графики зависимости площади муьды сдвижения S_{mo} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений модуля жесткости E слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,265D$
(составлено автором)

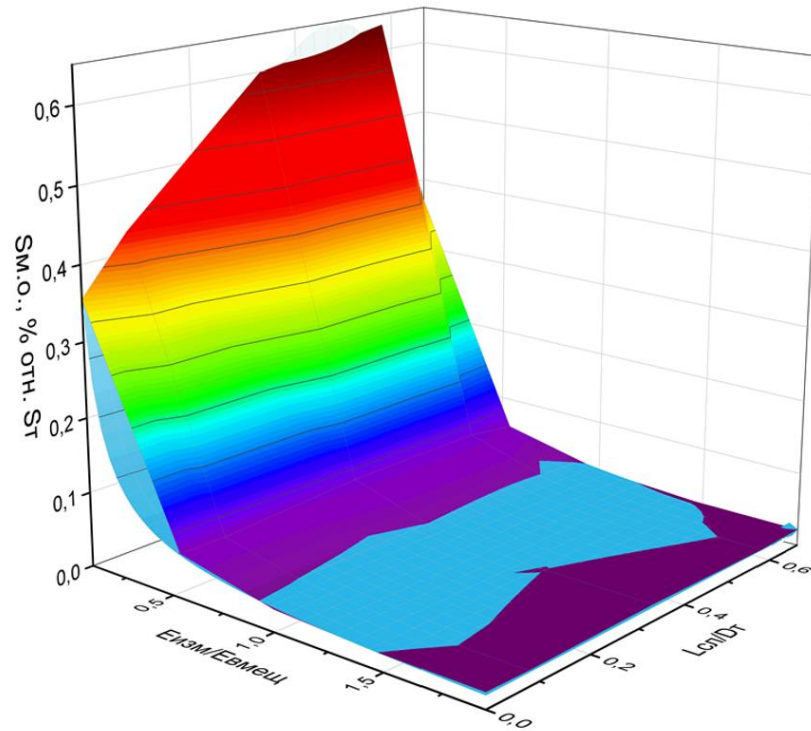


Рисунок 3.5 – Графики зависимости площади мульды сдвижения S_{mo} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений модуля жесткости E слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,33D$ (составлено автором)

Таблица 3.2 – Аналитическая зависимость площади мульды сдвижения S_{mo} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений модуля жесткости E слоев массива при варьируемых мощностях изменяемого слоя и значения её параметров (по данным автора)

№ графика	Рисунок 3.3	Рисунок 3.4	Рисунок 3.5
Model	RationalTaylor		
Equation	$z = (z_0 + A_{01} \cdot x + B_{01} \cdot y + B_{02} \cdot y^2 + C_{02} \cdot x \cdot y) / (1 + A_1 \cdot x + B_1 \cdot y + A_2 \cdot x^2 + B_2 \cdot y^2 + C_2 \cdot x \cdot y)$		
z_0	1282,571	4,222	1,609
A_{01}	1270,953	1,327	-0,099
B_{01}	-1505,979	-4,771	-1,787
B_{02}	367,502	0,624	-0,244
C_{02}	-368,085	-2,199	-0,097
A_1	94176,345	199,832	51,508
A_2	-3649,544	-16,082	-4,992
B_1	-10722,597	-17,860	-7,166
B_2	10637,221	23,289	8,839
C_2	-53722,000	-214,565	-63,169
Reduced Chi-Sqr	4,05233E-6	1,03222E-6	1,20433E-5
R-Square (COD)	1	1	0,99999
Adj. R-Square	0,99999	1	0,99998

Таблица 3.3 – Результаты обработки конечно-элементных моделей по критерию площади мульды сдвижения $S_{\text{мо}}$ при изменении структуры грунтового массива в забое тоннеля и значений угла внутреннего трения φ слоев массива (по данным автора)

Мощность изменяемого слоя m	Расстояние от свода тоннеля до свода изменяемого слоя l	Отношение $\varphi_{\text{изм}}/\varphi_{\text{вмещ}}$				
		0,07	0,54	1	1,46	1,93
0,2D (рисунок 3.6)	0	0,036	0,031	0,030	0,026	0,027
	0,2	0,033	0,029	0,030	0,028	0,029
	0,4	0,029	0,028	0,030	0,031	0,033
	0,6	0,031	0,028	0,030	0,030	0,032
	0,8	0,035	0,030	0,030	0,027	0,027
0,265D (рисунок 3.7)	0	0,040	0,035	0,030	0,025	0,026
	0,2	0,037	0,033	0,030	0,027	0,028
	0,4	0,029	0,028	0,030	0,031	0,034
	0,6	0,032	0,029	0,030	0,030	0,032
	0,8	0,041	0,035	0,030	0,028	0,029
0,33D (рисунок 3.8)	0	0,043	0,037	0,030	0,026	0,027
	0,2	0,039	0,035	0,030	0,028	0,029
	0,4	0,031	0,030	0,030	0,032	0,034
	0,6	0,034	0,031	0,030	0,030	0,032
	0,8	0,042	0,036	0,030	0,029	0,029

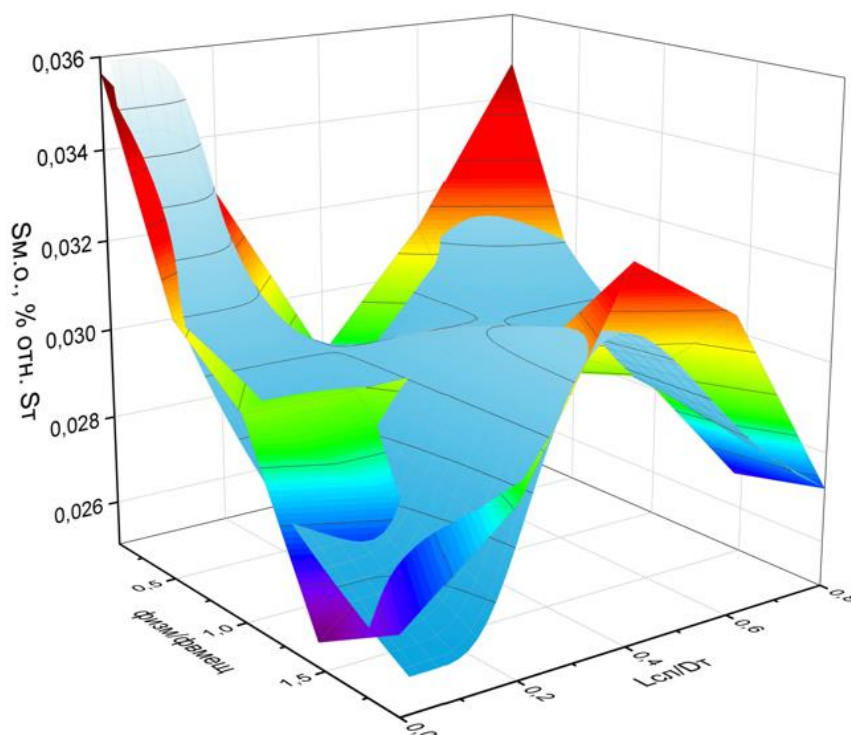


Рисунок 3.6 – Графики зависимости площади мульды сдвижения $S_{\text{мо}}$ от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений угла внутреннего трения φ слоев массива при мощности изменяемого слоя равной 0,2D (составлено автором)

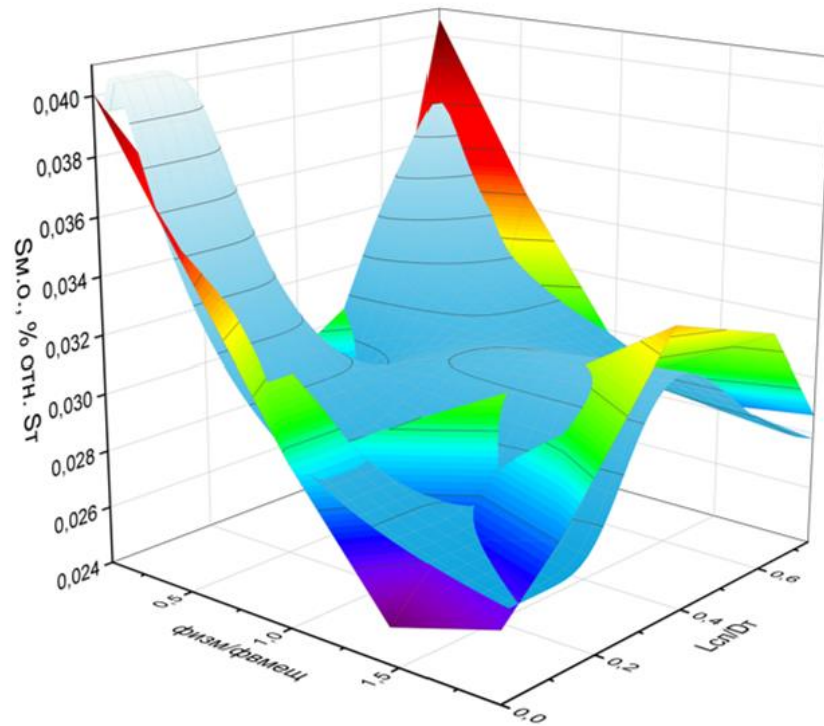


Рисунок 3.7 – Графики зависимости площади мульды сдвижения S_{m0} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений угла внутреннего трения ϕ слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,265D$ (составлено автором)

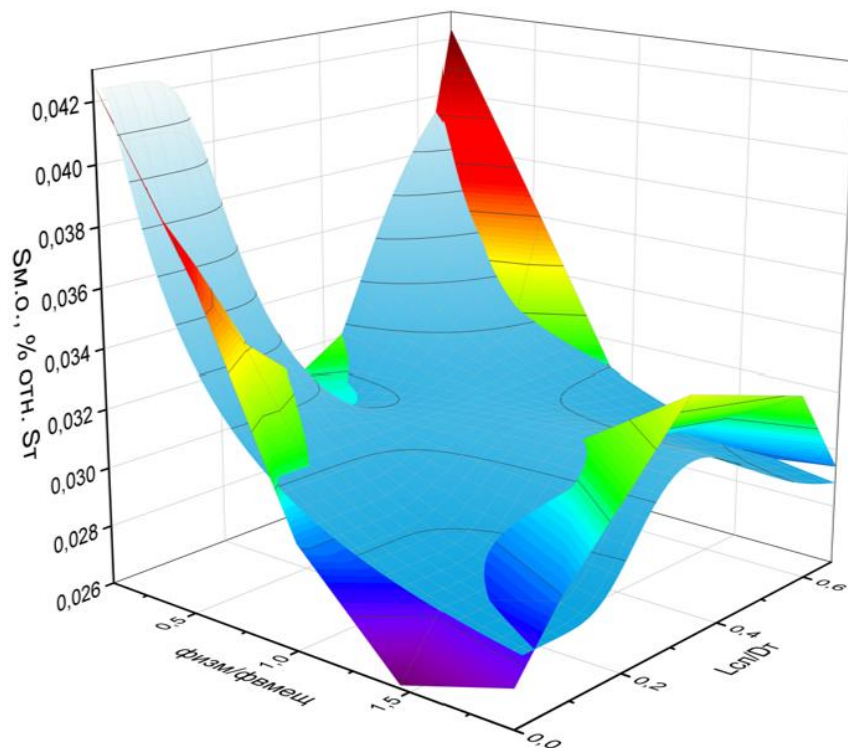


Рисунок 3.8 – Графики зависимости площади мульды сдвижения S_{m0} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений угла внутреннего трения ϕ слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,33D$ (составлено автором)

Таблица 3.4 – Аналитическая зависимость площади мульды сдвижения S_{mo} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений угла внутреннего трения ϕ слоев массива при варьируемых мощностях изменяемого слоя и значения её параметров (по данным автора)

№ графика	Рисунок 3.6	Рисунок 3.7	Рисунок 3.8
Model	LogNormal2D		
Equation	$z = z_0 + B \cdot \exp(-0.5 \cdot \log(x/C)/D)^2 + E \cdot \exp(-0.5 \cdot \log(y/F)/G)^2 + H \cdot \exp(-0.5 \cdot (\log(x/C)/D)^2 + (\log(y/F)/G)^2)$		
z_0	-0,079	0,025	0,026
B	0,117	0,015	0,016
C	0,010	0,119	0,07
D	11,338	1,327	1,634
E	0,157	0,007	0,006
F	0,377	0,386	0,341
G	0,451	0,346	0,364
H	-0,168	-0,021	-0,018
Reduced Chi-Sqr	1,53273E-6	2,61996E-6	3,22168E-6
R-Square (COD)	1	1	0,99999

Таблица 3.5 – Результаты обработки конечно-элементных моделей по критерию площади мульды сдвижения S_{mo} при изменении структуры грунтового массива в забое тоннеля и значений сцепления C слоев массива (по данным автора)

Мощность изменяемого слоя m	Расстояние от свода тоннеля до свода изменяемого слоя l	Отношение $C_{изм}/C_{вмещ}$				
		0,07	0,54	1	1,46	1,93
0,2D (рисунок 3.9)	0	0,031	0,030	0,030	0,027	0,027
	0,2	0,028	0,028	0,030	0,028	0,027
	0,4	0,030	0,030	0,030	0,029	0,030
	0,6	0,029	0,029	0,030	0,028	0,028
	0,8	0,028	0,028	0,030	0,027	0,027
0,265D (рисунок 3.10)	0	0,031	0,030	0,030	0,027	0,027
	0,2	0,029	0,029	0,030	0,028	0,027
	0,4	0,028	0,028	0,030	0,028	0,028
	0,6	0,027	0,027	0,030	0,027	0,027
	0,8	0,031	0,031	0,030	0,028	0,028
0,33D (рисунок 3.11)	0	0,032	0,031	0,030	0,028	0,027
	0,2	0,029	0,029	0,030	0,028	0,027
	0,4	0,028	0,028	0,030	0,028	0,028
	0,6	0,027	0,027	0,030	0,026	0,027
	0,8	0,031	0,031	0,030	0,028	0,028

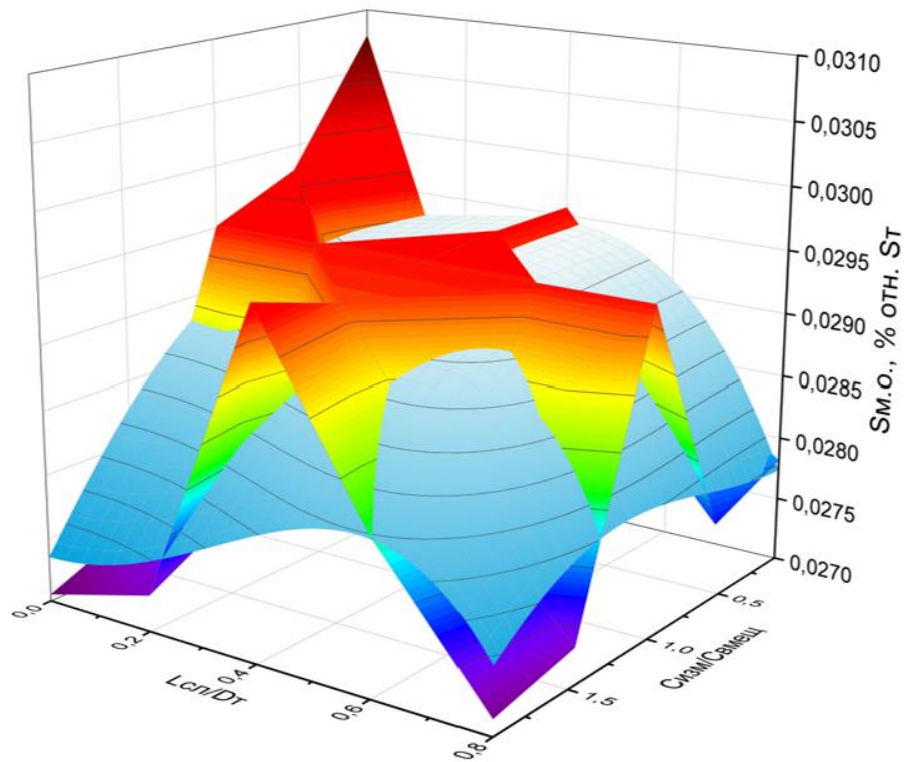


Рисунок 3.9 – Графики зависимости площади мулды сдвижения S_{mo} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений сцепления C слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,2D$ (составлено автором)

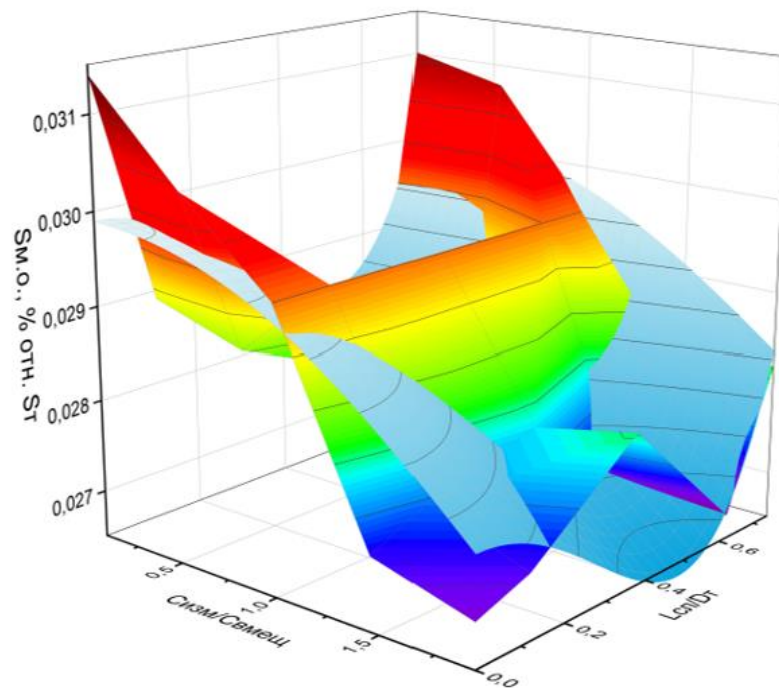


Рисунок 3.10 – Графики зависимости площади мулды сдвижения S_{mo} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений сцепления C слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,265D$ (составлено автором)

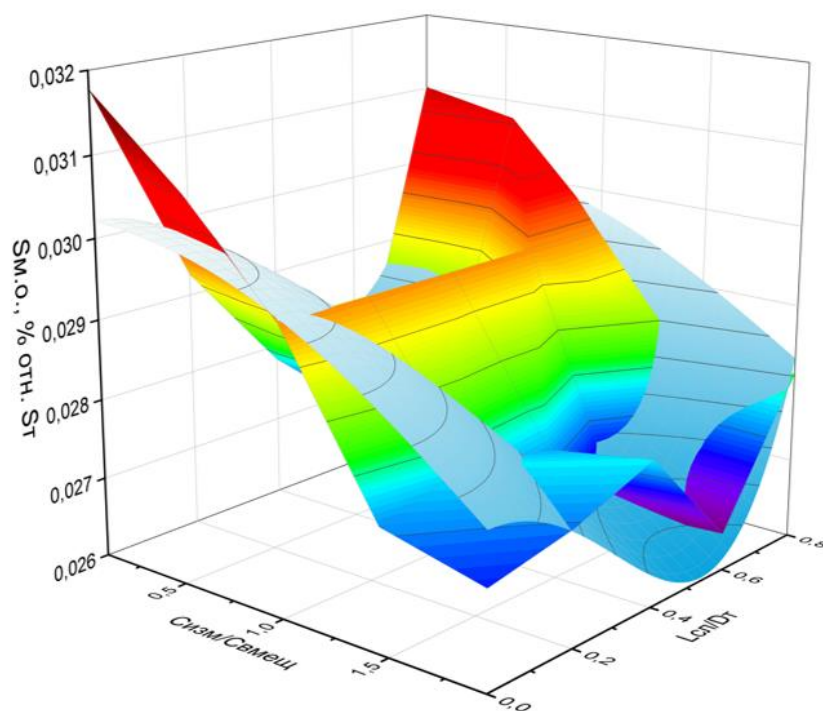


Рисунок 3.11 – Графики зависимости площади мульды сдвижения S_{mo} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений сцепления C слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,33D$ (составлено автором)

Таблица 3.6 – Аналитическая зависимость площади мульды сдвижения S_{mo} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений сцепления C слоев массива при варьируемых мощностях изменяемого слоя и значения её параметров (по данным автора)

№ графика	Рисунок 3.9	Рисунок 3.10	Рисунок 3.11
Model	Cosine		
Equation	$z = z_0 + A1 \cdot \cos(x) + B1 \cdot \cos(y) + A2 \cdot \cos(2 \cdot x) + C1 \cdot \cos(x) \cdot \cos(y) + B2 \cdot \cos(2 \cdot y)$		
z_0	-0,011	0,148	0,136
$A1$	-0,002	7,506E-4	8,625E-4
$A2$	-4,19E-4	-2,150E-4	-1,992E-4
$B1$	0,055	-0,168	-0,152
$B2$	-0,016	0,047	0,044
$C1$	0,004	0,001	0,001
Reduced Chi-Sqr	7,90399E-7	1,0261E-6	1,08889E-6
R-Square (COD)	1	1	1
Adj. R-Square	1	1	1

Таблица 3.7 – Результаты обработки конечно-элементных моделей по критерию зоны предельного состояния $S_{зпс}$ при изменении структуры грунтового массива в забое тоннеля и значений модуля жесткости E слоев массива (по данным автора)

Мощность изменяемого слоя m	Расстояние от свода тоннеля до свода изменяемого слоя l	Отношение $E_{изм}/E_{вмещ}$				
		0,07	0,54	1	1,46	1,93
0,2D (рисунок 3.12)	0	431,255	158,663	155,362	169,865	149,289
	0,2	657,514	163,845	155,362	150,966	148,223
	0,4	2023,218	177,562	155,362	152,185	166,665
	0,6	2523,136	190,822	155,362	150,433	144,107
	0,8	1659,711	181,373	155,362	149,594	147,918
0,265D (рисунок 3.13)	0	476,293	175,237	155,362	173,901	152,947
	0,2	726,348	180,999	155,362	154,770	151,884
	0,4	2608,259	228,915	155,362	131,779	144,336
	0,6	3252,499	245,992	155,362	130,344	124,851
	0,8	2250,849	245,968	155,362	143,073	141,516
0,33D (рисунок 3.14)	0	596,476	219,454	155,362	169,116	148,738
	0,2	909,627	226,670	155,362	150,511	147,705
	0,4	2970,090	260,671	155,362	127,117	139,230
	0,6	3703,702	280,117	155,362	125,733	120,434
	0,8	2906,991	317,669	155,362	140,145	138,620

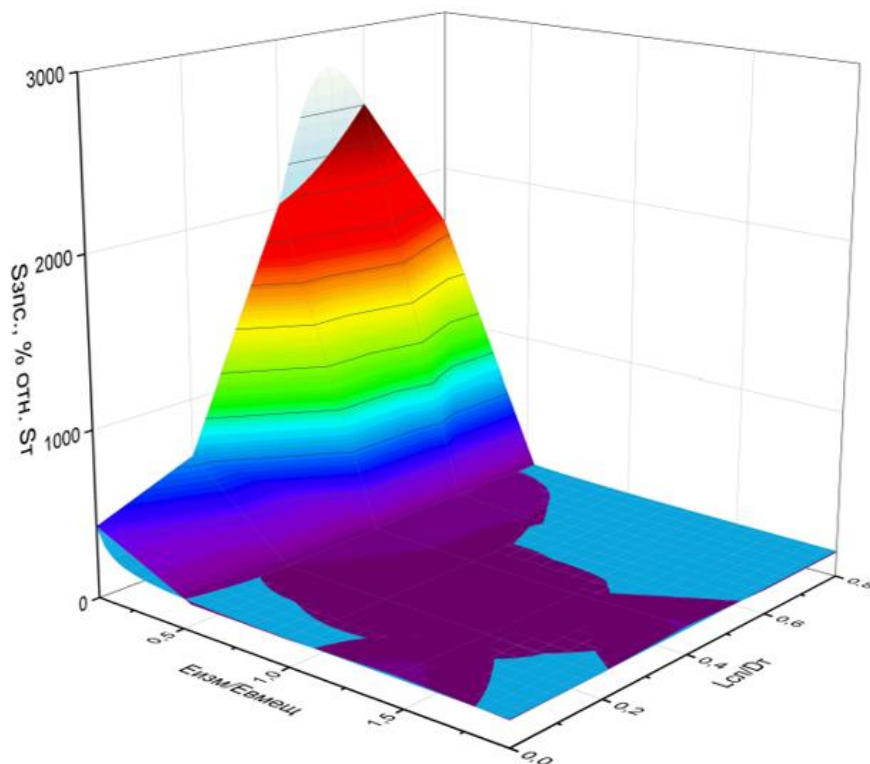


Рисунок 3.12 – Графики зависимости зоны предельного состояния $S_{зпс}$ от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений модуля жесткости E слоев массива при мощности изменяемого слоя равной 0,2D (составлено автором)

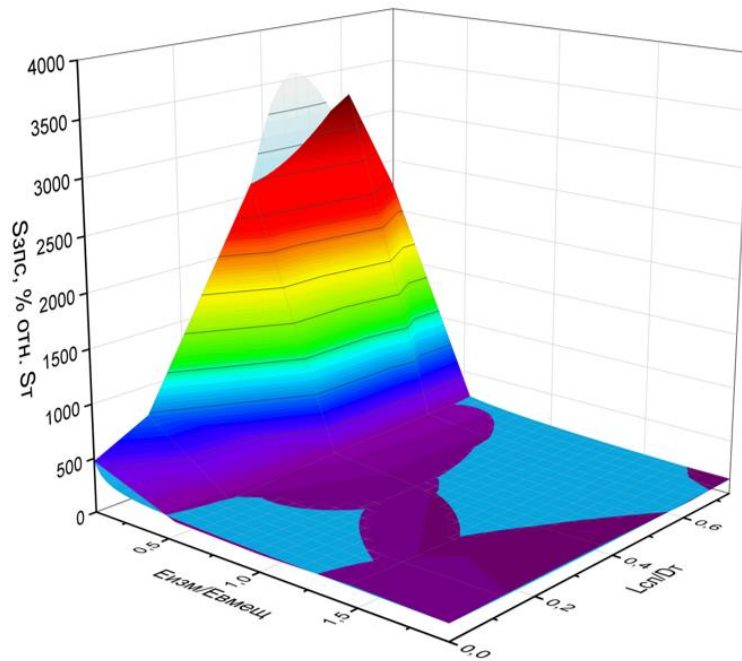


Рисунок 3.13 – Графики зависимости зоны предельного состояния $S_{зпс}$ от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений модуля жесткости E слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,265D$ (составлено автором)

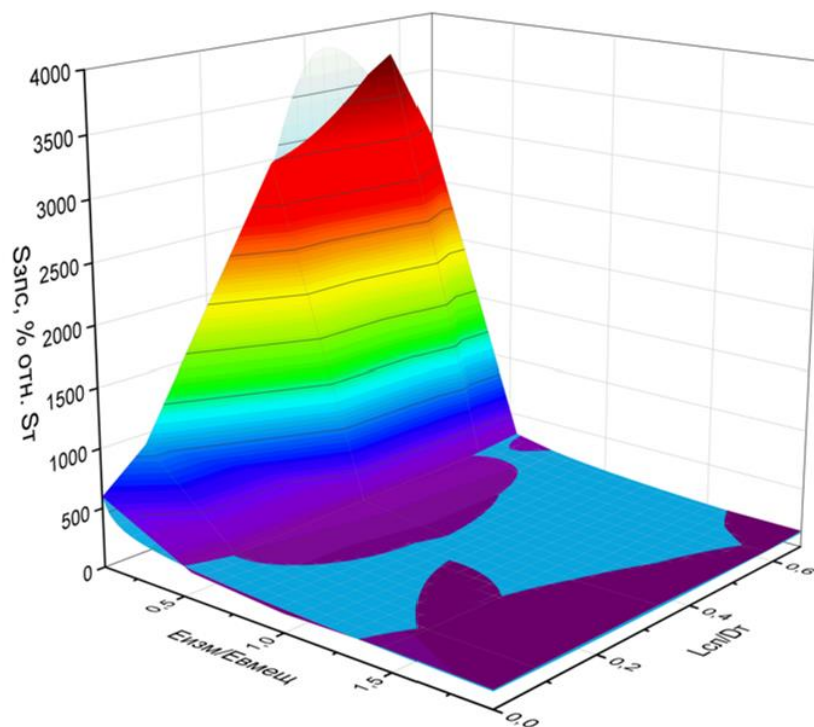


Рисунок 3.14 – Графики зависимости зоны предельного состояния $S_{зпс}$ от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений модуля жесткости E слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,33D$ (составлено автором)

Таблица 3.8 – Аналитическая зависимость зоны предельного состояния $S_{зпс}$ от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений модуля жесткости E слоев массива (по данным автора)

№ графика	Рисунок 3.12	Рисунок 3.13	Рисунок 3.14
Model	RationalTaylor		
Equation	$z = (z_0 + A_{01} \cdot x + B_{01} \cdot y + B_{02} \cdot y^2 + C_{02} \cdot x \cdot y) / (1 + A_1 \cdot x + B_1 \cdot y + A_2 \cdot x^2 + B_2 \cdot y^2 + C_2 \cdot x \cdot y)$		
z_0	-28517,739	-73333,661	9,36011E8
A_{01}	-191335,668	-671946,196	1,1409E10
B_{01}	159847,143	435974,952	-7,23263E9
B_{02}	-247594,688	-1128052,913	2,42153E10
C_{02}	-513027,366	58213,413	-3,50502E9
A_1	-1418,022	-3659,753	4,03679E7
A_2	46,317	-533,542	2,42705E7
B_1	615,052	1198,467	-1,50632E7
B_2	-398,246	-1297,387	1,89208E7
C_2	-3573,645	-1968,018	2,70448E7
Reduced Chi-Sqr	117,2756	425,79248	588,50878
R-Square (COD)	0,99982	0,99963	0,99964
Adj. R-Square	0,99972	0,99941	0,99942

Таблица 3.9 – Результаты обработки конечно-элементных моделей по критерию зоны предельного состояния $S_{зпс}$ при изменении структуры грунтового массива в забое тоннеля и значений угла внутреннего трения ϕ слоев массива (по данным автора)

Мощность изменяемого слоя m	Расстояние от свода тоннеля до свода изменяемого слоя l	Отношение $\phi_{изм} / \phi_{вмещ}$				
		0,07	0,54	1	1,46	1,93
0,2D (рисунок 3.15)	0	153,176	152,109	155,362	151,804	152,033
	0,2	162,168	157,901	155,362	154,167	154,167
	0,4	168,417	161,254	155,362	159,577	161,711
	0,6	185,031	164,912	155,362	158,206	160,111
	0,8	198,443	169,103	155,362	153,024	151,652
0,265D (рисунок 3.16)	0	159,273	158,165	155,362	153,402	153,709
	0,2	168,670	164,235	155,362	155,706	155,861
	0,4	169,713	162,560	155,362	158,105	160,187
	0,6	186,447	166,173	155,362	156,682	158,585
	0,8	253,312	215,768	155,362	153,171	151,804
0,33D (рисунок 3.17)	0	160,644	159,528	155,362	154,163	154,472
	0,2	170,122	165,650	155,362	156,478	156,634
	0,4	177,4098	169,933	155,362	158,556	160,644
	0,6	194,902	173,710	155,362	157,129	159,038
	0,8	315,725	268,931	155,362	149,864	148,527

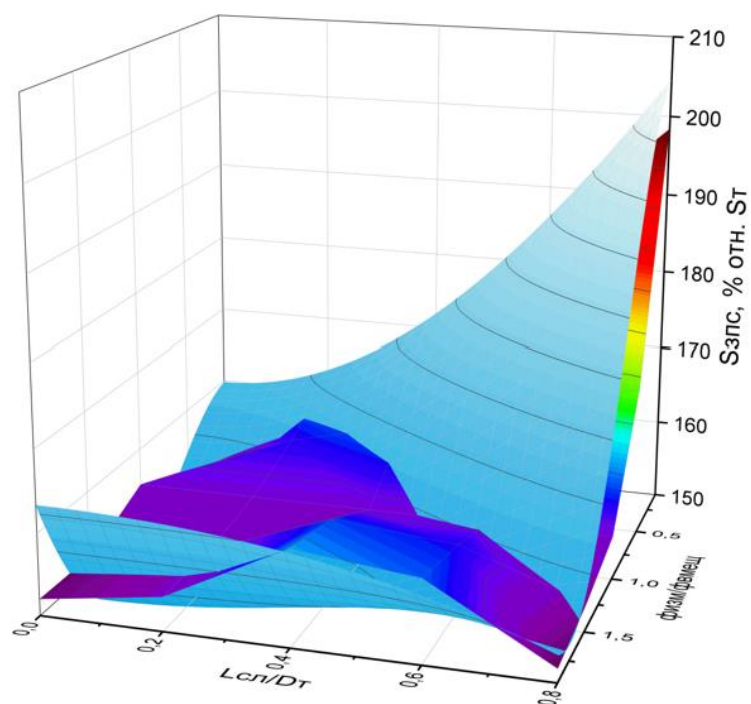


Рисунок 3.15 – Графики зависимости зоны предельного состояния $S_{зпс}$ от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений угла внутреннего трения φ слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,22D$ (составлено автором)

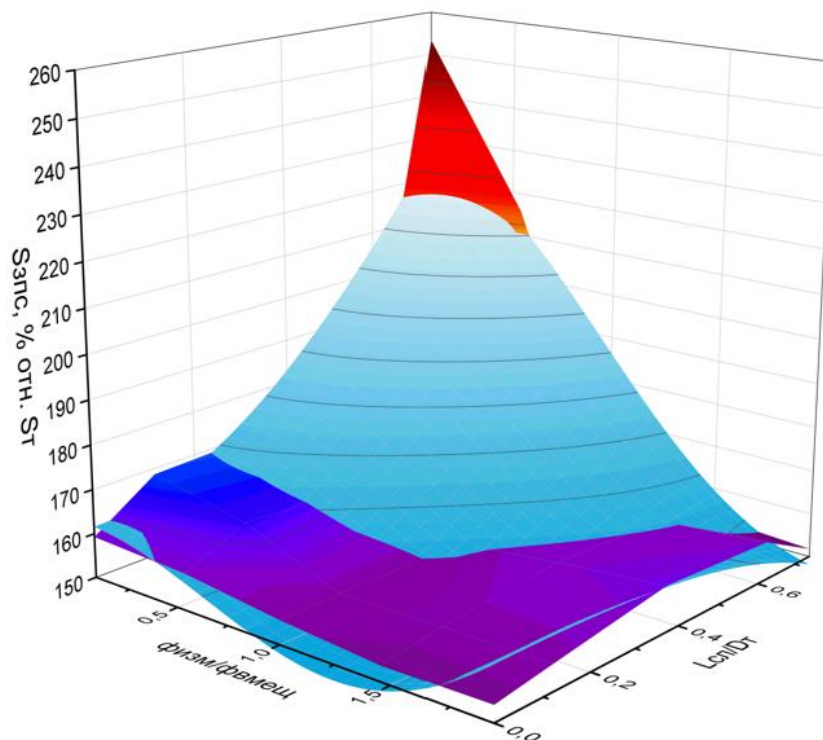


Рисунок 3.16 – Графики зависимости зоны предельного состояния $S_{зпс}$ от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений угла внутреннего трения φ слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,265D$ (составлено автором)

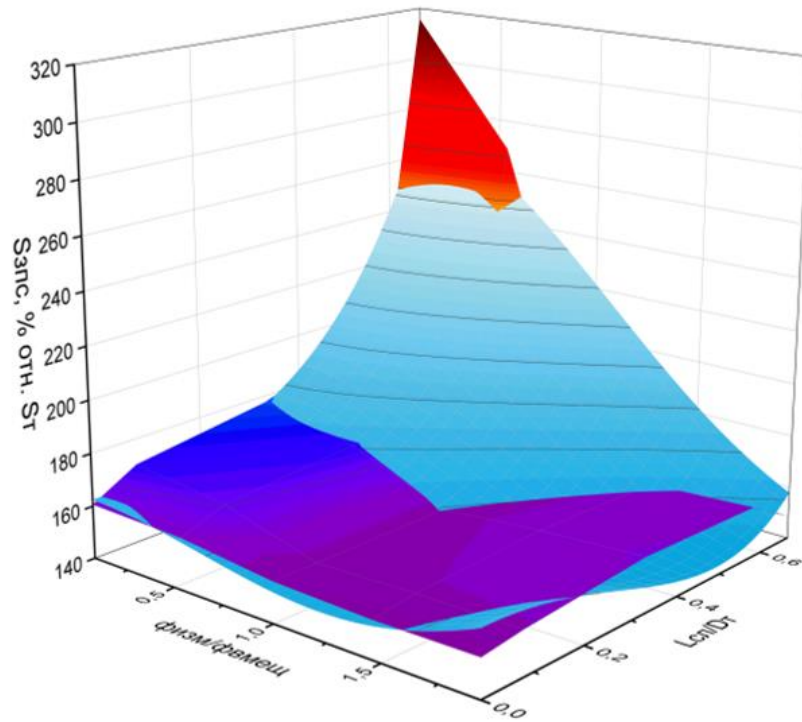


Рисунок 3.17 – Графики зависимости зоны предельного состояния $S_{зпс}$ от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений угла внутреннего трения ϕ слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,33D$ (составлено автором)

Таблица 3.10 – Аналитическая зависимость зоны предельного состояния $S_{зпс}$ от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений угла внутреннего трения ϕ слоев массива (по данным автора)

№ графика	Рисунок 3.15	Рисунок 3.16	Рисунок 3.17
Model	Cosine		
Equation	$z = z_0 + A_1 \cdot \cos(x) + B_1 \cdot \cos(y) + A_2 \cdot \cos(2 \cdot x) + C_1 \cdot \cos(x) \cdot \cos(y) + B_2 \cdot \cos(2 \cdot y)$		
z_0	151,651	48,132	2228,101
A_1	106,470	200,152	377,933
A_2	19,629	16,695	14,346
B_1	29,358	176,858	-2819,515
B_2	-12,703	-58,178	759,583
C_1	-134,484	-221,955	-397,848
Reduced Chi-Sqr	0,06374	0,04982	0,04171
R-Square (COD)	0,99955	0,99992	0,99998
Adj. R-Square	0,99946	0,9999	0,99997

Таблица 3.11 – Результаты обработки конечно-элементных моделей по критерию зоны предельного состояния $S_{зпс}$ при изменении структуры грунтового массива в забое тоннеля и значений сцепления C слоев массива (по данным автора)

Мощность изменяемого слоя m	Расстояние от свода тоннеля до свода изменяемого слоя l	Отношение $C_{изм}/C_{вмещ}$				
		0,07	0,54	1	1,46	1,93
0,2D (рисунок 3.18)	0	152,109	151,881	155,362	150,661	151,957
	0,2	155,005	155,234	155,362	154,091	154,243
	0,4	158,663	158,206	155,362	159,806	159,196
	0,6	159,501	159,273	155,362	159,273	158,892
	0,8	157,291	156,986	155,362	155,996	155,691
0,265D (рисунок 3.19)	0	155,767	155,456	155,362	153,610	155,005
	0,2	158,727	158,885	155,362	157,173	157,330
	0,4	156,148	155,680	155,362	157,659	157,063
	0,6	156,929	156,772	155,362	157,062	156,748
	0,8	162,549	162,224	155,362	159,133	158,815
0,33D (рисунок 3.20)	0	154,243	153,934	155,362	152,930	154,319
	0,2	157,174	157,331	155,362	156,477	156,634
	0,4	155,386	154,920	155,362	155,518	154,929
	0,6	156,163	156,007	155,362	154,928	154,619
	0,8	162,702	162,376	155,362	159,133	158,815

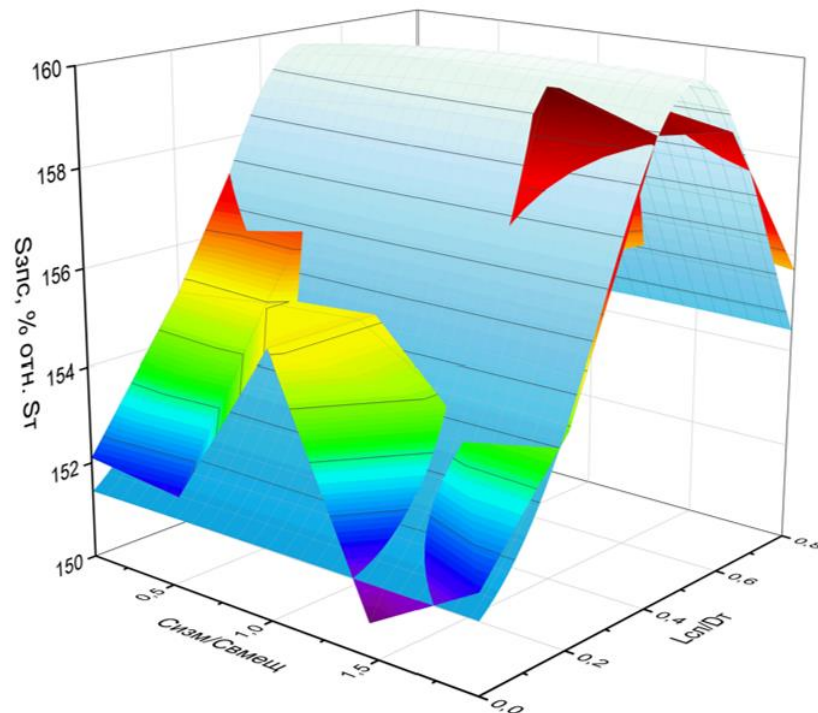


Рисунок 3.18 – Графики зависимости зоны предельного состояния $S_{зпс}$ от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений сцепления C слоев массива при мощности изменяемого слоя равной 0,2D (составлено автором)

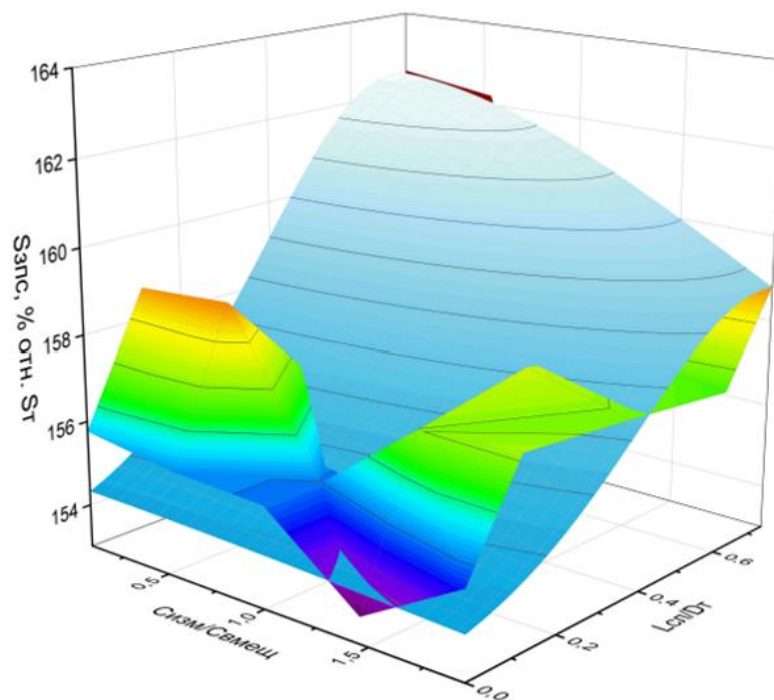


Рисунок 3.19 – Графики зависимости зоны предельного состояния $S_{зпс}$ от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений сцепления C слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,265D$ (составлено автором)

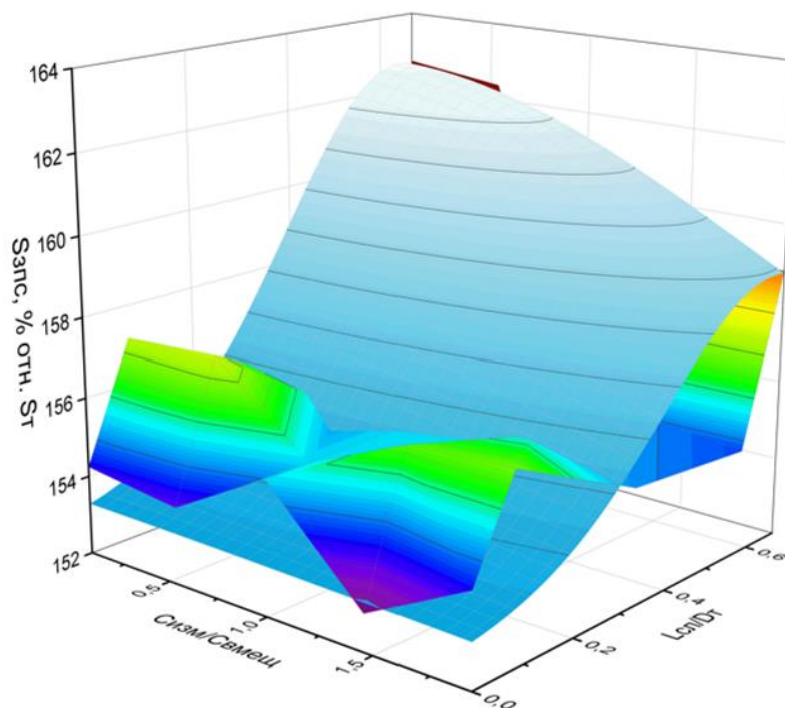


Рисунок 3.20 – Графики зависимости зоны предельного состояния $S_{зпс}$ от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений сцепления C слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,33D$ (составлено автором)

Таблица 3.12 – Аналитическая зависимость зоны предельного состояния $S_{\text{зпс}}$ от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений сцепления C слоев массива (по данным автора)

№ графика	Рисунок 3.18	Рисунок 3.19	Рисунок 3.20
Model	Voigt2D		
Equation	$z = z_0 + A \cdot (\mu / ((1 + ((x - x_c) / w_1)^2) \cdot (1 + ((y - y_c) / w_2)^2)) + (1 - \mu) \cdot \exp(-0.5 \cdot ((x - x_c) / w_1)^2 - 0.5 \cdot ((y - y_c) / w_2)^2))$		
z_0	150,661	153,609	152,930
A	9,445	8,939	9,771
x_c	1,383	-0,061	-0,041
w_1	4,305	1,915	1,950
y_c	0,499	0,710	0,642
w_2	0,222	0,316	0,249
μ	0	0	0
Reduced Chi-Sqr	0,01559	0,06968	0,06774
R-Square (COD)	0,99837	0,9879	0,99024
Adj. R-Square	0,99794	0,98617	0,98885

Таблица 3.13 – Результаты обработки конечно-элементных моделей по критерию ширины мульды сдвижения $B_{\text{мо}}$ при изменении структуры грунтового массива в забое тоннеля и значений модуля жесткости E слоев массива (по данным автора)

Мощность изменяемого слоя m	Расстояние от свода тоннеля до свода изменяемого слоя l	Отношение $E_{\text{изм}} / E_{\text{вмещ}}$				
		0,07	0,54	1	1,46	1,93
0,2D (рисунок 3.21)	0	555,939	238,532	229,676	226,740	225,174
	0,2	723,278	243,132	229,676	230,361	225,517
	0,4	1138,300	259,865	229,676	234,862	229,578
	0,6	1291,205	277,431	229,676	225,223	215,927
	0,8	945,859	266,569	229,676	229,431	230,508
0,265D (рисунок 3.22)	0	597,480	256,319	229,676	230,742	229,138
	0,2	777,322	261,285	229,676	234,417	229,596
	0,4	1333,969	304,559	229,676	228,301	223,168
	0,6	1512,721	325,037	229,676	219,610	210,536
	0,8	1158,459	326,510	229,676	217,135	218,226
0,33D (рисунок 3.23)	0	706,544	303,108	229,676	221,725	220,184
	0,2	919,214	308,980	229,676	225,257	220,624
	0,4	1485,358	339,123	229,676	212,584	207,804
	0,6	1684,396	361,924	229,676	204,491	196,042
	0,8	1415,291	398,898	229,676	214,847	215,927

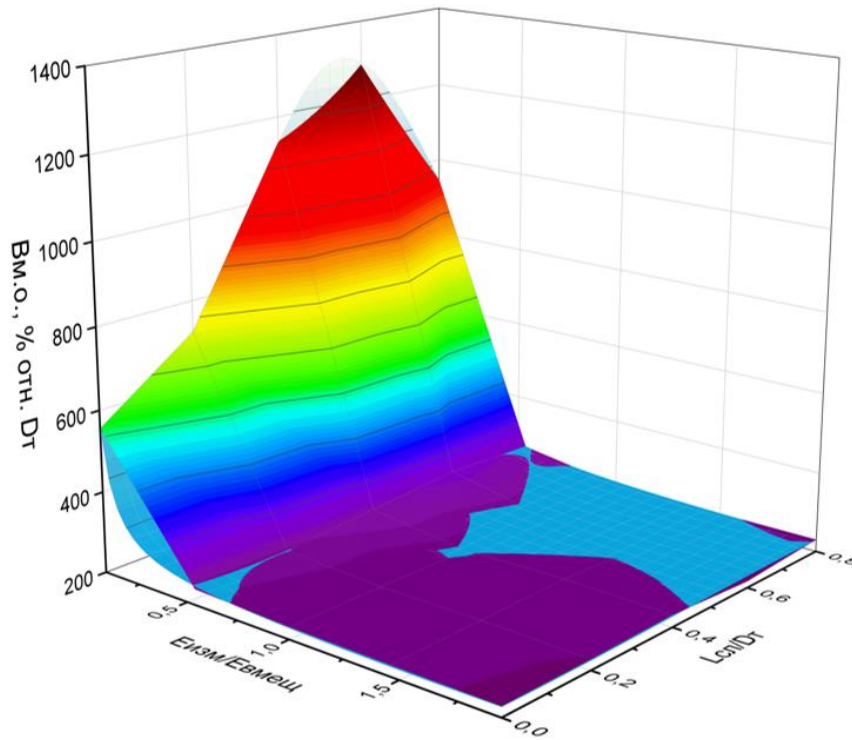


Рисунок 3.21 – Графики зависимости ширины муьды сдвижения B_{mo} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений модуля жесткости E слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,2D$ (составлено автором)

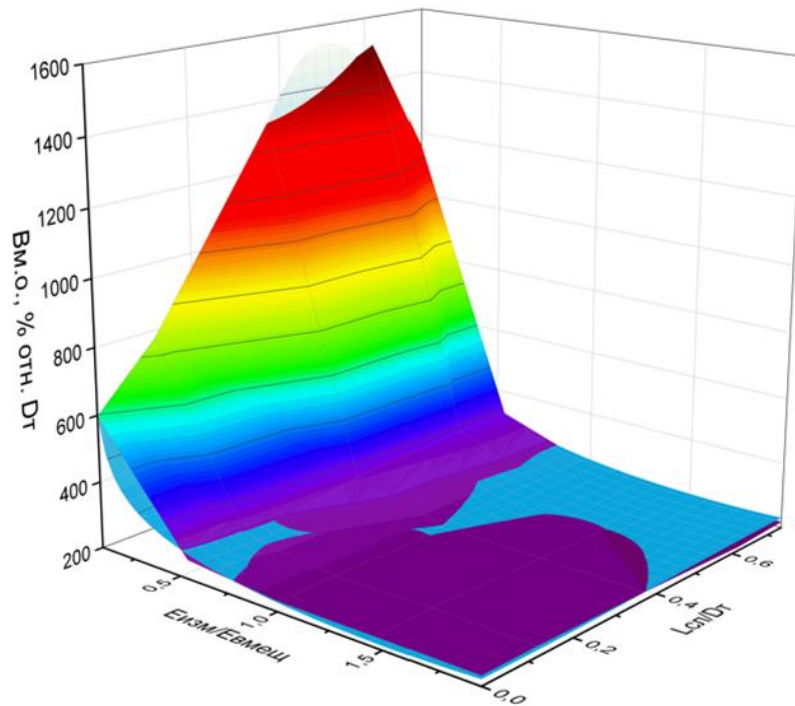


Рисунок 3.22 – Графики зависимости ширины муьды сдвижения B_{mo} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений модуля жесткости E слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,265D$ (составлено автором)

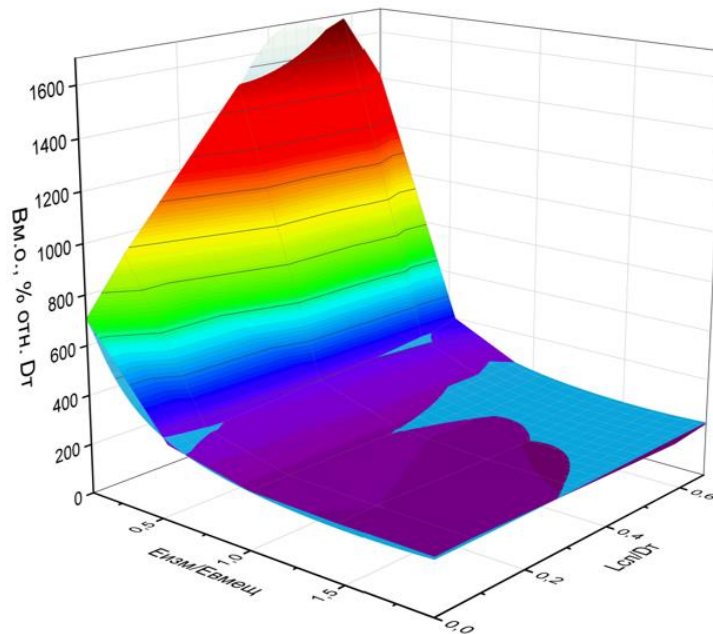


Рисунок 3.23 – Графики зависимости ширины мульды сдвижения $B_{м0}$ от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений модуля жесткости E слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,33D$ (составлено автором)

Таблица 3.14 – Аналитическая зависимость ширины мульды сдвижения $B_{м0}$ от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений модуля жесткости E слоев массива (по данным автора)

№ графика	Рисунок 3.21	Рисунок 3.22	Рисунок 3.23
Model	Rational2D		
Equation	$z = (z0 + A01 \cdot x + B01 \cdot y + B02 \cdot y^2 + B03 \cdot y^3) / (1 + A1 \cdot x + A2 \cdot x^2 + A3 \cdot x^3 + B1 \cdot y + B2 \cdot y^2)$		
z0	2,157E17	8,185E9	546,175
A01	1,712E18	1,571E11	18112,376
B01	-6,627E17	-5,386E10	-5346,476
B02	1,849E18	1,987E11	19877,059
B03	-1,180E18	-1,310E11	-10706,615
A1	8,666E15	4,299E8	15,913
A2	-7,674E13	4,533E8	95,174
A3	-9,532E13	-1,531E8	-30,235
B1	-1,500E15	-9,124E7	-8,215
B2	1,565E15	1,198E8	12,727
Reduced Chi-Sqr	52,42173	211,17138	205,16008
R-Square (COD)	0,99966	0,99906	0,99934
Adj. R-Square	0,99945	0,9985	0,99895

Таблица 3.15 – Результаты обработки конечно-элементных моделей по критерию ширины мульды сдвижения B_{mo} при изменении структуры грунтового массива в забое тоннеля и значений угла внутреннего трения ϕ слоев массива (по данным автора)

Мощность изменяемого слоя m	Расстояние от свода тоннеля до свода изменяемого слоя l	Отношение $\phi_{изм}/\phi_{вмещ}$				
		0,07	0,54	1	1,46	1,93
0,2D (рисунок 3.24)	0	231,339	229,969	229,676	229,578	229,529
	0,2	239,6086	235,9878	229,676	235,1560	236,526
	0,4	247,780	242,251	229,676	242,740	247,046
	0,6	269,015	245,480	229,676	237,456	241,077
	0,8	306,251	254,434	229,676	231,633	230,557
0,265D (рисунок 3.25)	0	238,532	237,110	229,676	231,533	231,486
	0,2	247,048	243,325	229,676	237,171	238,547
	0,4	247,633	242,113	229,676	239,913	244,159
	0,6	268,930	245,396	229,676	234,731	238,299
	0,8	336,489	279,476	229,676	232,551	231,388
0,33D (рисунок 3.26)	0	235,352	233,948	229,676	233,980	233,933
	0,2	243,754	240,081	229,676	239,678	241,068
	0,4	253,211	247,567	229,676	234,768	238,924
	0,6	274,987	250,924	229,676	229,698	233,189
	0,8	377,199	313,288	229,676	228,322	227,180

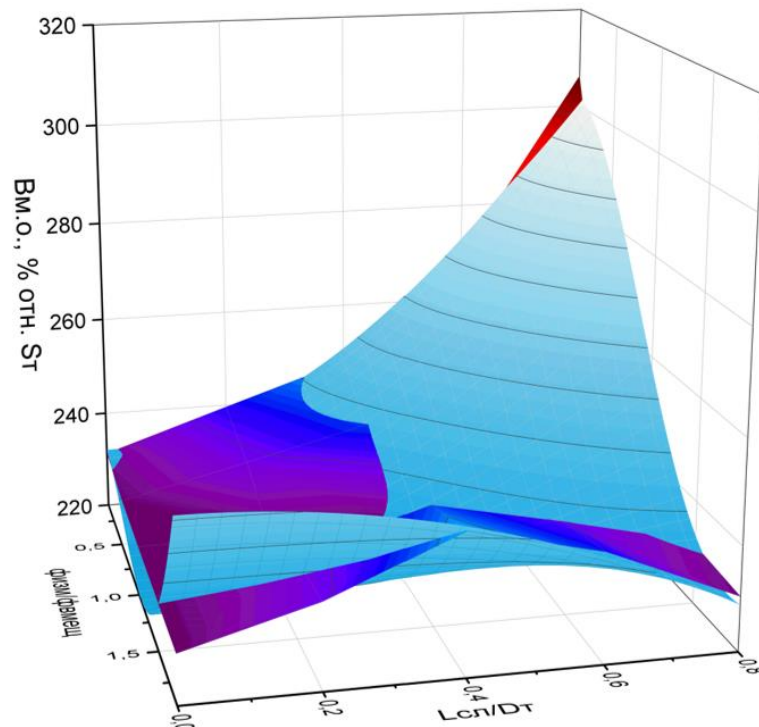


Рисунок 3.24 – Графики зависимости ширины мульды сдвижения B_{mo} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений угла внутреннего трения ϕ слоев массива при мощности изменяемого слоя равной 0,2D (составлено автором)

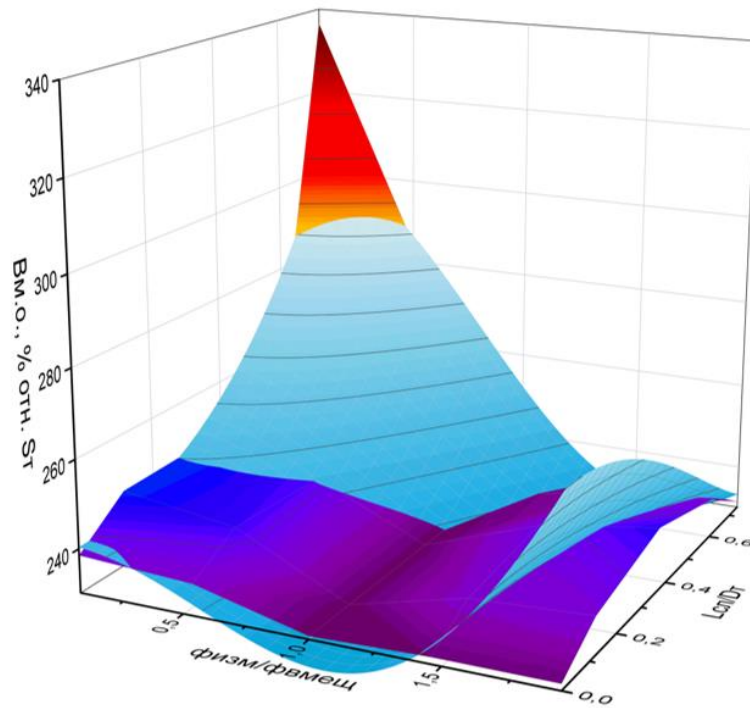


Рисунок 3.25 – Графики зависимости ширины муьды сдвижения B_{mo} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений угла внутреннего трения ϕ слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,265D$ (составлено автором)

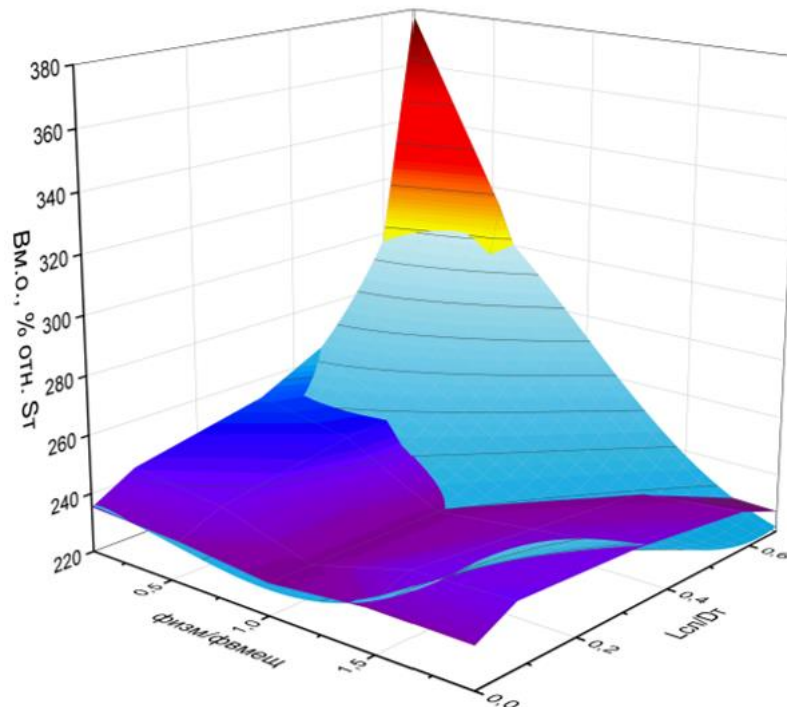


Рисунок 3.26 – Графики зависимости ширины муьды сдвижения B_{mo} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений угла внутреннего трения ϕ слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,33D$ (составлено автором)

Таблица 3.16 – Аналитическая зависимость ширины мульды сдвижения $B_{\text{мо}}$ от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений угла внутреннего трения φ слоев массива (по данным автора)

№ графика	Рисунок 3.24	Рисунок 3.25	Рисунок 3.26
Model	Cosine		
Equation	$z = z_0 + A_1 \cdot \cos(x) + B_1 \cdot \cos(y) + A_2 \cdot \cos(2 \cdot x) + C_1 \cdot \cos(x) \cdot \cos(y) + B_2 \cdot \cos(2 \cdot y)$		
z_0	229,529	493,431	1589,578
A_1	185,470	218,346	379,775
A_2	23,626	33,068	18,647
B_1	36,266	-327,742	-1859,029
B_2	-10,427	107,440	527,994
C_1	-232,284	-284,007	-420,979
Reduced Chi-Sqr	0,05818	0,0524	0,0373
R-Square (COD)	0,99983	0,99992	0,99997
Adj. R-Square	0,99979	0,9999	0,99997

Таблица 3.17 – Результаты обработки конечно-элементных моделей по критерию ширины мульды сдвижения $B_{\text{мо}}$ при изменении структуры грунтового массива в забое тоннеля и значений сцепления C слоев массива (по данным автора)

Мощность изменяемого слоя m	Расстояние от свода тоннеля до свода изменяемого слоя l	Отношение $C_{\text{изм}}/C_{\text{вмещ}}$				
		0,07	0,54	1	1,46	1,93
0,2D (рисунок 3.27)	0	230,067	229,529	229,676	227,719	228,942
	0,2	234,667	234,960	229,676	233,639	234,031
	0,4	241,957	240,881	229,676	242,447	242,251
	0,6	238,924	238,728	229,676	238,532	237,994
	0,8	238,728	238,288	229,676	235,890	235,743
0,265D (рисунок 3.28)	0	234,128	233,661	229,676	231,789	232,954
	0,2	238,811	239,050	229,676	237,603	238,079
	0,4	238,288	237,338	229,676	238,086	237,896
	0,6	235,190	233,323	229,676	234,081	233,614
	0,8	249,052	248,555	229,676	239,067	238,924
0,33D (рисунок 3.29)	0	229,382	228,924	229,676	227,846	228,991
	0,2	233,970	234,204	229,676	233,561	234,029
	0,4	228,697	227,786	229,676	229,272	229,089
	0,6	225,724	223,933	229,676	225,415	224,965
	0,8	248,269	247,774	229,676	238,382	238,239

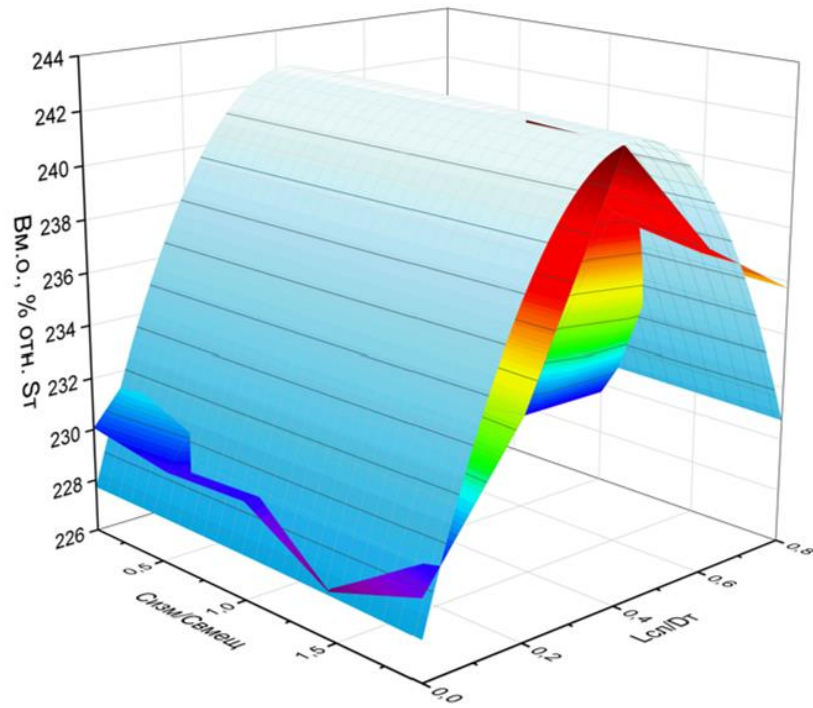


Рисунок 3.27 – Графики зависимости ширины мульды сдвижения B_{mo} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений сцепления C слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,2D$ (составлено автором)

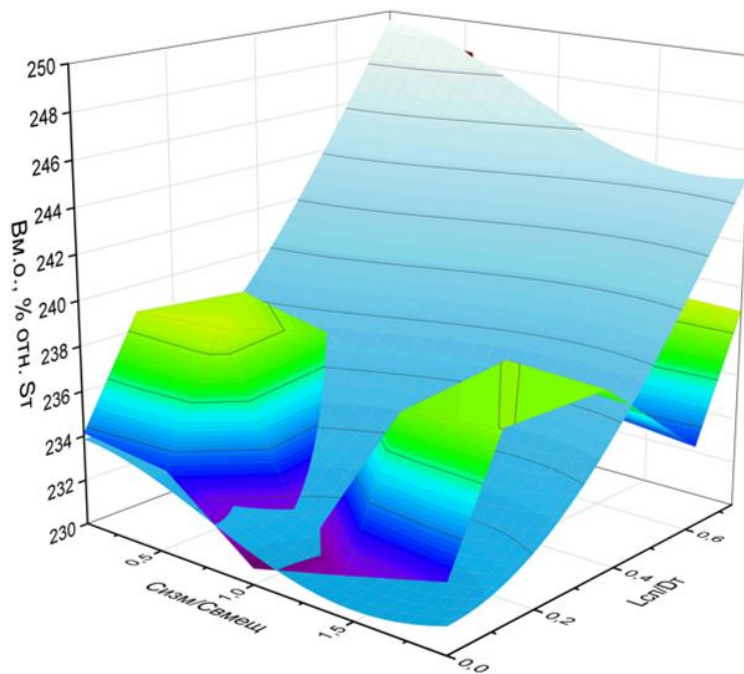


Рисунок 3.28 – Графики зависимости ширины мульды сдвижения B_{mo} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений сцепления C слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,265D$ (составлено автором)

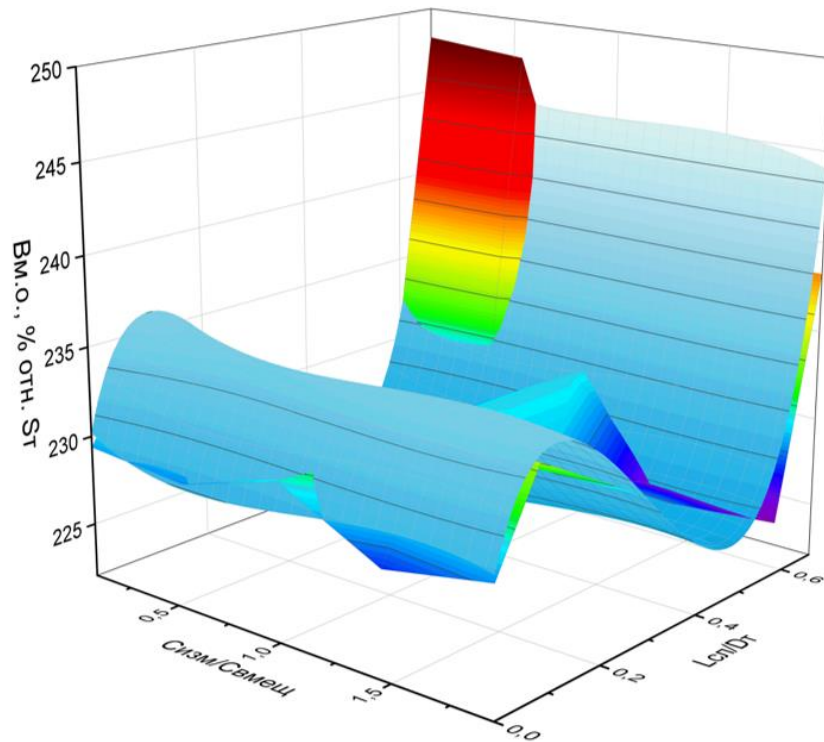


Рисунок 3.29 – Графики зависимости ширины мульды сдвижения B_{mo} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений сцепления C слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,33D$ (составлено автором)

Таблица 3.18 – Аналитическая зависимость ширины мульды сдвижения B_{mo} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений сцепления C слоев массива (по данным автора)

№ графика	Рисунок 3.27	Рисунок 3.28	Рисунок 3.29
Model	Parabola2D	Cosine	Rational2D
Equation	$z = z_0 + a \cdot x + b \cdot y + c \cdot x^2 + d \cdot y^2$	$z = z_0 + A1 \cdot \cos(x) + B1 \cdot \cos(y) + A2 \cdot \cos(2 \cdot x) + C1 \cdot \cos(x) \cdot \cos(y) + B2 \cdot \cos(2 \cdot y)$	$z = (z_0 + A01 \cdot x + B01 \cdot y + B02 \cdot y^2 + B03 \cdot y^3) / (1 + A1 \cdot x + A2 \cdot x^2 + A3 \cdot x^3 + B1 \cdot y + B2 \cdot y^2)$
	$z_0 = 227,718$	$z_0 = 230,703$	$z_0 = 230,758$
	$a = 0$	$A1 = 5,457$	$A01 = 25,354$
	$b = 69,926$	$A2 = 2$	$B01 = 1099,068$
	$c = -0,056$	$B1 = 24,342$	$B02 = -2200,492$
	$d = -82,356$	$B2 = -22,562$	$B03 = 839,505$
	-	$C1 = -6,067$	$A1 = 0,147$
	-	-	$A2 = -0,041$
	-	-	$A3 = 0,012$
	-	-	$B1 = 4,145$
	-	-	$B2 = -6,340$
Reduced Chi-Sqr	0,01611	0,12638	0,00235
R-Square (COD)	0,99938	0,99551	0,99996
Adj. R-Square	0,99932	0,99486	0,99994

Таблица 3.19 – Результаты обработки конечно-элементных моделей по критерию наибольшего значения оседания земной поверхности U_{max} при изменении структуры грунтового массива в забое тоннеля и значений модуля жесткости E слоев массива (по данным автора)

Мощность изменяемого слоя m	Расстояние от свода тоннеля до свода изменяемого слоя l	Отношение $E_{изм}/E_{вмещ}$				
		0,07	0,54	1	1,46	1,93
0,2D (рисунок 3.30)	0	-0,149	-0,038	-0,031	-0,027	-0,025
	0,2	-0,154	-0,037	-0,031	-0,027	-0,025
	0,4	-0,138	-0,036	-0,031	-0,028	-0,026
	0,6	-0,120	-0,037	-0,031	-0,028	-0,026
	0,8	-0,082	-0,032	-0,031	-0,027	-0,027
0,265D (рисунок 3.31)	0	-0,185	-0,047	-0,031	-0,025	-0,023
	0,2	-0,191	-0,046	-0,031	-0,026	-0,024
	0,4	-0,164	-0,042	-0,031	-0,026	-0,024
	0,6	-0,143	-0,043	-0,031	-0,026	-0,025
	0,8	-0,102	-0,040	-0,031	-0,024	-0,025
0,33D (рисунок 3.32)	0	-0,219	-0,056	-0,031	-0,024	-0,023
	0,2	-0,225	-0,054	-0,031	-0,025	-0,023
	0,4	-0,219	-0,056	-0,031	-0,025	-0,023
	0,6	-0,190	-0,058	-0,031	-0,025	-0,023
	0,8	-0,119	-0,047	-0,031	-0,025	-0,025

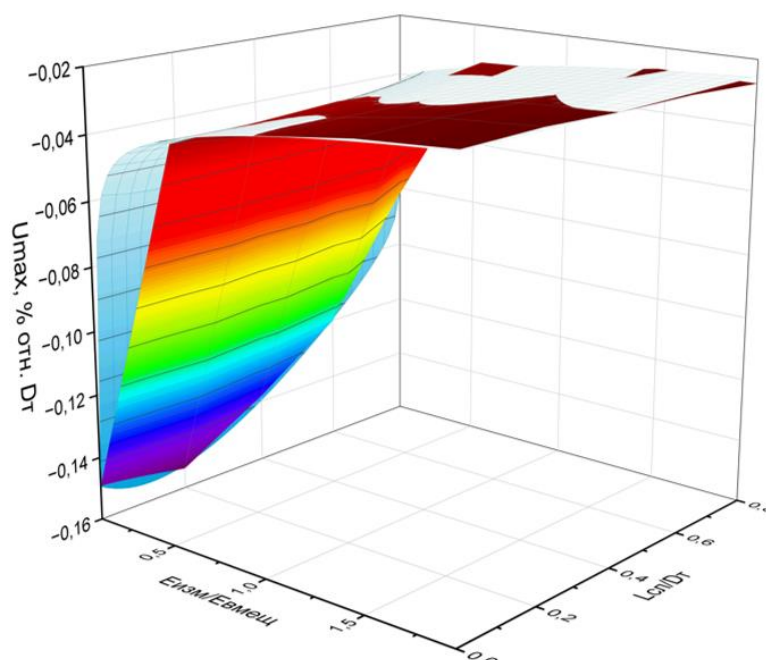


Рисунок 3.30 – Графики зависимости наибольшего значения оседания земной поверхности U_{max} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений модуля жесткости E слоев массива при мощности изменяемого слоя равной 0,2D (составлено автором)

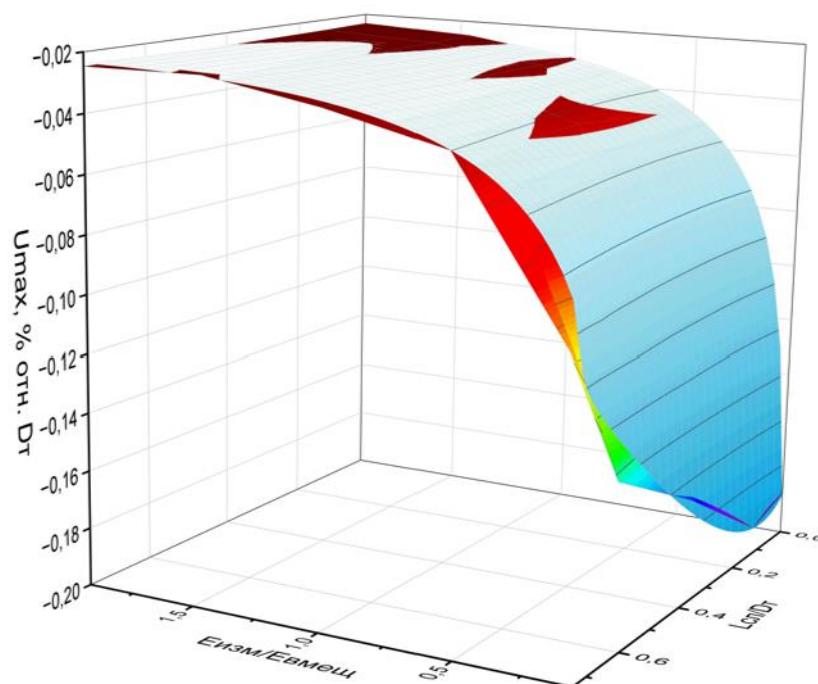


Рисунок 3.31 – Графики зависимости наибольшего значения оседания земной поверхности U_{max} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений модуля жесткости E слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,265D$ (составлено автором)

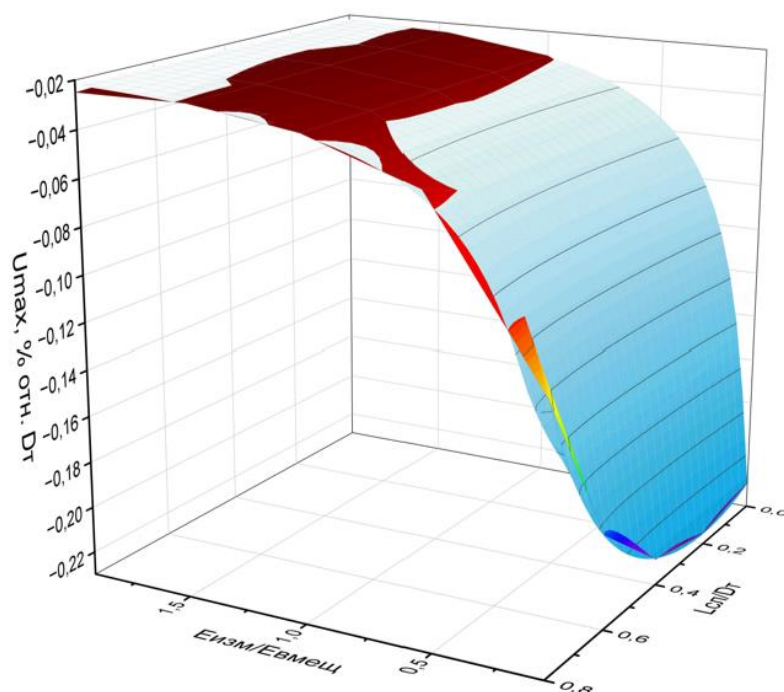


Рисунок 3.32 – Графики зависимости наибольшего значения оседания земной поверхности U_{max} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений модуля жесткости E слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,33D$ (составлено автором)

Таблица 3.20 – Аналитическая зависимость наибольшего значения оседания земной поверхности U_{max} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений модуля жесткости E слоев массива (по данным автора)

№ графика	Рисунок 3.30	Рисунок 3.31	Рисунок 3.32
Model	Rational2D		
Equation	$z = (z0 + A01 \cdot x + B01 \cdot y + B02 \cdot y^2 + B03 \cdot y^3) / (1 + A1 \cdot x + A2 \cdot x^2 + A3 \cdot x^3 + B1 \cdot y + B2 \cdot y^2)$		
z0	-0,008	0,061	-1,777E23
A01	0,763	5,308	8,893E24
B01	0,067	0,874	1,997E24
B02	-0,247	-3,269	-1,679E24
B03	0,119	1,794	-9,972E23
A1	-18,023	-34,822	-5,763E24
A2	-8,296	-185,801	-3,372E26
A3	1,076	46,934	6,911E25
B1	-0,273	-3,151	-8,438E24
B2	0,779	8,208	7,689E24
Reduced Chi-Sqr	1,347E-6	3,447E-6	4,635E-6
R-Square (COD)	0,99953	0,99926	0,99939
Adj. R-Square	0,99924	0,99882	0,99903

Таблица 3.21 – Результаты обработки конечно-элементных моделей по критерию наибольшего значения оседания земной поверхности U_{max} при изменении структуры грунтового массива в забое тоннеля и значений угла внутреннего трения φ слоев массива

Мощность изменяемого слоя m	Расстояние от свода тоннеля до свода изменяемого слоя l	Отношение $\varphi_{изм} / \varphi_{вмещ}$				
		0,07	0,54	1	1,46	1,93
0,2D (рисунок 3.33)	0	-0,038	-0,033	-0,031	-0,029	-0,029
	0,2	-0,034	-0,031	-0,031	-0,030	-0,031
	0,4	-0,028	-0,028	-0,031	-0,031	-0,033
	0,6	-0,031	-0,030	-0,031	-0,031	-0,033
	0,8	-0,032	-0,030	-0,031	-0,028	-0,029
0,265D (рисунок 3.34)	0	-0,041	-0,036	-0,031	-0,029	-0,028
	0,2	-0,037	-0,034	-0,031	-0,030	-0,030
	0,4	-0,029	-0,029	-0,031	-0,032	-0,034
	0,6	-0,031	-0,030	-0,031	-0,032	-0,034
	0,8	-0,035	-0,032	-0,031	-0,029	-0,030
0,33D (рисунок 3.35)	0	-0,044	-0,038	-0,031	-0,029	-0,029
	0,2	-0,040	-0,036	-0,031	-0,030	-0,031
	0,4	-0,029	-0,029	-0,031	-0,033	-0,035
	0,6	-0,032	-0,031	-0,031	-0,033	-0,035
	0,8	-0,035	-0,033	-0,031	-0,031	-0,032

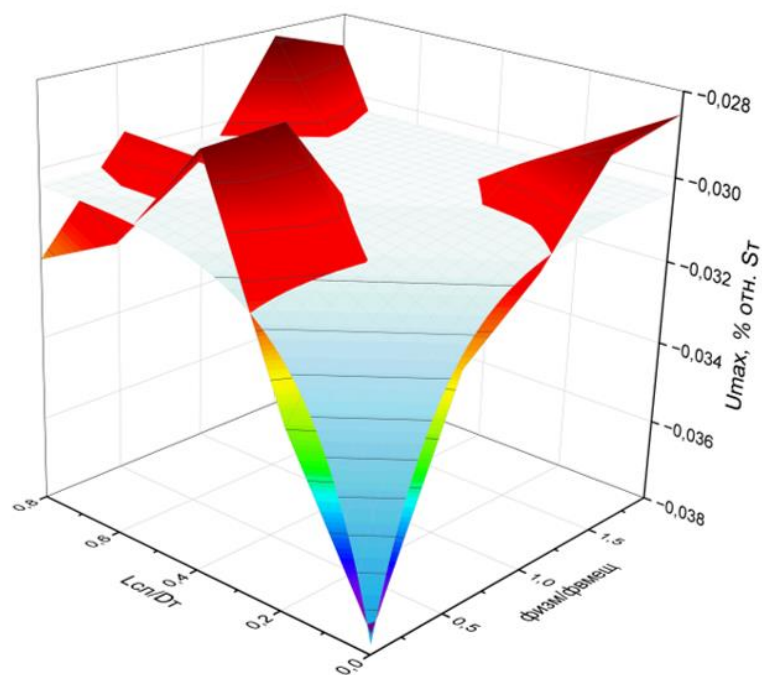


Рисунок 3.33 – Графики зависимости наибольшего значения оседания земной поверхности U_{max} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений угла внутреннего трения ϕ слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,2D$ (составлено автором)

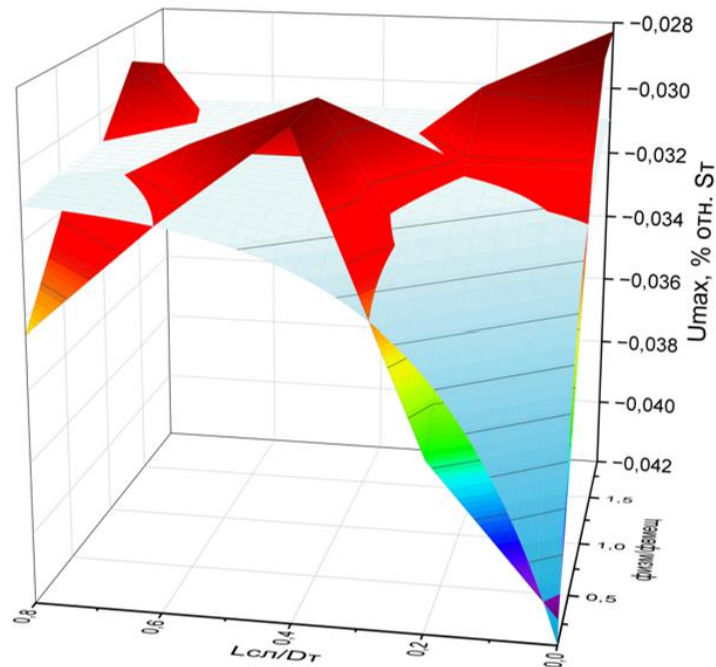


Рисунок 3.34 – Графики зависимости наибольшего значения оседания земной поверхности U_{max} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений угла внутреннего трения ϕ слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,265D$ (составлено автором)

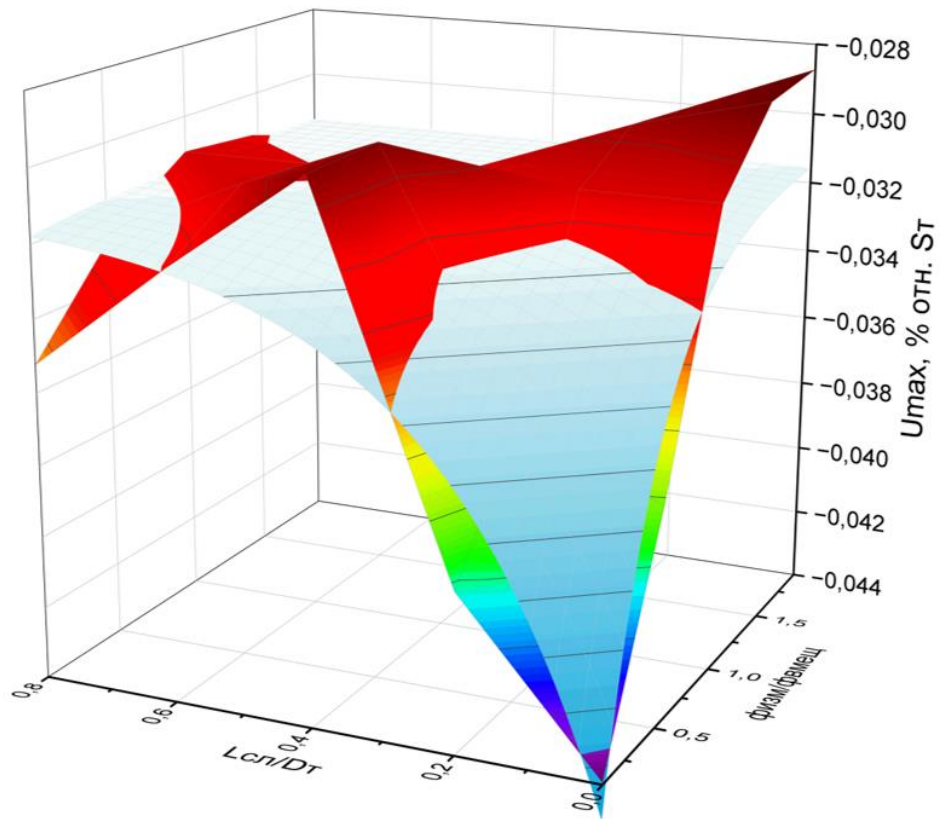


Рисунок 3.35 – Графики зависимости наибольшего значения оседания земной поверхности U_{max} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений угла внутреннего трения ϕ слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,33D$ (составлено автором)

Таблица 3.22 – Аналитическая зависимость наибольшего значения оседания земной поверхности U_{max} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений угла внутреннего трения ϕ слоев массива (по данным автора)

№ графика	Рисунок 3.33	Рисунок 3.34	Рисунок 3.35
Model	Exponential2D		
Equation	$z = z_0 + B \cdot \exp(-x/C) \cdot \exp(-y/D)$		
z_0	-0,030	-0,030	-0,031
B	-0,009	-0,013	-0,016
C	0,330	0,398	0,415
D	0,158	0,205	0,225
Reduced Chi-Sqr	2,249E-6	4,457E-6	5,326E-6
R-Square (COD)	1	0,99999	0,99999
Adj. R-Square	1	0,99999	0,99999

Таблица 3.23 – Результаты обработки конечно-элементных моделей по критерию наибольшего значения оседания земной поверхности U_{max} при изменении структуры грунтового массива в забое тоннеля и значений сцепления C слоев массива (по данным автора)

Мощность изменяемого слоя m	Расстояние от свода тоннеля до свода изменяемого слоя l	Отношение $C_{изм}/C_{вмещ}$				
		0,07	0,54	1	1,46	1,93
0,2D (рисунок 3.36)	0	-0,032	-0,031	-0,031	-0,029	-0,029
	0,2	-0,031	-0,030	-0,031	-0,030	-0,030
	0,4	-0,030	-0,030	-0,031	-0,030	-0,030
	0,6	-0,030	-0,031	-0,031	-0,031	-0,031
	0,8	-0,029	-0,029	-0,031	-0,029	-0,029
0,265D (рисунок 3.37)	0	-0,033	-0,032	-0,031	-0,029	-0,029
	0,2	-0,031	-0,031	-0,031	-0,030	-0,030
	0,4	-0,029	-0,029	-0,031	-0,029	-0,029
	0,6	-0,029	-0,030	-0,031	-0,030	-0,030
	0,8	-0,031	-0,031	-0,031	-0,029	-0,029
0,33D (рисунок 3.38)	0	-0,033	-0,032	-0,031	-0,030	-0,029
	0,2	-0,032	-0,031	-0,031	-0,030	-0,030
	0,4	-0,029	-0,029	-0,031	-0,029	-0,029
	0,6	-0,029	-0,029	-0,031	-0,030	-0,030
	0,8	-0,032	-0,032	-0,031	-0,030	-0,030

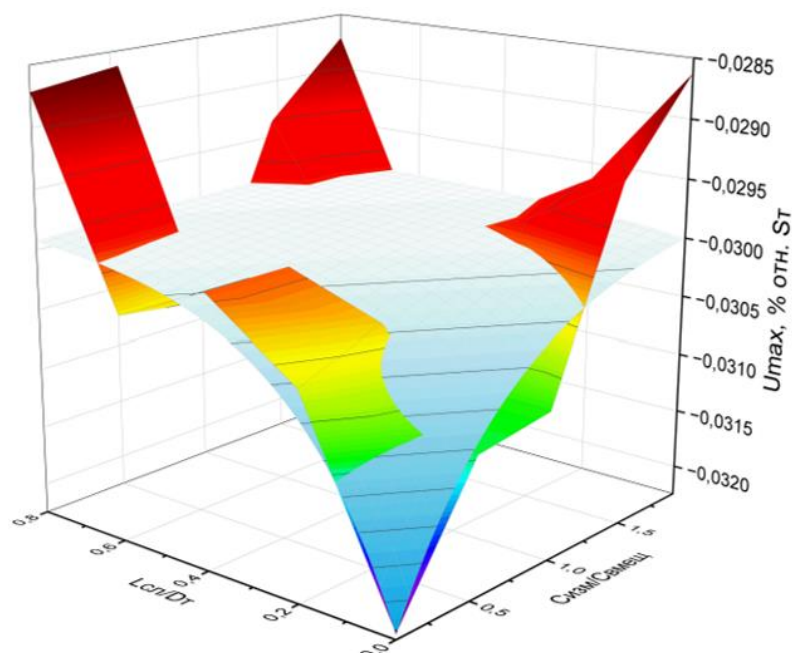


Рисунок 3.36 – Графики зависимости наибольшего значения оседания земной поверхности U_{max} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений сцепления C слоев массива при мощности изменяемого слоя равной 0,2D (составлено автором)

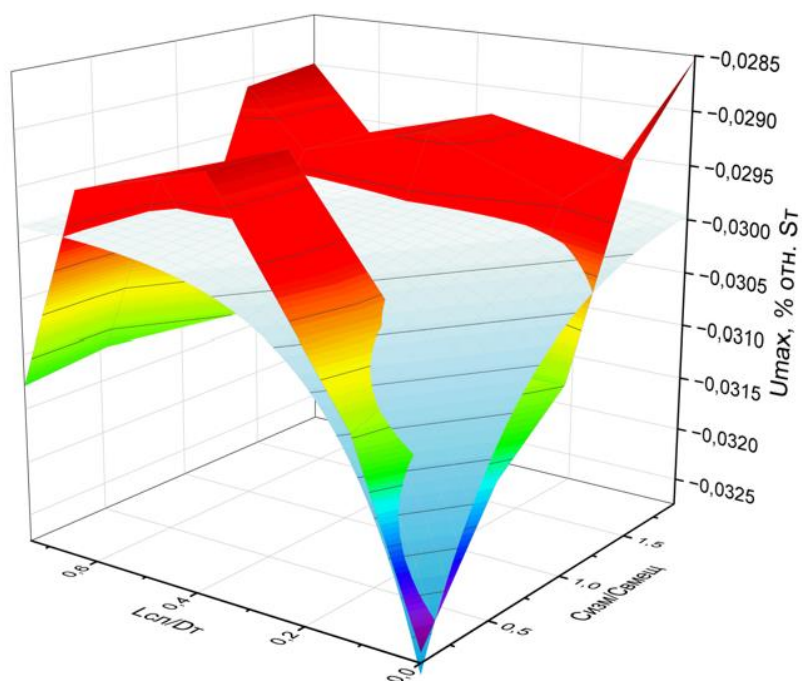


Рисунок 3.37 – Графики зависимости наибольшего значения оседания земной поверхности U_{max} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений сцепления C слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,265D$ (составлено автором)

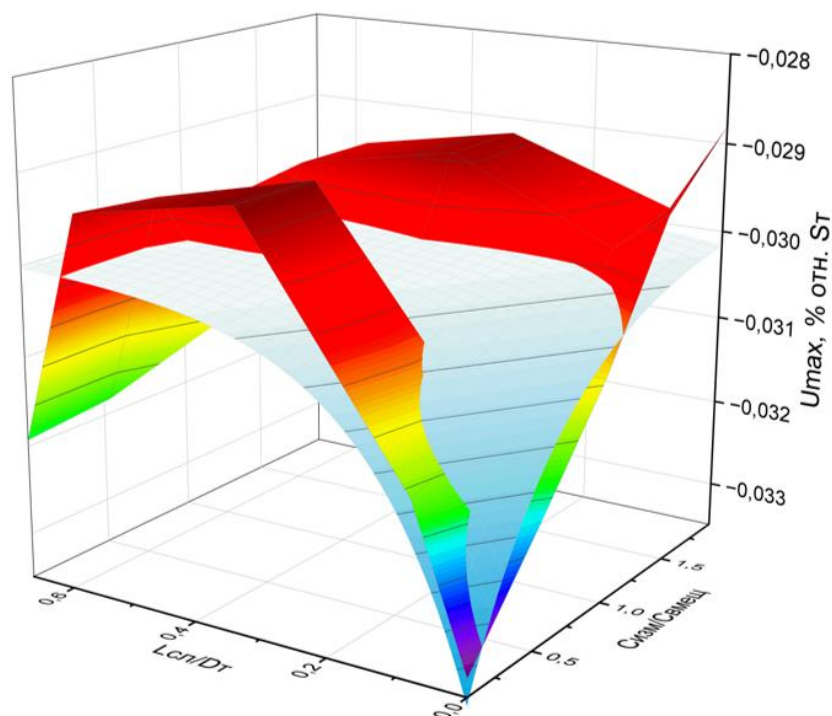


Рисунок 3.38 – Графики зависимости наибольшего значения оседания земной поверхности U_{max} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений сцепления C слоев массива при мощности изменяемого слоя равной $0,33D$ (составлено автором)

Таблица 3.24 – Аналитическая зависимость наибольшего значения оседания земной поверхности U_{max} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений сцепления C слоев массива (по данным автора)

№ графика	Рисунок 3.36	Рисунок 3.37	Рисунок 3.38
Model	Exponential2D		
Equation	$z = z_0 + B \cdot \exp(-x/C) \cdot \exp(-y/D)$		
z_0	-0,029	-0,029	-0,029
B	-0,002	-0,003	-0,004
C	0,647	0,612	0,608
D	0,213	0,156	0,142
Reduced Chi-Sqr	6,361E-7	7,953E-7	9,671E-7
R-Square (COD)	1	1	1
Adj. R-Square	1	1	1

3.3 Моделирование по данным с проектирования и строительства тоннелей Санкт-Петербургского метрополитена

Для верификации исследования проведено численное конечно-элементное моделирование и сравнительный анализ результатов моделирования с результатами теоретических исследований. По результатам анализа данных с проектирования и строительства тоннелей Санкт-Петербургского метрополитена построен ассоциированный с графиком давления пригруза на забое разрез перегонного тоннеля (рисунок 3.39).

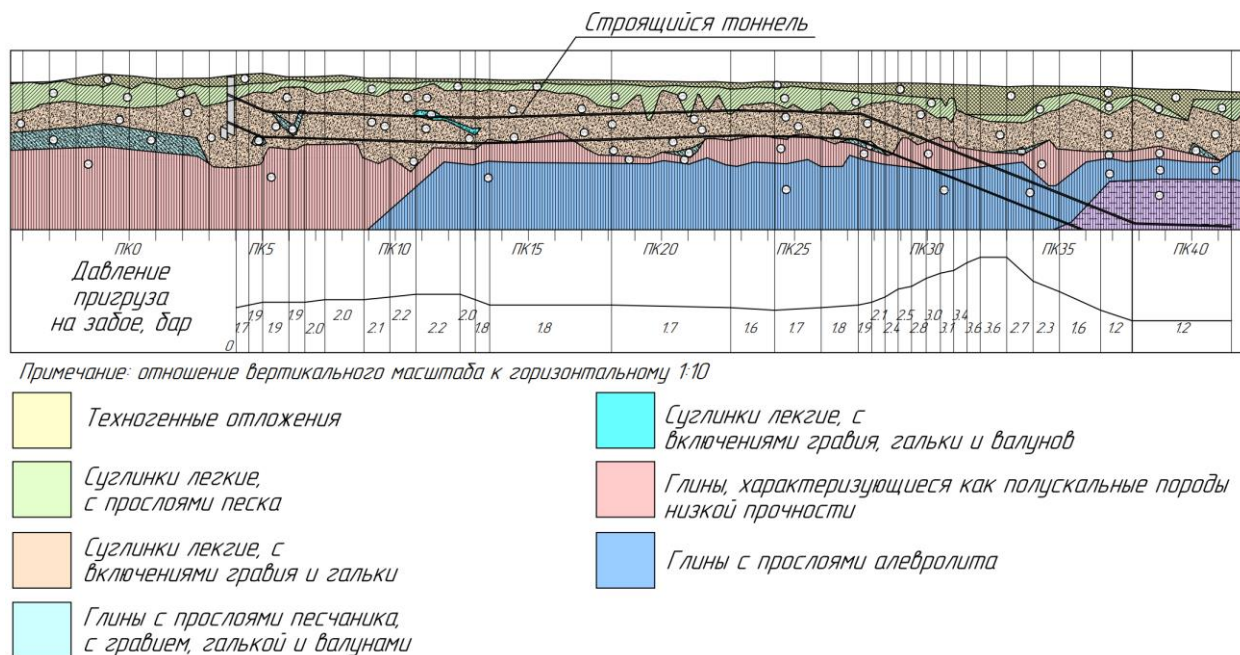


Рисунок 3.39 – Разрез перегонного тоннеля метро, ассоциированный с графиком давления пригруза на забое (составлено автором)

Наиболее характерный участок для верификации разработанного метода расположен между пикетами ПК9 и ПК14 (рисунок 3.40).

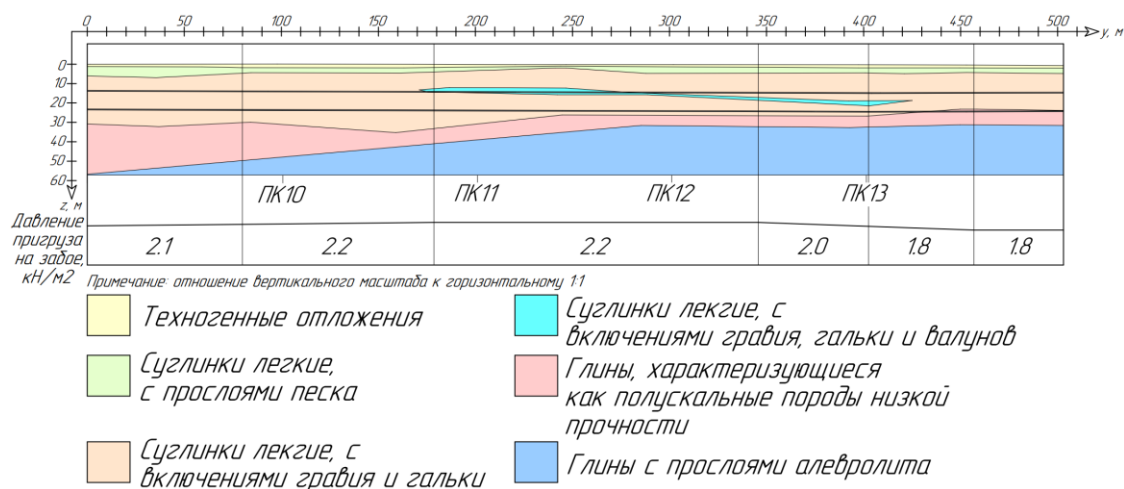


Рисунок 3.40 – Участок тоннеля между пикетами ПК9 и ПК14

(составлено автором)

По результатам анализа прогнозных значений деформаций земной поверхности над тоннелем установлено, что:

- оседания земной поверхности на всей протяженности тоннеля равны значениям, граничащими с запредельными, согласно существующей нормативной документации;
- форма и размер мульды сдвижения стабильны по всей протяженности тоннеля: ширина мульды сдвижения по земной поверхности равна 56 м (рисунок 3.41); наибольшее значение оседания земной поверхности (U_{max}) над осью тоннеля равно -22 мм (рисунок 3.41).

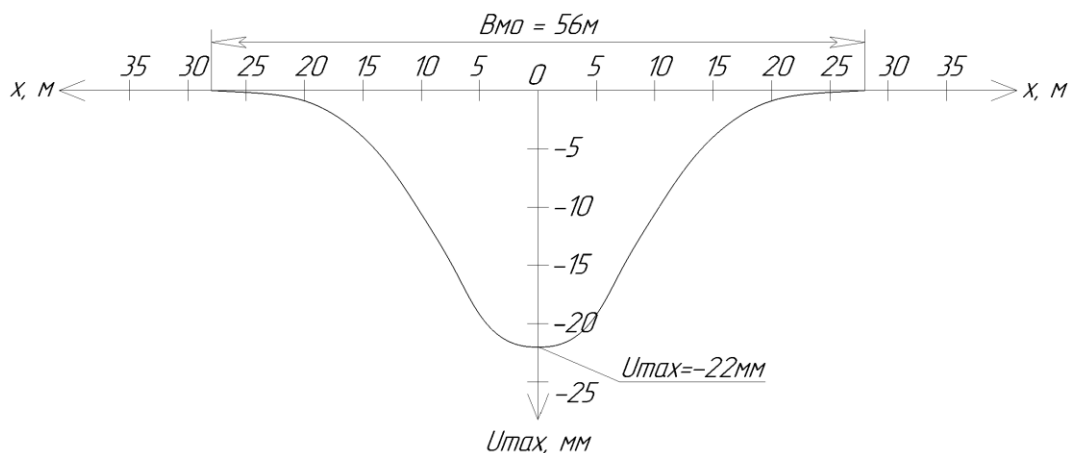


Рисунок 3.41 – Поперечный профиль мульды сдвижения над строящимся тоннелем: U_{max} – наибольшее значение деформаций земной поверхности, B_{mo} – ширина мульды сдвижения по земной поверхности (составлено автором)

Постоянство поперечного сечения мульды сдвижения земной поверхности при изменяющейся геологии по трассе тоннеля связано с изменением нагрузки пригруза на забое от 180 кН/м^2 до 220 кН/м^2 (рисунок 3.42).

Для разработки численной конечно-элементной модели в качестве грунтов, составляющих грунтовый массив по трассе тоннеля приняты типы грунта со следующими физико-механическими характеристиками (таблицы 3.25 и 3.26).

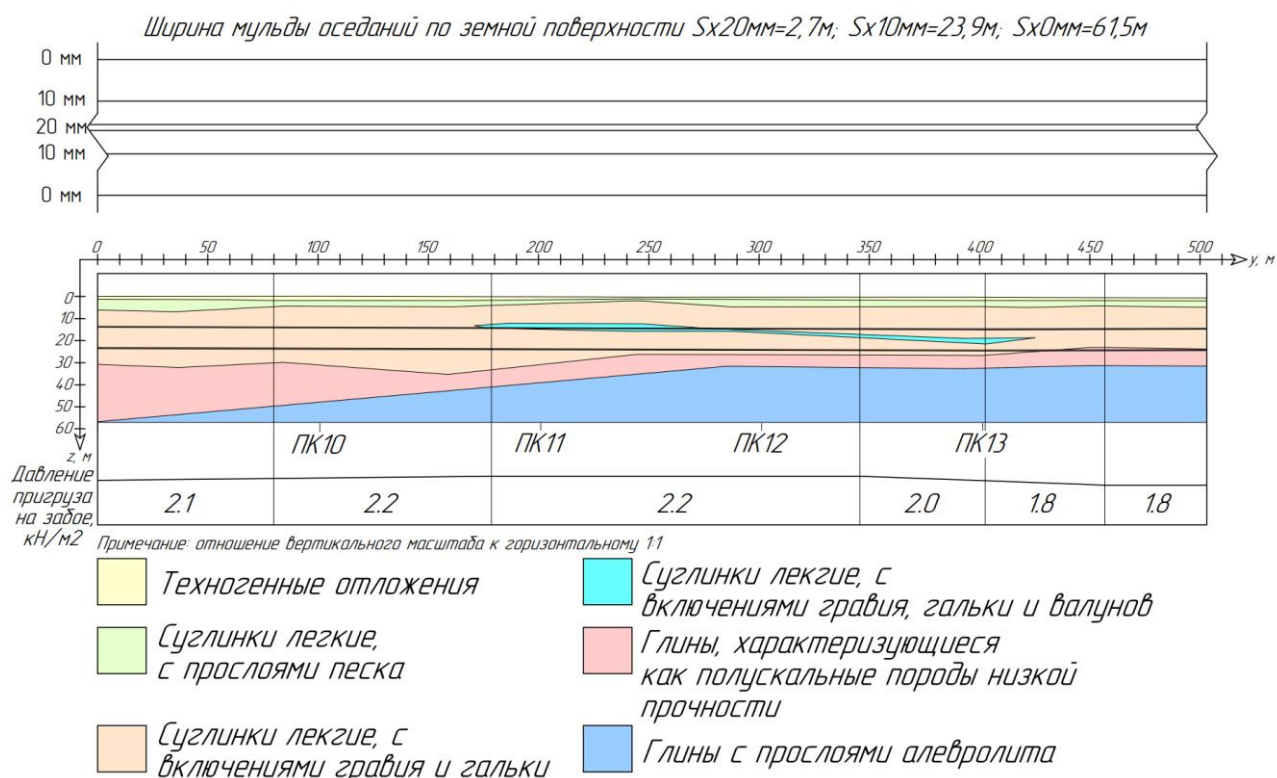


Рисунок 3.42 – Размеры мульды сдвижения земной поверхности на рассматриваемом участке траектории тоннеля (составлено автором)

Таблица 3.25 - Физические характеристики грунтов, составляющих рассматриваемый участок массива (по данным автора)

№ слоя п.п.	Тип грунта	Удельный вес водонасыщенного грунта $\gamma_{\text{sat}}, \text{кН/м}^3$	Удельный вес ненасыщенного грунта $\gamma_{\text{unsat}}, \text{кН/м}^3$	Начальный коэффициент пористости, e_0
1	Техногенные отложения	20,7	18,7	0,75
2	Суглинки легкие, с прослоями песка	18,7	16,5	0,75
3	Суглинки легкие, с включениями гравия и гальки	21,3	19,8	0,41
4	Суглинки легкие, с включениями гравия, гальки и валунов	21,9	20,6	0,34

Продолжение таблицы 3.25

№ слоя п.п.	Тип грунта	Удельный вес водонасыщенного грунта $\gamma_{sat}, \text{кН/м}^3$	Удельный вес ненасыщенного грунта $\gamma_{unsat}, \text{кН/м}^3$	Начальный коэффициент пористости, e_0
5	Глины, характеризующиеся как полускальные породы низкой прочности	20,3	18,6	0,59
6	Глины с прослоями алевролита	21,0	19,4	0,49

Таблица 3.26 – Механические характеристики грунтов, слагающих рассматриваемый участок массива (по данным автора)

№ слоя п.п.	Тип грунта	$c', \text{кПа}$	$\varphi', \text{град}$	$p_{ref}, \text{кПа}$	$E_{50}^{ref}, \text{кПа}$	$E_{oed}^{ref}, \text{кПа}$	$E_{ur}^{ref}, \text{кПа}$	m
1	Техногенные отложения	3	37	100	8300	8300	43000	1
2	Суглинки легкие, с прослоями песка	9	20	100	2930	3580	18000	0,53
3	Суглинки легкие, с включениями гравия и гальки	41	25	100	6600	7900	22400	0,58
4	Суглинки легкие, с включениями гравия, гальки и валунов	35	34	100	4400	4400	14500	1
5	Глины, характеризующиеся как полускальные породы низкой прочности	73	23	100	4500	4500	13500	1
6	Глины с прослоями алевролита	91	23	100	7000	7000	35200	0,7
№ слоя п.п.	Тип грунта	$\gamma_{0,7}$	$G_0^{ref}, \text{кПа}$		OCR		ν'_{ur}	
1	Техногенные отложения	0,00015	92940		1,2		0,32	
2	Суглинки легкие, с прослоями песка	0,0002	92940		1,2		0,36	
3	Суглинки легкие, с включениями гравия и гальки	0,0002	153380		1,2		0,36	
4	Суглинки легкие, с включениями гравия, гальки и валунов	0,0002	120000		1,2		0,325	
5	Глины, характеризующиеся как полускальные породы низкой прочности	0,0002	112000		1,2		0,25	
6	Глины с прослоями алевролита	0,0002	136220		1,2		0,25	

Изменение мощности слоя №4, суглинков легких, в забое тоннеля находится в диапазоне от 1,5 м до 2,5 м. К расчету принято усредненное значение мощности в 2 м.

Для исследования влияния положения слоя в забое на устойчивость массива принято 4 основных варианта расположения слоя согласно экспериментальным данным: в своде тоннеля (на высоте $0,2D$ тоннеля по почве слоя от свода тоннеля), на высоте $0,4D$ тоннеля по почве слоя от свода тоннеля, в центре сечения тоннеля (на высоте $0,6D$ тоннеля по почве слоя от свода тоннеля) (рисунки 3.43 – 3.46).

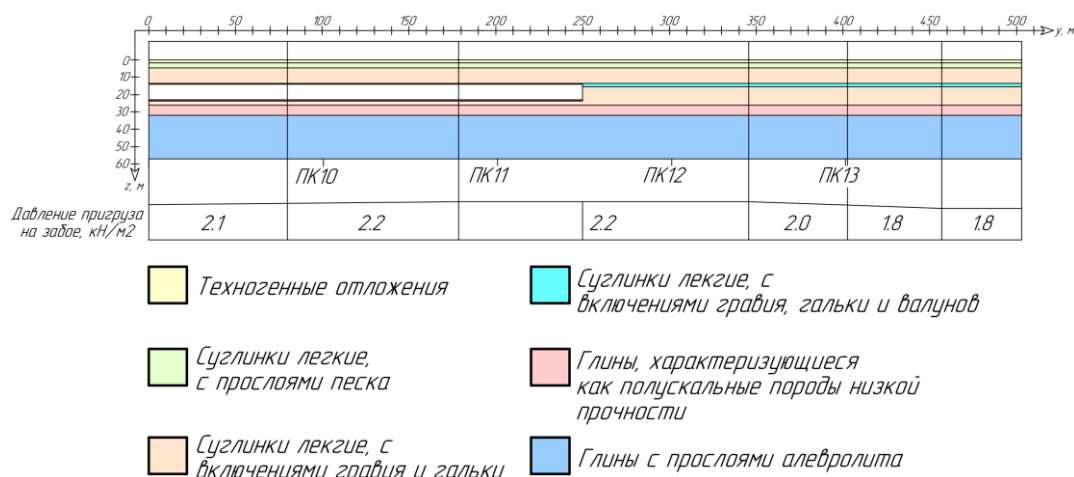


Рисунок 3.43 – Расположение изменяемого слоя в своде тоннеля (на высоте $0,2D$ тоннеля по почве слоя от свода тоннеля) (составлено автором)

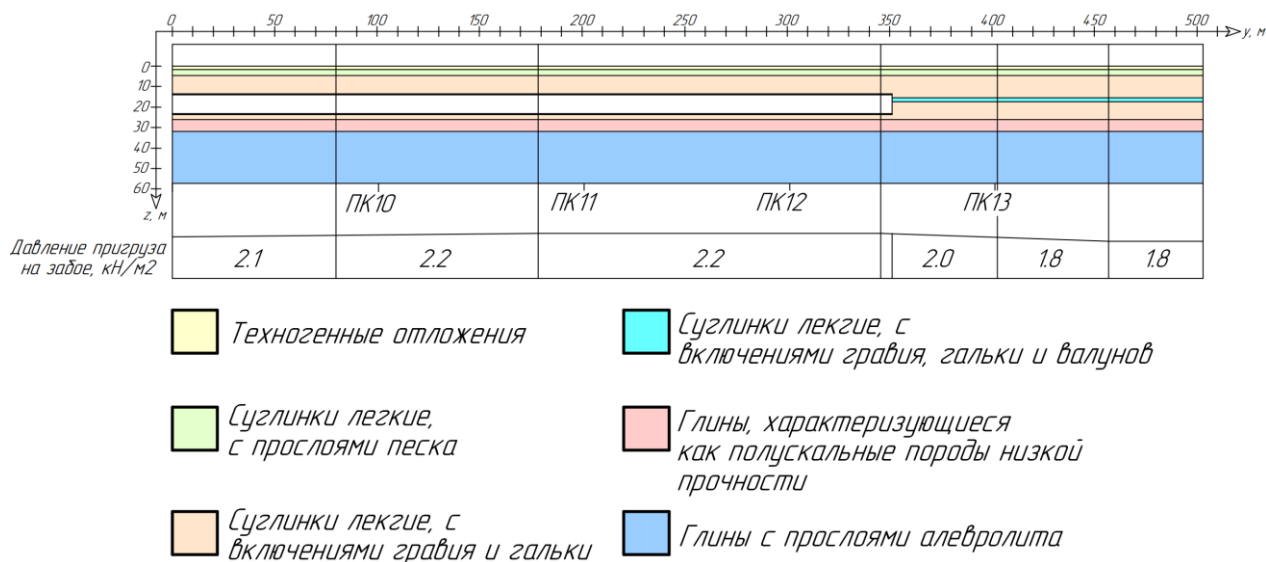


Рисунок 3.44 – Расположение изменяемого слоя на высоте $0,4D$ тоннеля по почве слоя от свода тоннеля (составлено автором)

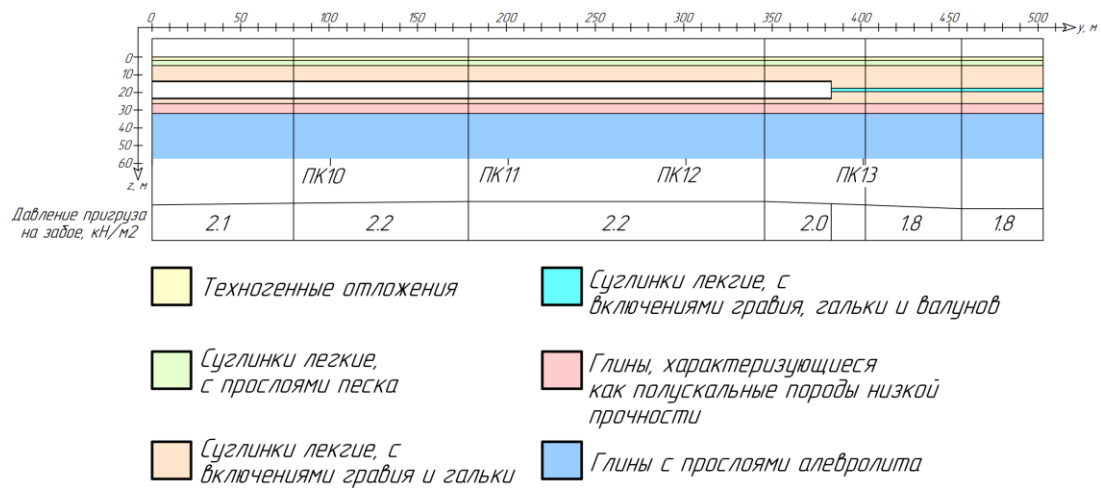


Рисунок 3.45 – Расположение изменяемого слоя в центре сечения тоннеля (на высоте $0,6D$ тоннеля по почве слоя от свода тоннеля) (составлено автором)

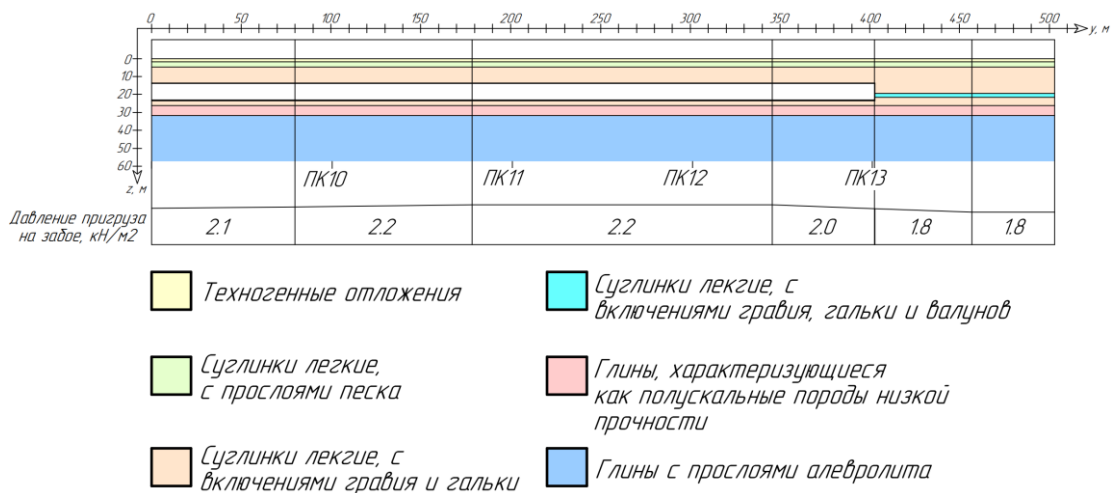


Рисунок 3.46 – Расположение изменяемого слоя на высоте $0,8D$ тоннеля по почве слоя от свода тоннеля (составлено автором)

Результаты верификации исследования представлены далее в разделе 4.2.

3.4 Выводы по главе 3

По результатам построения численных конечно-элементных моделей:

1. Определены значения исследуемых критериев при всех сочетаниях выбранных параметров, влияющих на результат задачи.
2. Построены графики зависимости исследуемых критериев мульды сдвижения и зоны предельного состояния грунтового массива от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении отношения значений механических характеристик слоев массива при различных мощностях изменяемого слоя.

3. По результатам математического описания построенных графиков определены зависимости исследуемых критериев от структуры слоистого грунтового массива в забое строящегося тоннеля с применением ТПМК с активным пригрузом забоя.

4. Выполнено численное конечно-элементное моделирование ряда моделей по данным с проектирования и строительства тоннелей Санкт-Петербургского метрополитена для верификации результатов исследования на основе результатов моделирования, представленных далее в работе.

ГЛАВА 4 МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ ФОРМЫ И РАЗМЕРОВ ЗОНЫ СДВИЖЕНИЯ СЛОИСТОГО ГРУНТОВОГО МАССИВА ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ТОННЕЛЕЙ ЩИТОВЫМ ПРОХОДЧЕСКИМ КОМПЛЕКСОМ

4.1 Определение влияния структуры слоистого грунтового массива в забое тоннеля на форму и размер мульды сдвижения земной поверхности при строительстве тоннеля ТПМК с активным пригрузом забоя

Каждый принятый к построению ряд моделей, включающий в себя результаты 75 численных конечно-элементных моделей, описывает единая аналитическая зависимость с точностью не менее 98% за исключением зависимости B_{mo} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении C слоев массива (таблица 4.1) [63].

Таблица 4.1 – Результаты определения аналитических зависимостей критериев S_{zpc} , S_{mo} , B_{mo} , U_{max} (по данным автора)

Зависимость S_{zpc} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении E слоев массива	RationalTaylor $z = (z_0 + A_{01} \cdot x + B_{01} \cdot y + B_{02} \cdot y^2 + C_{02} \cdot x \cdot y) / (1 + A_1 \cdot x + B_1 \cdot y + A_2 \cdot x^2 + B_2 \cdot y^2 + C_2 \cdot x \cdot y)$
Зависимость S_{zpc} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении φ слоев массива	Cosine $z = z_0 + A_1 \cdot \cos(x) + B_1 \cdot \cos(y) + A_2 \cdot \cos(2 \cdot x) + C_1 \cdot \cos(x) \cdot \cos(y) + B_2 \cdot \cos(2 \cdot y)$
Зависимость S_{zpc} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении C слоев массива	Voigt2D $z = z_0 + A \cdot (\mu / ((1 + ((x - x_c) / w_1)^2) \cdot (1 + ((y - y_c) / w_2)^2))) + (1 - \mu) \cdot \exp(-0.5 \cdot ((x - x_c) / w_1)^2 - 0.5 \cdot ((y - y_c) / w_2)^2)$
Зависимость S_{mo} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении E слоев массива	RationalTaylor $z = (z_0 + A_{01} \cdot x + B_{01} \cdot y + B_{02} \cdot y^2 + C_{02} \cdot x \cdot y) / (1 + A_1 \cdot x + B_1 \cdot y + A_2 \cdot x^2 + B_2 \cdot y^2 + C_2 \cdot x \cdot y)$
Зависимость S_{mo} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении φ слоев массива	LogNormal2D $z = z_0 + B \cdot \exp(-0.5 \cdot \log(x/C)/D)^2 + E \cdot \exp(-0.5 \cdot \log(y/F)/G)^2 + H \cdot \exp(-0.5 \cdot (\log(x/C)/D)^2 + (\log(y/F)/G)^2)$
Зависимость S_{mo} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении C слоев массива	Cosine $z = z_0 + A_1 \cdot \cos(x) + B_1 \cdot \cos(y) + A_2 \cdot \cos(2 \cdot x) + C_1 \cdot \cos(x) \cdot \cos(y) + B_2 \cdot \cos(2 \cdot y)$
Зависимость B_{mo} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении E слоев массива	Rational2D $z = (z_0 + A_{01} \cdot x + B_{01} \cdot y + B_{02} \cdot y^2 + B_{03} \cdot y^3) / (1 + A_1 \cdot x + A_2 \cdot x^2 + A_3 \cdot x^3 + B_1 \cdot y + B_2 \cdot y^2)$

Продолжение таблицы 4.1

Зависимость B_{mo} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении φ слоев массива	Cosine $z = z_0 + A_1 \cdot \cos(x) + B_1 \cdot \cos(y) + A_2 \cdot \cos(2 \cdot x) + C_1 \cdot \cos(x) \cdot \cos(y) + B_2 \cdot \cos(2 \cdot y)$
Зависимость B_{mo} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении C слоев массива	Parabola2D $z = z_0 + a \cdot x + b \cdot y + c \cdot x^2 + d \cdot y^2$
	Cosine $z = z_0 + A_1 \cdot \cos(x) + B_1 \cdot \cos(y) + A_2 \cdot \cos(2 \cdot x) + C_1 \cdot \cos(x) \cdot \cos(y) + B_2 \cdot \cos(2 \cdot y)$
	Rational2D $z = (z_0 + A_01 \cdot x + B_01 \cdot y + B_02 \cdot y^2 + B_03 \cdot y^3) / (1 + A_1 \cdot x + A_2 \cdot x^2 + A_3 \cdot x^3 + B_1 \cdot y + B_2 \cdot y^2)$
Зависимость U_{max} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении E слоев массива	Rational2D $z = (z_0 + A_01 \cdot x + B_01 \cdot y + B_02 \cdot y^2 + B_03 \cdot y^3) / (1 + A_1 \cdot x + A_2 \cdot x^2 + A_3 \cdot x^3 + B_1 \cdot y + B_2 \cdot y^2)$
Зависимость U_{max} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении φ слоев массива	Exponential2D $z = z_0 + B \cdot \exp(-x/C) \cdot \exp(-y/D)$
Зависимость U_{max} от структуры грунтового массива в забое тоннеля при изменении C слоев массива	Exponential2D $z = z_0 + B \cdot \exp(-x/C) \cdot \exp(-y/D)$

Вышеупомянутый ряд моделей хоть и описывается тремя разными аналитическими зависимостями с точностью не менее 98%, однако не имеет решения в виде единой зависимости из-за значительно отличающегося друг от друга характера изменения значений отслеживаемого критерия.

Наибольшая разница в значениях исследуемых критериев при различных положениях изменяемого слоя на забое (l_i) и мощности слоя (m_i) представлена в таблице 4.2.

Таблица 4.2 – Наибольшая разница в значениях при варьируемой структуре грунтового массива в забое тоннеля (по данным автора)

Параметр	Наибольшая разница в значениях при различных положениях изменяемого слоя на забое (l_i) и мощности слоя (m_i/D_T): $i = 1$ – значение параметра наименьшего значения, $i = 2$ – параметр наибольшего значения			
	$S_{mo}, \%$ $l_1 \div l_2$ $m_1 \div m_2$	$B_{mo}, \%$ $l_1 \div l_2$ $m_1 \div m_2$	$U_{max}, \%$ $l_1 \div l_2$ $m_1 \div m_2$	$S_{зпс.}, \%$ $l_1 \div l_2$ $m_1 \div m_2$
E_{oed}, E_{50}, E_{ur}	96,8 0,58÷0,58 0,33÷0,33	88,4 0,58÷0,58 0,33÷0,33	90,0 0÷0,08 0,33÷0,33	96,8 0,58÷0,58 0,33÷0,33
φ	38,2 0÷0 0,33÷0,33	39,8 0,67÷0,67 0,33÷0,33	35,7 0÷0 0,33÷0,33	53,0 0,67÷0,67 0,33÷0,33

Продолжение таблицы 4.2

Параметр	Наибольшая разница в значениях при различных положениях изменяемого слоя на забое (l_i) и мощности слоя (m_i/D_T): $i = 1$ – значение параметра наименьшего значения, $i = 2$ – параметр наибольшего значения			
	$S_{MO}, \%$ $l_1 \div l_2$ $m_1 \div m_2$	$B_{MO}, \%$ $l_1 \div l_2$ $m_1 \div m_2$	$U_{max}, \%$ $l_1 \div l_2$ $m_1 \div m_2$	$S_{зпс.}, \%$ $l_1 \div l_2$ $m_1 \div m_2$
C	15,8	10,1	14,3	6,6
	0,58÷0	0,58÷0,74	0÷0	0÷0,67
	0,33÷0,33	0,33÷0,33	0,33÷0,33	0,33÷0,33

Для определения влияния построен ряд численных конечно-элементных моделей с заданными геологическими и технологическими параметрами (рисунки 2.1 – 2.2).

По результатам проведенного численного моделирования построены графики влияния структуры слоистого грунтового массива в забое тоннеля на форму и размер зоны сдвижений массива при обладании слоем грунта углом внутреннего трения большим ($1,3\varphi_0$) или меньшим ($0,7\varphi_0$) вмещающему массиву.

Анализ результатов численного моделирования показал, что:

- с увеличением глубины заложения тоннеля происходит увеличение площади зоны сдвижений грунтового массива в призабойной зоне тоннеля вглубь выработки;
- при наличии в забое ослабленного слоя грунта наибольшая разница в значениях площади сдвижения грунтового массива на заданном диапазоне глубин заложения тоннеля достигает 67%, а при наличии усиленного слоя грунта 76%;
- при неизменной глубине и различной структуре массива с наличием в забое ослабленного слоя грунта разница в значениях достигает 13% на глубине заложения тоннеля равной 80,5 м, а при наличии усиленного слоя грунта 22%;
- площадь зоны сдвижения грунтового массива достигает наибольших величин при залегании ослабленного слоя грунта в центре сечения строящегося тоннеля, при этом разница в значениях равняется 118,4%;
- возрастание глубины заложения тоннеля приводит к изменению формы горизонтальных сдвижений грунтового массива в призабойной зоне от эллипса, хорда которого - плоскость забоя, к полуокружности, в которой забой находится на расстоянии $1/4$ диаметра полуокружности от её геометрического центра;

- при наличии в забое ослабленного слоя грунта изменение размеров зоны сдвижений грунтового массива в призабойной зоне при различной структуре массива увеличивается с возрастанием глубины заложения тоннеля с 0% до 12%;
- при наличии в забое усиленного слоя грунта разница в значениях площади зоны сдвижения грунтового массива достигает наибольших величин при залегании усиленного слоя грунта в своде строящегося тоннеля и равняется 99,6%;
- характер изменения формы зоны сдвижений грунтового массива в призабойной зоне аналогичен случаю с наличием в забое ослабленного слоя грунта.
- при залегании усиленного слоя в своде тоннеля на всех глубинах наблюдается превышение значений площади зоны сдвижений грунтового массива в сравнении с залеганием усиленного слоя в почве и центре сечения тоннеля.

4.2 Верификация результатов исследований на основе результатов моделирования по данным с проектирования и строительства тоннелей Санкт-Петербургского метрополитена

Верификация результатов исследований проведена на результатах проектирования и строительства перегонных тоннелей Санкт-Петербургского метрополитена по причине соответствия диапазонов характеристик грунта и наличии случаев пересечения одним перегонным тоннелем слоистого грунтового массива разной структуры по трассе строительства (рисунок 4.1).

В ходе верификации результатов моделирования выполнено построение трехмерной конечно-элементной модели с аналогичными значениями физико-механических характеристик грунта, принятых в одном из рядов исследуемых моделей.

Ниже представлен результат сравнения мульд сдвижения земной поверхности (рисунок 4.2).

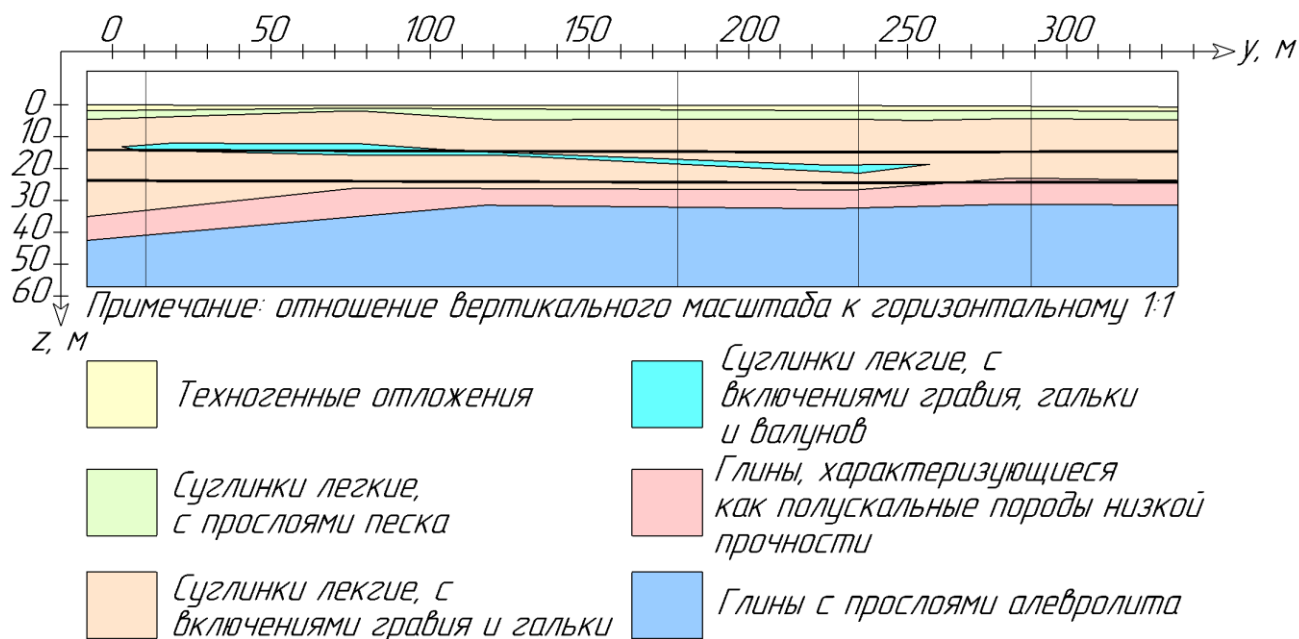


Рисунок 4.1 – Геологический разрез по трассе тоннеля метро Санкт-Петербурга (составлено автором)

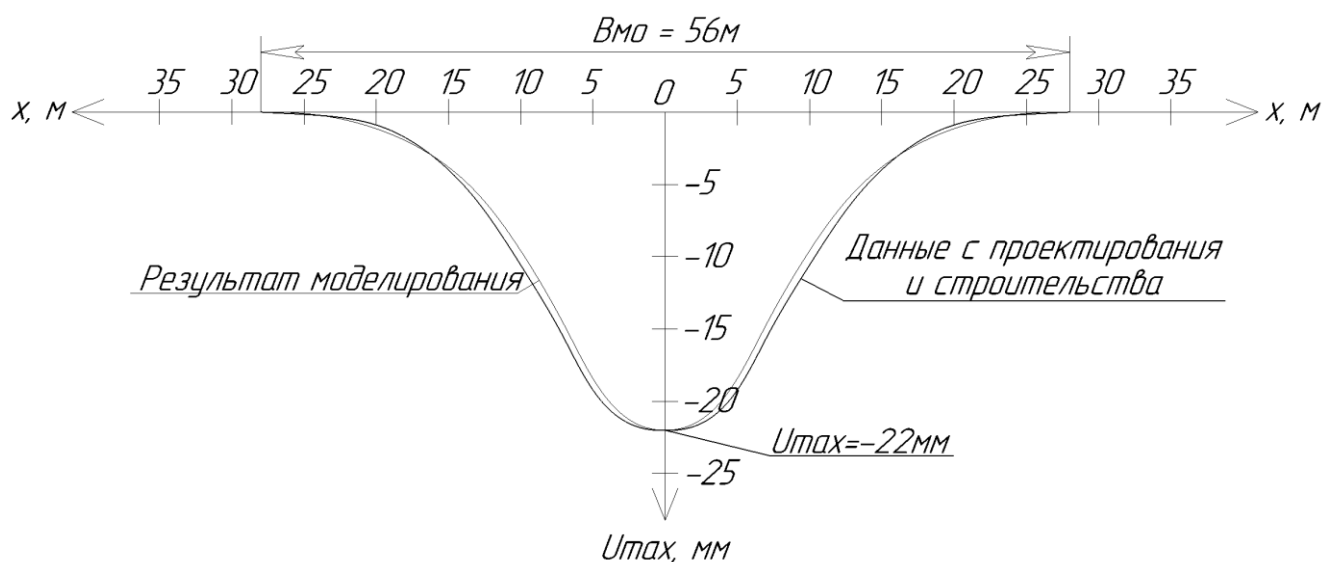


Рисунок 4.2 – Сравнение результатов моделирования и прогнозных формы и размеров мульды сдвижения по результатам проектирования и строительства метро Санкт-Петербурга (составлено автором)

Для оценки сравнения теоретических результатов с фактической кривой мульды выполнены расчеты сходимости по критериям:

1. Коэффициент корреляции Пирсона по формуле (4.1):

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})(\hat{y}_i - \bar{\hat{y}})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2 \sum_{i=1}^n (\hat{y}_i - \bar{\hat{y}})^2}}, \quad (4.1)$$

где y_i – теоретическое значение,

$\bar{y}$ – среднее теоретических значений,

$\hat{y}_i$ – фактическое значение,

$\bar{\hat{y}}$ – среднее фактических значений.

2. Коэффициент детерминации рассчитывается по формуле (4.2):

$$R^2 = 1 - \frac{SS_{res}}{SS_{tot}}, \quad (4.2)$$

где SS_{res} – сумма квадратов разниц между теоретическими и фактическими значениями (4.3),

SS_{tot} – сумма квадратов разниц между теоретическими значениями и средним теоретическим значением (4.4).

$$SS_{res} = \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2; \quad (4.3)$$

$$SS_{tot} = \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2. \quad (4.4)$$

3. Среднеквадратическое отклонение между кривыми рассчитывается по формуле (4.5):

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}. \quad (4.5)$$

4. Нормализованное среднеквадратическое отклонение относительно диапазона значений согласно уравнению (4.6):

$$NRMSE = \frac{RMSE}{\max(y_i) - \min(y_i)}. \quad (4.6)$$

5. Максимальное отклонение рассчитывается по формуле (4.7):

$$Max\ Error = \max_i |y_i - \hat{y}_i|. \quad (4.7)$$

Результаты расчетов и интерпретация результатов теоретических результатов с фактическими представлены далее (таблица 4.3).

Таблица 4.3 – Интерпретация сходимости теоретических результатов с фактическими (по данным автора)

Показатель	Значение	Интерпретация
Коэффициент корреляции Пирсона r	0,9988	Сильная корреляция
Коэффициент детерминации (R^2)	0,9950	Кривые совпадают на 99,5%
Среднеквадратическое отклонение между кривыми ($RMSE$)	0,5632	Типичная величина отклонения
Нормализованное среднеквадратическое отклонение относительно диапазона значений ($Normalized\ RMSE - NRMSE$)	0,0246 (2,46%)	Очень малая относительная ошибка

Продолжение таблицы 4.3

Показатель	Значение	Интерпретация
Максимальное отклонение (<i>Max Error</i>)	0,99	Максимальное отклонение в точках 4 и 8
Вывод: Все примененные стандартные критерии указывают на совпадение кривых		

4.3 Практические рекомендации по определению влияния структуры слоистого массива в забое тоннеля на устойчивость массива и необходимое для его поддержания давление пригруза проходческого щита

Определены наибольшие диапазоны изменения значений выбранных критериев при вариации параметров изменяемого слоя (таблица 4.4).

Таблица 4.4 – Диапазоны изменения значений критериев при вариации параметров изменяемого слоя (по данным автора)

Критерий	Диапазоны изменения значений критериев при вариации параметров изменяемого слоя, %	
	$E_{изм}/E_{вмещ} = 0,07$	$E_{изм}/E_{вмещ} = 1,93$
$S_{мо}$	20,530	-0,320
$B_{мо}$	6,301	-0,150
U_{max}	6,261	-0,261
$S_{зпс}$	22,839	-0,225
	$\phi_{изм}/\phi_{вмещ} = 0,65$	$\phi_{изм}/\phi_{вмещ} = 1,35$
$S_{мо}$	-0,115	0,443
$B_{мо}$	-0,015	0,635
U_{max}	0,417	-0,074
$S_{зпс}$	1,032	-0,044
	$C_{изм}/C_{вмещ} = 0$	$C_{изм}/C_{вмещ} = 2$
$S_{мо}$	-0,091	-0,103
$B_{мо}$	-0,000	0,076
U_{max}	-0,071	0,074
$S_{зпс}$	0,047	0,000
	$m_{изм} = 0D_T$	$m_{изм} = 0,33D_T$
$S_{мо}$	0,000	90,222
$B_{мо}$	0,000	64,666
U_{max}	0,000	78,226
$S_{зпс}$	0,000	82,912
	$I = 0D_T$	$I = 0,8D_T$
$S_{мо}$	0,000	78,609
$B_{мо}$	0,000	138,399
U_{max}	0,000	47,314
$S_{зпс}$	0,000	44,754

Для расчета коэффициента устойчивости грунтового массива составлена балльная система определения влияния параметров изменяемого слоя в забое

тоннеля на устойчивость массива (таблица 4.5). Для определения значений балльной системы выбраны наиболее чувствительные к влиянию параметров изменяемого слоя диапазоны значений критериев, выделенные в таблице 4.4. За устойчивое состояние массива в исследовании принято состояние, при котором максимальные осадки поверхности не превышают предельно допустимых, в текущем случае 24 мм.

Таблица 4.5 – Распределение баллов A_E , A_ϕ , A_C , A_m , A_l для расчета коэффициента устойчивости грунтового массива (по данным автора)

$E_{изм}/E_{вмещ}$	0,07	0,54	1	1,46	1,93
Балл (A_E)	22,839	11,420	0,000	-0,113	-0,225
$\phi_{изм}/\phi_{вмещ}$	0,65	0,825	1	1,175	1,35
Балл (A_ϕ)	-0,044	-0,022	0,000	0,516	1,032
$C_{изм}/C_{вмещ}$	0	0,5	1	1,5	2
Балл (A_C)	0,074	0,037	0,000	-0,036	-0,071
$m_{изм}$	0	0,2	0,265	0,3	0,33
Балл (A_m)	0,000	22,555	45,111	67,666	90,222
l	0	0,2	0,4	0,6	0,8
Балл (A_l)	0,000	34,600	69,200	103,799	138,399

Значение мощности ($m_{изм}$) и положения слоя (l) в таблице 4.5 равны 0 в случае отсутствия изменяемого слоя в забое тоннеля или отсутствия разницы в физико-механических характеристиках между ним и вмещающим массивом.

Если значение соотношения механических характеристик грунта или мощности и положения слоя на забое не совпадает с табличными, необходимо прибегнуть к расчету баллов с применением интерполяции. Расчетная формула коэффициента устойчивости грунтового массива (4.8):

$$K_V = A_E \cdot A_\phi \cdot A_C \cdot A_m \cdot A_l. \quad (4.8)$$

Полученный коэффициент возможно использовать в зависимостях, применяемых для расчета устойчивости забоя тоннеля, а также расчета необходимого для поддержания устойчивости забоя давление пригруза, начиная с базовых, таких как (4.9):

$$P_F = K_V(P_E + P_W), \quad (4.9)$$

где P_F – требуемое давление пригруза на забой тоннеля, кН/м²,

P_E – давление грунта, кН/м²,

P_W – гидростатическое давление воды, кН/м².

Прочие ранее рассмотренные зависимости также могут быть подвергнуты модификации за счет учета предложенного коэффициента устойчивости грунтового массива.

Сила пригруза забоя рассчитывается по формуле (4.10):

$$P = K_V \frac{\pi D^2}{4} q, \quad (4.10)$$

где D – диаметр тоннеля в черне, м,

q – давление пригруза, кН/м².

Величина предельного давления пригруза забоя рассчитывается из уравнения (4.11):

$$q_{\text{пр}} = K_V \frac{4}{\pi D^2 \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)} \left[\gamma V - 0,5 \gamma H \sin \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \cos \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi S_{\text{бок}} - \right. \\ \left. - \gamma V \cos \theta \operatorname{tg} \varphi - C \cos \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) S_{\text{бок}} - \frac{\pi D^2 C}{4 \cos 0} \right] \quad (4.11)$$

где φ – угол внутреннего трения грунта, град,

γ – удельный вес грунта, кг/м³,

V – объем конуса, м³,

H – глубина залегания тоннеля, м,

θ – угол наклона площадки сдвига, град,

C – сцепление грунта, кН/м²,

$S_{\text{бок}}$ – вычисляется по формуле (4.12):

$$S_{\text{бок}} = K_V \pi H \frac{D + H \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)}{\cos \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)}. \quad (4.12)$$

4.4 Определение необходимого для устойчивости забоя тоннеля давления пригруза на забой в зависимости от структуры слоистого грунтового массива в забое тоннеля, строящегося ТПМК с пригрузом забоя

Влияние структуры слоистого грунтового массива в забое тоннеля, строящегося ТПМК с пригрузом забоя, на необходимое для устойчивости забоя тоннеля давление пригруза на забой рассматривалось через исследованный ранее параметр площади зоны предельного состояния. В ходе исследования установлено, что критерий площади сечения зоны предельного состояния слоистого грунтового

массива на участке установившихся деформаций наиболее чувствителен к изменению структуры слоистого грунтового массива в забое тоннеля (таблица 4.2). В разработанном методе критерий принимается для расчета необходимого для устойчивости забоя тоннеля давления пригруза на забой.

С целью обеспечения возможности дальнейшего использования результатов определенной далее зависимости между структурой слоистого грунтового массива в забое тоннеля и необходимым давлением пригруза на забой смоделирован ряд моделей с аналогичными построенным ранее при верификации результатов исследований моделям:

- структурой;
- моделями поведения материалов;
- физико-механическими свойствами грунтов и обделки.

При рассматриваемом ранее ряде моделей давление пригруза на забое тоннеля изменялось на величину, необходимую для поддержания равновесного состояния между давлением со стороны массива и проходческого щита, что выражалось в отсутствии изменения формы и размеров мульды сдвижения. Площадь зоны предельного состояния при этом оставалась неизменной.

Для определения необходимой зависимости для текущего ряда моделей давление пригруза на забое тоннеля задано как постоянное и равное $2,2 \text{ кН/м}^2$. Изменение структуры массива в ряде моделей привело к изменению площади зоны предельного состояния. Посредством использования аналогичного с предыдущими численными моделями метода обработки результатов моделирования построена необходимая зависимость (рисунок 4.3 и таблица 4.6).

Зависимость позволяет определить степень изменения давления пригруза на забой от исходного значения с учетом прогнозного изменения зоны предельного состояния, рассчитанного при условии отсутствия изменения пригруза забоя. Посредством применения зависимости на основе прогноза возможно в режиме реального времени изменять давление пригруза на забое с целью исключения увеличения текущего влияния строительства перегонного тоннеля на слоистый грунтовый массив.

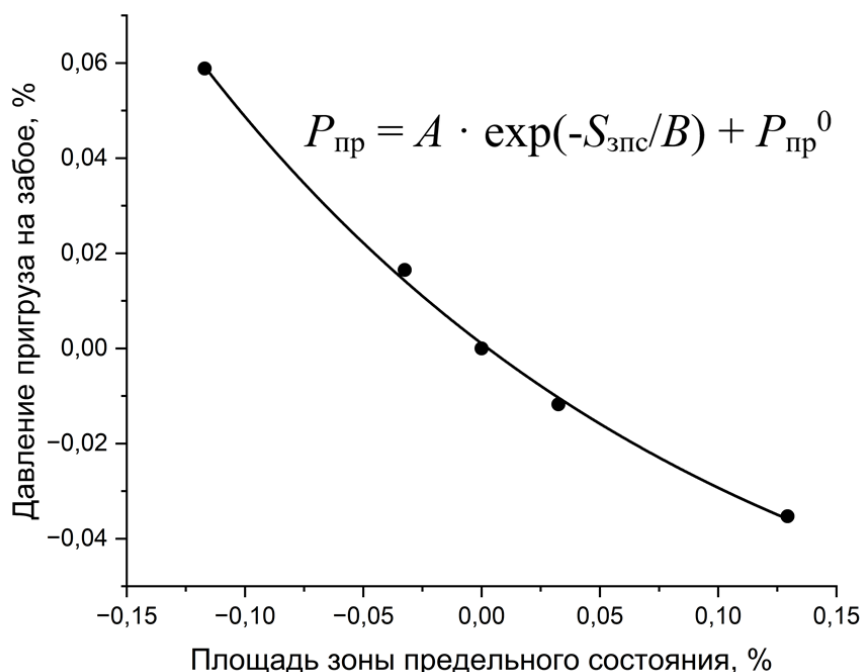


Рисунок 4.3 – Зависимость изменения необходимого для устойчивости забоя тоннеля давления пригруза на забой от изменения значения площади зоны предельного состояния (составлено автором)

Таблица 4.6 – Аналитическая зависимость изменения необходимого для устойчивости забоя тоннеля давления пригруза на забой от изменения значения площади зоны предельного состояния (по данным автора)

Использованная модель	ExpDec1
Зависимость	$P_{\text{пр}} = A \cdot \exp(-S_{\text{зпс}}/B) + P_{\text{пр}}^0$
Начальное значение давления пригруза, $P_{\text{пр}}^0$, кН/м ²	-0,08225
Эмпирический коэффициент, A	0,08328
Эмпирический коэффициент, B	0,22088
Reduced Chi-Sqr	4,26062E-6
Коэффициент детерминации	0,99828
Adj. R-Square	0,99656

4.5 Устройство для непрерывного контроля изменения геологической структуры грунтового массива впереди забоя тоннеля

На сегодняшний день для достижения практического эффекта необходимо разработать программное обеспечение, способное в режиме реального времени получать точную структуру грунтового массива впереди лба забоя тоннеля и осуществлять прогноз изменения текущих технологических показателей для обеспечения наименьшего влияния на грунтовый массив, вмещающий строящийся тоннель. Для получения описанных выше показателей структуры массива в забое

тоннеля наиболее близка конструкция исполнительного органа щита с возможностью определения характеристик массива впереди забоя тоннеля при помощи ультразвуковых датчиков [16].

Применимость разработанного метода обуславливается возможностью обеспечения непрерывного контроля изменения геологической структуры грунтового массива впереди забоя тоннеля для оперативного изменения нагрузки на забой с целью снижения влияния строительства тоннеля на окружающий массив и в том числе на земную поверхность и эксплуатирующиеся на ней здания и сооружения. Достичь поставленной цели возможно при наличии в ТПМК устройства, способного реализовывать упомянутый выше механизм работы.

В рамках диссертационного исследования разработано устройство для непрерывного контроля изменения геологической структуры грунтового массива впереди забоя тоннеля.

Исполнительный орган выполнен в форме диска кругового сечения из металла, в котором выполнены отверстия в форме прямоугольника, с возможностью пропуска грунта, разрушенного шарошками и резцами, внутрь щита (рисунок 4.4).

На боковой поверхности внутри отверстий 12 (рисунок 4.5) установлен узел крепления датчиков. Узлы крепления датчиков установлены по четырём окружностям попарно друг напротив друга. Узел крепления датчиков состоит из жестко закреплённого защитного чехла ультразвукового датчика, на обратной стороне исполнительного органа выполнена цилиндрическая полость. В цилиндрической полости установлены с возможностью съема ультразвуковые датчики. Над защитным чехлом ультразвукового датчика в исполнительном органе выполнена полость прямоугольной формы. В полости с возможностью съема закреплены аккумуляторный блок, а над ним передатчик данных.

Внутри щита за диафрагмой герметичной камеры, под защитной оболочкой проходческой машины к кабине управления щитом с возможностью съема закреплены приемник данных и пульт управления проходческим щитом (рисунок 4.6).

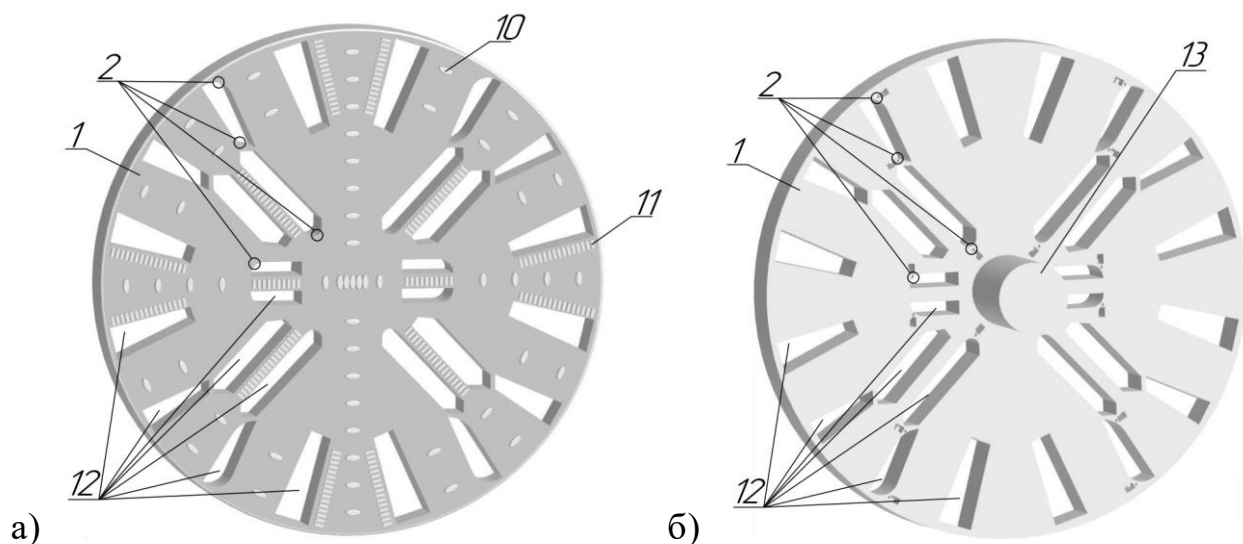


Рисунок 4.4 - Исполнительный орган проходческого щита: а) лицевая сторона исполнительного органа проходческого щита; б) обратная сторона исполнительного органа проходческого щита; 1 - исполнительный орган, 2 - узел крепления датчиков, 10 - шарошки, 11 - резцы, 12 – отверстие (составлено автором)

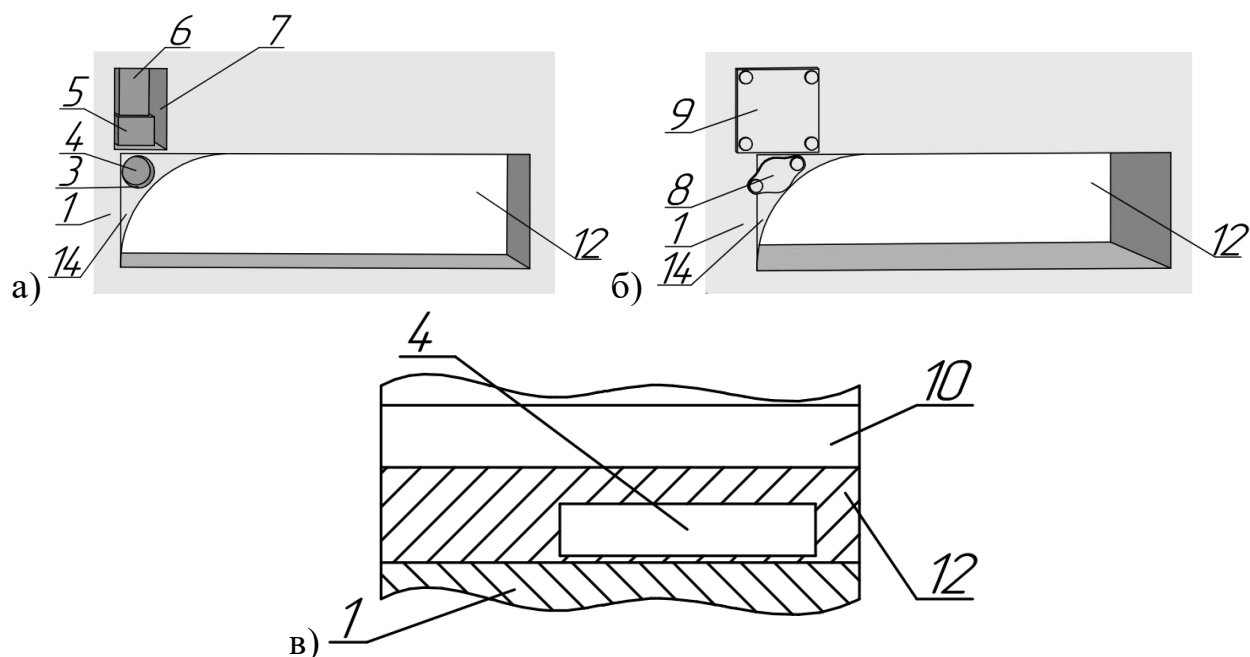


Рисунок 4.5 – Установка ультразвукового датчика: а) схема установки ультразвукового датчика, б) схема установки ультразвукового датчика под защитой крышек, в) схема расположения ультразвукового датчика; 1 – исполнительный орган, 3 – цилиндрическая полость, 4 – ультразвуковой датчик, 5 – аккумуляторный блок, 6 – передатчик данных, 7 – полость, 8 – крышка, 9 – крышка, 10 – шарошки, 12 – отверстие, 14 – защитный чехол ультразвукового датчика (составлено автором)

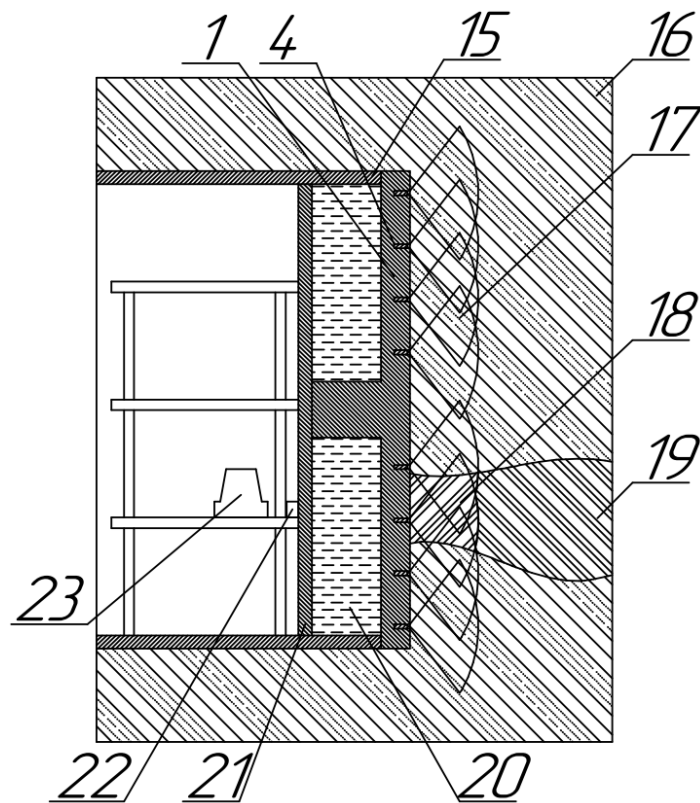


Рисунок 4.6 – Схема работы ультразвукового датчика: 1 – исполнительный орган, 4 – ультразвуковой датчик, 15 – защитная оболочка проходческой машины, 16 – вмещающий массив грунта, 17 – зона мониторинга вмещающего массива грунта, 18 – зона мониторинга слоя грунта с изменяющейся мощностью, 19 – слой грунта с изменяющейся мощностью, 20 – смесь для пригруза забоя, 21 – диафрагма герметичной камеры, 22 – приемник данных, 23 – пульт управления проходческим щитом (составлено автором)

Работа исполнительного органа проходческого щита для строительства тоннелей в слоистом массиве происходит следующим образом. Перед началом работы щита в исполнительный орган устанавливаются ультразвуковые датчики, аккумуляторные блоки и передатчики данных (рисунок 4.5, а). Цилиндрическая полость и полость закрываются крышкой и крышкой (рисунок 4.5, б). Исполнительный орган проходческого щита соединяется главным валом с конструкцией проходческого щита. Производится нагнетание смеси для пригруза забоя. Производится запуск вращения исполнительного органа с одновременной подачей его на забой. Под воздействием шарошек и резцов грунтовый массив разрушается (рисунок 4.4). Пропуск разрушенного грунта осуществляется через отверстия в исполнительном органе, после чего производится выпуск

разрушенного грунта и смеси для пригрузки забоя. Ультразвуковой сигнал излучается ультразвуковыми датчиками 4 вглубь массива по направлению соосному оси выработки (рисунок 4.6). Передача данных между ультразвуковым датчиком и пультом управления проходческим щитом реализуется по сети Wi-Fi благодаря передатчику данных и приемнику данных. Электропитание ультразвукового датчика и передатчика данных осуществляется за счет их соединения с аккумуляторным блоком. Работа датчиков может осуществляться по следующим сценариям: поочередное включение друг за другом, параллельная работа всех датчиков, поочередное включение пар или групп датчиков. Выбор сценария зависит от емкости аккумуляторных блоков, мощности передатчика данных и ультразвукового датчика, скорости строительства и длины траектории тоннеля.

Для реализации функционирования устройства необходимо зарегистрировать исходное показание ультразвуковых датчиков на начальном этапе строительства при известном геологическом строении грунтового массива в течение первого полного оборота исполнительного органа проходческой машины. За исходные значения плотностей грунта массива для расчета их изменения принимаются результаты лабораторных испытаний, производимые до начала строительства тоннеля щитовым проходческим комплексом.

Преобразование ультразвукового сигнала в информацию об изменении структуры массива грунта, состоящего из вмещающего массива грунта и слоя грунта с изменяющейся мощностью, начинается с излучения звукового сигнала ультразвуковыми датчиками вглубь массива. После чего отраженный от массива сигнал регистрируется приемником ультразвукового датчика.

Из зарегистрированной звуковой кривой исключаются инородные звуковые кривые, возникающие при работе машин и механизмов. Сделать это возможно по причине значительного превышения частоты ультразвукового сигнала над частотой вибраций машин и механизмов.

Помимо исключения из общей звуковой кривой инородных звуковых сигналов в кривую вводится поправка, учитывающая прохождение звукового

сигнала через металлический защитный чехол ультразвукового датчика. Для наиболее эффективной работы ультразвуковых датчиков необходимо снизить влияние металлического чехла, находящегося на пути распространения звука, на регистрируемую звуковую кривую. Достичь данного результата возможно при изготовлении металлического чехла с допуском достаточным для наиболее полного прилегания поверхности ультразвукового датчика к внутренней поверхности защитного металлического чехла.

Производится расчет времени прохождения звукового сигнала через массив грунта.

Из разницы в измерениях скорости прохождения ультразвуковой волны рассчитывается изменение плотности грунта массива по направлению излучения датчика.

По полученной в ходе половины оборота исполнительного органа проходческой машины разнице в измерениях плотностей грунта в массиве при учете траектории движения датчика в данном временном диапазоне строится грунтовый массив впереди забоя тоннеля с определенной датчиками структурой.

Повышение эффективности определения геологического строения массива в окрестностях забоя тоннеля достигается при непрерывном определении структуры массива грунта в призабойной зоне тоннеля за счет установки ультразвуковых датчиков на исполнительном органе проходческой машины.

4.6 Выводы по главе 4

1. В ходе анализа результатов численного конечно-элементного моделирования тоннеля, строящегося с применением ТПМК с активным пригрузом забоя:

– Определены аналитические зависимости, описывающие влияние структуры массива на выбранные критерии мульды сдвижения и зоны предельного состояния с точностью не менее 98% (таблица 4.1).

– Найдены диапазоны влияния каждого параметра и определен характер их влияния на выбранные критерии мульды сдвижения и зоны предельного состояния (таблица 4.2).

2. Проведена верификация результатов исследований на данных с проектирования и строительства перегонных тоннелей Санкт-Петербургского метрополитена. Выполнены расчеты сходимости для оценки сравнения теоретических результатов с фактической кривой мульды по критериям: коэффициент корреляции Пирсона, коэффициент детерминации, среднеквадратическое отклонение между кривыми, нормализованное среднеквадратическое отклонение относительно диапазона значений, максимальное отклонение. Все примененные стандартные критерии указывают на совпадение кривых (таблица 4.3).

3. Даны практические рекомендации по определению влияния структуры слоистого массива в забое тоннеля на устойчивость массива и необходимое для его поддержания давление пригруза проходческого щита. Разработан коэффициент для использования его в зависимостях, применяемых для расчета устойчивости забоя тоннеля, а также расчета необходимого для поддержания устойчивости забоя давления пригруза. Предложены модификации существующих формул по расчету необходимого для поддержания устойчивости забоя давления пригруза.

4. Разработана аналитическая зависимость для определения необходимого для устойчивости забоя тоннеля давления пригруза на забой в зависимости от структуры слоистого грунтового массива в забое тоннеля, строящегося ТПМК с пригрузом забоя (таблица 4.6).

5. Предложено устройство для непрерывного контроля изменения геологической структуры грунтового массива впереди забоя тоннеля для наиболее эффективного внедрения разработанного метода при проектировании и строительстве тоннелей подземных сооружений с использованием ТПМК с активным пригрузом забоя.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Проведённые исследования геомеханического обоснования устойчивости грунтов при строительстве тоннелей щитовыми проходческими комплексами с пригрузом забоя в слоистых массивах позволили разработать новый метод, адекватно описывающий механизм деформирования грунтового массива в условиях его естественной слоистости при воздействии на него строительных работ:

1. В ходе исследования подтверждены три ключевых научных положения:

1.1. Установлено, что использование установленных нелинейных зависимостей значений критериев ширины, площади поперечного сечения мульды сдвижения земной поверхности, наибольшего значения оседания земной поверхности и площади сечения зоны предельного состояния массива на участке установившихся деформаций от структуры слоистого грунтового массива в забое тоннеля позволяет надёжно описать влияние параметров на устойчивость слоистого грунтового массива. Определены аналитические зависимости, описывающие влияние и диапазоны работы метода.

1.2. Доказано, что для описания устойчивости слоистого грунтового массива при строительстве тоннелей с применением ТПМК с пригрузом забоя следует принимать площадь сечения зоны предельного состояния слоистого грунтового массива на участке установившихся деформаций в качестве основного критерия.

1.3. Установлена зависимость между площадью сечения зоны предельного состояния слоистого грунтового массива на участке установившихся деформаций от значения давления пригруза на забое, описываемая экспоненциальной функцией вида $P_{\text{пр}} = A \cdot \exp(-S_{\text{зпс}}/B) + P_{\text{пр}}^0$ с коэффициентом детерминации 0,99828. Зависимость позволяет определить степень изменения давления пригруза на забой от исходного значения с учётом прогнозного изменения зоны предельного состояния. Использование зависимости позволяет в режиме реального времени изменять давление пригруза для уменьшения деформаций грунтов при строительстве тоннелей с применением ТПМК с пригрузом забоя. Предложена практическая реализация разработанного аналитического метода: предложен

балльный критерий учета влияния структуры массива грунтового массива в забое тоннеля на устойчивость массива (K_V). Предложен способ учета критерия K_V в существующих зависимостях.

2. Исследования показали, что при варьировании модулей деформации (E_{oed} , E_{50} , E_{ur}) наибольшая разница в значениях площади мульды сдвижения достигает 96,8%, а площади зоны предельного состояния также составляет 96,8%. Изменение угла внутреннего трения приводит к разнице в 38,2% для мульды сдвижения и 53,0% для зоны предельного состояния. Влияние сцепления грунта выражается в разнице 15,8% и 6,6% соответственно. С увеличением глубины заложения тоннеля происходит увеличение площади зоны сдвижений грунтового массива в призабойной зоне вглубь выработки. При неизменной глубине и различной структуре массива с наличием ослабленного слоя грунта разница в значениях достигает 13%, а при усиленном слое – 22%.

3. Результаты исследования вносят существенный вклад в развитие геомеханики подземного строительства, расширяя возможности прогноза устойчивости слоистых массивов при строительстве тоннелей с использованием ТПМК с активным пригрузом забоя. Разработанный метод заполняет существенный пробел в научном и инженерном обеспечении строительства в условиях многослойного и неоднородного геологического разреза, что является актуальной задачей при развитии подземной инфраструктуры современных городов.

Дальнейшие исследования могут быть посвящены расширению области действия метода на иные критерии мульды сдвижения земной поверхности и зоны предельного состояния грунтового массива.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алексеев, А. В. Прогноз напряженно-деформированного состояния и устойчивости лба забоя тоннеля при пересечении нарушенных зон грунтового массива / А. В. Алексеев, П. Э. Вербило, А. Г. Протосеня // Записки Горного института. – 2022. – Т. 254. – С. 252-260. DOI: 10.31897/PMI.2022.26.
2. Бахарев, Т.С. Геологический атлас Санкт-Петербурга / Т.С. Бахарев, В.А. Жамойда, С.Э. Зубарев, Й. Кляйн, В.И. Мишин, Ю.А. Могиленко, Е.В. Нестерова, Д.В. Рябчук, Г.Б. Савенкова, Г.И. Сергеева, И.А. Серебрицкий, Г.А. Стуккей, О.В. Томилина, Е.С. Федотова, Г.Н. Федько, Д.А. Франк-Каменецкий, Я. Ярва ; – СПб.: Комильфо, 2009, с. 57. ISBN: 978-5-91339-080-6.
3. Беликов, А. А. Метод численного моделирования реологических процессов на контуре одиночной горной выработки / А. А. Беликов, Н. А. Беляков // ГИАБ 2024, 1, – С. 94–108. DOI:10.25018/0236_1493_2024_1_0_94.
4. Бехтев, И. Верификация полуэмпирического метода прогноза осадок Р.Б. Пека для щитовой проходки транспортных тоннелей мелкого заложения // Инженерный вестник Дона. – 2020. – №4. – С. 1-12.
5. Волохов, Е. М. К вопросу выбора граничного критерия для мульды сдвижения горных пород в массиве над сооружаемым тоннелем / Е. М. Волохов, В. Н. Гусев, Ю. В. Лир // Записки Горного Института – 2007. – Т. 172.
6. Волохов, Е. М. Проблемы обеспечения достоверности прогноза сдвижений поверхности при строительстве станционных комплексов метрополитена глубокого заложения / Е. М. Волохов, И. А. Бритвин, В. К. Кожухарова // Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2024. – № 5. – С. 36–61. DOI: 10.25018/0236_1493_2024_5_0_36.
7. Волохов, Е. М. Расчет сдвижений и деформаций горных пород, возникающих при строительстве тоннелей с учетом вертикальной асимметрии в распределении сдвижений / Е. М. Волохов, Н. С. Бах // Записки Горного Института – 2011. – Т. 190. – С. 278-283.

8. Волохов, Е. М. Учет вертикальной асимметрии распределения смещений в массиве горных пород, окружающем сооружаемый тоннель // Записки Горного Института – 2007. – Т. 172. – С. 162-166.
9. Губин, В. Н. Недра России. Том 2. Экология геологической среды / В. Н. Губин, А. А. Ковалев, С. А. Сладкопевцев, М. Г. Ясовеев ; БГУ, Минск, 2002 г., – с. 120.
10. Дашко, Р. Э. Верхнекотлинские глины Санкт-Петербургского региона как основание и среда уникальных сооружений: инженерно-геологический и геотехнический анализ / Р. Э. Дашко, Г. А. Лохматиков // Записки Горного института – 2022. – Т. 254. – С. 180-190.
11. Дашко, Р. Э. Инженерно-геологическое обоснование безопасности строительства и эксплуатации сооружений различного назначения в пределах Предглинтовой низменности (Западная часть Ленинградской области) / Р. Э. Дашко, А. А. Коробко // Записки Горного института – 2013. – Т. 206. – С. 95-100.
12. Карасев, М. А. Анализ причин деформации земной поверхности и характер формирования мульды оседания, вызванной строительством транспортных тоннелей // Записки Горного Института – 2011. – Т. 190.
13. Картозия, Б. А. Шахтное и подземное строительство. Том 1 / Б. А. Картозия, А. В. Корчак, А. М. Левицкий, В. Г. Лернер, Ю. Н. Малышев, Ю. П. Рахманинов, В. И. Резуненко, В. И. Смирнов, Б. И. Федунец, Б. А. Филимонов, М. Н. Шуплик ; – М.: МГТУ, 2003. с. 607. ISBN: 5-7892-0079-6.
14. Котиков, Д. А. Анализ факторов потери устойчивости крепи вертикального ствола при длительной эксплуатации в условиях Крайнего Севера / Д. А. Котиков, А. В. Веселова, Е. Л. Романова, П. А. Деменков // ГИАБ. – 2024, – №11–1, – С. 57-80. DOI: 10.25018/0236_1493_2024_111_0_57.
15. Мартиросянц, Е. Показатели устойчивости обнажений протерозойских глин в забоях тоннелей // Записки Горного Института. – 2009. – Т. 180. – С. 87-91.
16. Новожеина, С. У. Новый метод прогноза осадки поверхности эскалаторных тоннелей Санкт-Петербургского метрополитена, вырытых ЕРВ ТВМ. / С. У. Новожеина, М. Г. Выстрчил // Международная конференция по

промышленному инжинирингу. – Челябинск: ЮУрГУ, 2016. – С. 2266-2271. – DOI: 10.1016/j.proeng.2016.07.283.

17. Патент № 2835416 Российская Федерация, МПК E21D 9/06 (2006.01) E21C 27/02 (2006.01) G01V 3/15 (2006.01). Исполнительный орган проходческого щита для строительства тоннелей в многослойном массиве. Заявка № 2024118786 : заявл. 05.07.2024 : опубл. 25.02.2025 / **В. В. Кумов**, А. Г. Протосеня; заявитель/патентообладатель федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Санкт-Петербургский горный университет императрицы Екатерины II». – 14 с.

18. Пашкевич, М. А. Литификация доменным шлаком фильтрата полигонов ТКО / М. А. Пашкевич, Ю. А. Куликова // Записки Горного института. – 2024, – № 267, – С. 477 - 487.

19. Поляков, А. В. Особенности проектирования щитовых машин с грунтопригрузом / А. В. Поляков, А. Б. Жабин, П. Н. Чеботарев, В. Г. Хачатурян // Известия ТулГУ. – 2019. – № 4. – С. 150-156.

20. Протосеня, А. Г. Разработка метода прогноза давления пригруза забоя и осадок земной поверхности при строительстве тоннелей механизированными проходческими комплексами / А. Г. Протосеня, Н. А. Беляков, Д. Н. Тхай // Записки Горного Института. – 2015. – Т. 211. – С. 53-63.

21. Протосеня, А. Г. Влияние порового давления на устойчивость забоя при строительстве тоннелей щитовыми проходческими комплексами в смешанных забоях / А. Г. Протосеня, **В. В. Кумов** // Транспортное, горное и строительное машиностроение: наука и производство. – 2023. – № 20. – С. 131-141. DOI: 10.26160/2658-3305-2023-20-131-141.

22. Протосеня, А. Г. Влияние структуры массива грунта в смешанном забое тоннеля на форму и размер мульды осадок земной поверхности / А. Г. Протосеня, **В.В. Кумов** // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). – 2024. – № 4. – С. 5–21. DOI: 10.25018/0236_1493_2024_4_0_5.

23. Протосеня, А. Г. Влияние структуры многослойного грунтового массива на его устойчивость при строительстве тоннелей щитовыми проходческими комплексами с пригрузом забоя / А. Г. Протосеня, **В.В. Кумов** // Транспортное, горное и строительное машиностроение: наука и производство. – 2024. – № 26. – С. 102-111. DOI: 10.26160/2658-3305-2024-26-102-111.
24. Протосеня, А. Г. Разработка метода прогноза давления пригруза забоя и осадок земной поверхности при строительстве тоннелей механизированными проходческими комплексами / А. Г. Протосеня, Н. А. Беляков, Н. Т. До // Записки Горного института. – 2015. – Т. 211. – С. 53-63.
25. Тер-Мартirosян, А. Обзор численных методов расчета осадок поверхности грунта при щитовой проходке / А. Тер-Мартirosян, И. Тихонюк // Construction and Geotechnics. – 2025. – Т. 16, – № 1. – С. 47–81. DOI: 10.15593/2224-9826/2025.1.04.
26. Трушко, В. Л. К вопросу оценки взаимовлияния выработок в расчетах сдвижений и деформаций массива горных пород и земной поверхности над сооружаемыми тоннелями / В. Л. Трушко, Е. М. Волохов // Записки Горного Института – 2009. – Т. 180.
27. Avunduk, E. Empirical modeling for predicting excavation performance of EPB TBM based on soil properties / E. Avunduk, J. Wang, J. Fu, H. Copur // Tunnelling And Underground Space Technology – 2018. – Vol. 71. – P. 340-353. DOI: 10.1016/J.TUST.2017.09.016.
28. Bal, A. A 3D particle finite element model for the simulation of soft soil excavation using hypoplasticity / A. Bal, T. Dang, G. Meschke // Computational Particle Mechanics. – 2020, – Vol. 7 (1), – P. 151-172. DOI:10.1007/s40571-019-00271-y.
29. Benz, T. Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences // Dissertation, Universität Stuttgart. – 2006, – P. 1-209.
30. Berthoz, N. TBM soft ground interaction: Experimental study on a 1 g reduced-scale EPBS model / N. Berthoz, J. Wang, D. Branque [et al.] // Tunnelling And Underground Space Technology. – 2018. – Vol. 72. P. 189-209. – P. 189-209. DOI: 10.1016/J.TUST.2017.11.022.

31. Clayton, C.R.I. Terzaghi's theory of consolidation and the discovery of effective stress. Compiled from the work of K. Terzaghi and A.W. Skempton / C.R.I. Clayton, M. Steinhagen, H.M. Steinhagen [et al.] // *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, – 1995. – Vol. 113(4). – P. 191-205. DOI: 10.1680/igeng.1995.28015.
32. Dang, T. Influence of muck properties and chamber design on pressure distribution in EPB pressure chambers - Insights from computational flow simulations / T. Dang, J. Wang, J. Fu, G. Meschke // *Tunnelling And Underground Space Technology* – 2020. – Vol. 99. – P. 1-14. DOI: 10.1016/J.TUST.2020.103333.
33. Dashko, R.E. Interdisciplinary Approach as Basis for Enhancing Construction and Operation Safety of Industrial Hydraulic Structures / R.E. Dashko, D.L. Kolosova // *Sustainability*. – 2025, – Vol. 17, p. 5244. DOI: 10.3390/su17125244.
34. Dashko, R.E. Nuclear magnetic resonance as a method for revisiting the theory and practice of filtration consolidation in water-saturated clay soils / R.E. Dashko, D.L. Kolosova, A.S. Mazur, A.V. Ievlev // *Journal of Mining Institute*. – 2025. – p. 276.
35. Hemeda, S. Geotechnical modelling and subsurface analysis of complex underground structures using PLAXIS 3D // *Geo-Engineering*. – 2022. – Vol. 13 (9). – P. 1–17. DOI: 10.1186/s40703-022-00174-7.
36. Hemeda, S. PLAXIS 3D numerical analysis of complex geotechnical problems of colossal built heritage // *Herit Sci*. – 2024. – Vol. 12 (32). – P. 1–18. DOI: 10.1186/s40494-024-01156-x.
37. Huang, M. Continuous field based upper bound analysis for three-dimensional tunnel face stability in undrained clay / M. Huang, J. Wang, S. Li [et al.] // *Computers And Geotechnics* – 2018. – Vol. 94. – P. 207-213. DOI: 10.1016/J.COMPGEO.2017.09.014.
38. Hu, X. Face stability conditions in granular soils during the advancing and stopping of earth-pressure-balanced-shield machine / X. Hu, W. Fu, J. Ju [et al.] // *Tunnelling And Underground Space Technology*. – 2021. – Vol. 109. – P. 1-15. DOI: 10.1016/J.TUST.2020.103755.

39. Hu, X. Face stability conditions in granular soils during the advancing and stopping of earth-pressure-balanced-shield machine / X. Hu, W. Fu, Ju. J. Woody [et al.] // *Tunnelling And Underground Space Technology* – 2021. – Vol. 109. – P. 1-15. DOI: 10.1016/J.TUST.2020.103755.
40. Hu, X. Analysis of ground settlement induced by Earth pressure balance shield tunneling in sandy soils with different water contents / X. Hu, C. He, Z. Peng, W. Yang // *Sustainable Cities and Society* – 2019. – Vol. 45. – P. 296-306. DOI: 10.1016/J.SCS.2018.10.038.
41. Hu, X. Laboratory Model Test of EPB Shield Tunneling in a Cobble-Rich Soil / X. Hu, J. Wang, J. Fu [et al.] // *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering* – 2020. – Vol. 146. – P. 1-10. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002355.
42. Hu, X. A DEM-based study of the disturbance in dry sandy ground caused by EPB shield tunneling / X. Hu, J. Wang, C. He [et al.] // *Tunnelling And Underground Space Technology* – 2020. – Vol. 101. – P. 1-16. DOI: 10.1016/J.TUST.2020.103410.
43. Ilyinov, M.D. Physical simulation aspects of structural changes in rock samples under thermobaric conditions at great depths / M.D. Ilyinov, D.N. Petrov, D.A. Karmanskiy, A.A. Selikhov // *Mining Science and Technology (Russia)*. – 2023, – Vol. 8(4) : – P. 290-302. DOI: 10.17073/2500-0632-2023-09-150.
44. Jiankang, L. Influence of geological conditions of rock mass ahead of tunnel face on the prediction performance of uniaxial compressive strength prediction model / L. Jiankang, C. Yujing, S. Osama // *Conference Series: Earth and Environment Science*. – 2021, – Vol. 861, – P. 1-9. DOI: 10.1088/1755-1315/861/4/042116.
45. Kang-Hyun, L. Probabilistic estimation of predicting the state of the soil in front of TBM tunnels, combining each method of geophysical forecasting. / L. Kang-Hyun, S. Hyung-Joon, J. Park, L. In-Mo // *Journal of Korean Tunnelling and Underground Space Association*. – 2016, – Vol. 18(3). – P. 257-272. DOI: 10.9711/KTAJ.2016.18.3.257.
46. Knabe, T. Identification of constitutive parameters of soil using an optimization strategy and statistical analysis / T. Knabe, M. Datcheva, T. Lahmer [et al.]

// Computers and Geotechnics. – 2013, – Vol. 49. – P. 143-157. DOI:10.1016/j.compgeo.2012.10.002.

47. Komolov, V. Investigation of the behavior of load-bearing structures when excavating a pit under the protection of a «Wall in the ground» / V. Komolov, A. Belikov, P. Demenkov // Technological achievements in construction. – 2022, – Vol. 180. – P. 313-323. DOI: 10.1007/978-3-030-83917-8.

48. Leca, E. ITA/AITES Report 2006 on Settlements induced by tunneling in Soft Ground / E. Leca, B. New // Tunnelling and Underground Space Technology 22. – 2007. – P. 119-149. DOI: 10.1016/j.tust.2006.11.001.

49. Lee, H. Numerical Simulation of EPB Shield Tunnelling with TBM Operational Condition Control Using Coupled DEM-FDM / H. Lee, J. Wang, J. Fu [et al.] // Applied Sciences-Basel. – 2021. – Vol. 11. – P. 1-19. DOI: 10.3390/APP11062551.

50. Li, P. Face stability analysis of a shallow tunnel in the saturated and multilayered soils in short-term condition / P. Li, F. Wang, C. Zhang, Z. Li // Computers And Geotechnics – 2019. – Vol. 107. – P. 25-35. DOI: 10.1016/J.COMPGE0.2018.11.011.

51. Li, W. Face Stability Analysis for a Shield Tunnel in Anisotropic Sands / W. Li, J. Wang, C. Zhang // International Journal of Geomechanics – 2020. – Vol. 20. – P. 1-11. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001666.

52. Liu, X. Optimal control for earth pressure balance of shield machine based on action-dependent heuristic dynamic programming / X. Liu, S. Xu, Y. Huang // ISA Transactions. – 2019. – Vol. 94, – P. 28-35. DOI: 10.1016/J.ISATRA.2019.04.007.

53. Liu, X. Optimal control of earth pressure balance of shield tunneling machine based on dual-heuristic dynamic programming / X. Liu, S. Xu, C. Shao // Optimal Control Applications and Methods – 2020. – Vol. 41, – P. 1510-1523. DOI: 10.1002/OCA.2612.

54. Lu, X. Experimental study of the face stability of shield tunnel in sands under seepage condition / X. Lu, J. Wang, Y. Zhou [et al.] // Tunnelling And Underground Space Technology – 2018. – Vol. 74. – P. 195-205. DOI: 10.1016/J.TUST.2018.01.015.

55. Li, Z. Analysis and design charts for 3D active earth pressure in cohesive soils with cracks / Z. Li, X. Yang // *Acta Geotechnica* – 2021. – Vol. 16. – P. 3269-3283. DOI: 10.1007/S11440-021-01192-Y.
56. Li, Z.W. Active earth pressure coefficients based on a 3D rotational mechanism / Z.W. Li, J. Wang, X. Yang, Y. Li // *Computers And Geotechnics*. – 2019. – Vol. 112. – P. 342-349. DOI: 10.1016/J.COMPGE0.2019.05.005.
57. Meng, F. Effects of tunneling-induced soil disturbance on the post-construction settlement in structured soft soils / F. Meng, J. Wang, J. Fu [et al.] // *Tunnelling And Underground Space Technology*. – 2018. – Vol. 80. – P. 53-63. DOI: 10.1016/J.TUST.2018.06.007.
58. Mollon, G. Face stability analysis of circular tunnels driven by a pressurized shield / G. Mollon, D. Dias, A-H. Soubra // *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. – 2010. – Vol. 136(1). – P. 215-229. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000194.
59. Mollon, G. Probabilistic analysis and design of circular tunnels against face stability / G. Mollon, D. Dias, A-H. Soubra // *International Journal of Geomechanics (ASCE)*. – 2009; – Vol. 9(6). – P. 237–249. DOI: 10.1061/(ASCE)1532-3641(2009)9:6(237).
60. Mollon, G. Rotational failure mechanisms for the face stability analysis of tunnels driven by a pressurized shield / G. Mollon, D. Dias, A-H. Soubra // *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. – 2011. Vol. 35 (12). – P. 1363-1388. DOI: 10.1002/NAG.962.
61. Nikolaev, A. Determination of the coefficient of hydraulic resistance when using anti-turbulence additives / A. Nikolaev, A. Goluntsov, A. Breff // *Reliability: Theory & Applications*. – 2024, – Vol. 19 (SI 6 (81)). – P. 107-124. DOI: 10.24412/1932-2321-2024-681-107-124.
62. Pan, Q. Three dimensional face stability of a tunnel in weak rock masses subjected to seepage forces / Q. Pan, J. Wang, D. Dias // *Tunnelling and Underground Space Technology* – 2018. – Vol. 71. – P. 555-566. DOI: 10.1016/J.TUST.2017.11.003.

63. Papazafeiropoulos, G. Abaqus2Matlab: A suitable tool for finite element post-processing / G. Papazafeiropoulos, M. Muñoz-Calvente, E. Martínez-Pañeda // *Advances in Engineering Software*. – 2017. – P. 9-16. DOI:10.1016/j.advensoft.2017.01.006.

64. Protosenya, A. Geomechanical Substantiation of Soil Stability During Tunnel Construction by Shield Tunneling Complexes in Layered Massifs / A. Protosenya, **V. Kumov** // *Eng.* – 2026. – Vol. 7, Issue 3. – Article 108. – 17 p. DOI:10.3390/eng7030108.

65. Sagaseta, C. Analysis of undrained soil deformation due to ground loss // *Geotechnique*. – 1987, – Vol. 37, – № 3, – P. 301-320. DOI: 10.1680/geot.1987.37.3.301.

66. Shahmoradi, J. Face Stability Analysis for the Earth Pressure Balance Method in Nonhomogeneous Inclined Soil Layers: Case Study / J. Shahmoradi, J. Wang, H. Rad, P. Roghanchi // *International Journal Of Geomechanics*. – 2020. – Vol. 20. – P. 1-10. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001833.

67. Shen, F. Experimental Study on Deformation Failure Mechanism of Surrounding Rocks for the Deep-Buried Twin Tunnels in Inclined Layered Strata During the Excavation / F. Shen, Y. Song, W. Zhao [et al.] // *Rock Mech Rock Eng.* – 2023, – Vol. 56, – P. 2311–2331. DOI:10.1007/s00603-022-03175-1.

68. Tsekouras, G. Prediction of Face Settlement During Tunneling Excavation Using Artificial Neural Network / G. Tsekouras, J. Kukulis, M. Nikolinaku, N. Mastorakis // *Proceedings of the WSEAS International Conference on engineering mechanics, structures, engineering geology*. – Cambridge: Cambridge University. – 2008. – P. 33-39.

69. Wang, J. Undrained compressibility characteristics and pore pressure calculation model of foam-conditioned sand / J. Wang, S. Wang, J. Zhong [et al.] // *Tunnelling and Underground Space Technology*. – 2021. – Vol. 118. – P. 13-22. DOI: 10.1016/J.TUST.2021.104161.

70. Wang, J. Face Stability Analysis of EPB Shield Tunnels in Dry Granular Soils Considering Dynamic Excavation Process / J. Wang, H. Chuan, X. Guowen //

Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering – 2019. – Vol. 145. – P. 1-10. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002150.

71. Wang, L. A stable implicit nodal integration-based particle finite element method (N-PFEM) for modelling saturated soil dynamics / L. Wang, X. Zhang, J. Meng, Q. Lei // Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. – 2024, – Vol. 16, – P. 2172-2183. DOI: 10.1016/j.jrmge.2023.11.016.

72. Wang, S. Stress Responses Associated with Earth Pressure Balance Shield Tunneling in Dry Granular Ground Using the Discrete-Element Method / S. Wang, J. Wang, T. Qu [et al.] // International Journal of Geomechanics. – 2019. – Vol. 19. – P. 1-9. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001434.

73. Wu, Y. Experimental study on the stability of foam-conditioned sand under pressure in the EPBM chamber / Y. Wu, J. Wang, J. Fu [et al.] // Tunnelling And Underground Space Technology – 2020. – Vol. 106. – P. 1-12. DOI: 10.1016/J.TUST.2020.103590.

74. Xu, Q. Laboratory tests on conditioning the sandy cobble soil for EPB shield tunnelling and its field application / Q. Xu, J. Wang, J. Fu [et al.] // Tunnelling and Underground Space Technology. – 2020. – Vol. 105. – P. 1-12. DOI: 10.1016/J.TUST.2020.103512.

75. Yin, X. Influence of seepage and tunnel face opening on face support pressure of EPB shield / X. Yin, J. Wang, R. Chen, F. Meng // Computers And Geotechnics. – 2021. – Vol. 135. – P. 1-15. DOI: 10.1016/J.COMPGE.2021.104198.

76. Yu, H. A simplified excavation chamber pressure model for EPBM tunneling / H. Yu, J. Wang, J. Fu [et al.] // Tunnelling and Underground Space Technology. – 2020. – Vol. 103. – P. 1-15. DOI: 10.1016/J.TUST.2020.103457.

77. Zhang, C. Face stability analysis of a shallow horseshoe-shaped shield tunnel in clay with a linearly increasing shear strength with depth / C. Zhang, W. Li, W. Zhu, Z. Tan // Tunnelling and Underground Space Technology – 2020. – Vol. 97. – P. 1-19. DOI: 10.1016/j.tust.2020.103291.

78. Zhang, F. Upper-bound solutions for face stability of circular tunnels in undrained clays / F. Zhang, Y. Gao, W. Yongxin, Z. Ning // *Geotechnique* – 2018. – Vol. 68. – P. 76-85. DOI: 10.1680/JGEOT.16.T.028.
79. Zhang, F. Face stability analysis of large-diameter slurry shield-driven tunnels with linearly increasing undrained strength / Zhang, Y. Gao, W. Yongxin, W. Zhengxing // *Tunnelling And Underground Space Technology* – 2018. – Vol. 78. – P. 178-187. DOI: 10.1016/J.TUST.2018.04.018.
80. Zhang, P. Real-time analysis and regulation of EPB shield steering using Random Forest / P. Zhang, R. Chen, H. Wu // *Automation In Construction* – 2019. – Vol. 106. – P. 1-13. DOI: 10.1016/J.AUTCON.2019.102860.
81. Zhao, C. Application of construction waste in the reinforcement of soft soil foundation in coastal cities / C. Zhao, D. Zhao // *Environmental Technology and Innovation*. – 2021. – Vol. 21. – P. 1-10. DOI: 10.1016/j.eti.2020.101195.
82. Zhou, X. Estimation of the cutterhead torque for earth pressure balance TBM under mixed-face conditions / X. Zhou, S. Zhai // *Tunnelling and Underground Space Technology* – 2018. – Vol. 74. – P. 217-229.
83. Zou, J. Tunnel face stability in cohesion-frictional soils considering the soil arching effect by improved failure models / J. Zou, J. Wang, G. Chen, Z. Qian // *Computers And Geotechnics* – 2019. – Vol. 106. – P. 1-17. DOI: 10.1016/J.COMPGEO.2018.10.014.
84. Zuev, B.Y. Methodology of modeling nonlinear geomechanical processes in blocky and layered rock masses on models made of equivalent materials // *Journal of Mining Institute*. – 2021. – Vol. 250. – P. 542-552. DOI: 10.31897/PMI.2021.4.7.
85. Zuo, Q. Surrounding rock instability mechanism for fault-crossing tunnels in water-rich soft rock / Q. Zuo, X. Li, P. Li, M. Deng, A. Adoko // *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. – 2024, – Vol. 83 (252). – p. 252. DOI: 10.1007/s10064-024-03753-3.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Акт об использовании результатов кандидатской диссертации

Утверждаю

Директор по проектированию

горных работ

ООО «СПБ-Гипрошахт»

Д.В. Климов



Дата «18» апреля 2025 г.

АКТ

об использовании результатов кандидатской диссертации

аспиранта Санкт-Петербургского горного университета императрицы Екатерины II,

Кумова Всеволода Васильевича,

обучающегося по научной специальности 2.8.6. Геомеханика, разрушение горных пород,
рудничная аэрогазодинамика и горная теплофизика

Рабочая комиссия в составе: начальника центра гидромеханики и шахтного строительства Мирончука Дмитрия Петровича, а также членов комиссии – начальника горного отдела Степанова Евгения Сергеевича, главного инженера проекта Врещ Сергея Викторовича – составила настоящий акт о том, что результаты диссертации на тему «Геомеханическое обоснование устойчивости грунтов при строительстве тоннелей щитовыми проходческими комплексами в слоистых массивах», представленной на соискание ученой степени кандидата наук, использованы при ведении проектной и экспертной работы в деятельности ООО «СПБ-Гипрошахт» при разработке технико-коммерческих предложений в части сопровождения проектирования горизонтальных выработок:

- обоснования состава инженерно-геологических изысканий;
- регламентации применения достоверных методик расчета;
- регламентации требований к численному моделированию.

Диссертация Кумова Всеволода Васильевича посвящена исследованию влияния строительства тоннеля проходческим механизированным щитом с пригрузом забоя на устойчивость слоистого грунтового массива. В исследовании поднимаются вопросы:

- обоснования методологии определения влияния изменяющейся структуры грунтового массива в забое тоннелей с учетом физико-механических характеристик грунтов на устойчивость массива;
- обоснования методологии определения необходимых технологических параметров проходческого комплекса для обеспечения устойчивости грунтового массива;

- определения единой аналитической методики, связывающей параметры проходческого комплекса, структуру грунтового массива и его физико-механические характеристики.

Поставленные в диссертационном исследовании задачи решаются посредством численного конечно-элементного моделирования на основании возможной области применения щитовых проходческих механизированных комплексов с выводом аналитических зависимостей, связывающих параметры проходческого комплекса, структуру грунтового массива и его физико-механические характеристики. Верификация результатов исследований проводилась на основании данных с проектирования и строительства тоннелей метрополитена в Санкт-Петербурге и лабораторных испытаниях грунтов, слагающих грунтовый массив в зоне строительства тоннелей.

Использование указанных результатов проектирования подземных горных работ, позволяет произвести достоверную оценку устойчивости горной выработки, за счет проведенного исследования напряженно-деформированного состояния горных выработок и изучения возможности применения конечно-элементной модели для анализа процесса разрушения в окрестности породных обнажений. По результатам совместных разработок получено 0 патентов.

Председатель комиссии

Начальник центра
гидромеханики и шахтного
строительства

(должность)



(подпись)

/Мирончук Д.П./

(Ф.И.О.)

Члены комиссии:

Начальник горного отдела
(должность)

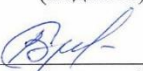


(подпись)

/Степанов Е.С./

(Ф.И.О.)

Главный инженер проекта
(должность)



(подпись)

/Врещ С.В./

(Ф.И.О.)

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Патент на изобретение № 2835416

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ



ПАТЕНТ

НА ИЗОБРЕТЕНИЕ
№ 2835416ИСПОЛНИТЕЛЬНЫЙ ОРГАН ПРОХОДЧЕСКОГО
ЩИТА ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА ТОННЕЛЕЙ В
МНОГОСЛОЙНОМ МАССИВЕ

Патентообладатель: *Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
"Санкт-Петербургский горный университет
императрицы Екатерины II" (RU)*

Авторы: *Кумов Всеволод Васильевич (RU), Протосеня
Анатолий Григорьевич (RU)*

Заявка № 2024118786

Приоритет изобретения 05 июля 2024 г.

Дата государственной регистрации

в Государственном реестре изобретений

Российской Федерации 25 февраля 2025 г.

Срок действия исключительного права

на изобретение истекает 05 июля 2044 г.

Руководитель Федеральной службы
по интеллектуальной собственности

Ю. С. Зубов



РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ



(19) RU (11)

2 835 416 (13) C1

(51) МПК
E21D 9/06 (2006.01)
E21C 27/02 (2006.01)
G01V 3/15 (2006.01)

ФЕДЕРАЛЬНАЯ СЛУЖБА
ПО ИНТЕЛЛЕКТУАЛЬНОЙ СОБСТВЕННОСТИ

(12) ОПИСАНИЕ ИЗОБРЕТЕНИЯ К ПАТЕНТУ

(52) СПК
E21D 9/06 (2024.08); E21C 27/02 (2024.08); G01V 3/15 (2024.08)

(21)(22) Заявка: 2024118786, 05.07.2024
(24) Дата начала отсчета срока действия патента:
05.07.2024
Дата регистрации:
25.02.2025
Приоритет(ы):
(22) Дата подачи заявки: 05.07.2024
(45) Опубликовано: 25.02.2025 Бюл. № 6
Адрес для переписки:
190106, Санкт-Петербург, 21 линия, В.О., 2,
ФГБОУ ВО СПГУ, Патентно-лицензионный
отдел

(72) Автор(ы):
Кумов Всеволод Васильевич (RU),
Протосеня Анатолий Григорьевич (RU)
(73) Патентообладатель(и):
Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего
образования "Санкт-Петербургский горный
университет императрицы Екатерины II"
(RU)
(56) Список документов, цитированных в отчете
о поиске: KR 101394332 B1, 14.05.2014. SU
140445 A1, 01.01.1961. EP 1632645 A1, 08.03.2006.
EP 2542917 A1, 09.01.2013. CN 209228375 U,
09.08.2019. CN 112414338 A, 26.02.2021. CN
113417651 A, 21.09.2021.

RU 2 835 416 C1

RU 2 835 416 C1

(54) ИСПОЛНИТЕЛЬНЫЙ ОРГАН ПРОХОДЧЕСКОГО ЩИТА ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА ТОННЕЛЕЙ
В МНОГОСЛОЙНОМ МАССИВЕ

(57) Реферат:
Изобретение относится к области шахтного
и подземного строительства и может быть
использовано в конструкциях проходческих
механизированных щитов для непрерывного
контроля изменения геологической структуры
горного массива впереди забоя тоннеля.
Исполнительный орган проходческого щита для
строительства тоннелей в многослойном массиве
выполнен в форме диска из металла,
выполненного с возможностью соединения по
центру главным валом с конструкцией
проходческого щита и по периметру с его
защитной оболочкой и взаимодействия с
герметичной камерой, ограниченной диафрагмой,
выполненной за диском внутри проходческого
щита, на диске установлены шарошки, резцы и
выполнены отверстия пропуска разрушенного
грунта, при этом по окружностям относительно
центра исполнительного органа установлены
ультразвуковые датчики. Ультразвуковые
датчики установлены в отверстиях пропуска

разрушенного грунта. На боковой поверхности
внутри отверстий установлен узел крепления
датчиков, который состоит из жестко
закрепленного защитного чехла ультразвукового
датчика. На обратной стороне диска выполнена
цилиндрическая полость, снаружи которой
установлена с возможностью съема крышка для
полости, внутри которой установлен с
возможностью съема ультразвуковой датчик.
Над защитным чехлом которого в диске
выполнена полость прямоугольной формы,
снаружи которой установлена с возможностью
съема крышка, внутри которой с возможностью
съема закреплены аккумуляторный блок, а над
ним - передатчик данных. Узлы крепления
датчиков установлены по четырём окружностям
попарно друг напротив друга. Ультразвуковые
датчики выполнены с возможностью передачи
данных на пульт управления в кабину
проходческого щита при помощи закрепленного
с возможностью съема приемника данных,