

Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение высшего образования
«Российский университет транспорта»
РУТ (МИИТ)

На правах рукописи

Гордеев Антон Владимирович

**РАЗРАБОТКА КРИТЕРИЕВ ВЫБОРА ПАРАМЕТРОВ ВЕРХНЕГО
СТРОЕНИЯ ПУТИ В ТОННЕЛЯХ, С УЧЕТОМ ИХ ВИБРОЗАЩИТНОЙ
ФУНКЦИИ**

2.9.2. Железнодорожный путь, изыскание и проектирование железных дорог

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук, доцент
Ашпиз Евгений Самуилович

Москва – 2024

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	5
1 АНАЛИТИЧЕСКИЙ ОБЗОР КОНСТРУКЦИЙ ВЕРХНЕГО СТРОЕНИЯ ПУТИ В ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ ТОННЕЛЯХ.....	11
1.1 Проблемы содержания конструкций верхнего строения пути в тоннелях.....	11
1.2 Классификация конструкций верхнего строения пути в тоннелях.....	17
1.3 Анализ технического состояния верхнего строения пути в тоннелях..	28
1.4 Выводы к главе 1.....	33
2 АНАЛИЗ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ НА ПУТЬ В ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ ТОННЕЛЯХ.....	35
2.1 Анализ математических моделей взаимодействия пути и подвижного состава.....	35
2.2 Предложенная модель определения колебаний элементов подрельсового основания.....	44
2.3 Методика и алгоритм численного моделирования.....	49
2.4 Математическая модель в среде «Универсальный механизм».....	53
2.5 Оценка достоверности математической модели.....	58
2.6 Выводы к главе 2.....	61
3 НАТУРНЫЕ ИСПЫТАНИЯ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ВЛИЯНИЯ ВИБРОДИНАМИЧЕСКИХ СИЛ НА ЭЛЕМЕНТЫ ВЕРХНЕГО СТРОЕНИЯ ПУТИ И ОБДЕЛКУ ТОННЕЛЯ.....	63
3.1 Общие положения.....	63
3.2 Описание опытных участков.....	64
3.2.1 Описание конструкции пути в Гагаринском тоннеле.....	64
3.2.2 Описание конструкции пути в тоннеле № 3А.....	66
3.2.3 Описание конструкции пути в тоннеле № 4А.....	69
3.2.4 Описание конструкции пути в тоннеле № 4.....	72
3.2.5 Описание конструкции пути в Гойтхском тоннеле.....	74

3.3	Методика испытаний по подтверждению эффективности снижения вибраций от поездов на путь.....	75
3.4	Результаты параметров вибраций, полученных в ходе натурального эксперимента.....	78
3.4.1	Результаты эксперимента в Гагаринском тоннеле.....	79
3.4.2	Результаты эксперимента в тоннелях Горьковской железной дороги.....	80
3.4.3	Результаты эксперимента в Гойтхском тоннеле Северо-Кавказской железной дороги.....	89
3.4.4	Оценка эффективности виброзащитных конструкций.....	94
3.4.5	Валидация математической модели на основе натурального эксперимента.....	95
3.5	Лабораторные испытания образца упругого подбалластного мата....	97
3.6	Выводы к главе 3.....	100
4	ПАРАМЕТРЫ ВЕРХНЕГО СТРОЕНИЯ ПУТИ В ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ ТОННЕЛЯХ.....	102
4.1	Определение и валидация параметров для расчёта в программном комплексе MATLAB.....	102
4.2	Определение перемещений рельса и верификация модели результатами, полученными при моделировании в «Универсальном механизме».....	113
4.3	Критерии выбора конструкций ВСП в тоннеле.....	117
4.4	Алгоритм по определению динамических воздействий на конструкцию пути и тоннеля при проектировании новых линий.....	121
4.3	Выводы к главе 4.....	127
	ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	128
	СПИСОК СОКРАЩЕНИЙ И УСЛОВНЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ.....	130
	СЛОВАРЬ ТЕРМИНОВ.....	131
	СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	133

Приложение А – Количество отступлений 2, 3 и 4 степени для тоннелей Горьковской ж.д.....	147
Приложение Б – Код программы для проведения расчётов двухмассовой и трёхмассовой системы пути.....	148
Приложение В – Сведения о поверке.....	151

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования. В современных условиях одним из главных стратегических направлений развития железнодорожного транспорта общего пользования является продление ресурса железнодорожного пути в зависимости от фактических и перспективных условий организации движения, в том числе с повышенными осевыми нагрузками, что предполагает обновление железнодорожного пути с применением новых технологий, обеспечивающих снижение стоимости жизненного цикла содержания инфраструктуры [1]. Это требование относится и к конструкции железнодорожного пути, расположенного в тоннеле, где особые условия эксплуатации вызывают необходимость отдельного рассмотрения работы данной конструкции. К таким особенностям относятся: более жёсткое основание пути, приводящее к повышенному вибродинамическому воздействию подвижного состава (ПС) на путь и тоннель, и сложности проведения ремонтных работ, вызванные стеснённостью пространства в тоннеле и невозможностью выполнения традиционных работ по очистке балластного слоя. Также в тоннеле более высокой является цена отказа в работе железнодорожного пути, последствия которого могут быть существенными, а его устранение – более длительным.

Данные особенности приводят к сокращению срока службы элементов верхнего строения пути (далее – ВСП) в тоннелях и более частому возникновению расстройств геометрии пути (далее – ГРК) и деформаций в конструкциях тоннеля; кроме того, при расположении тоннелей вблизи городской застройки вибрации негативно сказываются на окружающих зданиях и сооружениях. Сложность поддержания в эксплуатации балластного слоя в исправном состоянии в последние годы привела к укладке при новом строительстве и реконструкции существующих тоннелей безбалластных конструкций (далее – БКП) железнодорожного пути, однако недостатком этих конструкций является ещё большая жёсткость основания, чем у пути на балласте, поэтому проблема повышенного динамического воздействия на конструкции пути и тоннеля при проходе поездов не только не снялась, но, наоборот, стала острее.

Решение этой проблемы возможно при устройстве пути с различными упругими элементами (далее – УЭ), и на ряде тоннелей в России и за рубежом были применены безбалластные конструкции с различными УЭ, но широкое исследование их работы не проводилось, и не до конца изученным остался вопрос назначения параметров виброзащиты в разных условиях. В связи с этим актуальным является исследование применения различных вариантов виброзащиты для конструкций пути в тоннелях с разработкой критериев по их выбору на основе требований снижения динамики взаимодействия с подвижным составом и ограничения уровня вибраций, возникающих при проходе поездов.

Степень разработанности темы исследования. Вопросами воздействия поездной нагрузки на элементы железнодорожного пути ученые занимались с самого зарождения железнодорожного транспорта. Крупный вклад в теорию колебания элементов пути при взаимодействии с подвижным составом внесли такие отечественные ученые, как Н.П. Петров [2–6], С.П. Тимошенко [7,8], К.Ю. Цеглинский [9], Н.Т. Митюшин [10,11], Г.М. Шахунянец [12–16], М.Ф. Вериго [18–20], А.Я. Коган [20–29], В.А. Лазарян [30], В.Ф. Яковлев [31,32], М.А. Чернышев [33], М.А. Фришман [16,34], В.С. Лысюк [35,36], В.Б. Каменский [37] и др. Среди работ зарубежных ученых необходимо отметить труды: Н. Zimmermann [38], J. Eisenmann [39–44], С. Esveld [45,46], E.T. Selig, J.M. Waters [47] и др.

Вопросами конструкций пути в тоннелях и безбалластных конструкций и их жесткостных параметров занимались отечественные ученые: В.Г. Альбрехт [48], С.И. Клинов [49,50], Н.Д. Кравченко [51], В.Я. Клименко [52,53], В.Ф. Барабошин [54,55], А.В. Савин [56–58], Г.М. Стоянович [59,60], А.В. Замуховский [61,62], А.Н. Грановский [63], В.Ю. Поляков [64] и др.

Цель исследования состоит: 1) в оценке колебания элементов конструкции ВСП под воздействием подвижной нагрузки; 2) разработке критериев выбора параметров этой конструкции с учетом снижения уровней вибраций на элементах ВСП и обделке тоннеля, обеспечивающих долговечность её работы, и снижение уровня вибраций до допустимых норм для тоннелей, расположенных в черте городской застройки.

Для достижения этой цели в диссертационной работе были поставлены и решены следующие **задачи**:

- провести сравнительный анализ технического состояния уложенных конструкций ВСП в тоннелях на сети ОАО «РЖД»;
- определить исходные параметры для математического моделирования взаимодействия пути в тоннеле и подвижного состава, в том числе с различными конструкциями виброзащиты;
- адаптировать принципиальные модели взаимодействия пути и подвижного состава в тоннеле с учетом новых конструкций пути;
- оценить на основе натурных измерений поведение элементов конструкции ВСП и обделки тоннеля под воздействием подвижной нагрузки;
- провести лабораторные исследования эластичного подбалластного мата после его длительной эксплуатации в пути в тоннеле;
- разработать критерии для выбора конструкций ВСП в тоннеле и дать рекомендации по назначению различных типов конструкций.

Научная новизна работы заключается в следующем:

1) на основе анализа состояния пути в существующих тоннелях на сети железных дорог АО «РЖД» получена сравнительная оценка надёжности различных типов подрельсового основания;

2) для различных конструкций ВСП в тоннеле методом математического моделирования определены зависимости прогибов рельсов и амплитуд виброускорений подрельсового основания от скорости движения поезда и нагрузки на ось;

3) по результатам экспериментальных работ расширена сфера применения существующей математической модели для определения колебания подрельсового основания пути в тоннеле и для различных его типов уточнены величины колеблющихся масс пути;

4) экспериментально на опытных участках определены амплитуды и спектры виброускорений при проходе поездов на ВСП и обделке тоннелей с балластными и безбалластными конструкциями, в том числе при различных виброгасящих элементах;

5) лабораторным путем получена оценка изменения виброзащитных свойств упругого мата после 20-летней его эксплуатации в железнодорожном тоннеле;

б) разработаны критерии выбора параметров конструкции пути в железнодорожных тоннелях.

Теоретическая значимость работы заключается в:

– анализе типов конструкций пути в тоннелях на сети железных дорог и состояния пути в зависимости от типа подрельсового основания;

– определении в натуральных условиях при проходе поездов количественных значений параметров вибрационного воздействия на ВСП и обделку тоннеля для различных конструктивных решений, в том числе с элементами виброзащиты;

– адаптации моделей и предложении необходимых исходных данных для расчёта взаимодействия подвижного состава и конструкций пути в тоннеле с различными элементами виброзащиты;

– полученной математическим моделированием оценке зависимости силовых и деформационных параметров воздействия поездов на ВСП различных конструкций в тоннеле, в том числе с виброзащитой, при различных нагрузках на ось и скоростях движения поездов;

– выработке критериев выбора конструкции ВСП в тоннеле.

Практическая значимость работы состоит в том, что:

1) определённые параметры элементов конструкции ВСП в тоннеле позволяют оптимизировать требования к этим конструкциям, что обеспечивает требуемую долговечность конструкции пути и санитарные нормы воздействия железнодорожного транспорта в условиях городской застройки;

2) адаптированные для конструкций ВСП в тоннеле математические модели и их компьютерные реализации позволяют определить необходимые упругие свойства элементов в конструкции для проектирования при строительстве новых линий или реконструкции пути.

Методология и методы исследования. Для решения поставленных задач в диссертационной работе применены: сбор и анализ данных по конструкциям ВСП

в тоннелях на сети железных дорог ОАО «РЖД» и их отказам; проведение полевых экспериментов по определению параметров вибраций на конструкциях пути и тоннеля; выполнение лабораторных испытаний по определению жёсткости подбалластного мата; теоретические исследования по моделям пути в тоннеле, описывающие воздействие вибродинамических сил от подвижного состава и математическое моделирование взаимодействия пути в тоннеле и подвижного состава.

Положения, выносимые на защиту:

- 1) результаты анализа состояния конструкций ВСП в тоннелях на сети железных дорог АО «РЖД»;
- 2) результаты натурного эксперимента по определению вибрационного воздействия на ВСП и обделку тоннеля на опытных участках Московской, Горьковской и Северо-Кавказской железных дорог;
- 3) результаты лабораторного эксперимента по определению жёсткости подбалластного мата после его длительной эксплуатации в пути в тоннеле;
- 4) модели и исходные данные для расчёта взаимодействия различных конструкций пути с виброзащитой в тоннеле и подвижного состава;
- 5) полученные при моделировании зависимости деформационного состояния конструкций ВСП в тоннеле с различными элементами виброзащиты;
- 6) критерии выбора конструкций пути в тоннелях по условиям виброзащиты.

Степень достоверности и апробация результатов. Достоверность научных исследований и заключений основана на корректном использовании теории колебания пути и основных положений теории взаимодействия пути с подвижным составом, натурных и лабораторных экспериментах, выполненных на поверенном оборудовании и по апробированным методикам, корректной статистической обработке результатов экспериментов, применении для моделирования сертифицированного программного комплекса «Универсальный механизм» с модулем «Упругий путь», а также на хорошей сходимости результатов моделирования и натурного эксперимента с результатами, полученными другими исследователями.

Основные положения диссертационной работы докладывались и обсуждались на следующих конференциях:

– XVI Международная научно-техническая конференция «Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации железнодорожного пути» памяти профессора Георгия Михайловича Шахунянца (Москва, РУТ (МИИТ), 2019 г.);

– Научно-техническая конференция «Применение прогрессивных технологий в подземном строительстве» (Казань, ТАР, 2023 г.);

– Международная научно-практическая конференция «Безопасность движения поездов» (Москва, РУТ (МИИТ), 2023 г.).

Диссертационная работа на основе докладов была одобрена на заседании кафедры «Путь и путевое хозяйство», РУТ (МИИТ), 16.04.2024 г.

1 АНАЛИТИЧЕСКИЙ ОБЗОР КОНСТРУКЦИЙ ВЕРХНЕГО СТРОЕНИЯ ПУТИ В ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ ТОННЕЛЯХ

1.1 Проблемы содержания конструкций верхнего строения пути в тоннелях

Подрельсовое основание в тоннеле является главной частью общей конструкции верхнего строения пути. В нашей стране в период строительства первых железных дорог, проходящих в тоннеле, основным типом подрельсового основания был щебёночный балласт со шпалами. Качественное изменение балластного слоя со временем определялось развитием научно-технического прогресса, совершенствованием знаний о процессе работы балласта в пути, а также различными условиями эксплуатации. Концепция балластного пути в тоннелях известна на протяжении долгих лет: балластный слой и подрельсовое основание (шпалы, лежни, блоки и т.д.), а затем, соответственно, – скрепления и рельс. Безусловно, со временем материалы, используемые для сооружения подрельсового основания, подвергались некоторым изменениям – от незначительных до революционных, и на протяжении многих лет ученые стремились к разработке наиболее эффективной конструкции железнодорожного пути в тоннеле и определению его модуля упругости.

В настоящее время в России насчитывается более 160 тоннелей с различными конструкциями подрельсового основания. Общая длина всех тоннелей – более 130 км. Самый старый тоннель построен в 1837 г. (тоннель 233.16 на перегоне Утес – Заготовка Свердловской ж.д.). Грузонапряженность в тоннелях лежит в диапазоне от 0,5 до 146,3 млн т-км брутто/км·год, скорости движения грузовых и пассажирских поездов – от 25 до 80 км/ч. В плане 42 тоннеля имеют кривые радиусом менее 350 м, при этом минимальный радиус составляет 122 м. Максимальный уклон продольного профиля достигает 24,8 %. Длина тоннелей составляет от 31,2 до 15343,2 м. Все это говорит о разнообразных эксплуатационных условиях, в которых происходит работа верхнего строения пути в тоннелях. Дополнительное разнообразие условий вносят: конструкция, размеры

и очертание обделки тоннеля, климатические условия, сейсмика, обводненность и свойства воды.

На сегодняшний день железнодорожный путь с балластной конструкцией занимает преимущественную часть тоннельных сооружений на территории Российской Федерации за счёт своей простоты и низких капитальных вложений. Поэтому традиционно верхнее строение в тоннелях уложено из типовой конструкции пути, представляющей собой рельсошпальную решетку с балластным слоем. Преобладание полигона, уложенного типовой конструкцией, связано с тем, что при строительстве тоннелей укладывался железнодорожный путь, не отличавшийся от пути, расположенного на открытом участке [65]. Частые ремонты балластного пути в тоннеле, которые, вместе с интенсивными накоплениями остаточных деформаций щебня, приводили к частым выправкам по уровню и в плане из-за невозможности в настоящий момент автоматизированного процесса – дорогостоящая работа, выполняемая главным образом вручную.

Уже первый опыт эксплуатации пути с железобетонными шпалами при его текущем содержании, показал, что путейцы столкнулись с более серьезными трудностями, чем при деревянных шпалах. Такое положение дел оказалось связанным с большими неравномерными осадками балластного слоя, приводившими к интенсивным расстройством; при этом создавалось впечатление, что шпалы под колесами попросту тонут в балласте. Попытки осмыслить это явление подвели к мысли, что в его основе лежат как повышенная жёсткость пути такой конструкции, так и возбуждаемые при этом интенсивные вибрации на элементах конструкции ВСП при проходе поездов. При этом даже возник, по аналогии с технологией вибрационного погружения свай, термин «вибропогружение железобетонных шпал».

Изучение работы железобетонных шпал типовой конструкции пути в тоннеле позволило ученым прийти к выводу, что путь со шпалами характеризуется наличием множественных опор, а это, в свою очередь, приводит к отсутствию равножёсткости, которую невозможно обеспечить при такой конструкции. Отсутствие равножёсткости влечет за собой много проблем: образуется загрязненность балластного слоя вследствие повышенной жёсткости пути, ввиду

чего появляется необходимость восстановления дренирующих свойств балласта, проведения выправочных работ, частой замены вышедших из строя элементов ВСП. На линиях с высокой интенсивностью движения поездов объем такого рода работ существенно увеличивается, а производительность труда сильно снижается за счёт частых работ в стеснённых условиях. Вероятно, традиционная конструкция на балласте не будет полностью заменена безбалластной на открытых участках на земляном полотне, и эта полная замена, из-за условий эксплуатации, будет выполнена лишь на искусственных сооружениях. Отказ от использования в железнодорожных тоннелях ВСП на балласте обусловлен рядом объективных причин, связанных со сложностями эксплуатации пути и невозможностью механизированной замены загрязненного щебня, при том что именно в тоннелях его чистота особенно важна, так как в обводненных тоннелях загрязнение балласта приводит к грязевым выплескам и просадкам пути, а в зимний период – к его пучению.

Последующее решение специалистов заключалось в осуществлении принципиально качественных изменений в устройстве ВСП на основе увеличения площади опирания подшпального основания с использованием крупноблочных элементов. Первым в России, кто предложил применять прочную монолитную конструкцию со сплошным опиранием на подшпальное основание, был русский инженер Н.Е. Долгов. Для реализации данной идеи в 1909 г. на Приднепровской железной дороге на основную площадку земляного полотна укладывались железобетонные плиты, которые полностью покрывали обочины основной площадки и в зоне кюветов образовывали водоотводы. Это решение позволило полностью защитить основную площадку от проникновения поверхностных вод. Конструкция, предложенная Н.Е. Долговым, служила от 22 до 40 лет. В СССР активное внедрение безбалластной конструкции верхнего строения пути началось в начале 1930-х годов, когда была обустроена большая часть первой линии Московского метрополитена.

В тоннеле магистральной железной дороги безбалластный путь был впервые уложен в 1956–1957 гг. на Закавказской и Львовской дорогах, где была задействована конструкция метрополитена с применением деревянных шпал,

омоноличенных в бетоне [49]. За рубежом первое применение БКП осуществилось на Национальных железных дорогах Японии в 1924 г.: путь сооружали с деревянными опорами – вкладышами, утопленными в монолитное железобетонное основание. В дальнейшем конструкции ВСП на рамных шпалах усовершенствовали в Австрии [66]. Конструкция представляла собой две обычные шпалы, соединённые продольными балками, что образовывало единую жёсткую конструкцию в виде рамы. Данная конструкция позволяла снизить давление, передаваемое на подшпальное основание. Для лучшего контакта с балластом на нижнюю часть шпалы наносились композитные материалы. Переход от шпал к сплошному железобетонному основанию (БКП) позволил повысить плавность и безопасность движения рельсового транспорта, а также значительно снизить затраты на текущее содержание и периодические ремонты. Укладка железобетонных блоков позволила более равномерно распределить непрерывно растущие динамические нагрузки, генерируемые ПС, что даёт возможность в перспективе повысить допустимые осевые нагрузки и, тем самым, увеличить провозную способность.

Данная перспектива повлияла на качественное развитие конструкций пути в тоннеле, обладающих ещё большей площадью опирания и состоящих из малогабаритных рам (МГР). Малогабаритные рамы позволяли своей конструктивной особенностью заменить 4 шпалы при использовании рельсов Р65 и 5 шпал при использовании рельсов Р50; главным преимуществом данной конструкции был малый вес. Эту конструкцию испытывали в двух вариантах: МГР-1 и МГР-2. В нашей стране рамы сперва укладывались на балластный слой, в связи с чем балласт был не полностью защищен от засорения. Укладка конструкций на балластный слой обосновывалась тем, что укладка безбалластного основания, к примеру, в тоннеле требовала большого времени, а отсутствие мощностей в виде парка путевых машин и возможности загнать подвижную единицу в тоннель затрудняло реализацию проекта.

С другой стороны, безбалластные конструкции пути обладают более высокой жёсткостью, которая влияет на интенсивное накопление повреждений пути и тоннельной обделки в процессе эксплуатации. Примером такой

конструкции стал Северо-Муйский тоннель, где в качестве конструкции ВСП были применены железобетонные шпалы, утопленные в путевой бетон. Упругость пути в тоннеле обеспечивалась только резиновыми подрельсовыми и нашпальными прокладками, что приводило к повышенному динамическому (вибрационному) воздействию неподдресоренных масс на рельс. Погонная жёсткость пути в тоннеле находилась в пределах $140\div 160$ МН/м² [67]. Из-за отсутствия достаточной упругости пути энергия ударного воздействия практически не рассеивалась и расходовалась на разрушение путевого бетона и обратного свода тоннельной обделки, что приводило к трещинам и расслоению бетона [60,67], а также к нарушению работоспособности водоотводных конструкций (лотков, труб, дренажей).

По результатам многочисленных экспериментов и наблюдений, выполненных отечественными и зарубежными исследователями в различных странах мира при эксплуатации верхнего строения пути в тоннелях на жёстком основании (безбалластный путь в виде железобетонных шпал, омоноличенных в путевом бетоне, плит и малогабаритных рам), было установлено, что вибрация от проходящих поездов в диапазоне частот от 30 Гц является одной из причин трещинообразования и отдельных разрушений конструкций пути и основания сооружений. Для ослабления таких вибраций применяют виброзащитные слои УЭ в зоне подшпального основания. В связи с этим со всей необходимостью встала задача разработки критериев выбора параметров верхнего строения пути в тоннелях с целью снижения динамики взаимодействия пути с подвижным составом и ограничения уровня вибраций, возникающих при проходе поездов, так как безбалластные конструкции не предоставляют такого опыта, накопленного при проектировании и эксплуатации типовых конструкций пути в тоннеле с рельсошпальной решеткой.

С экономической точки зрения также остаётся много вопросов по оценке экономической эффективности устройства ВСП в тоннеле. Следует понимать, что безбалластная конструкция более сложна и имеет свои особенности, такие как выбор вибро- и шумозащитных УЭ и применение специальной техники при строительстве, которые влияют на стоимость сооружения объекта. Сравнительный

анализ системы БКП и традиционной балластной конструкции [48,58] выявил, что состояние ВСП характеризуется во многом стабильностью подрельсового основания. Каждый тип конструкции пути имеет как свои собственные неоспоримые преимущества, так и недостатки. Главное преимущество БКП заключается в возможности долговременно сохранять стабильность ГРК при низких затратах на текущее содержание (на 30–40 % ниже по сравнению с использованием традиционной балластной конструкции) [68], что существенно влияет на срок службы конструкции. Срок службы БКП значительно превышает срок службы балластных путей: последний составляет 50–60 лет, тогда как прогнозируемый срок службы по отдельным конструкциям БКП – до 80 лет.

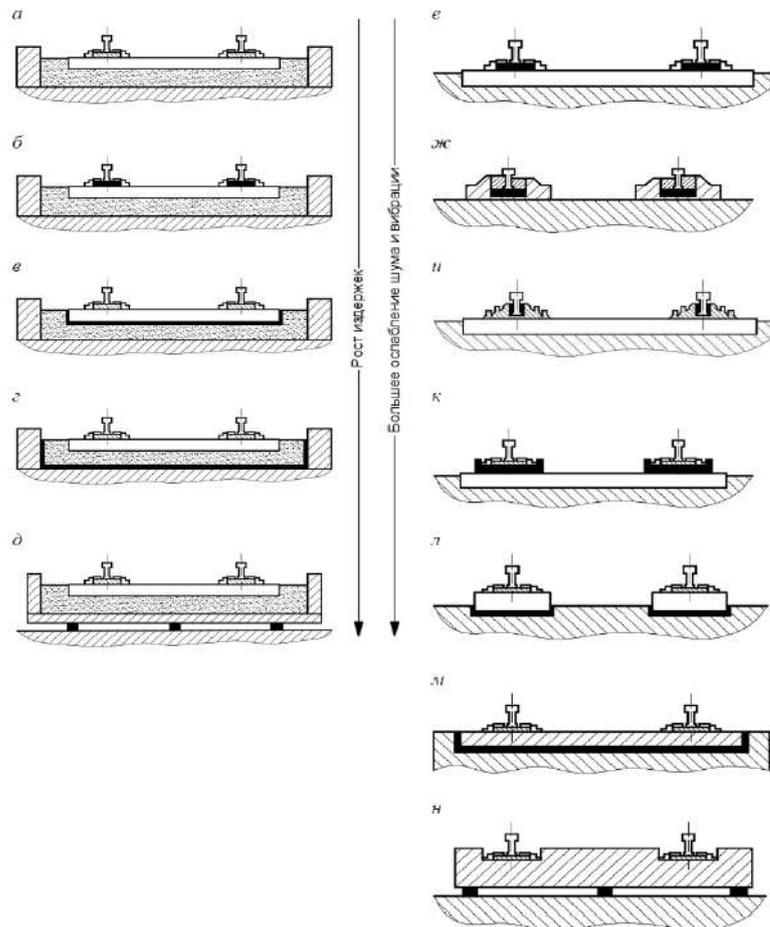
Главный недостаток БКП с экономической точки зрения – высокие первоначальные капиталовложения. С другой стороны, безбалластный путь характеризуется таким свойством, как малообслуживаемость, предполагающим низкие затраты на текущее содержание. Исследование [69], где сравнивались инвестиционные затраты с затратами на обслуживание при горизонте расчёта 50 и более лет, показало, что первоначальное превышение капитальных инвестиций в новое строительство при сооружении безбалластного пути с течением времени амортизируется благодаря высокой эксплуатационной готовности [70], сформированной преимуществами трассирования, повышенным сроком службы и меньшими затратами на обслуживание и ремонт. Таким образом, основой для оценки сравнительной экономичности при выборе БКП в качестве альтернативы традиционной конструкции пути является анализ стоимости всего жизненного цикла, в который входят проектирование, строительство, эксплуатация и утилизация всех элементов конструкции.

Отказ пути или нарушение габарита, связанное с деформацией или разрушением обделки, могут создать серьёзные финансовые убытки, связанные с высокой продолжительностью устранения отказа. Опыт [49] показывает, что средний перерыв в движении поездов, вызванный состоянием ВСП, в тоннеле имеет в 10 раз большую продолжительность, чем на мосту. В связи с этим стоит острая задача по определению оптимальных параметров конструкции пути в тоннеле, причём требования к качеству и мощности элементов конструкции ВСП в

тоннеле должны быть выше, чем для пути на открытом участке. Безопасность движения поездов в тоннеле может гарантироваться только в случае высокой надёжности, стабильности и долговечности элементов ВСП. Принципиальным является также требование ремонтпригодности всех сборных элементов конструкции с возможностью их одиночной замены.

1.2 Классификация конструкций верхнего строения пути в тоннелях

Конструкции верхнего строения пути в тоннелях, согласно [71], можно представить схемой, приведённой на рисунке 1.1.



а – типовая балластная конструкция пути; *б* – балласт с упругими подрельсовыми прокладками (сплошное опирание рельса); *в* – балласт с упругой подшпальной прокладкой; *г* – балласт на упругом подбалластном мате; *д* – плавающее балластное корыто; *е* – типовая безбалластная конструкция пути; *ж* – заглублённый рельс в упругой оболочке на бетонном основании; *и* – упругие подрельсовые прокладки на бетонном основании; *к* – упругие прокладки под рельсовое скрепление на бетонном основании; *л* – блоки/шпалы в упругом чехле; *м* – плавающая плита с непрерывным опиранием на бетон (система «масса–пружина»); *н* – плавающая плита с точечным опиранием на бетон (система «масса–пружина»)

Рисунок 1.1 – Виброзащитные конструкции верхнего строения пути

Преимущественно ВСП в тоннелях представлено рельсошпальной решёткой на балластном слое с деревянными или железобетонными шпалами (см. рисунок 1.1а). Свод правил учитывает применение балластной конструкции без разделения по роду материала подрельсовых опор. В данном исследовании путь на балласте типа a с железобетонными шпалами принят как a_1 , а с деревянными – a_2 , так как целесообразно также оценивать и поведение балластной конструкции на деревянных шпалах из-за большей упругости и наличия звеньевом пути по сравнению с конструкцией на железобетонных шпалах [72]. Техническое состояние ВСП типовой конструкции характеризуется в основном стабильностью балластного слоя. Под воздействием поездной нагрузки происходит накопление неравномерных остаточных деформаций (особенно на звеньевом пути) из-за ударных воздействий. Поскольку возможность улучшения характеристик щебёночного балласта с ростом осевых нагрузок ограничена, а техническое обслуживание пути в тоннеле затратно по сравнению с открытым участком из-за отсутствия возможности механизированного ремонта, наиболее перспективными конструкциями ВСП являются безбалластные.

Как упоминалось в п. 1.1, недостатком безбалластного пути является высокая жёсткость, которая приводит к повышенному вибрационному воздействию как на элементы тоннельной обделки, так и на жилую территорию вблизи тоннелей. Понизить уровень генерируемых вибраций, возникающих при движении рельсового транспорта, можно за счёт упругих свойств УЭ, укладываемых в одной из трёх зон ВСП: в зоне скрепления (см. рисунок 1.1б), под шпалой (см. рисунок 1.1в) или под балластом (см. рисунок 1.1г); можно также полностью изолировать балластное корыто (см. рисунок 1.1д).

Рельсовые скрепления с прокладками (см. рисунки 1.1б, 1.1и и 1.1к) и подкладками из материалов повышенной упругости (рисунок 1.2) уменьшают взаимодействие между колёсной парой и элементами подрельсового основания. Необходимая жёсткость скрепления, которая зависит в первую очередь от упругих и демпфирующих свойств, обеспечивается выбором материала самой прокладки. Конструкция b с подрельсовыми прокладками широко применялась в

метрополитене Лондона, где используются рельсовые скрепления с повышенной упругостью.



Рисунок 1.2 – Скрепления с повышенной упругостью

Конструкция пути с подшпальными прокладками *в* представляет собой модернизированное классическое ВСП типа a_1 . Эти изделия устанавливаются непосредственно под шпалой рельсового пути (рисунок 1.3) и повышают вертикальную упругость ВСП. Благодаря подшпальным прокладкам нагрузка от движущегося рельсового транспорта равномерно перераспределяется в щебёночном балластном слое. Особенность конструкции пути с подшпальными прокладками заключается в том, что благодаря пластическим свойствам подшпальной прокладки щебёнки частично вдавливаются в прокладку; как следствие, снижается удельное давление на щебень. Этот метод целенаправленно защищает щебёночный балласт и позволяет снизить общий модуль упругости пути.



Рисунок 1.3 – Путь на щебне с применением подшпальных прокладок

Так, железобетонные шпалы с подшпальными прокладками были уложены в зоне тоннеля в Бирмингеме в рамках его реконструкции 25 января 2010 г. До этого с 1991 г. на участке пути в тоннеле эксплуатировались деревянные шпалы со слоем пробковой резины толщиной 20 мм. В реализации данной задачи было принято решение об устройстве пути на железобетонных шпалах с подшпальными прокладками фирмы Getzner марки Sylomer SLS 1010 G; статическая жёсткость данного УЭ определялась стандартом DIN 45673–1 [73] и составляла 0,1 Н/мм³ [74]. Анализ результатов показал, что заметное снижение вибрации было обнаружено на частотах ниже 6,3 Гц и выше 40 Гц.

Упругие элементы австрийской фирмы Getzner также были применены в России в качестве виброзащитных мероприятий по рекомендациям МИИТа в Гагаринском тоннеле на Московской окружной дороге (в настоящее время – Московское Центральное кольцо, МЦК) при строительстве балластной конструкции пути с подбалластными матами ε (рисунок 1.4) под площадью Гагарина (2002 г.) и под стрелочными переводами на перегоне ст. Театральная – ст. Тверская Московского метрополитена (2011 г.) [75].



Рисунок 1.4 – Путь на щебне с применением подбалластных матов

Ранее упругие маты в железнодорожном пути использовались при гидроизоляции балластных корыт пролётных строений; с этой целью применялись

тонкие и относительно жёсткие маты [76]. С выходом на рынок в конце 60-х годов XX в. относительно недорогих вспененных материалов и искусственных каучуков появились предложения использовать подбалластные маты и для виброизоляции железнодорожного пути. Маты изготавливают в основном из пористого полиуретана, которому придаются те или иные упругодемпфирующие свойства. По данным производителей, это осуществляется регулируемым при изготовлении мата количеством открытых и закрытых пор в материале. Для защиты УЭ от разрушения щебнем поверх матов размещается распределяющий слой пенополистирола или его аналогов.

ВСП в Гагаринском тоннеле представляет собой путь на балласте с железобетонными шпалами. Для защиты от вибрационного воздействия поездов на тоннель и окружающую застройку на балластное корыто под щебень уложены подбалластные маты из вспененного полиуретана толщиной 37 мм. Переходной участок выполнен в пределах тоннеля путем ступенчатого увеличения толщины подбалластного мата от портала внутрь тоннеля. Толщина подбалластного мата изменяется от 12,5 мм у портала до 37,5 мм в тоннеле с шагом 12,5 мм (рисунок 1.5). Сверху полиуретановые маты закрыты слоем вспененного пенополистирола толщиной 40 мм для защиты от продавливания щебнем.

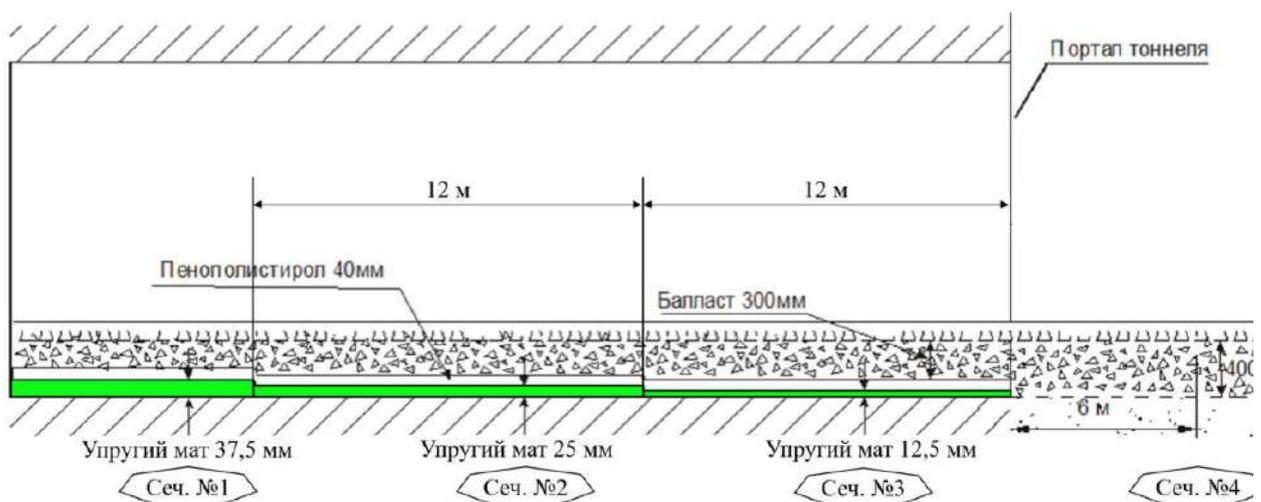
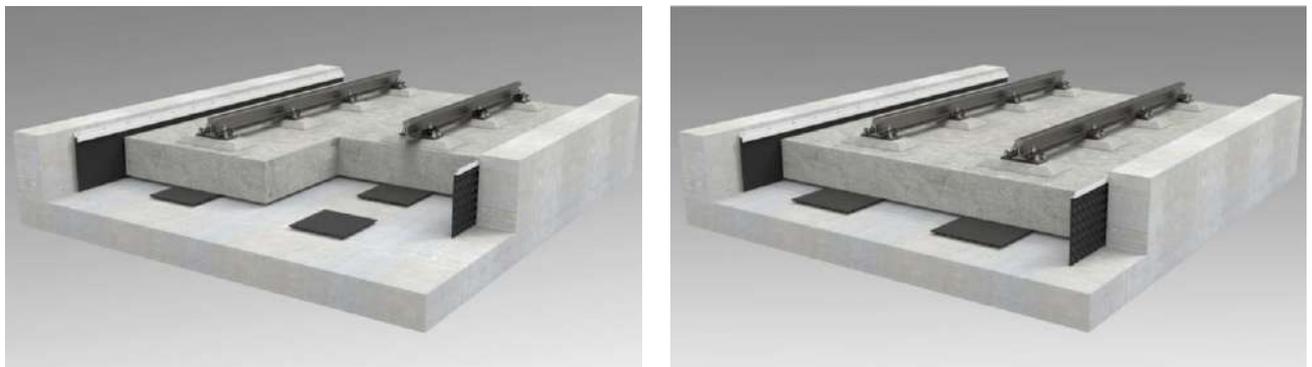


Рисунок 1.5 – Расположение упругих матов, уложенных в тоннеле под площадью Гагарина

Конструкция «плавающего» типа является наиболее эффективным решением по обеспечению виброзащиты селитебной территории [77]. Эффективность такой конструкции связана с низкими собственными частотами колебаний ВСП, которые составляют примерно 10 Гц. Эффект виброзащиты достигается за счёт большей величины колеблющейся массы ВСП и высоких упругих деформаций УЭ под лотком. Железобетонная подрельсовая опора (типы *м* и *н*) или балластное корыто (тип *д*) верхнего строения пути могут располагаться на точечных или линейных опорах (рисунок 1.6) или на сплошном ковровом покрытии.



а

б

а – на точечных опорах; б – на линейных опорах

Рисунок 1.6 – Конструкция БКП плавающего типа

В случаях, когда к защите от вибраций предъявляются повышенные требования, в качестве упругих элементов могут быть использованы стальные пружины (рисунок 1.7).

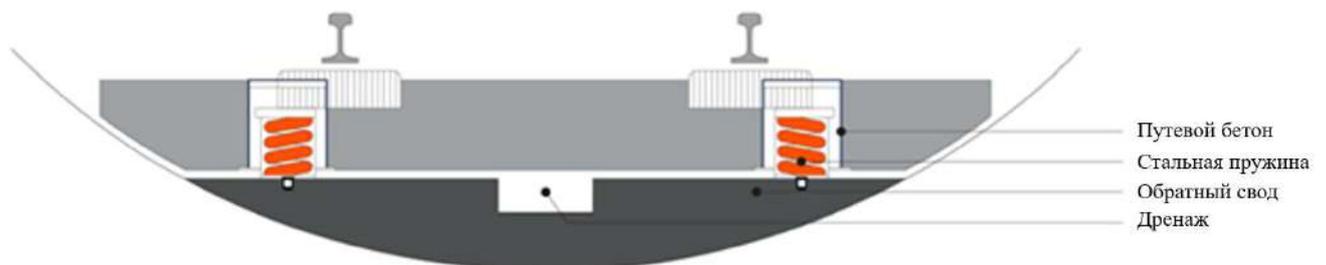


Рисунок 1.7 – Конструкция БКП на стальных пружинах

Виброзащитные мероприятия с применением данной конструкции были выполнены в Москве на перегоне между станциями «Ботанический сад» и

«Свиблово», на котором уложены бетонные корыта (тип *н*), опирающиеся на амортизаторы, изготовленные из маслбензостойкой резины средней твердости.

Примером другой упругой конструкции может служить путь типа *л* на блоках LVT (рисунок 1.8), представляющий собой шпальные блоки, омоноличенные в путевом бетоне [78]. Эти шпальные блоки помещены в резиновые чехлы и снабжены подблочными прокладками, которые способствуют снижению вибродинамических воздействий на элементы верхнего строения пути и оказывают благоприятное влияние на показатель вертикального прогиба отдельных блоков.

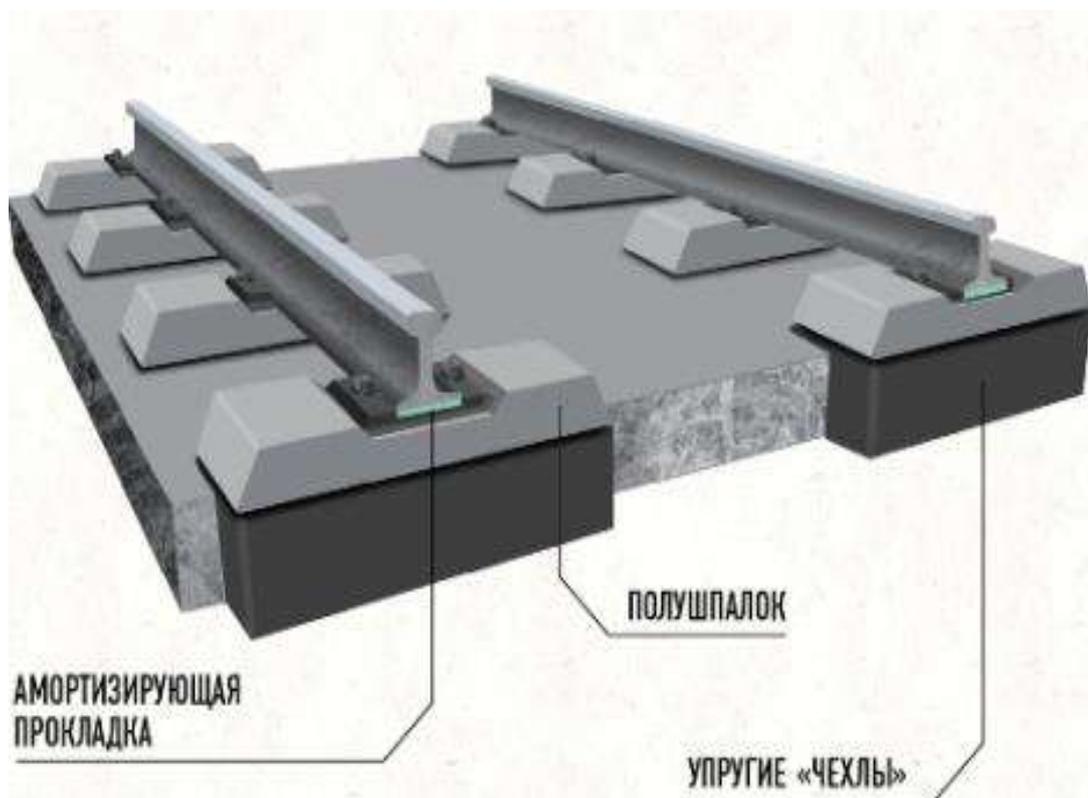
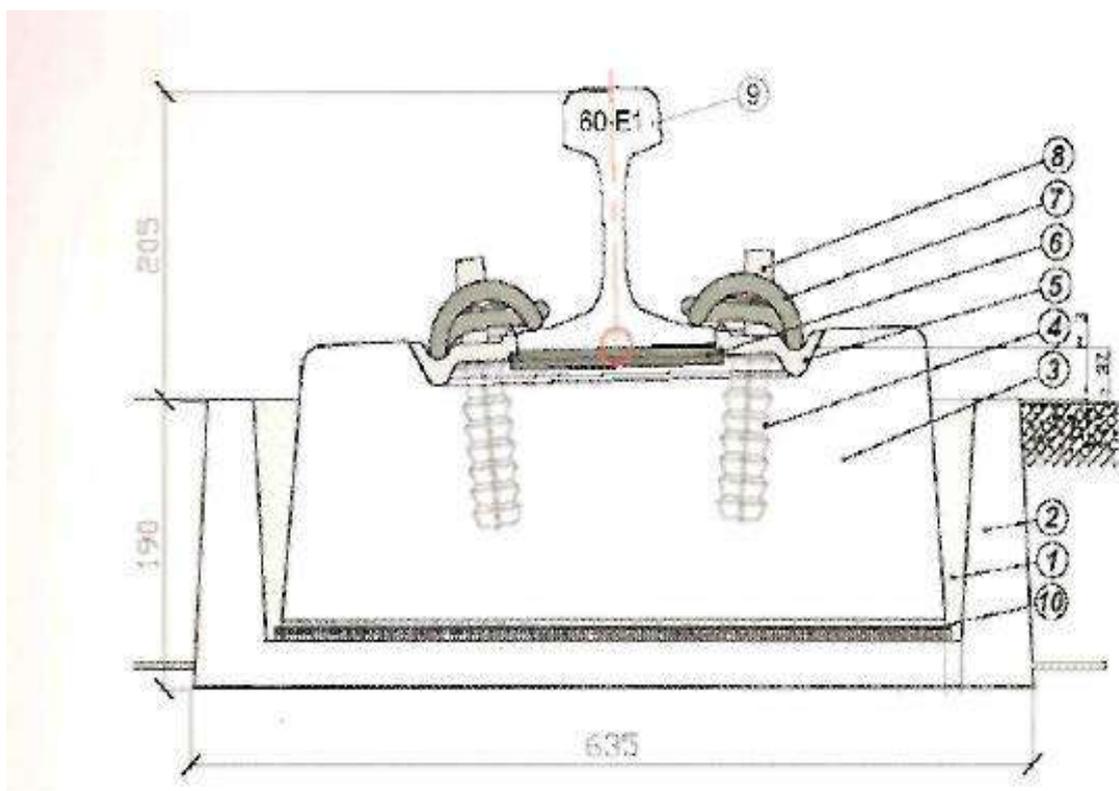


Рисунок 1.8 – Конструкция пути на шпалах LVT

Блоки в резиновых чехлах замоноличены в неармированный слой путевого бетона толщиной 30 см. Слой путевого бетона располагается на несущем слое армированного бетона, толщина которого примерно 20 см. Под ним располагается гидравлически связанный слой неармированного тощего (с минимальным процентным содержанием цемента) бетона.

Схожая блочная система EBS – это зарубежная безбалластная конструкция рельсового полотна [79], обеспечивающая упругое распределение давления и

гашение вибраций, вызванных движением поездов (рисунок 1.9). В данной системе рельсы прикрепляются к отдельным бетонным опорным блокам, установленным в гнезда из сборного бетона или композита с использованием эластичной заливочной массы Edilon Corkelast. Двухкомпонентная смольная масса обеспечивает прочное и эластичное крепление опорных блоков в гнездах. Масса бетонного опорного блока обеспечивает небольшую величину коэффициента динамической жёсткости, что благоприятно воздействует на распределение вертикального и горизонтального давления от колёсных пар, уменьшая, в частности, волнообразный износ рельсов.

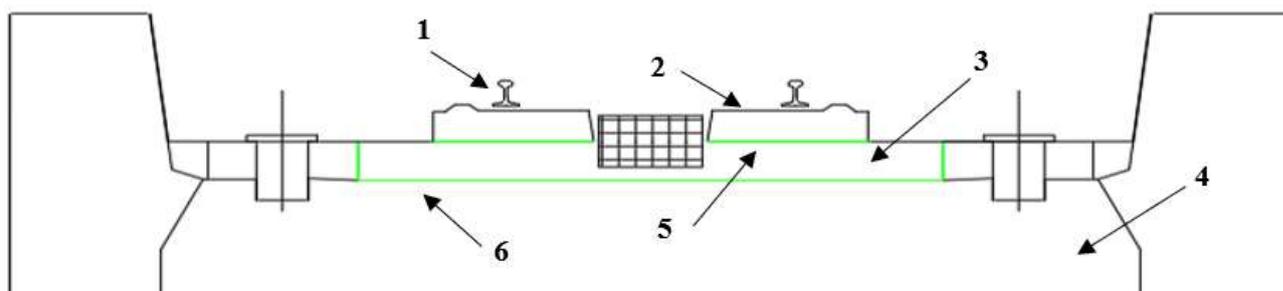


1 – изоляционный слой опорного блока – заливочная масса Edilon Corkelast;
 2 – сборное гнездо опорного блока; 3 – бетонный опорный блок; 4 – винтовой дюбель;
 5 – упорная скоба; 6 – подрельсовая прокладка; 7 – упругая клемма; 8 – шуруп; 9 – рельс;
 10 — упругая виброизоляционная прокладка Edilon Resileient Strip
 Рисунок 1.9 – Рельсовая блочная опора – вариант со сборным бетонным гнездом

Под бетонным опорным блоком вместо заливки может использоваться эластичная виброизоляционная прокладка. Система обеспечивает необходимую жёсткость бетонного опорного блока и связанный с ней вертикальный прогиб рельса не более 1,0 мм. Полотно с блочными опорами эксплуатируется во многих тоннелях Западной Европы. Конструкция полотна на блочных опорах с

изоляционным слоем использована, в частности, в метрополитене Мадрида, где по этой технологии было проложено около 400 км путей. Благодаря реализации сборной системы, обеспечивающей несложный и быстрый монтаж полотна, удалось получить высокопрочную конструкцию, требующую минимальных расходов на содержание.

Конструкция *м* с применением железобетонных рам МГР (рисунок 1.10) применялась при строительстве Коршуновского тоннеля и реконструкции тоннеля № 4А Горьковской ж.д., где был применен упругий слой из матов фирмы Calenberg типа USM 2020 толщиной 27 мм. В тоннеле № 4 Горьковской ж.д. в качестве упругого мата между путевым бетоном и обратным сводом тоннеля уложен УЭ из искусственного каучука марки S 22-01 фирмы Datwyler толщиной 22 мм.



1 – рельс; 2 – МГР; 3 – путевой бетон; 4 – обратный свод тоннеля; 5 – зона контакта МГР с путевым бетоном; 6 – зона контакта путевого бетона с обратным сводом тоннеля

Рисунок 1.10 – Конструкция пути с рамами МГР

Малогабаритная рама (рисунок 1.11) представляет собой плиту из предварительно напряжённого железобетона с отверстием размером 1,9×1,1 м в междурельсовой зоне, которое обеспечивает следующие технологические преимущества [49]:

- бетонирование основания через проёмы рам за один прием, что исключает необходимость в прокладном выравнивающем слое;

- возможность визуального контроля точности опирания рам на монтажные элементы, с помощью которых производится ступенчатая или плавная регулировка положения рам при монтаже;

– масса рам значительно меньше, чем плит того же размера, что облегчает и ускоряет их укладку.

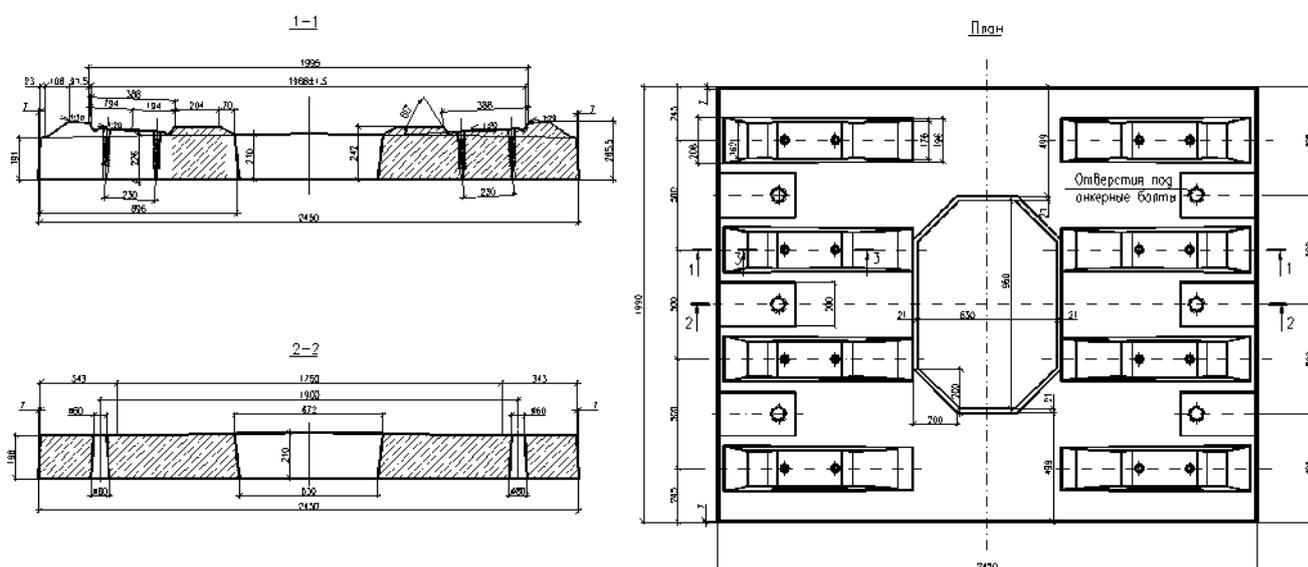


Рисунок 1.11 – Конструкция железобетонной рамы МГР

После заполнения бетоном проёмов до уровня верхней постели рам образуются монолитные упоры, препятствующие перемещениям рам под поездами. По результатам испытаний по определению вибродинамических параметров на элементах БКП, выполненных ООО «БАМТОННЕЛЬ» [80], было выявлено, что демпферный мат эффективно гасит вибрационное воздействие на тоннельную обделку и обратный свод тоннеля. Установлено, что при прохождении головы состава через сечение, где установлены датчики виброскоростей, максимальная амплитуда под упругим матом USM 2020 в 55 раз меньше, чем максимальная амплитуда на ВСП, а максимальная амплитуда на обделке тоннеля в 217,7 раза меньше, чем на ВСП.

Схожая конструкция ОВВ–Роуг нашла широкое применение в зарубежных тоннелях. Эта конструкция (рисунок 1.12) состоит из малогабаритных рам, лежащих на упругой подкладке [81]. Рамы сделаны из железобетона и предназначены для укладки на устойчивое основание с высокой точностью их положения, которое регулируется при помощи устройств, заливаемых бетоном. Для заливки бетона рамы оборудованы двумя большими отверстиями, действующими как шпонки между плитой и бетоном. Все поверхности рамы,

которые находятся в контакте с герметизирующим бетоном, покрыты резиново-гранулированным слоем толщиной 2,5–3 мм. Это позволяет обеспечить защиту от вибрации и облегчает замену отдельных рам при их повреждении.

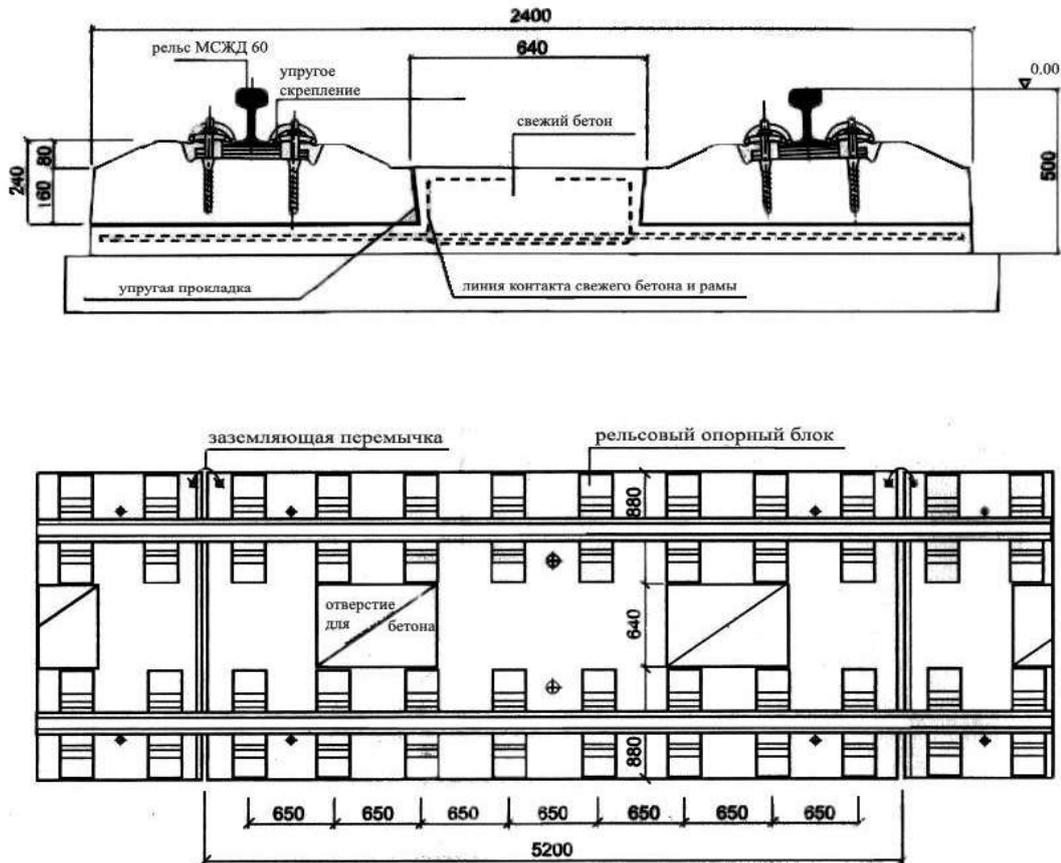


Рисунок 1.12 — Конструкция ОВВ–Роуг

Плиты имеют длину 5 м, ширину 2,3 м и толщину 19 см. В продольном и поперечном направлениях они фиксируются бетонными цилиндрами, устраиваемыми в стыках плит. Плиты уложены на асфальтобетон толщиной 40 см; в жилых районах дополнительно укладывается резиновая прокладка толщиной 25 мм. Такая плитная конструкция используется главным образом на искусственных сооружениях (виадуки, мосты, тоннели) в Японии. Недостатком конструкции является невысокая твердость асфальтобетона.

1.3 Анализ технического состояния верхнего строения пути в тоннелях

Анализ технического состояния конструкций пути проводился на основе формирования оповещений об отказах технических средств. При анализе оценивалось состояние ВСП в железнодорожных тоннелях, на которых эксплуатировалось 5 наиболее распространенных типов различных конструкций подрельсового основания, представленных в таблице 1.1; в их числе – 4 тоннеля на балласте с железобетонными шпалами (общая длина пути – 3,9 км), 10 тоннелей на балласте с деревянными шпалами (11,4 км), 5 тоннелей с типовой безбалластной конструкцией пути (4,6 км), 2 тоннеля с системой «масса–пружина» на рамах МГР (2,2 км) и 1 тоннель с конструкцией на блоках LVT (3,2 км).

Таблица 1.1 – Количество отказов 3 степени за период с 2015 по 2020 гг. в некоторых тоннелях

Место анализа			Конструкция пути	Место отказа						
Название тоннеля	№ пути	Протяженность, км		ГРК	Скрепления	Рельсы	Стыковые зазоры	Шпалы	Балласт	Всего
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Ангасольский	2	0,667	На балласте с железобетонными шпалами (тип конструкции a_1)	-	-	-	-	-	5	5
Горный Амурский	2	0,310		-	-	-	-	-	1	1
Кипарисовский	2	0,945		-	-	1	-	-	-	1
Тарманчуканский	1	2,030		3	-	-	-	-	-	3
2-й Джебский	2	0,661	На балласте с деревянными шпалами (тип конструкции a_2)	-	5	-	-	-	-	5
Касаткинский	2	0,064		-	2	-	-	-	-	2
Артеушкинский	2	0,125		-	1	-	-	-	-	1
Байкальский	1	6,725		-	7	-	-	-	-	7
Рачинский	2	0,955		-	-	1	2	-	-	3
Утуликский	1	0,072		-	-	-	-	2	-	2
Темненский	1	0,220		-	5	-	-	-	-	5
Тоннель № 1	1	0,513		-	6	-	-	-	-	6
Тоннель № 2	1	1,990		40	6	22	1	-	-	69
Тоннель № 3	1	0,775		-	6	-	-	-	-	6

Продолжение таблицы 1.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Казачинский	2	0,454	БКП (тип конструкции <i>e</i>)	6	-	-	-	-	-	6
Тарманчуканский	2	2,030		1	-	-	-	-	-	1
Тоннель № 3А	1	0,061		-	1	-	-	-	-	1
Облученский	2	0,860		1	-	-	-	-	-	1
Полосухинский	1	1,158		2	-	-	-	-	-	2
Лысогорский	1	3,020	Путь на блоках LVT (тип <i>л</i>)	-	1	-	-	-	-	1
Коршуновский	1	0,950	БКП с упругими матами (тип <i>м</i>)	-	3	-	-	-	-	3
Лагар-Аульский	1	1,279		-	1	-	-	-	-	1

По результатам анализа определены удельные значения отказов на 1 км в год (таблица 1.2).

Таблица 1.2 – Удельные значения отказов на 1 км в год по типам конструкций

Тип конструкции	Общая протяженность конструкции, км	Удельные значения отказов на 1 км в год						
		ГРК	Скрепления	Рельсы	Стыковые зазоры	Шпалы	Балласт	Всего
Тип a_1	39,564	0,03	-	0,01	-	-	0,05	0,09
Тип a_2	48,350	0,28	0,26	0,16	0,02	0,01	-	0,73
Тип <i>e</i>	21,925	0,17	0,02	-	-	-	Отсутствует	0,19
Тип <i>л</i>	5,567	-	0,06	-	-	-		0,06
Тип <i>м</i>	21,599	-	0,06	-	-	-		0,06

Из таблицы 1.2 видно, что наиболее велико количество отказов на шпалобалластной конструкции пути с деревянными шпалами a_2 , что объясняется наличием в этой конструкции звеньевого пути, в отличие от остальных, где уложен бесстыковой путь. В работе [59] экспериментально подтверждено, что главной причиной возникновения ударных импульсов являлось воздействие поездной нагрузки на путь в зоне стыка. Импульсивное воздействие на путь оказывают его неравножесткость, наличие изолированных неровностей на головке рельсов, наряду с дефектами поверхности катания колёсных пар и т.д. Помимо повышенных динамических нагрузок, стыки способствуют электрохимической коррозии металлических элементов ВСП [50]. На типовой балластной конструкции с железобетонными шпалами a_1 зафиксирована тенденция к отказам щебёночного балласта (0,05 случая на 1 км). Отклонения, связанные с балластом, свидетельствуют об отсутствии мер по снижению динамических сил под шпалами,

ввиду чего большая часть сосредоточенной энергии распределяется в балластном слое, что, в свою очередь, приводит к его истиранию и накоплению остаточных деформаций.

На втором месте по количеству отказов находится БКП без УЭ. Отказы 3 степени на традиционной БКП типа *e* (см. рисунок 1.1е) связаны преимущественно с геометрическими параметрами (0,17 случая на 1 км). Это свидетельствует о преждевременном разрушении подрельсовых прокладок вследствие непринятия мер по снижению жёсткости в зоне между путевым бетоном и обратным сводом тоннеля, что увеличивает общую колебательную массу и не позволяет рассеять энергию по всем элементам ВСП, сосредоточивая её лишь в зоне подрельсового основания.

Меньшее количество отказов (по 0,06 случая на 1 км) зафиксировано в зоне скреплений в системах конструктивных типов *m* («масса–пружина») и *л* (путь на блоках LVT): конструкции БКП с такими УЭ имеют удельное количество отказов в 3 раза меньше по сравнению с типом *e*. В конструкцию типа *m* интегрированы упругие маты разных производителей, которые гасят энергию ударов, возникающую в системе «колесо–рельс». Таким образом, при этой конструкции пути динамическое воздействие распределяется равномерно, почти не сосредоточиваясь в каком-то одном элементе.

При подробном анализе безбалластных конструкций типов *e* и *m* оценивалось количество отступлений 2, 3 и 4 степени в тоннелях Горьковской железной дороги № 3А, № 4 и № 4А за 3 года (2019–2021 гг.), представленных в приложении А. Единственным различием конструкций пути в тоннелях № 4 и № 4А является форма и жёсткость упругого мата, расположенного между путевым бетоном и обратным сводом тоннеля. По данным фирм-производителей, в тоннеле № 4 в качестве упругого мата между путевым бетоном и обратным сводом тоннеля уложен УЭ из искусственного каучука фирмы Datwyler толщиной 22 мм и статической жёсткостью $C = 0,025 \text{ Н/м}^3$, а в тоннеле № 4А уложен мат из искусственного каучука марки USM 2020 фирмы Calenberg толщиной 27 мм и статической жёсткостью $C = 0,020 \text{ Н/м}^3$, особенность этого мата – наличие на его верхней поверхности выступающих конусов, способствующих дополнительному

демпфированию колебаний. Отступления для конструкции типа *м* были зафиксированы только в тоннеле № 4А.

По результатам анализа отступлений ГРК на конструкции типа *е* (без УЭ) зафиксировано 29 отступлений, из которых 8 отступлений по перекоосу, 4 отступления по просадкам рельсовых нитей, 10 отступлений в плане, одно плавное отклонение по уровню и 6 отступлений по уширению. На конструкции типа *м* в тоннеле № 4А зафиксировано 11 отступлений, десять из которых связаны с уширением и одно – с несоответствием паспортного и фактического возвышения в кривой. В тоннеле № 4 отступления не зафиксированы.

Для оценки стабильности ГРК были также выбраны 6 тоннелей, имеющих конструкции пути типа *а₂*, *г*, *е*, *л* и *м*, и для них была выполнена статистическая обработка показаний путеизмерительных вагонов по программе Stabway, основанная на вычислении скользящего среднего квадратического отклонения (ССКО) величины просадок каждой рельсовой нити. Статистическая обработка ССКО просадок по данным проходов путеизмерительных вагонов КВЛ-П позволяет выполнять оценку стабильности ГРК в вертикальной плоскости и, соответственно, оценивать эффективность работы различных конструкций ВСП в тоннелях.

При обработке ССКО просадок определялись следующие параметры:

- максимальное и среднее значения ССКО;
- максимальное и среднее накопления ССКО;
- доля превышения нормативного значения накопления ССКО;
- максимальное и среднее значения приращения ССКО;
- превышения нормативного значения ССКО.

Максимальное значение ССКО определялось из общего количества значений ССКО, полученных на 1 километре за весь расчётный период. При нахождении максимального значения ССКО фиксировалась дата его возникновения и координаты. Среднее значение ССКО определялось из общего числа полученных ССКО на километре в ту дату, на которую зафиксировано его максимальное значение.

Приращения ССКО определялось вычитанием из значений ССКО, полученных в каждой координате расчётного периода, значений ССКО, полученных в предыдущий расчётный период. Максимальное и среднее значения приращения ССКО определялись аналогично максимальному и среднему значениям. Доля превышения значений приращения ССКО над нормативным определялась как отношение количества координат, в которых было зафиксировано хотя бы одно значение приращения ССКО выше нормативного за весь расчётный период, к общему количеству координат.

Результаты статистической обработки показаний путеизмерительных вагонов при контроле состояния ГРК в тоннелях приведены в таблице 1.3.

Таблица 1.3 – Результаты статистической обработки показаний путеизмерительных вагонов КВЛ-II в тоннелях

№	Дорога	Тип	Название тоннеля	№ пути	Пропущенный тоннаж, млн т брутто на 1 км	Год последнего ремонта	начало тоннеля		конец тоннеля		Длина тоннеля, м	ССКО, мм		Приращение, мм	
							км	пк	км	пк		max	среднее	max	среднее
1	Горьк	a_2	Тоннель №3	1	96,4	2019	1423	1+70	1423	9+45	775	5,06	3,74	1,91	0,81
2	Горьк	e	Тоннель №3а	1	133,2	2020	1428	3+90	1428	4+51	61	4,95	4,02	0,40	0,17
3	МСК	z	Гагаринский	2	203,1	2016	33	8+75	34	7+93	918	3,03	2,08	1,28	0,4
4	С-Кав	$л$	Гойтх-Индюк	2	120	2018	1850	4+30	1851	8+01	1371	2,60	1,15	0,05	0,02
5	Горьк	m_1	Тоннель № 4	2	662,7	2008	1436	2+80	1436	7+30	450	1,13	0,70	0,02	0,01
6	Горьк	m_2	Тоннель № 4а	1	932,1	2013	1436	2+80	1436	7+30	450	1,04	0,63	0,02	0,01

По состоянию ГРК наибольшую стабильность показывают безбалластные конструкции пути с малогабаритными рамами типа m с применением упругих элементов (см. таблицу 1.3). Среди них наилучшими результатами обладают конструкции типа «масса–пружина» (тоннели № 4 и № 4А Горьковской железной дороги).

1.4 Выводы к главе 1

На основе вышеизложенного обзора можно сделать следующие выводы:

1) Наиболее перспективными конструкциями ВСП являются безбалластные в связи с тем, что техническое обслуживание пути балластных конструкций в тоннеле затратно по сравнению с открытым участком из-за стеснённости пространства в тоннеле и невозможности выполнения механизированных работ по очистке балластного слоя.

2) Традиционные безбалластные конструкции пути обладают высокой жёсткостью, которая влияет на интенсивное накопление повреждений пути. В связи с этим разрабатываются новые безбалластные конструкции ВСП в тоннелях с использованием УЭ между конструкцией и обратным сводом тоннеля.

3) Анализ технического состояния конструкций железнодорожного пути в тоннелях показал, что наиболее стабильными являются БКП с применением УЭ. Наименьшим количеством расстройств обладают виброзащитные БКП, а удельное количество отказов и отступлений на БКП с УЭ в 3 раза меньше, чем на БКП без УЭ, и в десятки раз меньше, чем на традиционной балластной конструкции на деревянных шпалах.

В связи с этим необходимым является исследование поведения элементов ВСП под воздействием подвижной нагрузки на виброзащитных конструкциях с разработкой критериев по их выбору на основе требований снижения динамики взаимодействия с подвижным составом и ограничения уровня вибраций, возникающих при проходе поездов. Для достижения поставленной цели, кроме выполненного сравнительного анализа технического состояния уложенных конструкций ВСП в тоннелях на сети ОАО «РЖД», необходимо решение следующих задач:

– определить исходные параметры для математического моделирования взаимодействия пути в тоннеле и подвижного состава, в том числе с различными конструкциями виброзащиты;

– адаптировать принципиальные модели взаимодействия пути и подвижного состава в тоннеле с учётом новых конструкций пути;

- оценить на основе натурных измерений поведение элементов конструкции ВСП и обделки тоннеля под воздействием подвижной нагрузки;
- провести лабораторные исследования эластичного подбалластного мата после его длительной эксплуатации в пути в тоннеле;
- разработать критерии для выбора конструкций ВСП в тоннеле и дать рекомендации по назначению различных типов конструкций.

2 АНАЛИЗ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ НА ПУТЬ В ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ ТОННЕЛЯХ

2.1 Анализ математических моделей взаимодействия пути и подвижного состава

В данной главе рассматриваются теоретические основы динамических и статических воздействий на железнодорожный путь и его элементы и оцениваются наиболее подходящие стратегии математического и численного моделирования. Так как методы расчёта конструкций, лежащих на упругом основании, в зависимости от принятых моделей основания можно разделить на три группы: 1) методы, базирующиеся на Винклеровой модели основания; 2) методы, базирующиеся на теории упругого полупространства; 3) методы, базирующиеся на комбинированных моделях упругого основания [82], необходимо провести анализ методов моделирования и определить наиболее удобный, простой и точный метод расчёта параметров ВСП. Поскольку взаимодействие ПС с путём в тоннеле характеризуется повышенным воздействием вибраций на элементы верхнего строения пути, необходимо, чтобы оно было точно смоделировано. Для этого анализируются параметры ВСП, причём особое внимание уделяется жёсткости пути. Это делается с целью уточнения важных характеристик подрельсового основания, с целью их определения в ходе экспериментального исследования, выполненного в главе 3.

Вибрации железнодорожных путей обусловлены силой, возникающей в месте соприкосновения колеса поезда с рельсом. Эту силу можно разделить на квазистатическую и динамическую составляющие [83]. Квазистатическая сила обусловлена весом поезда и не зависит от его скорости; она влияет на отклик рельсового пути и ближней зоны на расстояниях до четверти длины волны [84]. И наоборот, динамическое воздействие зависит от скорости и возникает ввиду таких факторов, как изменения жёсткости из-за эпюры шпал, неровностей взаимодействия колёс и рельсов и условий опирания на основание. Динамическое

воздействие, возникающее из-за неровностей и стыков рельсов, в последнее время становится менее важным механизмом воздействия из-за широкого применения бесстыковых плетей и более качественного обслуживания железнодорожного пути.

Несмотря на то, что на всех железнодорожных линиях возникают вибрации, различия между характеристиками поезда/пути приводят к тому, что характеристики создаваемых вибраций сильно различаются. Особый интерес вызывают грузовые поезда, которые создают низкочастотные вибрации (из-за своей низкой скорости) с большой амплитудой; кроме того, дефекты колёс (ползуны) также могут вызывать повышенные амплитуды виброускорений.

При взаимодействии пути с составом преследуется цель более равномерного распределения сил, действующих на несущее основание. Ключевым фактором здесь является жёсткость пути. Если она слишком низкая, то подрельсовое основание подвергается повышенной деформации, а перемещения подошвы рельса могут иметь критические прогибы [85]. В том же случае, когда жёсткость рельсового пути слишком высока, нагрузки от колеса концентрируются преимущественно в зоне подрельсового основания, что влечёт за собой повышенные напряжения в узле скрепления и в зоне подшпального основания, приводящие к повышенному накоплению остаточных деформаций [86]. Кроме того, если жёсткость сильно меняется на разных участках пути, это приводит также к повышенному износу пути и его расстройству [87] за счёт резкого изменения модуля упругости пути, и этот эффект значительно повышается при силовом уклоне [88].

Требования к значениям жёсткости пути различаются в разных странах, однако, как правило, они основаны на характеристиках эксплуатируемых на этом пути типов поездов (например, грузовых или пассажирских). Поэтому для линий, которые обеспечивают смешанное движение, трудно определить оптимальную жёсткость пути. Помимо неоптимальной жёсткости, значимыми недостатками, которые способствуют повышенным уровням вибрации рельсового пути, являются нарушения геометрии окружности обода колёсной пары по причине неравномерного износа (ползуны), а также неровности железнодорожного пути [89].

Поскольку на данный момент еще не существует нормативно-технических документов, регламентирующих уровни вызванных железнодорожным транспортом вибраций в зоне подрельсового основания и обделки тоннеля, а все механизмы еще не до конца изучены, в настоящее время разрабатываются новые модели прогнозирования. Согласно [90], лучше всего разделить процесс моделирования на три основных составляющих: вибрации в источнике, пути распространения вибрации и воздействие на объект. В настоящей работе выполняется анализ параметров рельсового пути в тоннеле и анализируются методы моделирования в его источнике, то есть в самой конструкции.

Первое моделирование рельсового пути было предпринято более 100 лет назад. Несмотря на это, на сегодняшний день информация о вибродинамических характеристиках рельсового пути все еще недостаточна по сравнению с данными о характеристиках подвижного состава, в особенности в том, что касается низких и средних частот. Это связано прежде всего с тем, что в прошлом проблемам динамики подвижных единиц уделялось большее значение, чем проблемам динамики рельсового пути и воздействию колеса на рельс.

Особое непонимание царило в вопросах, касающихся щебёночного балласта, на который более 100 лет укладываются шпалы. По вопросу динамических характеристик такого балласта, несмотря на имеющиеся экспериментальные исследования, например [41], имеется лишь незначительное количество необходимой информации. Конструктивные вопросы касательно рельсового пути были подробно рассмотрены К. Эсвельдом [45], однако обе вышеуказанные книги рассчитаны на практиков и не содержат никаких ссылок на динамику рельсового пути; лишь в работах [91–93] были сделаны попытки обобщить имеющийся опыт по данной проблеме.

До 1960 г. при изучении вертикальных колебаний и устойчивости рассматривались рельсы в виде балок Бернулли [94,95]. Эта модель также актуальна и в настоящее время для частот ниже 500 Гц. В диапазоне более высоких частот сильнее сказывается влияние деформации сдвига, что вынуждает работать с уточнённой моделью и, таким образом, возникает необходимость в моделировании рельса в виде балки Тимошенко-Рэлея.

Ещё в 1915 г. С.П. Тимошенко был рассмотрен статический случай [8]. Так как шейка рельса по отношению к боковым деформациям в сравнении с головкой рельса и его подошвой ведёт себя относительно мягко, при 100 Гц необходимо моделировать головку и подошву отдельно в качестве балок с изгибными и крутильными свойствами. Первым, кто применил такого рода метод и подтвердил её экспериментальными исследованиями, был В. Шолль [96]. Для модели рельса им были определены дисперсные отношения, которые возникают при гармоническом возбуждении с определённой частотой. Для получения вертикальных колебаний до 2,5 кГц достаточно будет моделировать рельсы в виде балок, смоделированных Тимошенко и Рэлеем. Для получения боковых крутильных колебаний в этом диапазоне частот головка рельса и подошва рельса должны рассматриваться отдельно, также в виде балок Тимошенко-Рэля. Шейка рельса при этом не имеет собственных степеней свободы, а только выступает в качестве упругого соединительного элемента, масса которого будет пропорционально добавлена к массам головки и подошвы. Для высокочастотных диапазонов необходимо более детальное моделирование, которое частично уже представлено в работе [97].

При моделировании скреплений система представляется состоящей из расположенной между рельсами и основанием прокладки из достаточно упругих клемм. Жёсткостью клемм можно, как правило, пренебречь, так как больший интерес имеют упругие характеристики прокладок, сделанных обычно из резины, полимерного или композитного материала. Перемещения рельсов под действием нагрузки определяются прокладкой и не являются линейными. Для получения вертикальных колебаний прокладка моделируется чаще всего в виде параллельно расположенных слоев с жёсткостными и демпфирующими свойствами.

При моделировании подрельсового основания достоверные результаты можно получить при рассмотрении шпалы в виде балки Тимошенко-Рэля с различными поперечными сечениями. Однако, моделирование шпалы как твёрдого тела является лишь приближённым в случае, когда возникает необходимость определения контактных сил. К подошвам шпал применимы те же положения, что и к промежуточным слоям. Кроме того, ситуация усложняется ещё и тем, что при

моделировании пути на щебёночном слое балласт имеет неоднородность, что сказывается на различных упругодемпфирующих связях. Поэтому было предпринято дальнейшее исследование для изучения взаимодействия различных балок и плит с опирающим основанием [98]. Было обнаружено, что точность модели улучшается при замене теории балок Эйлера (рисунок 2.1) на теорию изгиба балок Тимошенко [46, 99, 100, 101]. Балки Тимошенко учитывают дополнительные степени подвижности (силы сдвига) по сравнению с балками Эйлера и, следовательно, обеспечивают более точное моделирование колебания пути.



Рисунок 2.1 – Однослойная модель рельсового пути (непрерывное опирание)

Также были предложены двухслойные модели, которые считались улучшенными по сравнению с однослойными моделями, поскольку они позволяли моделировать подрельсовые и подшпальные прокладки, упругие маты, шпалы, балласт и другие упругие слои [84,102]. В двухслойной модели, показанной на рисунке 2.2, предполагается, что балласт и упругие слои не имеют массы, однако её можно рассчитать за счёт введения дополнительных слоёв (перейдя, например, к трёхслойным моделям). Несмотря на это, использование постоянной опоры означало, что эффекты шпал не моделировались; вместо этого эффект дискретных шпал был равномерно распределён по длине модели.

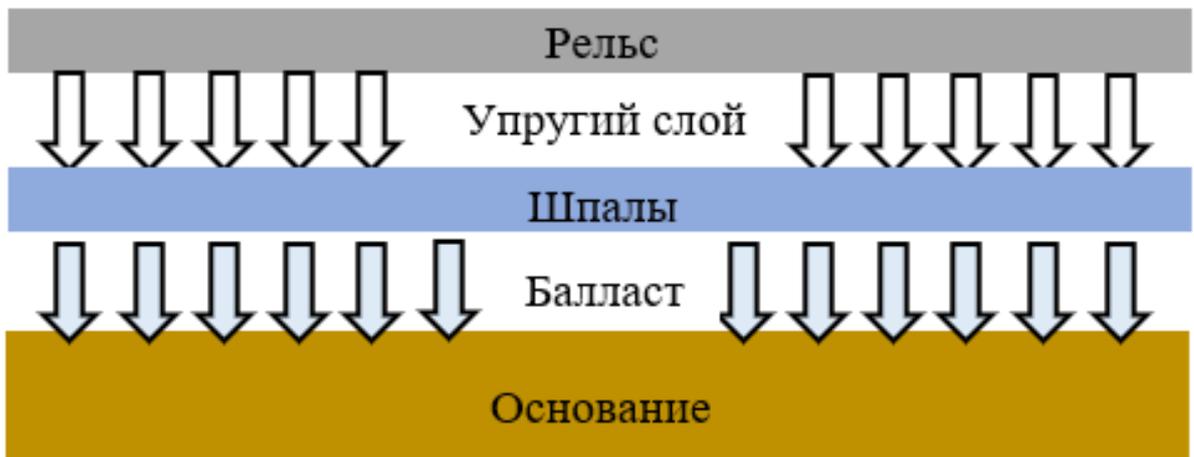


Рисунок 2.2 – Двухслойная модель рельсового пути (непрерывное опирание)

Для того, чтобы принять в расчёт эффекты подрельсового основания, были также разработаны модели с точечной опорой [103]. На рисунке 2.3 показана балка Тимошенко, точно поддерживаемая отдельными шпалами с демпфированием.

Следует также отметить, что жёсткость элементов конструкции оказывает значительное влияние на модуль упругости U и, следовательно, влияет на реакцию пути. Для ранее упомянутых моделей основание рельсового пути было принято за жёсткое [104], что имитирует монолитный обратный свод тоннельной обделки, хотя реально это не подходит для путей в старых тоннелях (до 2014 г.), где опорный слой имеет жёсткость, сопоставимую с жёсткостью рельсового пути на открытом участке, который располагался на массиве грунта.

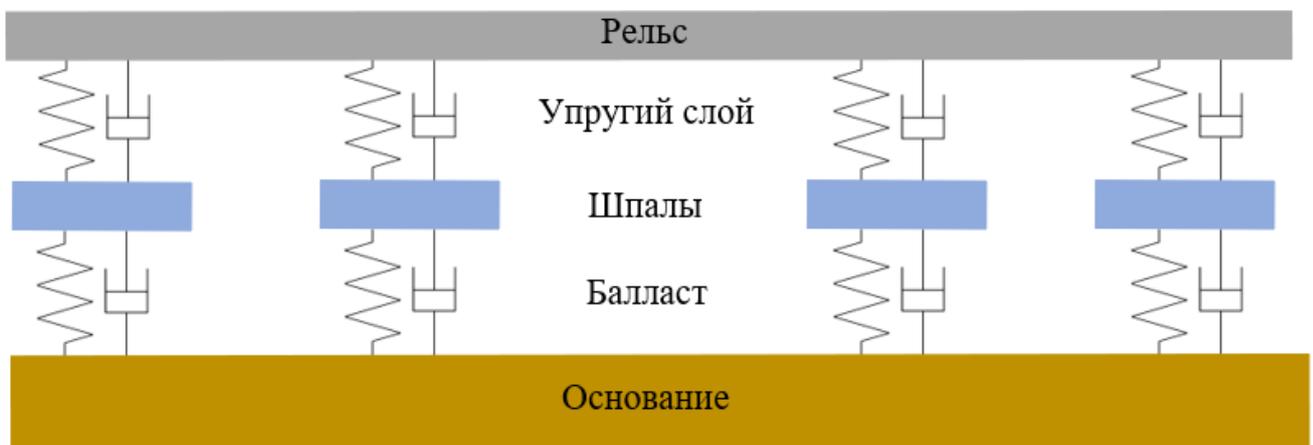


Рисунок 2.3 – Двухслойная модель рельсового пути (точечное опирание)

Несмотря на то, что аналитические модели хорошо подходят для прогнозирования реакции простых двумерных геометрических характеристик пути, упомянутых ранее, они не совсем подходят для оценки многомодульных конструкций ВСП. Чтобы обойти эти ограничения, рельсовый путь часто моделировался с использованием более универсальных численных методов, в частности, метода конечных элементов (МКЭ).

Ряд предложенных моделей рельсового пути для МКЭ был рассмотрен в [97]. Аналогично моделям, используемым при аналитических подходах, их можно разделить на двумерные однослойные, двухслойные [105,106] и трёхслойные или более модели [107–112]. Было установлено, что обновление подхода с базовой временной точечной нагрузкой значительно повысило точность модели [113], что позволило смоделировать полностью интегрированную систему железнодорожных путей (рисунок 2.4).

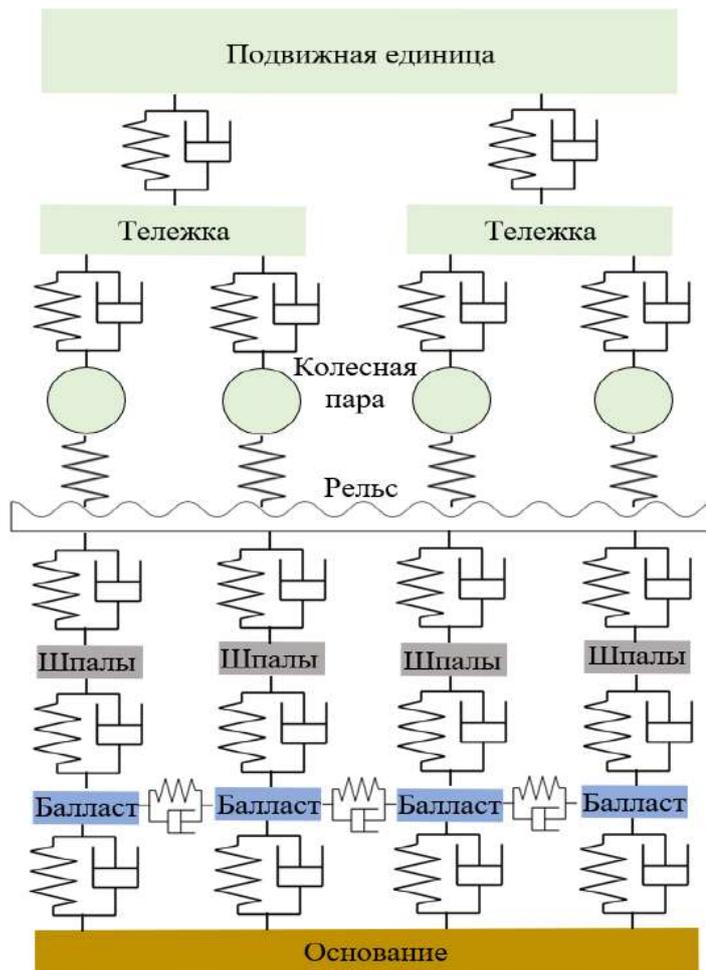


Рисунок 2.4 – Модель интегрированной системы железнодорожного пути

Подобные же модели позволили исследовать также реакции на колебательное воздействие, вызванные ползунами [114], неровностями рельсов [105,115,116], зонами перехода участков переменной жёсткости [117] и другими особенностями [118]. При разработке аналитических моделей были проведены исследования в попытке учесть вклад жёсткости основания в расчёты реакции пути с помощью МКЭ. Разница между этими типами моделей рельсового пути заключается в том, что в МКЭ-моделях интерес представляет реакция пути, а не распространение воздействий до объекта. По этой причине модель основания включена в расчёты исключительно для повышения точности выходных параметров реакции пути. Наиболее распространённым подходом к достижению этой цели является моделирование основания как линейного жёсткого полупространства. Проблема этого подхода заключается в том, что увеличивается время вычислений и необходимы граничные условия.

Другое важное предположение, связанное с ранее упомянутыми моделями, заключается в том, что реакция рельсового пути может быть сведена к двум измерениям. Недостаток такого подхода состоит в том, что напряжение от рельсов равномерно распределяется по ширине подрельсового основания, что не отражает физическую задачу. Для решения этой проблемы авторы работ [119–121] смоделировали составляющие рельсового пути в трёх слоях, где, в соответствии с гипотезой Винклера, сжимающие напряжения в каждой точке опоры пропорциональны локальному сжатию.

В 1867 году Э. Винклером была предложена модель балки на упругом основании, позволяющая рассчитывать параметры верхнего строения пути, Затем Х. Циммерманом была разработана модель расчёта верхнего строения пути, которая верна в основном для статических нагрузок и использовалась долгое время. В 1915 году С.П. Тимошенко доказал, что при соблюдении определённых требований расчёт отдельных опорных элементов может быть заменен расчётом на основе сплошной опоры. Согласно теории Циммермана, позднее усовершенствованной Й. Айзенманом [42], подразумевается, что к статическим нагрузкам добавляется динамическое приращение, а при расчёте пути как балки на сплошном упругом основании применяется гипотеза Винклера и Шахунянца

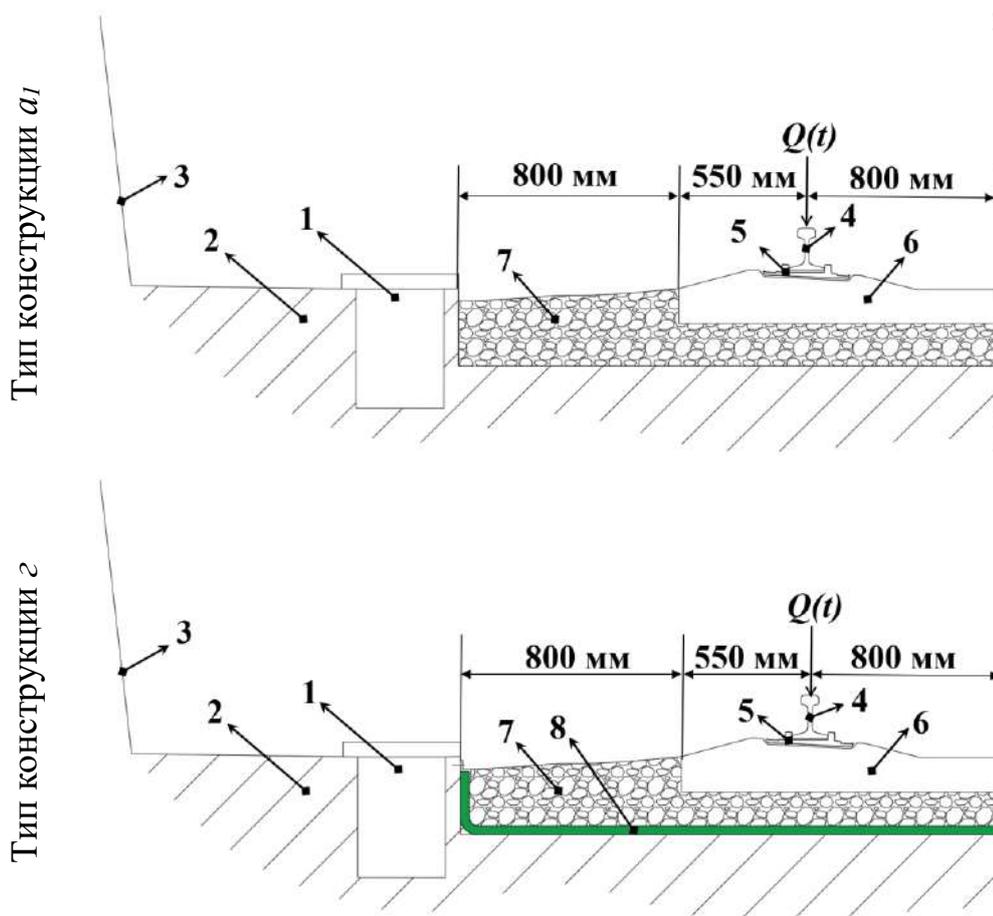
[17,92], которая гласит, что напряжения в каждой точке опоры пропорциональны локальному сжатию.

Усовершенствование модели колебаний пути как многослойной балки, лежащей на упругом основании Винклера, было предложено А.Я. Коганом в работах [23–25]. В основе лежит применение метода частотных характеристик при исследовании динамики балки под действием переменной во времени нагрузки, который позволяет найти точное аналитическое решение с помощью линейных уравнений [26]. Данный метод применялся в фундаментальной работе [20] при расчёте взаимодействия пути и подвижного состава. В этой работе М.Ф. Вериги и А.Я. Коганом предлагаются методы расчёта пути на прочность, которые позволяют проводить исследования при взаимодействии пути с подвижным составом для скоростей его движения до 120 км/ч с использованием ЭВМ.

Модель колебаний пути как многослойной балки, лежащей на упругом основании Винклера [24,27,28], применялась при прогнозировании уровней вибраций в источнике под проходящими поездами в работе А.Я. Когана [29]. Это выполнялось на основе определения частотной характеристики системы в неподвижно связанной с землей системе координат для одной шпалы при прохождении через сечение пути поезда неограниченной длины. В работе приводится частотная характеристика системы с входом по прогибу рельса и выходом по прогибу шпалы, которая позволяет рассчитать виброускорение шпалы в практически неограниченном частотном диапазоне. В работе [122] был проведен подробный анализ нахождения частотных характеристик, связывающих вектор динамических сил в контактах колёс и рельсов с вектором вертикальных смещений колёсных центров в математической модели воздействия четырехосного грузового вагона на железнодорожный путь как трёхслойную балку, лежащую на модифицированном основании Винклера.

2.2 Предложенная модель определения колебаний элементов подрельсового основания

Для оценки действующих на основные типы конструкций ВСП в тоннеле динамических сил, возникающих при прохождении подвижного состава, были приняты классические математические модели колебаний рельса как балки на упругом основании. Для моделирования колебаний элементов подрельсового основания балластной конструкции ВСП в тоннеле типа a_1 или z (рисунок 2.5) при движении по рельсу подвижной вертикальной нагрузки на основе решения А.Я. Когана [24] была принята трёхмассовая модель конструкции железнодорожного пути, схема которой представлена на рисунке 2.6.



- 1 – водоотводный лоток; 2 – обратный свод тоннеля; 3 – тоннельная обделка; 4 – рельс;
 5 – скрепление; 6 – железобетонная шпала; 7 – щебёночный балласт;
 8 – упругий подбалластный мат

Рисунок 2.5 – Схемы подрельсового основания балластного пути в тоннеле

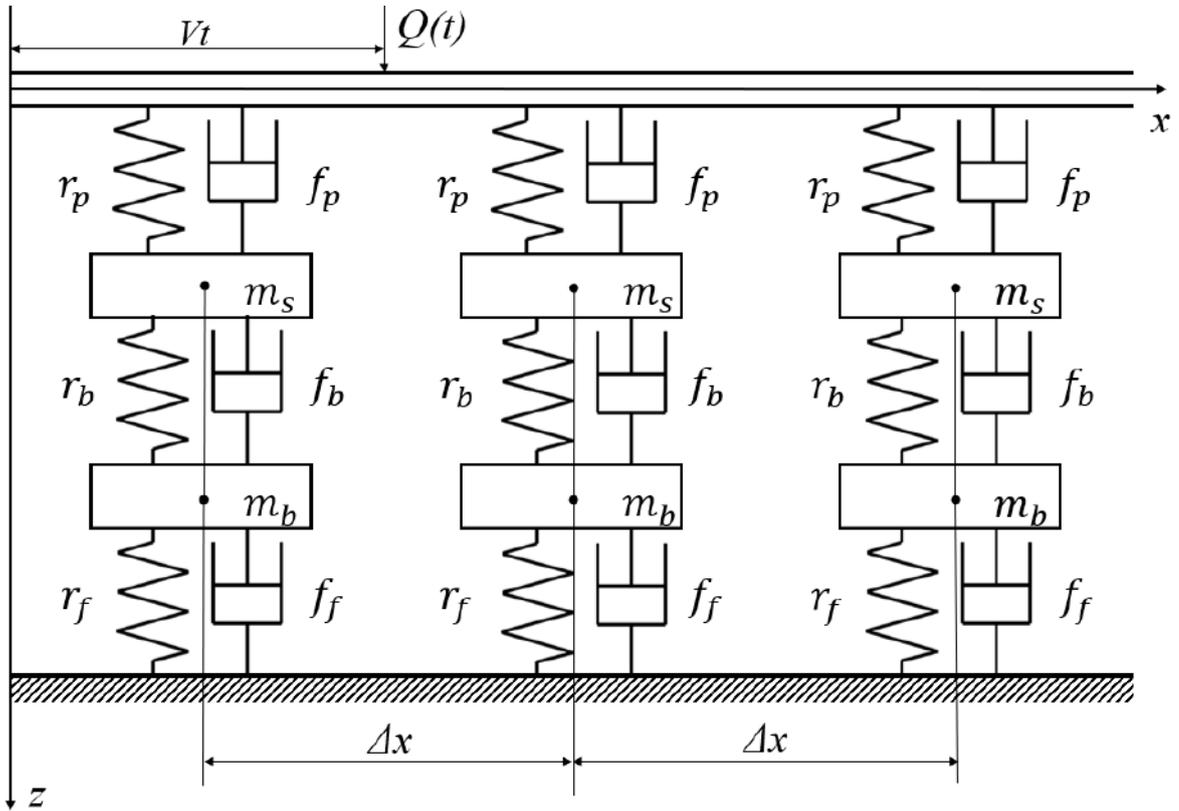


Рисунок 2.6 – Расчётная схема модели для определения колебаний элементов подрельсового основания балластной конструкции ВСП в тоннеле

В этой модели по рельсу, расположенному на подрельсовых опорах и балласте, передвигается колесо, создающее переменную во времени вертикальную силу. Система дифференциальных уравнений, описывающих колебания такой системы, имеет вид:

$$\left. \begin{aligned} EI \frac{d^4 z}{dx^4} + M \frac{d^2 z}{dt^2} + f_p \left(\frac{dz}{dt} - \frac{du_s}{dt} \right) + r_p (z - u_s) &= Q(t); \\ m_s \frac{d^2 u_s}{dt^2} - f_p \left(\frac{dz}{dt} - \frac{du_s}{dt} \right) - r_p (z - u_s) + f_b \left(\frac{du_s}{dt} - \frac{du_b}{dt} \right) + r_b (u_s - u_b) &= 0; \\ m_b \frac{d^2 u_b}{dt^2} - f_b \left(\frac{du_s}{dt} - \frac{du_b}{dt} \right) - r_b (u_s - u_b) + f_f \frac{du_b}{dt} + r_f u_b &= 0, \end{aligned} \right\} (2.1)$$

где E – модуль упругости рельсовой стали, МПа;

I – момент инерции рельса относительно его главной горизонтальной оси, см⁴;

$Q(t)$ – вертикальная нагрузка, передаваемая от колеса на рельс, кН;

z, u_s, u_b – вертикальные перемещения рельса, подрельсовой опоры и балласта соответственно, мм;

r_p, r_b, r_f – вертикальные жёсткости рельсовых креплений, подрельсовых опор и балласта с упругим элементом соответственно, кН/м;

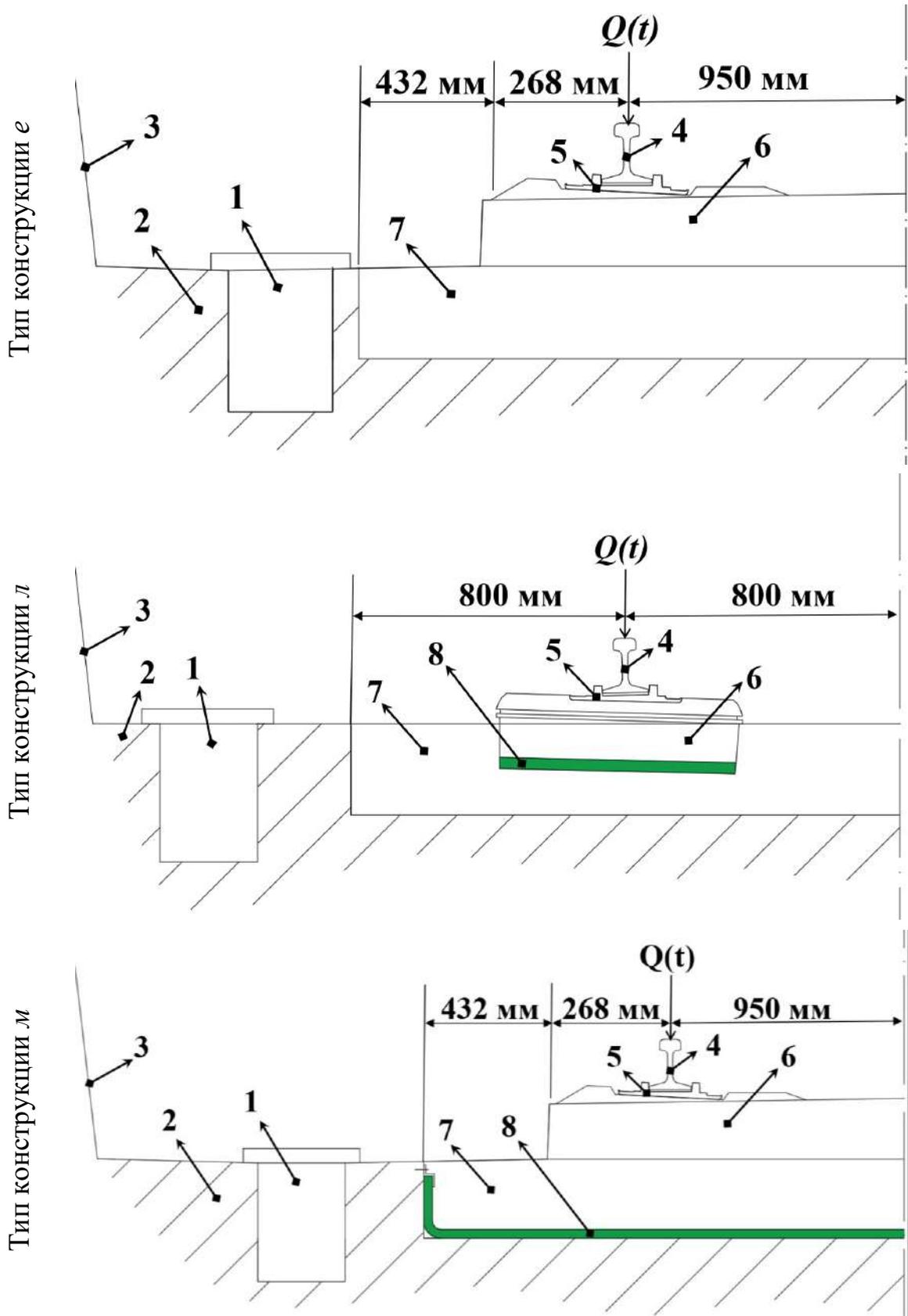
f_p, f_b, f_f – вертикальное демпфирование в рельсовых креплениях, подрельсовых опорах и балластном основании соответственно;

M, m_s, m_b – приведённая к одной опоре масса колеса с рельсом, масса подрельсовой опоры (полушпалы) и приведённая к трем опорам масса балласта, кг.

Отличие уравнений для балластных конструкций в тоннеле типов a_1 и z состоит только в том, что при определении параметров r_f и f_f для типа z дополнительно учитываются характеристики балласта вместе с упругим матом.

Аналогичная модель может быть составлена для безбалластных конструкций ВСП в тоннеле типов e, m и l , схемы которых приведены на рисунке 2.7. Отличие данной модели от предыдущей состоит в том, что в ней отсутствует балластный слой и она, тем самым, становится двухмассовой; при этом для конструкций с малогабаритной рамой приведённая масса подрельсового основания включает часть веса рамы и путевого бетона, приходящуюся на одну точечную опору рельса, а для конструкции типа блоков LVT (тип l) – массу подрельсового блока. Расчётная схема этой модели приведена на рисунке 2.8, а система дифференциальных уравнений сокращается, принимая следующий вид:

$$\left. \begin{aligned} EI \frac{d^4 z}{dx^4} + M \frac{d^2 z}{dt^2} + f_p \left(\frac{dz}{dt} - \frac{du_s}{dt} \right) + r_p (z - u_s) &= Q(t); \\ m_s \frac{d^2 u_s}{dt^2} - f_p \left(\frac{dz}{dt} - \frac{du_s}{dt} \right) - r_p (z - u_s) + f_f \left(\frac{du_s}{dt} - \frac{du_f}{dt} \right) + r_f (u_s - u_f) &= 0. \end{aligned} \right\} (2.2)$$



- 1 – водоотводный лоток; 2 – обратный свод тоннеля; 3 – тоннельная обделка; 4 – рельс;
 5 – скрепление; 6 – рама МГР или блок LVT; 7 – путевой бетон;
 8 – упругий прокладной слой

Рисунок 2.7 – Схемы подрельсового основания безбалластного пути в тоннеле

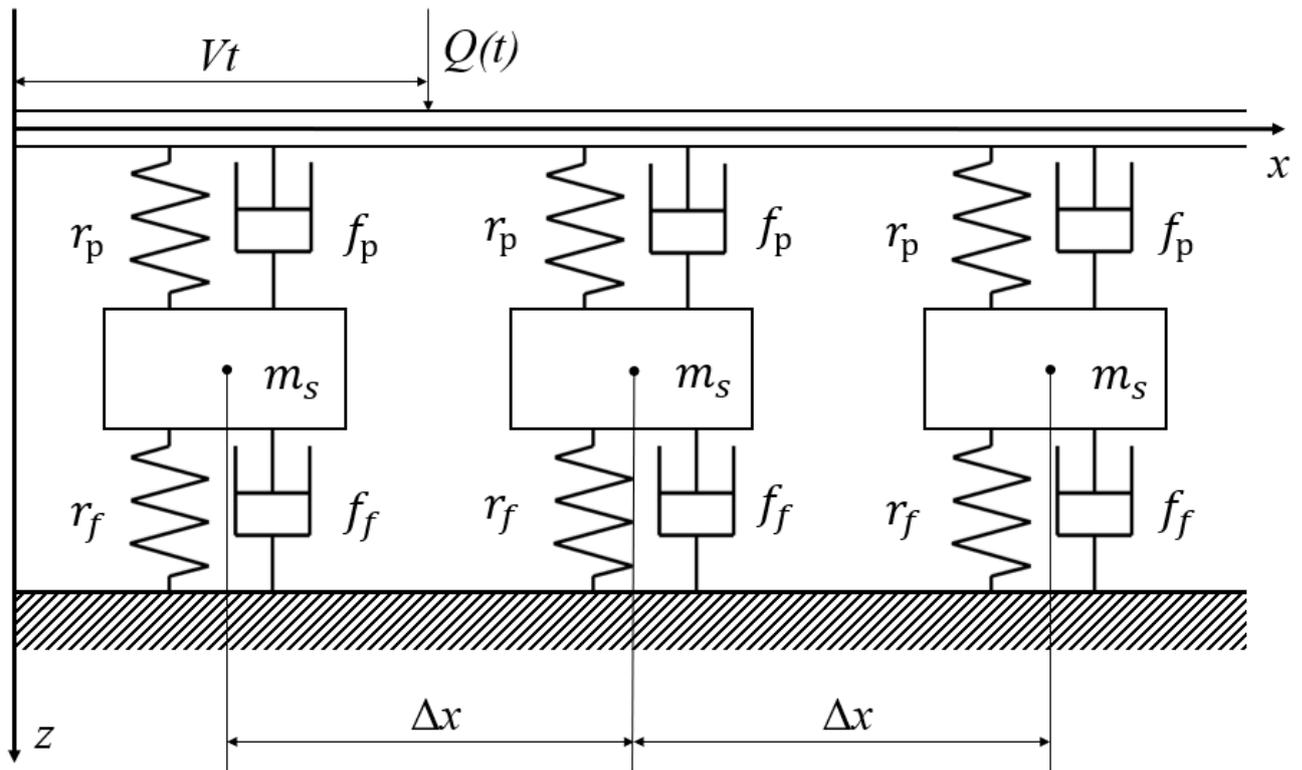


Рисунок 2.8 – Расчётная схема модели для определения колебаний элементов подрельсового основания безбалластного ВСП в тоннеле

Отличие уравнений для безбалластных конструкций в тоннеле типа *e* от уравнений для типов *л* и *м* состоит только в том, что при определении параметров c_f и f_f для типов *л* и *м* дополнительно учитываются характеристики упругого элемента между обратным сводом тоннеля и подрельсовым основанием. Отличие конструкции типа *л* от конструкции типа *м* заключается в меньшей массе блока m_s .

Решение систем уравнений ввиду их сложности аналитически не представляется возможным, поэтому было применено численное моделирование, которое реализовано для двух моделей (2.1) для балластных конструкций и уравнений (2.2) для безбалластных конструкций. Применялся упрощенный метод, базирующийся на Винклеровой модели основания одного колеса на рельсе с интегрированием систем уравнений. Для этого метода был разработан программный код в среде программирования MATLAB, представленный в приложении Б, вычисление которого проводилось в графической симуляции Simulink, а его основой являлось построение 2- и 3-массовой блок-схем.

2.3 Методика и алгоритм численного моделирования

Главная характеристика при расчёте – это связь между упругим прогибом рельса y и погонным упругим отпором подрельсового основания q , которая при нелинейной зависимости выражается в виде формулы

$$dq = -Udy. \quad (2.3)$$

Исходя из того, что направление упругого сопротивления q противоположно упругому прогибу, перемещение элементов ВСП носит циклический характер; возникает вертикальное ускорение и, соответственно, динамическая сила, которая будет добавкой к статической силе, действующей от подвижного состава. Основными параметрами, определяющими деформативность пути при взаимодействии с подвижным составом, являются жёсткостные r_p, r_b, r_f параметры пути и его основания. Модуль упругости подрельсового основания – важнейший показатель, определяющий широкую гамму показателей взаимодействия экипажа и пути, в том числе величину воздействия на путь составов с различными осевыми и погонными нагрузками, интенсивность накопления остаточных деформаций и т.д. [86]. Модуль упругости подрельсового основания U в практике определяют по следующей формуле [123]

$$U = \frac{1}{\sqrt[3]{64EI}} \sqrt[3]{\left(\frac{\Delta Q}{\Delta y}\right)^4}, \quad (2.4)$$

где ΔQ – интервал фактических нагрузок на рельс;

Δy – прогиб рельса, соответствующий интервалу нагрузок.

Согласно трудам Г.М. Шахунянца [17], величина вертикальной нагрузки $Q(t)$ может быть определена по формуле

$$Q(t) = C_{\text{п}}z, \quad (2.5)$$

где $C_{\text{п}}$ – коэффициент постели опоры;

z – упругая осадка рельса.

Жёсткость контакта подрельсового основания с обратным сводом тоннеля характеризуется коэффициентом постели C , который зависит от погонного коэффициента упругости подшпального основания [17]

$$C = E_{\text{по}} \frac{2 \cdot l}{\alpha \cdot a \cdot b}, \quad (2.6)$$

где $E_{\text{по}}$ – погонный коэффициент упругости подшпального основания;

l – расстояние между осями опор, равное 0,5 м при эпюре шпал 2000 шт./км;

a, b – длина и ширина опоры;

α – коэффициент изгиба опоры, определяемый по формуле

$$\alpha = \frac{u_s}{z}, \quad (2.7)$$

где u_s – средняя величина упругой осадки по подошве опоры;

z – величина упругой просадки в подрельсовом сечении.

Погонный коэффициент упругости подшпального основания определяют следующим образом [17]

$$E_{\text{по}} = \frac{q}{z}, \quad (2.8)$$

где q – погонный упругий отпор;

z – общая величина упругой осадки рельса.

Осадка за счёт деформаций железобетонных шпал и креплений обычно составляет 5–25 % от общей осадки рельса, осадка за счёт деформаций балластного слоя – 75–95 % [17]. По известным значениям $E_{\text{по}}$ модуль упругости балластного слоя E_6 находится в интервале 50...400 МПа [124].

Далее, чтобы получить значения вертикального перемещения подрельсовой опоры, рельс рассматривают как балку бесконечной длины с одной или несколькими сосредоточенными силами. Для определения доли нагрузки, приходящейся на соседние шпалы, Г.М. Шахуянцем [13] на основе теории балок на упругом основании было получено уравнение упругого прогиба рельса в любой точке по его длине

$$z(x) = \frac{k}{2E_{\text{по}}} \cdot \sum Qt \cdot \eta_i; \quad (2.9)$$

$$\eta = \frac{1}{e^{|kx|}} (\cos kx + \sin |kx|), \quad (2.10)$$

где Qt – нагрузка от оси подвижного состава, приходящаяся на один рельс;

k – коэффициент относительной жёсткости рельсового основания и рельса:

$$k = \sqrt[4]{\frac{E_{\text{по}}}{4 \cdot E_{\text{р}} \cdot I_{\text{ру}}}}, \quad (2.11)$$

где $E_{\text{р}} I_{\text{ру}}$ – жёсткость рельса относительно горизонтальной оси; для рельса типа Р65 $E_{\text{р}} I_{\text{ру}} = 7,3088 \text{ МПа} \cdot \text{м}^4$.

Коэффициент относительной жёсткости шпального основания и опоры вычисляют по формуле

$$k_{\text{ш}} = \sqrt[4]{\frac{b_{\text{оп}} C}{4 \cdot E_{\text{оп}} \cdot I_{\text{оп}}}}, \quad (2.12)$$

где $b_{\text{оп}}$ – ширина подошвы опоры вдоль оси пути;

C – коэффициент постели опоры;

$E_{\text{оп}} \cdot I_{\text{оп}}$ – жёсткость опоры.

Для определения сил, действующих на путь при проходе подвижной нагрузки, в Правилах расчёта пути [125] среднее значение вертикальной нагрузки колеса на рельс рассчитывают по формуле

$$Q(t) = Q_{\text{ст}} + 0,75 Q_p^{\text{max}}, \quad (2.13)$$

где $Q_{\text{ст}}$ – статическая нагрузка колеса на рельс;

Q_p^{max} – динамическая максимальная нагрузка колеса на рельс от вертикальных колебаний рессор, определяемая по формуле

$$0,75 Q_p^{\text{max}} = k_{\text{д}} (Q_{\text{ст}} - q), \quad (2.14)$$

где $k_{\text{д}}$ – коэффициент динамических добавок от вертикальных колебаний надрессорного строения (называемый также коэффициентом вертикальной динамики экипажа);

q — отнесённый к колесу вес неподрессоренных частей.

Значение коэффициента $k_{\text{д}}$, согласно требованиям [126], не должно превышать 0,4. Некоторые значения коэффициента $k_{\text{д}}$, зависящие от типа локомотива и скорости движения, приведены в методических указаниях [127].

Следующий этап при расчётах динамических сил заключается в определении вертикальных жёсткостей рельсовых креплений $r_{\text{р}}$, подрельсового основания $r_{\text{б}}$ и подшпального основания $r_{\text{ф}}$, которые напрямую связаны с модулем упругости в вертикальной плоскости U следующим соотношением [24]

$$\frac{1}{U_r^0} = \Delta x \left(\frac{1}{r_p} + \frac{1}{r_b} + \frac{1}{r_f} \right). \quad (2.15)$$

В связи с тем, что большинство зарубежных фирм-производителей (например, Getzner, Calenberg, Datwyler и др.) в характеристиках УЭ приводят коэффициент постели C , представляющий собой силу [128], которую необходимо приложить к единичной площадке полупространства, чтобы вызвать ее перемещение на величину единицу длины, для определения параметра жёсткости r_f совместно с УЭ необходимо определить взаимосвязь коэффициента постели с модулем упругости пути U по следующей формуле [36]

$$C = \frac{Ul}{AS}, \quad (2.16)$$

где l – расстояние между осями опор;

S – площадь опоры;

A – коэффициент, характеризующий жёсткость основания.

Модуль упругости материала – это коэффициент пропорциональности между напряжением и соответствующей относительной линейной деформацией в пределах закона Гука

$$\sigma = \varepsilon \cdot E. \quad (2.17)$$

Учитывая, что $\sigma = P/S$, где P – сила, действующая на образец площадью S , а $\varepsilon = \delta/h$, δ – деформация образца начальной высоты h , получим

$$E = \frac{P}{S} \cdot \frac{h}{\delta}. \quad (2.18)$$

При этом P/δ есть жёсткость. Тогда жёсткость и модуль деформации связаны следующим выражением

$$r = E \frac{S}{h}, \quad (2.19)$$

или

$$r = S \cdot C. \quad (2.20)$$

Как видно, жёсткость УЭ зависит от площади опирания колеблющейся массы подрельсовой опоры m_s (в случае БКП) или m_b для балластного пути.

Другой немаловажный параметр, учитывающийся в расчётной модели, – это коэффициент демпфирования f . Это безразмерный коэффициент, который зависит от скорости деформации образца УЭ и представляет собой соотношение между

действительным f_d и критическим демпфированием $f_{кр}$, при котором колебания перестают быть гармоническими [37]

$$f = \frac{f_d}{f_{кр}}, \quad (2.21)$$

$$f_{кр} = 2\sqrt{rm}. \quad (2.22)$$

Для упругих матов и подблочных прокладок f_f принят 0,1; для рельсовых скреплений $f_p = 0,05$.

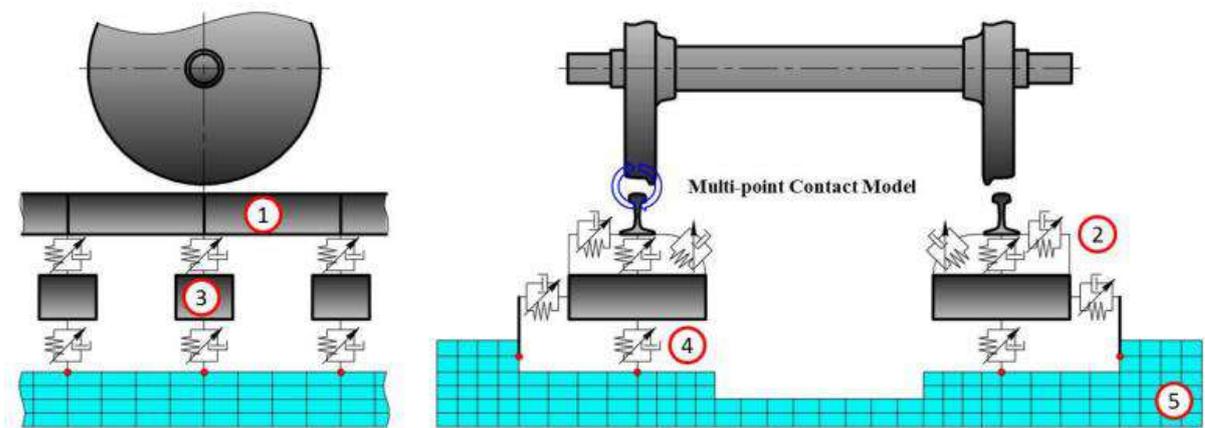
Для выявления параметров воздействия на путь в тоннеле в этой модели остается неопределённым задание параметров колеблющихся масс m при различных конструкциях виброзащиты, поэтому нахождение параметров и подбор масс выполнялись в главе 4 данной работы, опираясь на лучшее совпадение амплитуд виброускорений подрельсового основания, полученных на опытных участках и описанных в главе 3. Поэтому для предварительных результатов был рассмотрен метод, базирующийся на теории упругого полупространства в среде «Универсальный механизм».

2.4 Математическая модель в среде «Универсальный механизм»

Более сложная модель воздействия всего поезда на конструкцию пути принята в широко применяемом в исследованиях взаимодействия подвижного состава и пути сертифицированном программном комплексе «Универсальный механизм» (УМ), позволяющем моделировать вертикальную динамическую нагрузку при прохождении подвижного состава по многослойной конструкции пути с учётом задания различных характеристик ВСП. в том числе с учётом элементов виброзащиты.

Данный комплекс имитирует прохождение состава по конструкции пути, позволяя рассчитать основные параметры взаимодействия пути и подвижного состава. «Универсальный механизм» даёт возможность учесть все основные факторы, влияющие на работу конструкции пути, включая геометрию пути, состояние поверхности рельса, строительно-технические параметры пути и другие

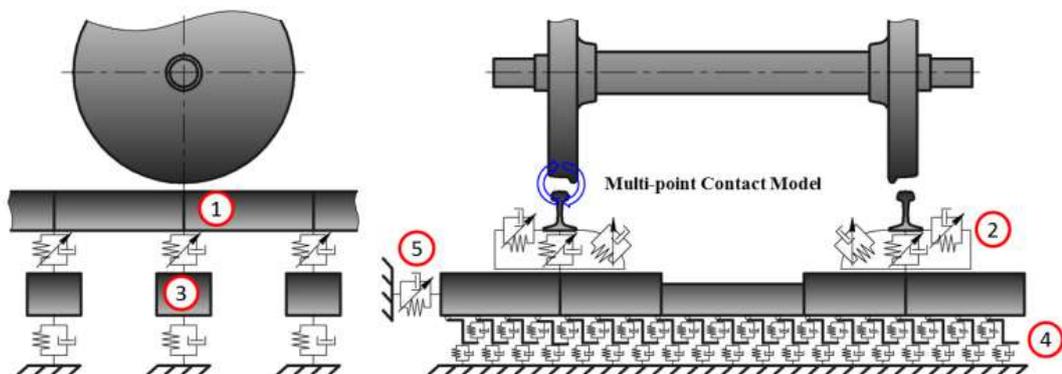
важные факторы. Встроенный модуль «Упругий путь» представляет собой детальную пространственную модель путевой структуры, включающую упругие рельсы, рельсошпальные крепления, шпалы и подшпальное основание. Рельс моделируется конечноэлементной балкой Тимошенко. Рельсошпальные крепления моделируются специальной силой типа «сайлент-блок», а шпалы представляют собой абсолютно твёрдые или упругие балки (рисунок 2.9). В двухмассовой системе модели подшпальное основание представляется специальными силами, связывающими подрельсовое основание с жёсткой базой или конечноэлементным упругим основанием.



1 – рельс; 2 – крепление; 3 – подрельсовая опора; 4 – упругий элемент;
5 – обратный свод тоннеля

Рисунок 2.9 – Модель безбалластной конструкции пути

На рисунке 2.10 показана модель балластного пути.



1 – рельс; 2 – крепления; 3 – шпала; 4, 5 – балласт

Рисунок 2.10 – Модель балластной конструкции пути

Модуль «Упругий путь» используется для задач, в которых фокус исследования смещен на характеристики подшпального основания. В модуле «Упругий путь» в качестве элементов модели пути тогда могут использоваться детальные конечноэлементные модели основания (мосты, эстакады, тоннели и т.п.), позволяющие моделировать процессы в частотном диапазоне до 1000 Гц.

Характеристики рельсов были выбраны соответствующими рельсам R65 (рисунок 2.11).

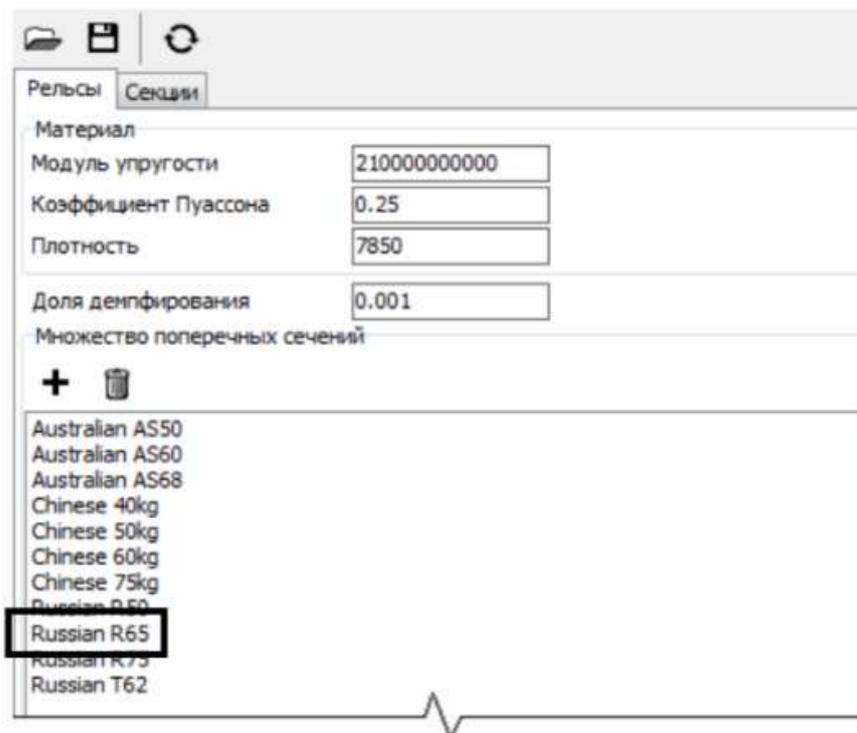


Рисунок 2.11 – Задание параметров рельсов в «Универсальном механизме»

Модель креплений задавалась вертикальной и горизонтальной жёсткостями креплений, а для шпал были заданы геометрические и инерционно-массовые характеристики (рисунок 2.12).

Общие		Скрепления		Шпалы	
Модель: Твердотельные полушпалы					
Параметр	Значение				
M	100				
Ix	1				
H1	0.115				
H2	0.115				

Рисунок 2.12 – Задание массово-инерционных характеристик в «Универсальном механизме»

При оценке процесса колебаний верхнего строения пути в тоннеле задавались параметры масс с учётом воздействия силы на одиночную опору по одной рельсовой нити, учитывая площадь сечения балласта как трапецию с боковыми гранями под 45 градусов, плотность балласта принималась равной 1400 кг/м^3 , а жёсткости упругих элементов (таблица 2.1) получены с учетом площади опирания подрельсового основания на УЭ.

Таблица 2.1 – Заданные при моделировании параметры конструкции ВСП

Тип	Жёсткость скрепления r_p , МН/м	Масса подрельсового основания m_s / балласта m_b , кг *	Толщина УЭ под подрельсовым основанием h , мм	Коэффициент постели C_n , Н/мм ³	Жёсткость упругого УЭ r_f , кН/мм **
a_1	150	146/280	–	–	–
z			37,5	0,029	35,09
			25		
			12,5		
e	80	807	–	–	–
m_1			22	0,025	20,62
m_2			27	0,02	16,5
$л$	100	98	12	0,15	25

*Массовые характеристики подрельсового основания задавались с учётом воздействия силы на одиночную опору по одной рельсовой нити.
 ** Жёсткости упругих элементов получены с учетом площади опирания подрельсового основания.

На основе математического описания трёхслойной модели конструкции пути согласно формулам (2.1) и (2.2) были проведены расчёты основных характеристик взаимодействия пути и подвижного состава при нагрузках 186 и 245 кН. Результаты расчётов были получены в виде перемещений рельса (таблица 2.2) с целью

сравнения с результатами, полученными при расчёте в MATLAB, которые представлены в главе 4.

Таблица 2.2 – Перемещения рельса, полученные при моделировании в УМ

Нагрузка, кН	Скорость, км/ч	Параметр	Амплитуды перемещений рельса при типе конструкций, мм					
			a_1	z	e	l	m_1	m_2
186	60	Среднее	0,987	1,35	0,351	0,544	0,645	0,697
		Максимальное	0,997	1,365	0,416	0,55	0,652	0,704
		Минимальное	0,977	1,336	0,306	0,537	0,639	0,689
		СКО	0,008	0,012	0,004	0,005	0,005	0,006
	80	Среднее	1,024	1,401	0,37	0,565	0,669	0,723
		Максимальное	1,035	1,416	0,436	0,571	0,677	0,73
		Минимальное	1,014	1,387	0,325	0,559	0,663	0,715
		СКО	0,009	0,012	0,005	0,005	0,006	0,006
	140	Среднее	1,087	1,486	0,423	0,599	0,711	0,767
		Максимальное	1,098	1,502	0,469	0,606	0,718	0,775
		Минимальное	1,076	1,472	0,397	0,593	0,703	0,759
		СКО	0,009	0,013	0,005	0,005	0,006	0,007
245	40	Среднее	1,931	2,649	0,75	1,065	1,263	1,363
		Максимальное	1,951	2,67	0,7575	1,076	1,276	1,377
		Минимальное	1,912	2,615	0,74175	1,054	1,249	1,349
		СКО	0,016	0,022	0,006	0,009	0,011	0,012
	60	Среднее	1,946	2,673	0,758	1,074	1,273	1,374
		Максимальное	1,967	2,691	0,76425	1,085	1,286	1,388
		Минимальное	1,927	2,636	0,7485	1,063	1,259	1,359
		СКО	0,016	0,022	0,00675	0,009	0,011	0,012
	80	Среднее	2,012	2,763	0,7895	1,109	1,316	1,42
		Максимальное	2,033	2,792	0,78975	1,121	1,329	1,435
		Минимальное	1,992	2,724	0,77325	1,098	1,302	1,406
		СКО	0,017	0,023	0,00675	0,009	0,011	0,012

Анализ таблицы 2.2 показывает, что перемещения рельса мало зависят от скорости движения поезда и в основном определяются жёсткостью подрельсового основания и нагрузкой на ось. Величина перемещения рельса на балластных конструкциях при нагрузке на ось 186 кН составляет около 1 мм без упругих подбалластных матов, увеличиваясь до 1,4–1,5 мм при их наличии, а на БКП без УЭ – около 0,4 мм, увеличиваясь до 0,6–0,8 мм на БКП при устройстве УЭ. При увеличении осевой нагрузки до 245 кН (в 1,32 раза) практически на всех конструкциях перемещения рельса возрастают примерно в 2 раза.

Другой характер носит зависимость амплитуд виброускорений (таблица 2.3), которые нелинейно возрастают с ростом скорости движения поездов и меньше зависят от осевой нагрузки.

Таблица 2.3 – Средние амплитуды виброускорений в зоне подрельсового основания

Тип конструкции	Амплитуды виброускорения подрельсового основания $A_{по}$, m/s^2 , при нагрузке на ось, кН					
	186 для скорости в км/ч			245 для скорости в км/ч		
	60	80	140	40	60	180
a_1	13,18	27,04	48,28	17,04	21,43	43,98
z	20,42	41,92	72,00	26,64	33,50	68,76
e	2,45	4,77	9,56	3,20	4,02	7,50
$л$	40,48	83,04	170,46	52,66	66,18	135,80
m_1	6,56	13,45	27,62	8,49	10,69	21,93
m_2	11,54	23,76	44,16	14,97	18,81	39,24

Вторым определяющим фактором для этих амплитуд является колеблющаяся масса подрельсового основания: чем она больше, тем меньше величина $A_{по}$. Для БКП без УЭ типа e , где колеблется целиком большая масса МГР вместе с путевым бетоном, величины $A_{по}$ не превышают $10 m/s^2$, в то время как на конструкции БКП типа $л$, где масса наименьшая (виброизолированный блок LVT массой около 100 кг), максимальные величины доходят до $135–170 m/s^2$.

2.5 Оценка достоверности математической модели

Для оценки характера зависимости величины $A_{по}$ от скорости движения поезда V для каждого типа конструкции пути методом наименьших квадратов была проведена аппроксимация результатов, полученных численным моделированием. В качестве аппроксимирующей функции, с учётом граничного условия $A_{по}=0$ при $V=0$, была принята квадратичная парабола вида

$$A_{по} = a \times V^2 + b \times V. \quad (2.23)$$

где a и b – коэффициенты аппроксимации, которые в зависимости от типа конструкции и осевой нагрузки представлены в таблице 2.4 и на рисунках 2.13 и 2.14.

Таблица 2.4 – Коэффициенты аппроксимации при различных нагрузках на ось

Тип конструкции	186 кН		245 кН	
	a	b	a	b
a_1	0,0009	0,2236	0,0047	0,1509
z	0,0011	0,3675	0,0074	0,2362
e	0,0003	0,0336	0,0006	0,0433
$л$	0,0050	0,5234	0,0145	0,4685
m_1	0,0008	0,0848	0,0023	0,0754
m_2	0,0010	0,1832	0,0044	0,1206

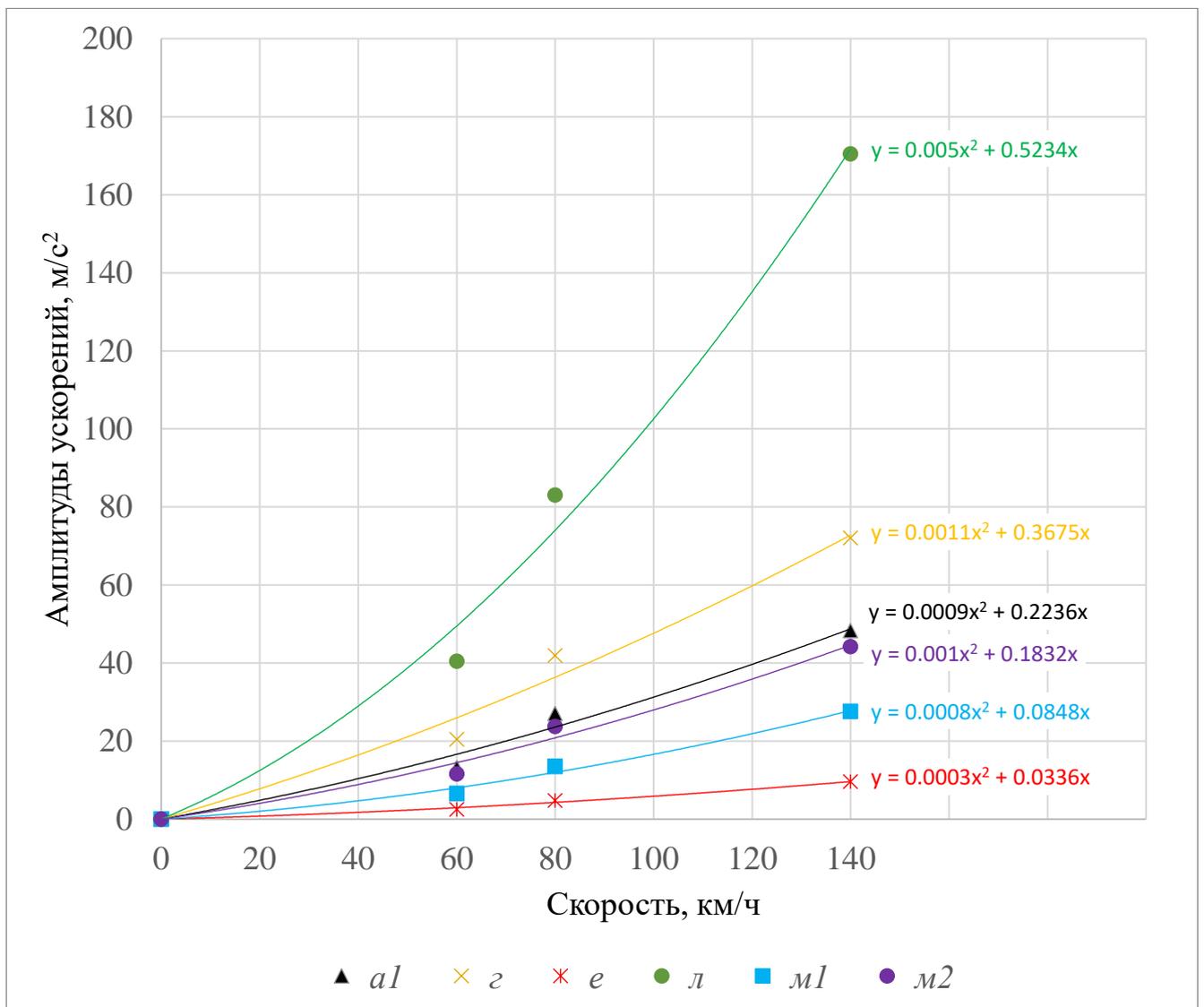


Рисунок 2.13 – Диаграмма аппроксимации средних амплитуд виброускорений в зоне подрельсового основания при симуляции прохода поезда с осевой нагрузкой 186 кН при моделировании в УМ

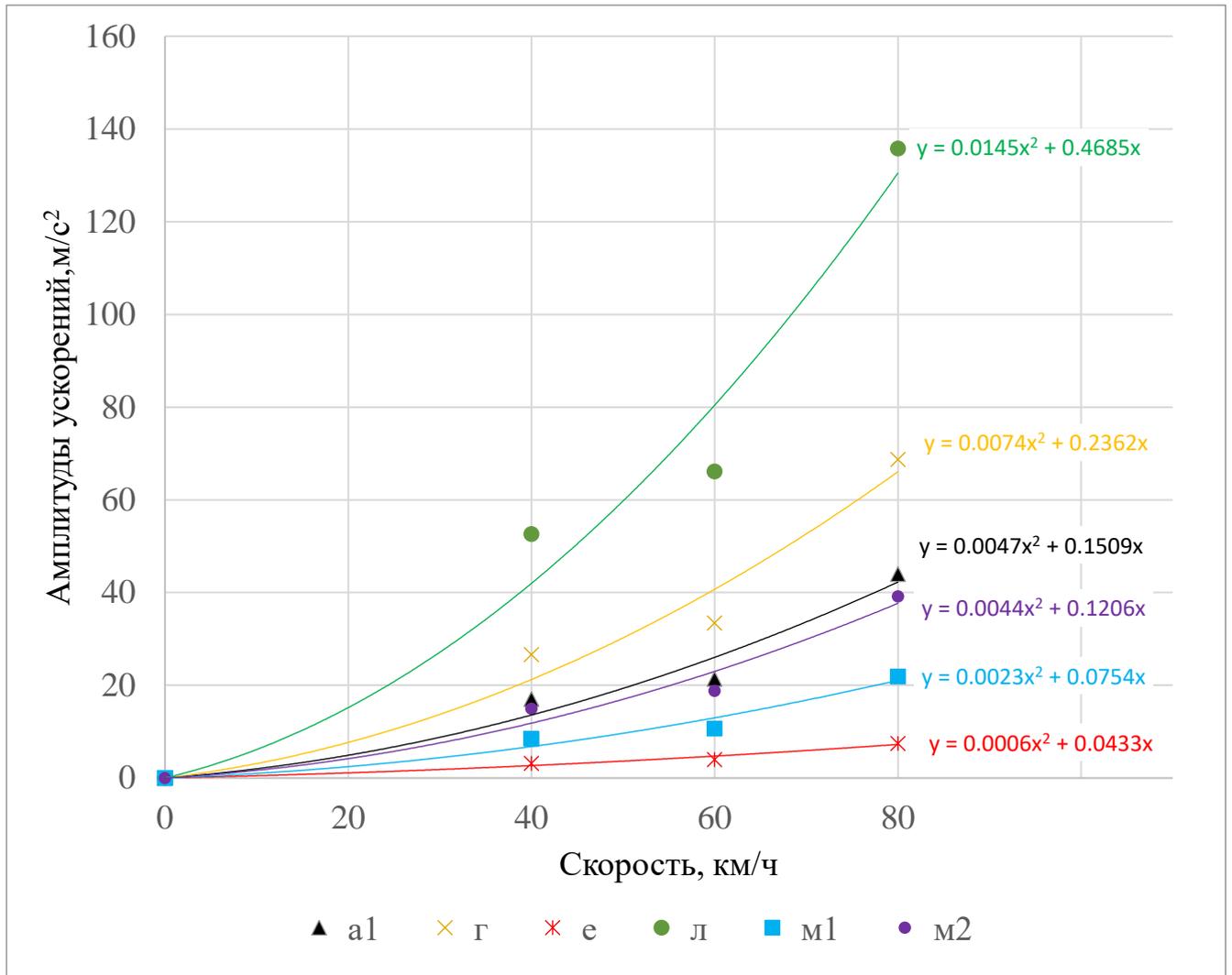


Рисунок 2.14 – Диаграмма аппроксимации средних амплитуд виброускорений в зоне подрельсового основания при симуляции прохода поезда с осевой нагрузкой 245 кН при моделировании в УМ

Оценка точности аппроксимации производилась с применением коэффициента детерминации R^2 . Коэффициент детерминации – это доля дисперсии зависимой переменной от её среднего значения, объясняемая рассматриваемой моделью зависимости [129], то есть дисперсия случайной ошибки модели, или условной по факторам дисперсии зависимой переменной, которая оценивается как универсальная мера зависимости одной случайной величины от множества других. R^2 определяется по формуле

$$R^2 = 1 - \frac{\sigma^2}{\sigma_y^2}, \quad (2.24)$$

где σ^2 – условная дисперсия зависимой переменной (дисперсия случайной ошибки модели);

σ_y^2 – общая дисперсия зависимой переменной.

В соответствии со шкалой Роберта Чеддока [130], качественная связь характеризуется как весьма высокая и составляет более 0,98 для пассажирского сообщения и 0,96 для грузового (таблица 2.5).

Таблица 2.5 – Коэффициент детерминации при различных нагрузках на ось

Тип конструкции	Доля R^2 дисперсии зависимой переменной от её среднего значения	
	186 кН	245 кН
a_1	0,9813	0,9635
z	0,9783	0,9635
e	0,9911	0,9709
$л$	0,9898	0,9635
m_1	0,9898	0,9636
m_2	0,9839	0,9622

2.6 Выводы к главе 2

1) На основе теоретического анализа моделей и методов предложены классические математические модели колебаний рельса как балки на упругом основании, базирующиеся на Винклеровой модели и решении проф. А.Я. Когана.

2) Для определения параметров воздействия на путь в тоннеле в этой модели остаются неопределёнными значения колеблющихся масс m при различных конструкциях виброзащиты, что ставит задачу их определения в ходе натурального эксперимента. Поэтому для предварительных результатов был рассмотрен метод, базирующийся на теории упругого полупространства в программном комплексе «Универсальный механизм».

3) По результатам расчёта определены средние величины перемещений, для которых получено, что перемещения мало зависят от скорости движения поезда и в основном определяются жёсткостью подрельсового основания и нагрузкой на ось. Величина перемещения рельса на балластных конструкциях при нагрузке на ось 186 кН составляет около 1 мм без упругих подбалластных матов, увеличиваясь до 1,4–1,5 мм при их наличии, а на БКП без УЭ – около 0,4 мм,

увеличиваясь до 0,6–0,8 мм на БКП при устройстве УЭ. При увеличении осевой нагрузки до 245 кН (в 1,32 раза) практически на всех конструкциях перемещения рельса возрастают примерно в 2 раза.

4) Определены амплитуды виброускорений в зоне подрельсового основания, которые нелинейно возрастают с ростом скорости движения поездов и меньше зависят от осевой нагрузки. Вторым определяющим для них фактором является колеблющаяся масса подрельсового основания: чем она больше, тем меньше величина виброускорений. Для БКП без УЭ типа *e*, где колеблется целиком большая масса МГР вместе с путевым бетоном, величины $A_{по}$ не превышают 10 м/с^2 , в то время как на конструкции БКП типа *л*, где масса наименьшая (виброизолированный блок LVT массой около 100 кг), максимальные величины доходят до 135–170 м/с^2 .

5) Получена зависимость виброускорений подрельсовой опоры от скорости движения поезда. Определены аппроксимирующие функции и коэффициенты аппроксимации в зависимости от типа конструкции и осевой нагрузки.

3 НАТУРНЫЕ ИСПЫТАНИЯ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ВЛИЯНИЯ ВИБРОДИНАМИЧЕСКИХ СИЛ НА ЭЛЕМЕНТЫ ВЕРХНЕГО СТРОЕНИЯ ПУТИ И ОБДЕЛКУ ТОННЕЛЯ

3.1 Общие положения

Сложность оценки воздействия вибраций на путь заключается в том, что значения амплитуд вибраций в значительной степени зависят от множества параметров ВСП. Поэтому исследование невозможно без проведения полевых испытаний с выявлением эмпирической зависимости «воздействие–реакция». В подобных экспериментах, проводимых в полевых условиях, элементы конструкции подвергаются динамическому воздействию от прохождения подвижного состава с разными скоростями и осевыми нагрузками, после чего оценивается эффективность работы конструкции ВСП.

Критерий выбора тоннелей для инструментального обследования основывался на анализе работы различных конструкций ВСП в различных эксплуатационных условиях. На основании данных таблицы 5 формы АГО-4 паспорта дистанций пути были выделены следующие характеристики тоннелей:

- протяжённость;
- пропущенный тоннаж (на начало года);
- грузонапряженность;
- скорость движения поездов;
- характеристики рельсов, промежуточных скреплений, подрельсового основания;
- план и профиль пути;
- выполненные ремонты.

По этим данным были отобраны тоннели для более подробной оценки и анализа состояния ВСП в них. При отборе тоннелей в первую очередь были выявлены тоннели с наибольшей грузонапряженностью. Параметры тоннелей, выбранных для анализа, приведены в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Параметры тоннелей, выбранных для обследований

Тоннель	Направление	Начало и конец наблюдаемого участка	Конструкция верхнего строения пути	Упругий прокладной слой
Гагаринский тоннель	Московская ж.д.	33 км ПК1 – 36 км ПК1	Путь с подбалластными матами	Getzner Sylomer LM37
№ 3А	Черусти – Дружинино (Горьковская ж.д.)	1428 км ПК 4+38 – ПК 4+98,72	Рамы МГР	–
№ 4А	Красноуфимск – Зюря (Горьковская ж.д.)	1436 км ПК2+90 – 1436 км ПК 7+41	Рамы МГР	Calenberg USM2020
№ 4			Рамы МГР	Datwyler S 22-04
Гойтхский тоннель	Гойтх – Индюк (С.-Кав. ж.д.)	1850 км ПК4 – 1851 км ПК8	Блоки LVT	–

3.2 Описание опытных участков

3.2.1 Описание конструкции пути в Гагаринском тоннеле

МИИТом совместно с институтом «Гипротранспуть» для строящегося тоннеля МКЖД на участке 3-го транспортного кольца от Андреевской набережной до ул. Вавилова была разработана виброзащитная конструкция верхнего строения пути в Гагаринском тоннеле (рисунок 3.1) общей длиной 1044 м (с ПК 338+75 по ПК 347+93), которая предназначена снизить до допустимых значений возникающие при движении поездов вредные вибрационные воздействия на существующие жилые здания [131]. Конструкция основана на применении упругих ковровых покрытий, укладываемых под балласт.



а



б

а – общий вид; б – расположение измерительного оборудования

Рисунок 3.1 – Общий вид Гагаринского тоннеля

В результате анализа различных вариантов для реконструкции тоннеля под площадью Гагарина была принята конструкция верхнего строения пути на щебне с укладкой под балластную призму упругих матов, что потребовало выбора их характеристик. Проведенные в МИИТе лабораторные испытания разных типов низко модульных материалов позволили обосновать меры для защиты от вибрационного воздействия грузовых составов с осевой нагрузкой 23 тонны на ось применение в тоннеле подбалластных матов из вспененного полиуретана марки Sylomer толщиной 37,5 мм производства фирмы Getzner Werkstoffe GmbH (Австрия) с устройством над ними в качестве защитного слоя покрытия из пенополистирольных плит толщиной 40 мм. Этот материал был выбран исходя из условия обеспечения упругого прогиба рельса под поездной нагрузкой в тоннеле на уровне этой же величины на земляном полотне. На порталных участках тоннеля были устроены участки переходной жёсткости длиной 12 м из того же вспененного полиуретана марки Sylomer В толщиной 25 мм и 12,5 мм.

Укладка подбалластных матов была проведена в 2002 г. при реконструкции и выполнялась на сухую очищенную от грязи поверхность бетонной подготовки (рисунок 3.2). Первоначально от портала укладывались маты переходного участка толщиной 12,5 мм, затем 25,0 мм и далее – маты основного участка толщиной 37,5

мм, затем у другого портала, в обратном порядке, – маты второго переходного участка. В качестве верхнего слоя на всем протяжении тоннеля использовались плиты из пенополистирола толщиной 40 мм.



Рисунок 3.2 – Укладка подбалластного мата в Гагаринском тоннеле

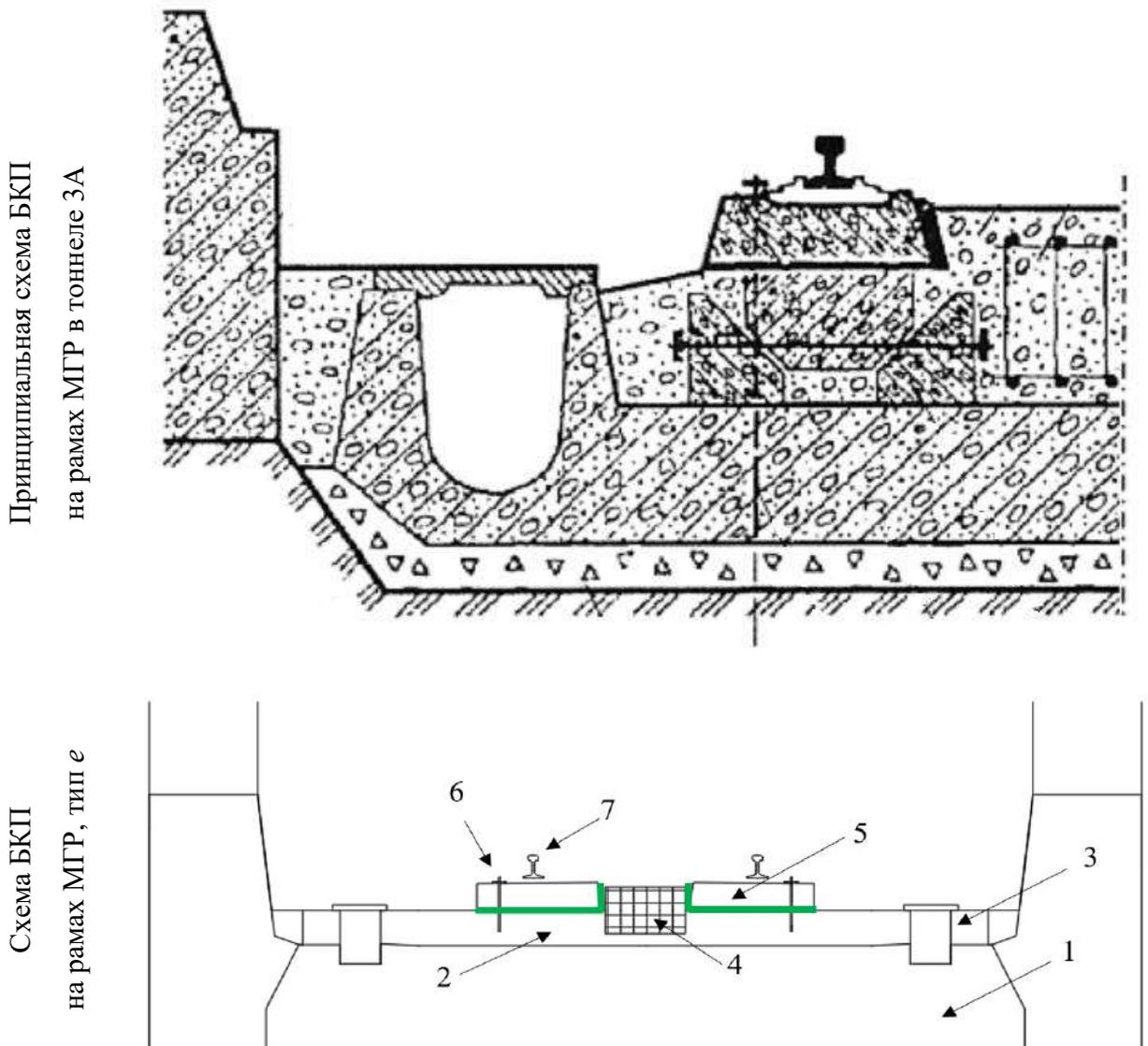
3.2.2 Описание конструкции пути в тоннеле № 3А

Тоннель № 3А (рисунок 3.3) длиной 61 м расположен на 1428км ПК 4+38 по ПК 4+98,72 в кривом участке пути радиусом 751 м с уклоном 11,7‰.



Рисунок 3.3 – Общий вид тоннеля № 3А

В 1986–1987 гг. в тоннеле была выполнена укладка малогабаритных рам (рисунок 3.4) и плит на подходах к тоннелю. В пределах тоннеля уложены бесстыковые плети, тип применяемого промежуточного скрепления – КБ. Обделка в тоннеле выполнена из каменной кладки. Грузонапряженность в тоннеле составляет 92 млн т брутто/км в год.



1 – обратный свод тоннеля; 2 – путевой бетон; 3 – водоотводный лоток; 4 – монолитный железобетонный упор; 5 – битумная мастика БИТЕП; 6 – резьбовой анкер; 7 – рельс

Рисунок 3.4 – Схема верхнего строения пути в тоннеле № 3А

Конструкция пути в тоннеле представляет собой путь типа *е* на малогабаритных рамах МГР-2у, которые битумной мастикой БИТЕП приклеены к путевому бетону [50]. Швы между рамами, а также между рамой и железобетонным упором заполнены мастикой БИТЕП. Специальных элементов виброизоляции в

конструкции не предусмотрено. Малогабаритные путевые рамы в тоннеле устанавливались в проектное положение на временные опоры и закреплялись анкерами, заделываемыми в обратном своде, после чего подрамное пространство заполнялось путевым бетоном В40. Применение анкерных соединителей предложено ВНИИЖТом и «Гипротранспутем» в 1980 г. на начальных этапах строительства пути в тоннеле. Анкерное крепление имеет цель обеспечивать предварительное обжатие основания, наряду с предотвращением продольных и поперечных смещений плит под поездной нагрузкой. Такое обжатие позволяет устранить эффект «насоса» как под плитами, так и под обратным сводом тоннеля. Дополнительную устойчивость к продольным и поперечным смещениям создают монолитные железобетонные упоры, которые заранее заполняются бетоном до уровня верхней постели рам. Между рамой и путевым бетоном имеется клеевое соединение из термопластичной полимербитумной мастики БИТЕП.

Конструкция участка переменной жёсткости на подходе к тоннелю представляет собой сооружение из 8 плит переменной ширины и примыкающих к ним участков с увеличенной эпюрой шпал, уложенных на щебёночный балласт. Ближняя к portalу плита переходного участка имеет максимально возможную ширину (3,2 м), далее укладывается путь на балласте с такими же плитами, но уменьшенной ширины – 2,9, 2,6 и 2,3 м соответственно. К плите шириной 2,3 м примыкают стандартные железобетонные шпалы, эпюра которых увеличена и составляет 2400 шт./км. Принцип работы переходного участка пути основывается на том, что жёсткость подрельсового основания и его упругие и остаточные деформации обратно пропорциональны площади опирания на балласт. Конструкции промежуточных скреплений и щебёночной балластной призмы стандартные и не изменяются по длине пути. Отвод жёсткости плавно изменяется по длине от 100 МПа (путь в тоннеле) до 50 МПа (шпалобалластная конструкция).

3.2.3 Описание конструкции пути в тоннеле № 4А

Тоннель № 4А расположен по второму пути на перегоне Красноуфимск – Зюря с 1436 км ПК2+90 по 1436 км ПК 7+41 Горьковской ж.д. (рисунок 3.5). Он построен в 1972 г., его длина – 451 м.

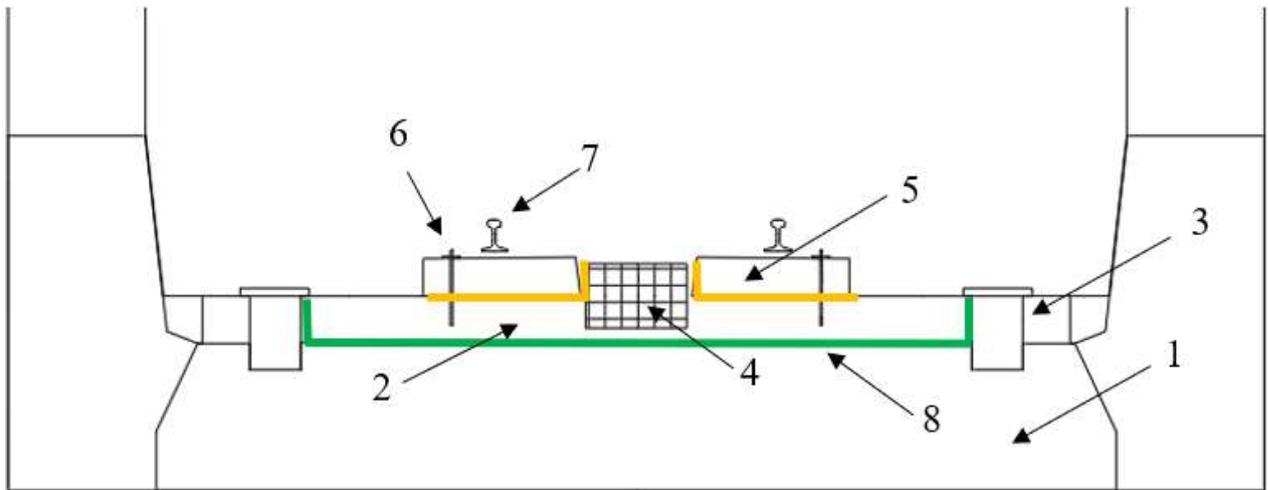


а

б

а – общий вид; б – расположение измерительного оборудования
Рисунок 3.5 – Общий вид тоннеля № 4А

В 2008 г. выполнен монтаж малогабаритных рам, омоноличенных в путевом бетоне. Обделка в тоннеле овалоидальная, выполнена из монолитного бетона. Грузонапряженность в тоннеле составляет 88 млн т·км брутто/км. ВСП в тоннеле представляет собой безбалластный бесстыковой путь (тип *м*) со скреплениями КБ. Подрельсовое основание состоит из малогабаритных рам МГР-Т4М (рисунок 3.6), уложенных по эюре 2000 шт./км и омоноличенных в путевом бетоне.



1 – обратный свод тоннеля; 2 – путевой бетон; 3 – водоотводный лоток; 4 – монолитный железобетонный упор; 5 – прокладной слой из техноэласта; 6 – резьбовой анкер; 7 – рельс; 8 – упругий мат марки USM 2020 фирмы Calenberg

Рисунок 3.6 – Схема верхнего строения пути в тоннеле № 4А

Для обеспечения надёжности тоннельной обделки, стабильности пути и уменьшения расходов на его техническое обслуживание, а также для гашения вибраций на обратный свод обделки под путевым бетоном был разостлан упругий мат USM 2020 (фирма Calenberg) толщиной 27 мм и статической жёсткостью $C = 0,020 \text{ Н/мм}^3$. Для устранения пустот в местах сопряжения обратного свода и водоотводных лотков под маты укладываются пластиковые уголки. К верхней части банкетки маты прикрепляются при помощи Z-образного профиля, который пристреливается дюбелем (рисунок 3.7).

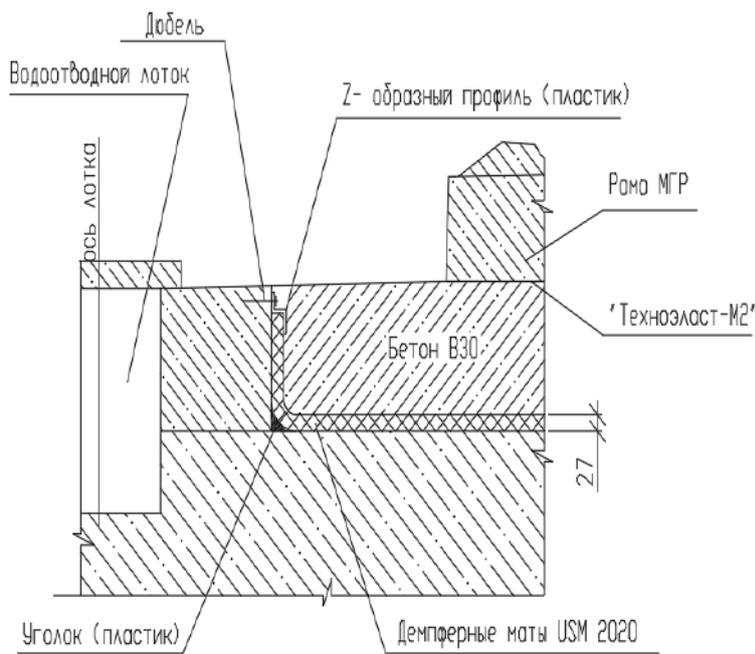


Рисунок 3.7 – Расположение упругого мата между путевым бетоном и обратным сводом тоннеля № 4А

Стыки матов также скрепляются между собой при помощи дюбелей. На маты устанавливаются регулируемые по высоте опоры из расчёта 4 шт. под каждую раму. Опоры обеспечивают плавную регулировку положения и точную установку рам на проектные отметки путём вращения вертикального болта. Для обеспечения совместной работы рам и жёсткого основания устанавливаются анкера резьбового типа, состыкованные с омоноличенной муфтой. Натяжение анкеров – 8 тс на один анкер, количество анкеров на раму – 6 шт. Нижняя постель рам и внутренняя поверхность оклеиваются материалом «Техноэласт-М2». Данная прослойка служит для ремонтпригодности пути на рамах, предотвращая схватывание бетона рам с путевым бетоном В40.

Перед бетонированием рам и их проёмов арматурные каркасы и анкера устанавливаются во внутрирамное пространство. Далее выполняется бетонирование бетоном В40. На последнем этапе работ производится замена монтажных рельсов на бесстыковой путь и затягивание гаек анкеров с усилием до 8 тс.

Конструкция переходной жёсткости представляет собой вылет из тоннеля шести плит МГР-Т4М-1520-КБ65П с переходом на щебёночный балласт с железобетонными шпалами со скреплением АРС. Под балластом располагается монолитная плита длиной 25 м, которая на отдалении от портала углубляется.

3.2.4 Описание конструкции пути в тоннеле № 4

Тоннель № 4 расположен на перегоне Красноуфимск – Зюряга Горьковской ж.д., по первому пути с 1436 км ПК2+84 по 1436 км ПК 7+25 (рисунок 3.8).

Тоннель построен в 1917 г., его длина – 441 м. В 2013 г. выполнен монтаж малогабаритных рам, омоноличенных в путевом бетоне. Между рамой и путевым бетоном расположен прокладной слой из техноэласта. В качестве упругого мата между путевым бетоном и обратным сводом тоннеля уложен упругий мат из искусственного каучука марки S 22-04 (фирма Datwyler) толщиной 22 мм и статической жёсткостью $C = 0.025 \text{ Н/мм}^3$. Обделка в тоннеле овалоидальная, выполнена из монолитного бетона. Грузонапряженность в тоннеле составляет 44 млн т·км брутто/км.



а

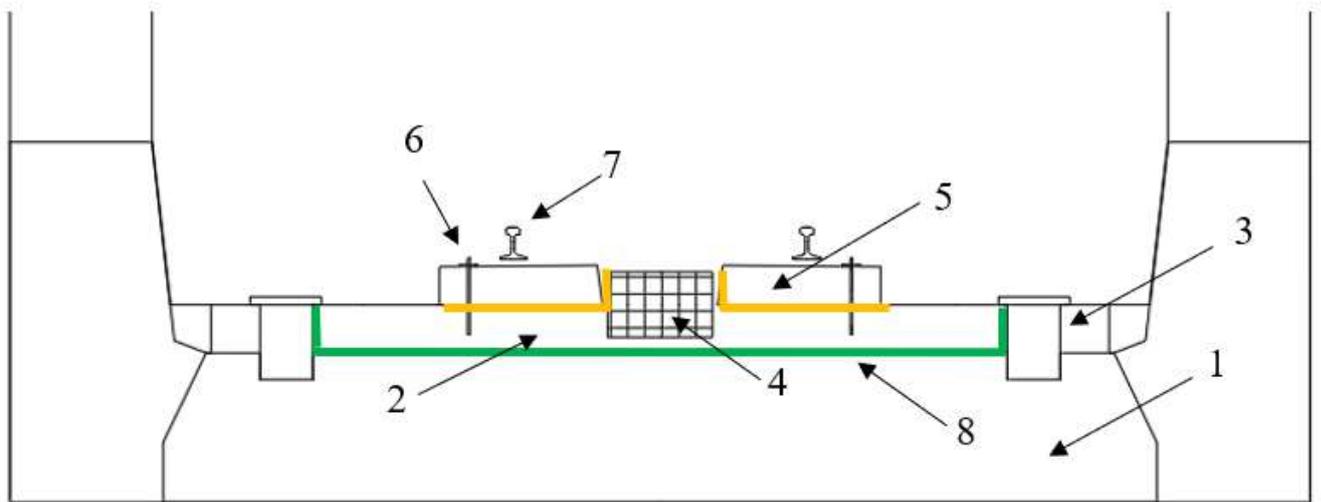


б

а – общий вид; б – расположение измерительного оборудования.

Рисунок 3.8 – Общий вид тоннеля № 4

ВСП в тоннеле представляет собой бесстыковой путь на рамах МГР-Т4М-1520 со скреплениями КБ (рисунок 3.9), уложенных с эapurой 2000 шт./км.



1 – обратный свод тоннеля; 2 – путевой бетон; 3 – водоотводной лоток; 4 – монолитный железобетонный упор; 5 – прокладной слой из техноэласта; 6 – резьбовой анкер; 7 – рельс; 8 – упругий мат марки S 22-04 фирмы Datwyler

Рисунок 3.9 – Схема верхнего строения пути в тоннеле № 4

Технология устройства безбалластного пути на рамах МГР схожа с конструкцией, описанной выше (раздел 3.1.3), за исключением соединения матов, расположенных на основании обратного свода тоннеля. Маты скрепляются между собой с помощью замковой системы соединения фиксирующими выступами с пазами (рисунок 3.10).



Рисунок 3.10 – Замковая система соединения матов S 22-04 фирмы Datwyler

3.2.5 Описание конструкции пути в Гойтхском тоннеле

Гойтхский тоннель расположен в прямой на перегоне Гойтх – Индюк Северо-Кавказской ж.д. с 1850 км ПК4 по 1851 км ПК8 (рисунок 3.11). Тоннель построен в 1914 г., имеет длину 1400 м. В 2018 г. проводилась замена верхнего строения пути на полушпалы LVT. Обделка комбинированная, выполненная преимущественно из каменной кладки. Грузонапряженность в тоннеле составляет 38 млн т брутто/км в год.



а



б

а – общий вид; б – расположение измерительного оборудования.

Рисунок 3.11 – Общий вид Гойтхского тоннеля

ВСП в тоннеле представляет собой безбалластный путь на полушпалах LVT (см. рисунок 1.8) со скреплением W30 «Фоссло». Конструкция LVT состоит из несущей монолитной композитобетонной плиты, армированной базальтопластиковыми стержнями и базальтопластиковыми сетками, и замоноличенных в несущую плиту композитобетонных элементов – полушпал,

соединённых попарно в одну шпальную конструкцию. Система LVT представляет собой самостоятельную систему из блоков, которые разделены упругой подблочной прокладкой, резинового чехла и рельсовых креплений с эластичными подрельсовыми прокладками толщиной 12 мм.

3.3 Методика испытаний по подтверждению эффективности снижения вибраций от поездов на путь

В ходе полевых испытаний определяется внутритоннельная температура воздуха и выполняется визуальный осмотр конструкции верхнего строения пути на наличие дефектов. В ходе записи прохода поезда фиксируются тип локомотива и количество вагонов, а также оценивается качество записи (проверяется наличие помех, несвязанных с проходом поезда).

На подготовительном этапе на измерительных сечениях проводится (на заранее подготовленные поверхности) приклейка металлических пластин на конструкцию пути и обделку тоннеля.

В качестве измерительных приборов для оценки вибраций применяются трёхканальные приборы «Экофизика-110В», предназначенные для измерения общей вибрации одновременно по трём осям (X, Y, Z) в диапазоне 0,8–160 Гц и измерения локальной вибрации в диапазоне 6,3–1250 Гц. Общий вид прибора «Экофизика-110В» представлен на рисунке 3.12, его технические характеристики приведены в таблице 3.2. Оборудование зарегистрировано в Госреестре средств измерения под номером 48906-12. Формуляр о проведении поверки оборудования представлен в приложении В.



Рисунок 3.12 – Общий вид прибора «Экофизика-110В»

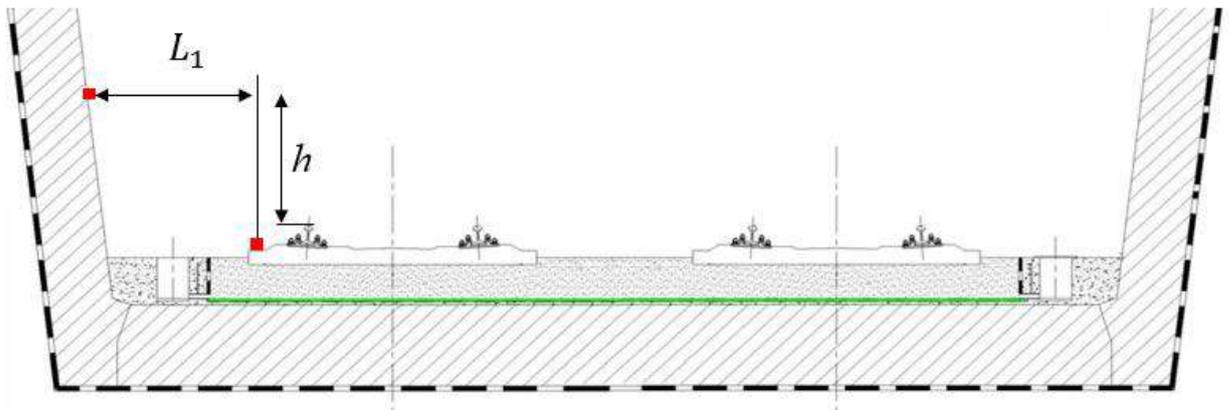
Таблица 3.2 – Технические характеристики прибора «Экофизика-110В»

Параметр	Характеристики
Диапазон измерения ускорения для характеристики W_k , дБ отн. $1 \cdot 10^{-6} \text{ м/с}^2$	60–165
Частотные характеристики	$W_b, W_c, W_d, W_e, W_j, W_k, W_m, W_h, F_k, F_m, F_h$
Временные характеристики	Пик, Leq, VDv
Диапазон частот цифровых октавных фильтров, Гц	1–1000
Диапазон частот цифровых 1/3-октавных фильтров, Гц	0.8–20000
Линейный диапазон октавных фильтров, дБ	130 (общая вибрация) 112 (локальная вибрация)
Линейный диапазон 1/3-октавных фильтров, дБ	131 (общая вибрация) 117 (локальная вибрация) 100 (другое)

После завершения всех работ на подготовительном этапе (монтажа измерительных датчиков, наладки и тестирования регистрируемого оборудования, калибровки датчиков ускорений) проводятся испытания в автономном режиме. Для наработки статистики и адекватной выборки из полученных результатов измерения проводятся не менее чем под 3 составами. После оценки качества записей принимается решение о демонтаже измерительного оборудования.

Измерительные сечения назначались на участках, на которых уложены виброзащитные конструкции. Во всех сечениях, расположенных непосредственно

в тоннелях, один из датчиков устанавливается на торце подрельсовой опоры, а второй – на тоннельной обделке на уровне 1,2 м от головки рельса (рисунок 3.13).



L_1 – Расстояние между датчиком на шпале и датчиком на стене тоннеля;
 h – Высота закрепления акселерометра на стене тоннеля с той стороны, где движется поезд, равная 1,2 м над уровнем рельсов

Рисунок 3.13 – Схема расположения датчиков в тоннеле

Для всех точек измерения проводится статистическая обработка. При обработке результатов не учитываются одиночные импульсные всплески вибраций во время проходов поездов, значительно превышающие разумные значения и несвязанные с воздействием ПС на ВСП и тоннельную обделку. Такие всплески могут быть обусловлены особенностями установки измерительных приборов, в частности, колебаниями кабеля на низких частотах, вызванными ветровым воздействием, которое возникает при проходе составов.

Для измерения вибраций и обработки данных используются специальные программы: WinPos, «ПОС» и Signal+. Расчёт третиоктавных спектров основан на применении рекурсивной фильтрации и реализуется по классической схеме: полосовой фильтр – квадратичный детектор – интегратор, в основу которой положено математическое определение спектра мощности. В этой схеме полосовой фильтр выделяет спектральные составляющие, лежащие в требуемой полосе, затем отфильтрованный сигнал возводится в квадрат и усредняется.

3.4 Результаты параметров вибраций, полученных в ходе натурального эксперимента

Для сравнения эффективности виброзащиты анализируются полученные уровни амплитуд виброускорений, направленных перпендикулярно к поверхностям подрельсового основания (шпалы, МГР, блока LVT) на пути ($A_{по}$) и к тоннельной обделке (A_T).

Для оценки эффективности гашения вибраций на тоннельной обделке в условиях селитебной застройки, где виброускорения нормируются отдельно в частотных диапазонах 4, 8, 16, 31,5 и 63 Гц (СП 441.1325800 [71]), рассматривается разложение виброускорений по частотам в третьоктавном спектре в децибелах. Третьоктавный спектр мощности рассчитывается в соответствии с формулой

$$A_{\frac{1}{3}}(v_0) = \frac{1}{T} \int_{\pi}^0 L(X(t))^2 dt = \frac{1}{T} \int_{v_0 - (\frac{1}{6})^{oct}}^{v_0 + (\frac{1}{6})^{oct}} A^2(f) dt, \quad (3.1)$$

где T – период анализа;

$X(t)$ – входной сигнал;

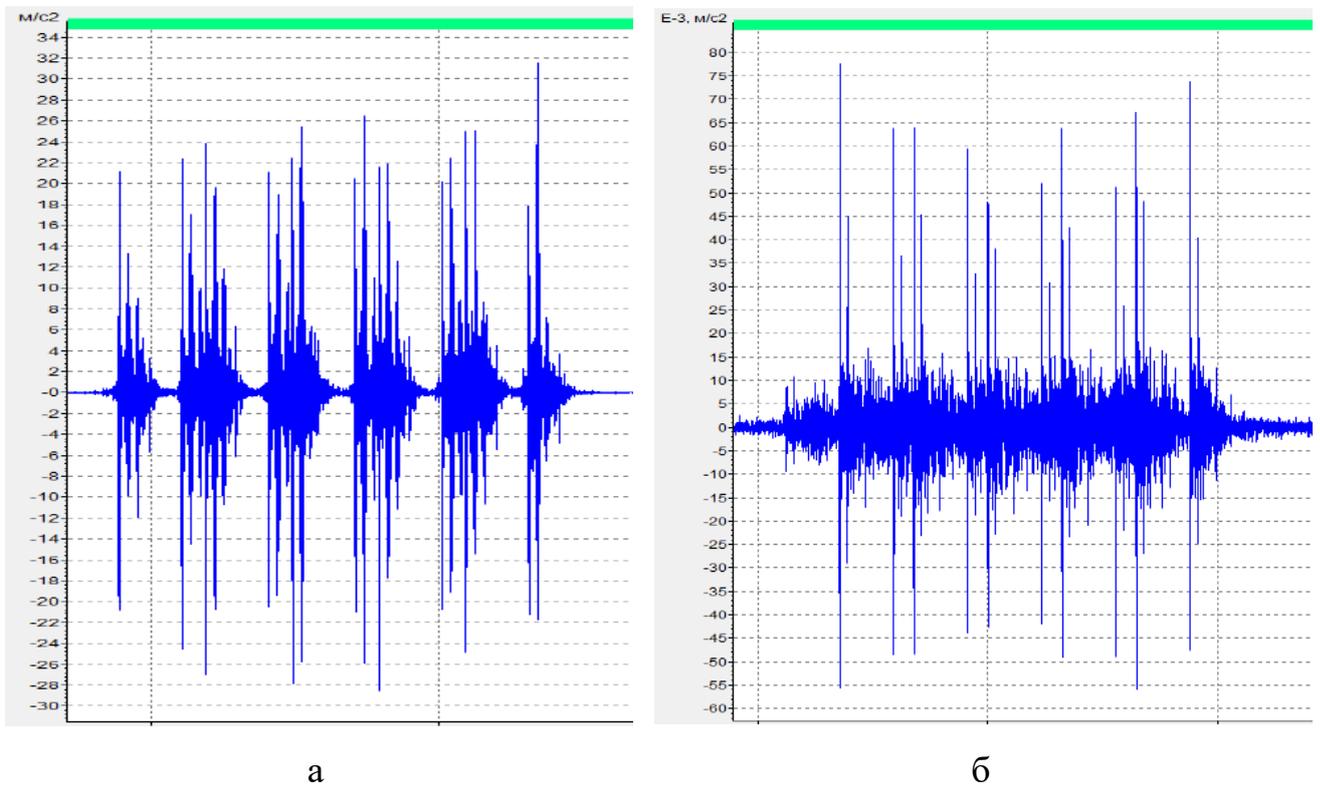
L – оператор полосовой рекурсивной фильтрации.

Алгоритмы рекурсивной фильтрации применяются вследствие того, что они являются наиболее адекватными процедурами анализа с одинаковой относительной шириной элементарной полосы [132]. При третьоктавном анализе отношение правой и левой границ элементарной полосы равно $2^{1/3}$. Используемые в программах WinPos и «ПОС» фильтры соответствуют первому классу точности по ГОСТ 17168-82 [133] (фильтры для точных лабораторных или натуральных измерений).

Частотные характеристики полосовых фильтров для третьоктавного анализа соответствуют ГОСТ 12090-80 [134]. По точности (по затуханию) применяемые полосовые фильтры удовлетворяют требованиям фильтров 1 класса (наивысшего) в соответствии с [133]. По этим фильтрам строятся огибающие спектры ускорений в третьоктавных полосах частот по всем имеющимся реализациям.

3.4.1 Результаты эксперимента в Гагаринском тоннеле

Результаты виброускорений получены при прохождении 12 составов типа «Ласточка» (ЭС2Г) из 5 вагонов со средней скоростью 59 км/ч на пути с подбалластными матами толщиной 37,5 мм. Примеры акселерограмм прохода одного поезда представлены на рисунке 3.14. Температура воздуха в ходе измерения составляла +4 °С.



а – подрельсовое основание; б – тоннельная обделка

Рисунок 3.14 – Примеры акселерограмм при проходе поезда ЭС2Г в Гагаринском тоннеле в сечении с подбалластным матом толщиной 37,5 мм

По результатам прохода 240 осей электропоезда ЭС2Г через точки измерений выполнялась оценка динамического воздействия при анализе акселерограмм по величинам амплитуд виброускорений, третьоктавные спектры которых для шпал и обделки приведены на диаграмме (рисунок 3.15), а сводные результаты измерения средних значений пиковых амплитуд виброускорений для всех электропоездов и их среднеквадратические отклонения приведены в таблице 3.3.

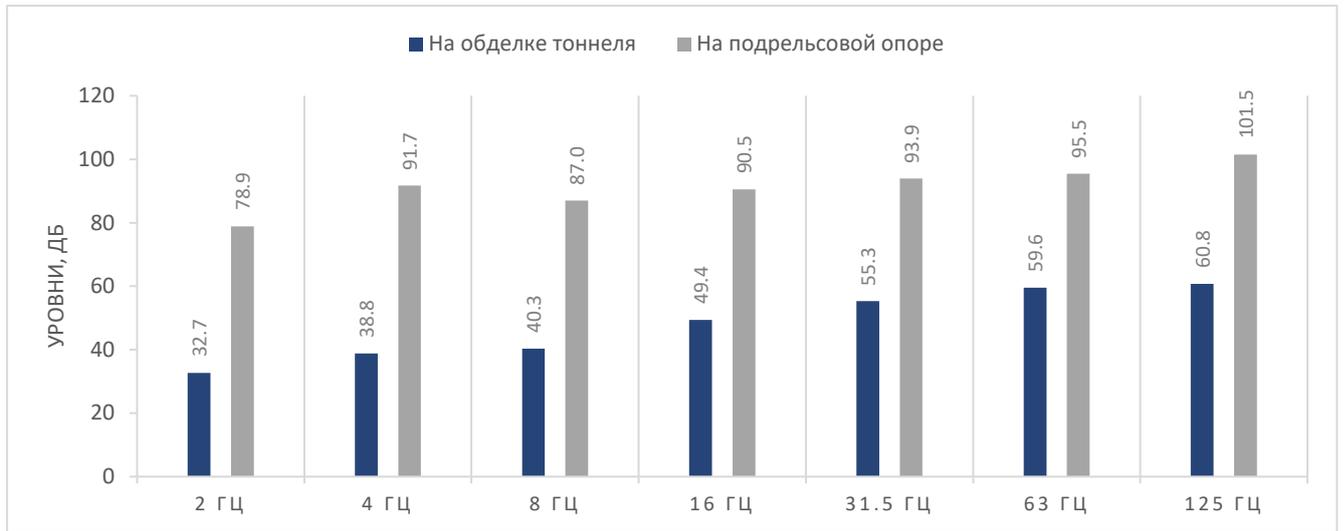


Рисунок 3.15 – Средние уровни виброускорений в Гагаринском тоннеле относительно уровня $1 \cdot 10^{-6} \text{ м/с}^2$ в третьоктавном спектре

Таблица 3.3 – Средние значения амплитуд пиковых ускорений в Гагаринском тоннеле при движении пассажирских поездов

Тип пути	Амплитуды виброускорений							
	На шпале			На обделке			Ослабление на обделке	
	Кол-во измерений	Амплитуда $A_{по}, \text{ м/с}^2$		Кол-во измерений	Амплитуда $A_{т}, \text{ м/с}^2$		раз	дБ
		Ср. знач.	СКО		Ср. знач.	СКО		
<i>e</i>	240	24,79	1,87	240	0,03	0,01	826,33	58,34

3.4.2 Результаты эксперимента в тоннелях Горьковской железной дороги

По результатам обработки виброускорений был выполнен сравнительный анализ вибраций в тоннелях Горьковской железной дороги №№ 3А (тип *e*), 4 (тип m_1) и 4А (тип m_2) на раме МГР (в тоннеле) на расстоянии не менее 12,5 м от портала и на тоннельной обделке в сечении с рамой МГР на высоте 1,2 м от головки рельса [135].

При оценке акселерограмм в момент прохода гружёных вагонов наблюдались одиночные резкие скачки пиковых амплитуд, которые связаны с нарушением геометрии окружности обода колёсной пары по причине неравномерного износа (ползун). Одиночные всплески не учитывались, а в ходе

анализа выполнялось исключение пиков, превышающих средние значения амплитуд при проходе головы поезда (рисунок 3.16).

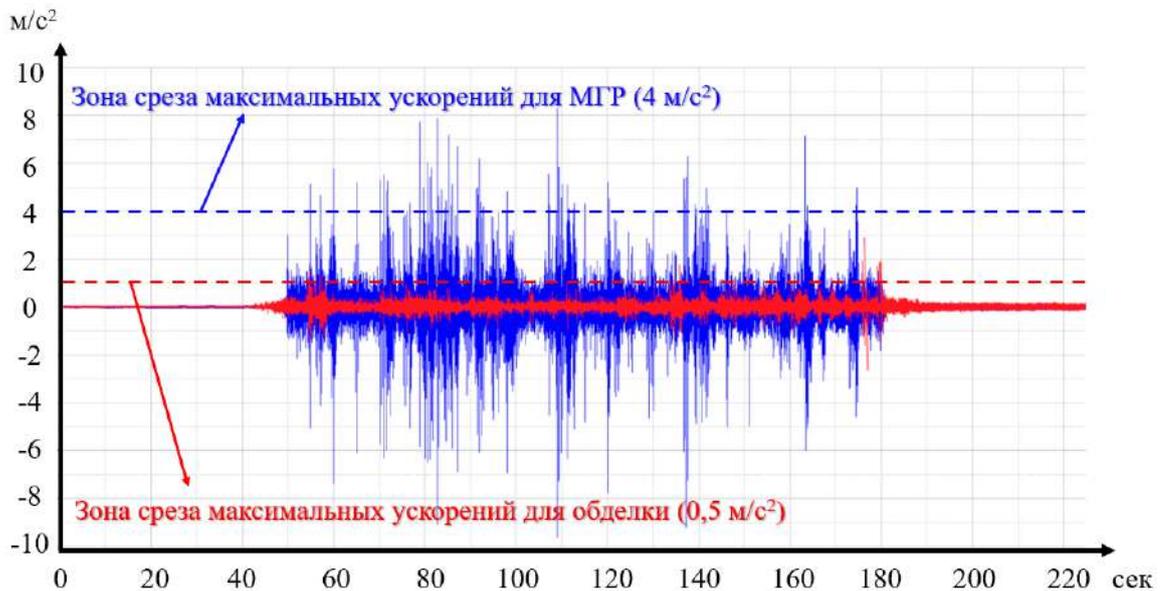


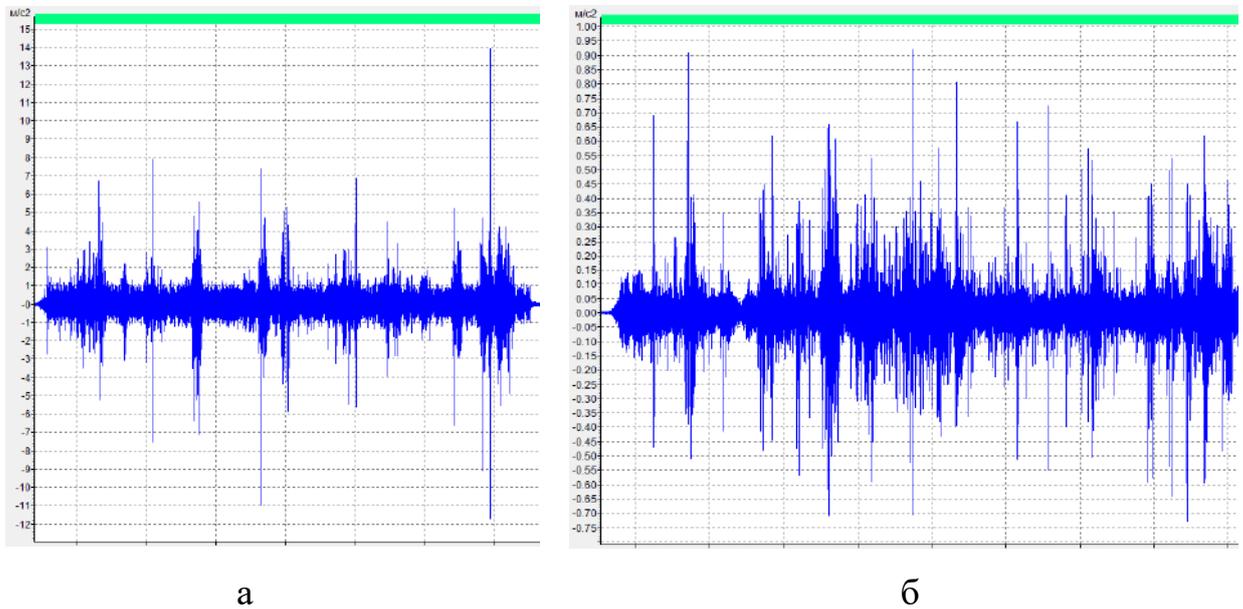
Рисунок 3.16 – Примеры акселерограмм при проходе поезда в тоннеле № 3А

Результаты виброускорений при проходе грузовых поездов в тоннеле № 3А (тип *e*) были получены при прохождении 6 груженных составов (таблица 3.4) из 456 вагонов, в общей сумме проанализировано 1776 осей (пиков виброускорений) с учетом головы локомотива, со средней скоростью 42 км/ч. В тоннеле № 4 (тип *m₁*) анализу подверглись 1700 осей со скоростью 35 км/ч (таблица 3.5), а в тоннеле № 4А (тип *m₂*) проанализировано 1706 осей со средней скоростью 55 км/ч (таблица 3.6). Температура воздуха в ходе измерений составляла +8 °С.

Таблица 3.4 – Журнал прохода поездов в тоннеле № 3А

№ п/п	Тип локомотива	Кол-во вагонов	Средняя скорость, км/ч	Количество проанализированных осей на подрельсовой опоре, шт.	Количество проанализированных осей на обделке тоннеля, шт.
1	ВЛ80	80	46	298	286
2	ВЛ80	63	30	254	242
3	2ЭС5К	76	44	302	290
4	ВЛ80	72	42	264	250
5	ВЛ80	91	47	364	350
6	2ЭС5К	74	43	294	280

Примеры акселерограмм прохода одного поезда в тоннеле № 3А представлены на рисунке 3.17.



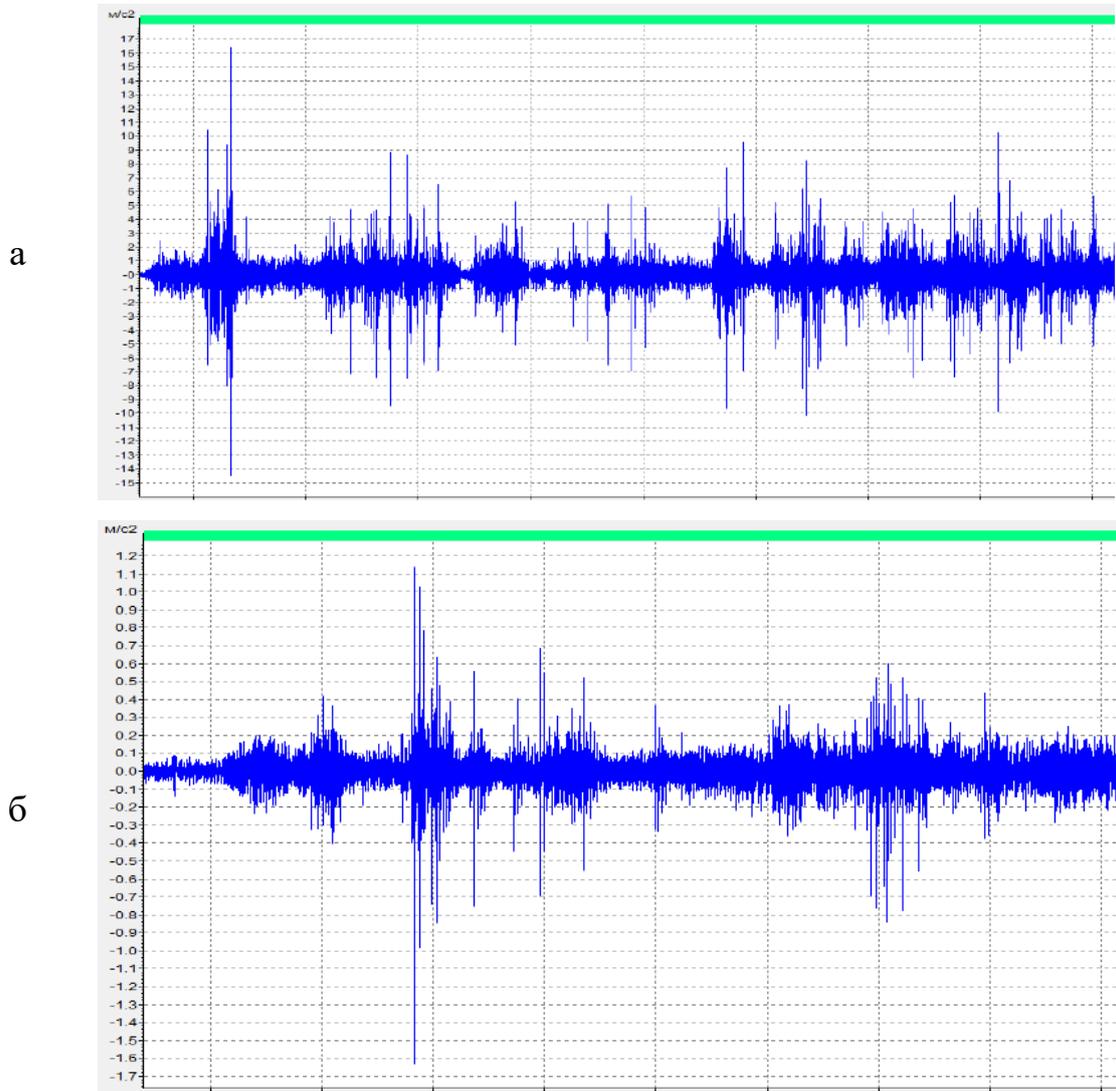
а – подрельсовое основание; б – тоннельная обделка

Рисунок 3.17 – Примеры акселерограмм при проходе локомотива 2ЭС5К и 74 полувагонов в тоннеле № 3А

Таблица 3.5 – Журнал прохода поездов в тоннеле № 4

№ п/п	Тип локомотива	Кол-во вагонов	Средняя скорость, км/ч	Количество проанализированных осей на подрельсовой опоре, шт.	Количество проанализированных осей на обделке тоннеля, шт.
1	ВЛ80	63	40	227	208
2	ВЛ80	77	35	278	257
3	ВЛ80	82	37	282	213
4	ВЛ80	60	33	204	195
5	2ЭС5К	62	35	212	196
6	ВЛ80	73	32	261	205
7	ВЛ80	64	35	236	199

Примеры акселерограмм прохода одного поезда в тоннеле № 4 представлены на рисунке 3.18.



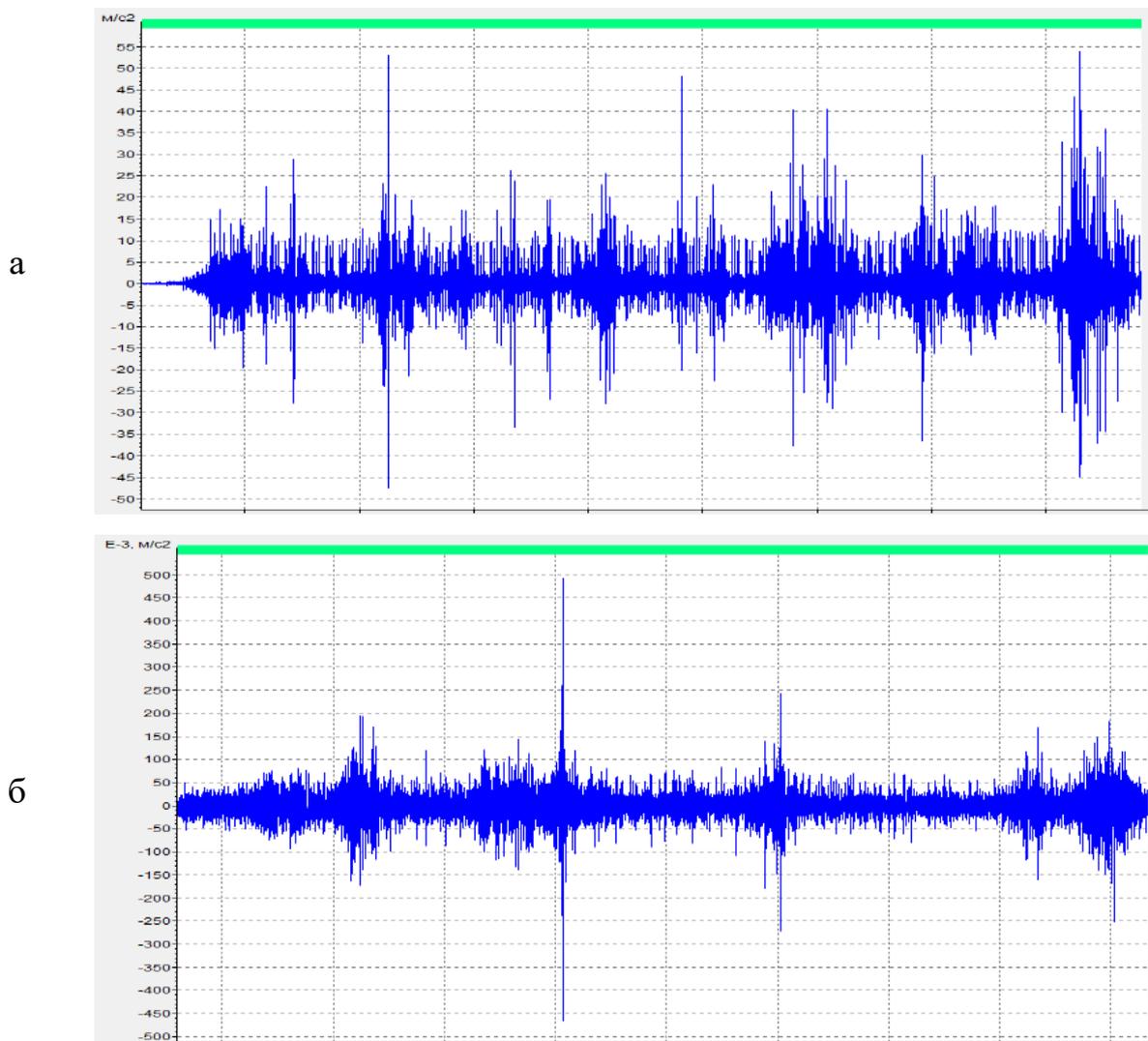
а – подрельсовое основание; б – тоннельная обделка

Рисунок 3.18 – Примеры акселерограмм при проходе локомотива ВЛ80 и 64 цистерн в тоннеле № 4

Таблица 3.6 – Журнал прохода поездов в тоннеле № 4А

№ п/п	Тип локомотива	Кол-во вагонов	Средняя скорость, км/ч	Количество проанализированных осей на подрельсовой опоре, шт.	Количество проанализированных осей на обделке тоннеля, шт.
1	ВЛ80	73	59	284	264
2	ВЛ80	64	56	240	220
3	2ЭС5К	31	55	122	111
4	ВЛ80	60	59	220	200
5	ВЛ80	71	49	270	250
6	ВЛ80	68	48	264	248
7	ВЛ80	84	58	306	286

Примеры акселерограмм прохода одного поезда в тоннеле № 4А представлены на рисунке 3.19.



а – подрельсовое основание; б – тоннельная обделка

Рисунок 3.19 – Примеры акселерограмм при проходе локомотива ВЛ80 и 60 цистерн в тоннеле № 4А

Средние уровни виброускорения при проходе грузовых поездов в тоннелях Горьковской ж.д. приведены на диаграммах (рисунки 3.20, 3.21). Сводные результаты измерения средних значений пиковых амплитуд виброускорений для всех трёх тоннелей и их среднеквадратические отклонения при проходе грузовых поездов приведены в таблице 3.7.

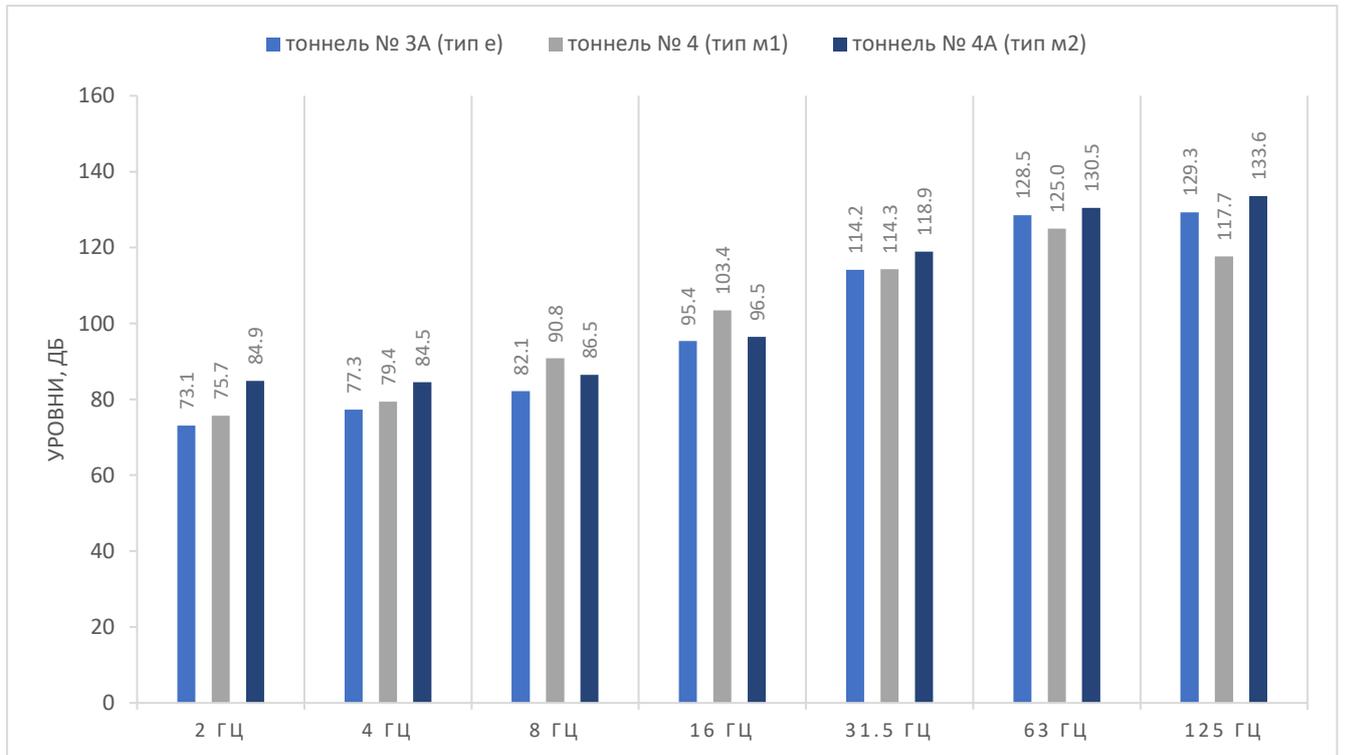


Рисунок 3.20 – Средние уровни виброускорений в тоннелях Горьковской ж.д. на подрельсовой опоре в вертикальном направлении относительно уровня $1 \cdot 10^{-6} \text{ м/с}^2$ в третьоктавном спектре (грузовые поезда)

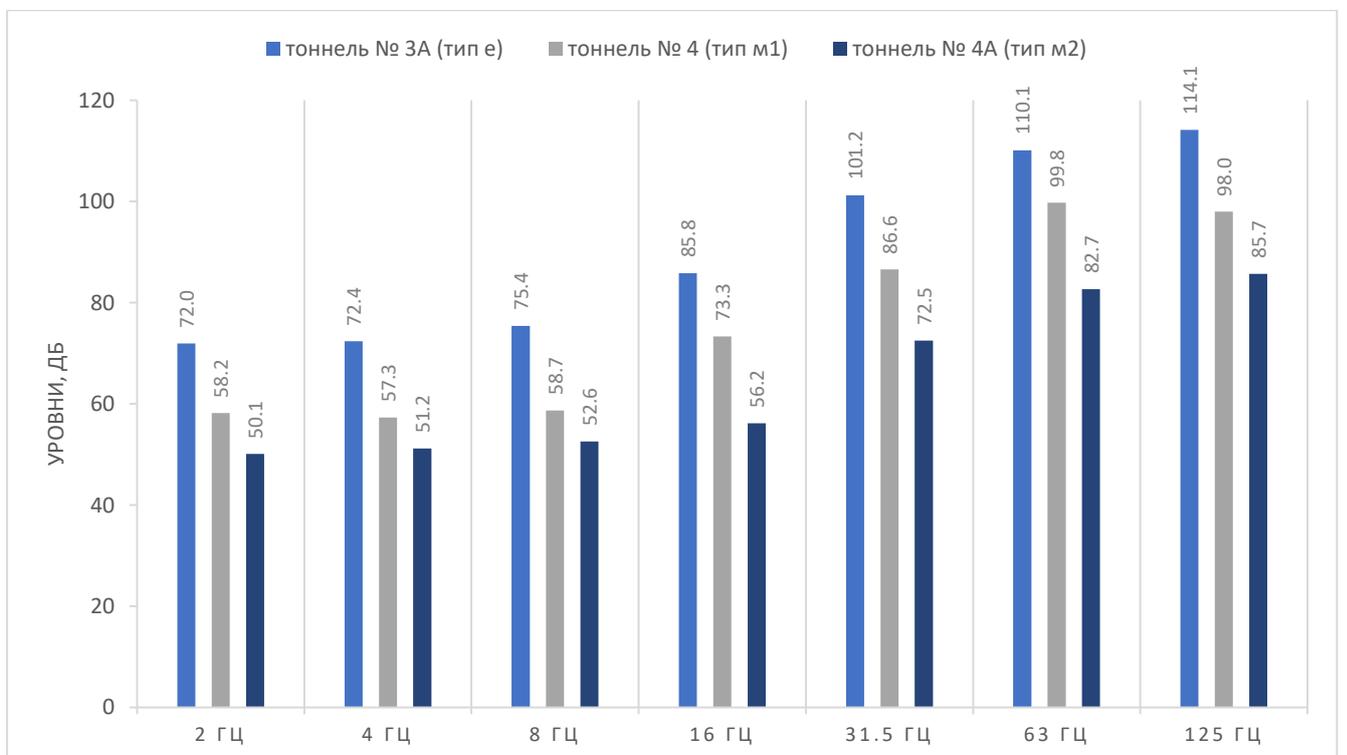
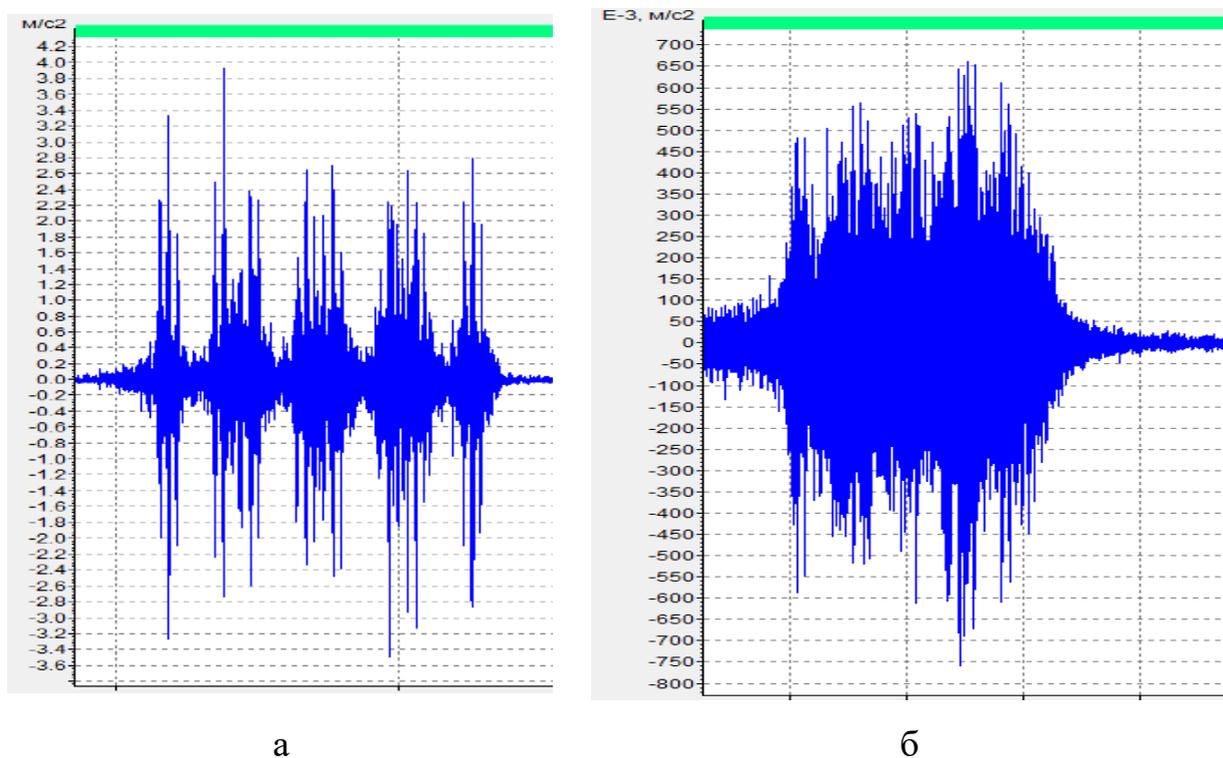


Рисунок 3.21 – Средние уровни виброускорений в тоннелях Горьковской ж.д. на тоннельной обделке в поперечном направлении относительно уровня $1 \cdot 10^{-6} \text{ м/с}^2$ в третьоктавном спектре (грузовые поезда)

Таблица 3.7 – Средние значения амплитуд пиковых ускорений в тоннелях Горьковской ж.д. при движении грузовых поездов

Тип пути	Амплитуды виброускорений						Ослабление на обделке	
	На МГР			На обделке			раз	дБ
	Кол-во измерений	Амплитуда $A_{по}, м/с^2$		Кол-во измерений	Амплитуда $A_{т}, м/с^2$			
Ср. знач.		СКО	Ср. знач.		СКО			
e	1776	3,11	2,51	1698	0,47	0,17	6,62	16,41
m_1	1700	5,77	3,03	1473	0,24	0,09	24,04	27,62
m_2	1706	13,15	6,31	1579	0,08	0,01	164,38	44,32

При прохождении пассажирских поездов результаты виброускорений в тоннелях № 3А и № 4А получены для средних скоростей 51 и 60 км/ч соответственно; анализу подверглись 120 осей. В тоннеле № 4 проанализировано 160 осей подвижных единиц при средней скорости 57 км/ч. Примеры акселерограмм прохода одного поезда представлены на рисунках 3.22–3.24.

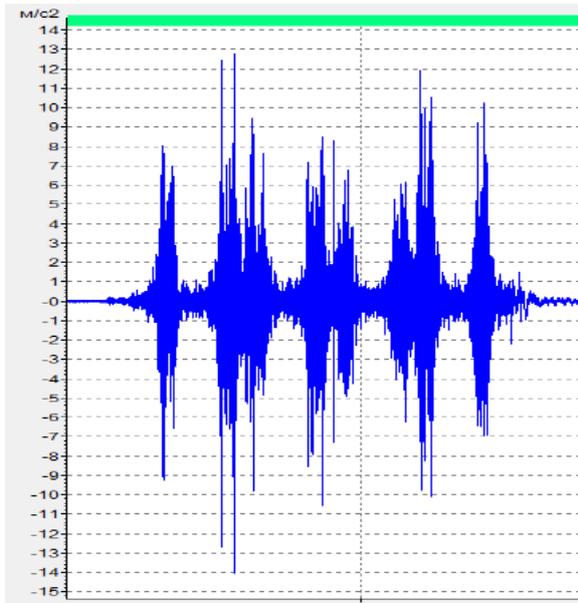


а

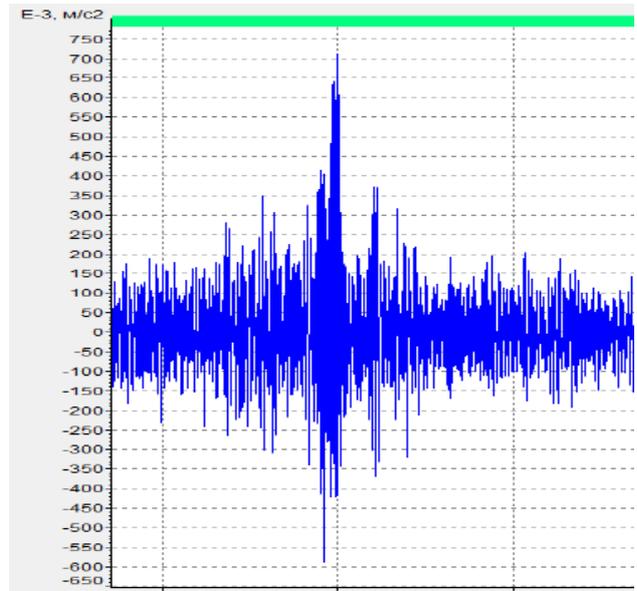
б

а – подрельсовое основание; б – тоннельная обделка

Рисунок 3.22 – Примеры акселерограмм при проходе поезда ЭС1П со скоростью 55 км/ч в тоннеле № 3А



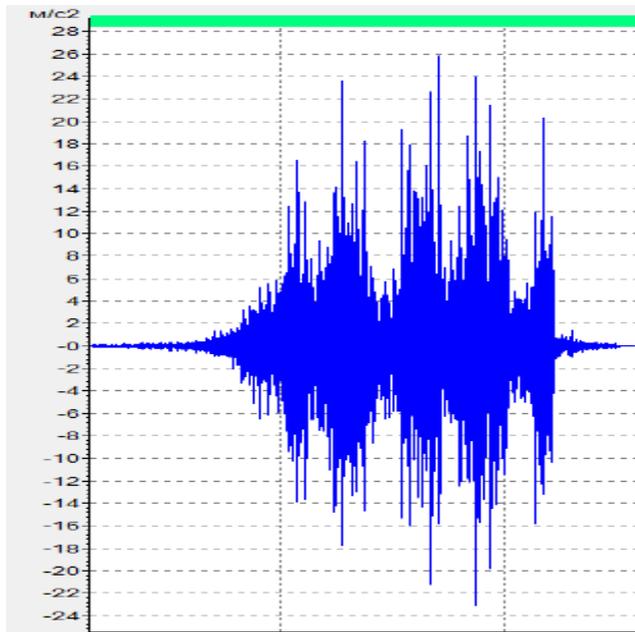
а



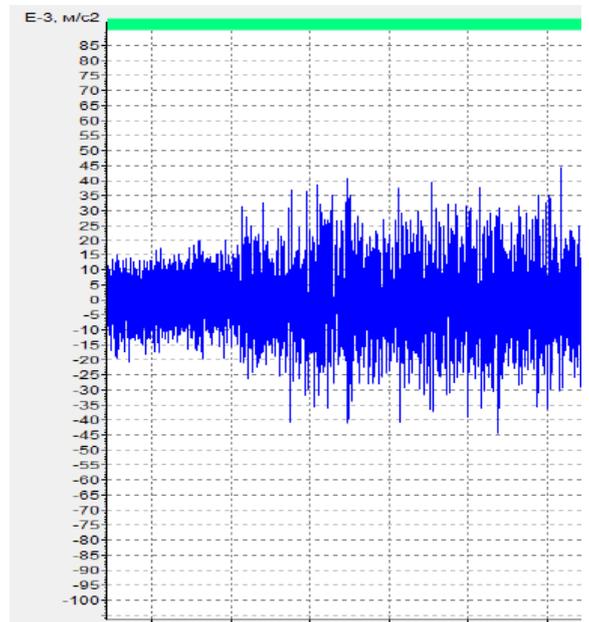
б

а – подрельсовое основание; б – тоннельная обделка

Рисунок 3.23 – Примеры акселерограмм при проходе поезда ЭС1П со скоростью 56 км/ч в тоннеле № 4



а



б

а – подрельсовое основание; б – тоннельная обделка

Рисунок 3.24 – Примеры акселерограмм при проходе поезда ЭС1П со скоростью 58 км/ч в тоннеле № 4А

Средние уровни виброускорения при проходе пассажирских поездов в тоннелях Горьковской ж.д. приведены на диаграммах (рисунки 3.25, 3.26). Сводные результаты измерения средних значений пиковых амплитуд виброускорений для всех 3 тоннелей и их среднеквадратические отклонения приведены в таблице 3.8.

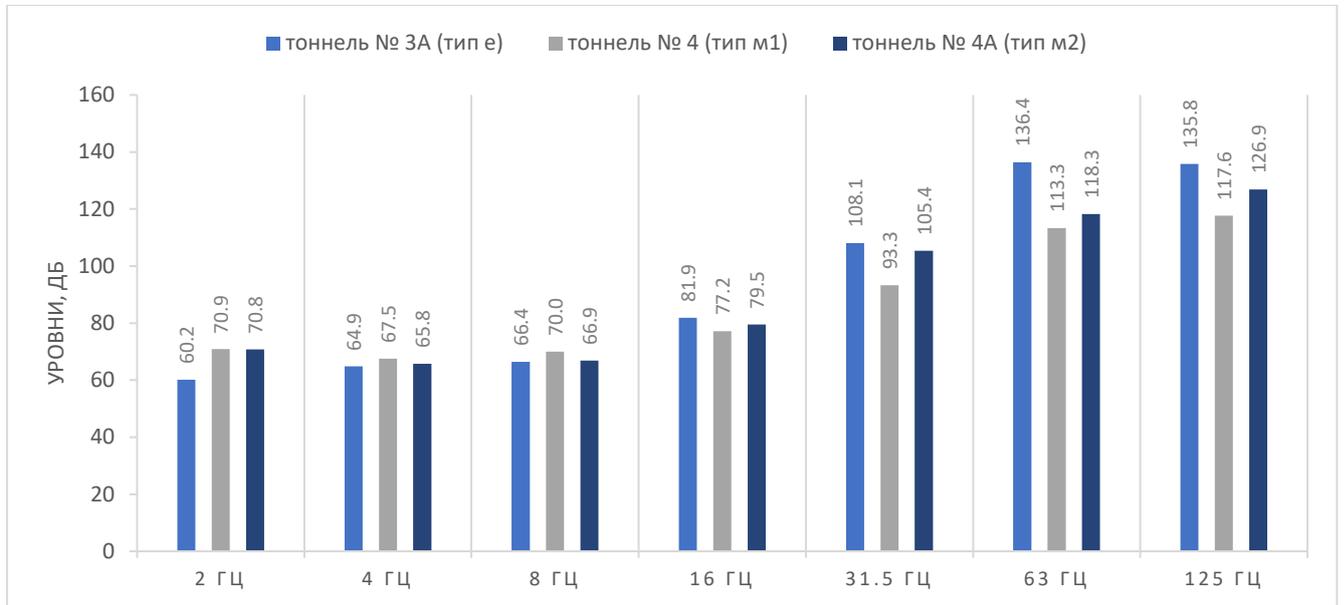


Рисунок 3.25 – Средние уровни виброускорений в тоннелях Горьковской ж.д. на раме в вертикальном направлении относительно уровня $1 \cdot 10^{-6} \text{ м/с}^2$ в третьоктавном спектре (пассажирские поезда)

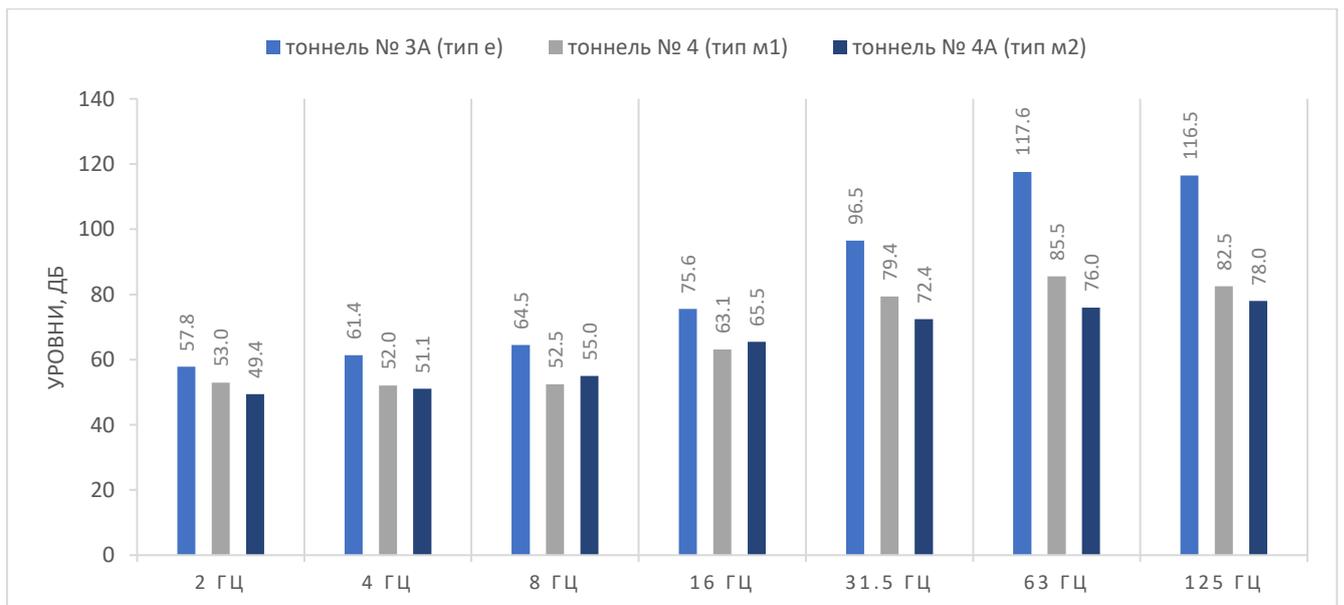


Рисунок 3.26 – Средние уровни виброускорений в тоннелях Горьковской ж.д. на тоннельной обделке в поперечном направлении относительно уровня $1 \cdot 10^{-6} \text{ м/с}^2$ в третьоктавном спектре (пассажирские поезда)

Таблица 3.8 – Средние значения амплитуд пиковых ускорений в тоннелях Горьковской ж.д. при движении пассажирских поездов

Тип пути	Амплитуды виброускорений							
	На МГР			На обделке			Ослабление на обделке	
	Кол-во измерений	Амплитуда $A_{по}, м/с^2$		Кол-во измерений	Амплитуда $A_{т}, м/с^2$		раз	дБ
		Ср. знач.	СКО		Ср. знач.	СКО		
e	51	2,39	1,37	108	0,55	0,27	4,35	12,76
m_1	57	8,21	2,97	137	0,21	0,12	39,10	31,84
m_2	60	15,32	5,28	112	0,04	0,02	383,00	51,66

Анализ результатов, представленных в таблицах 3.7 и 3.8, показал, что в конструкции типа e без применения УЭ разница уровней вибраций, передающихся от пути на тоннельную обделку, составляет менее 20 дБ во всем частотном диапазоне, что свидетельствует о том, что в момент прохода поезда максимальные воздействия не гасились и передавались на массив тоннеля, тем самым повышая общую колеблющуюся массу.

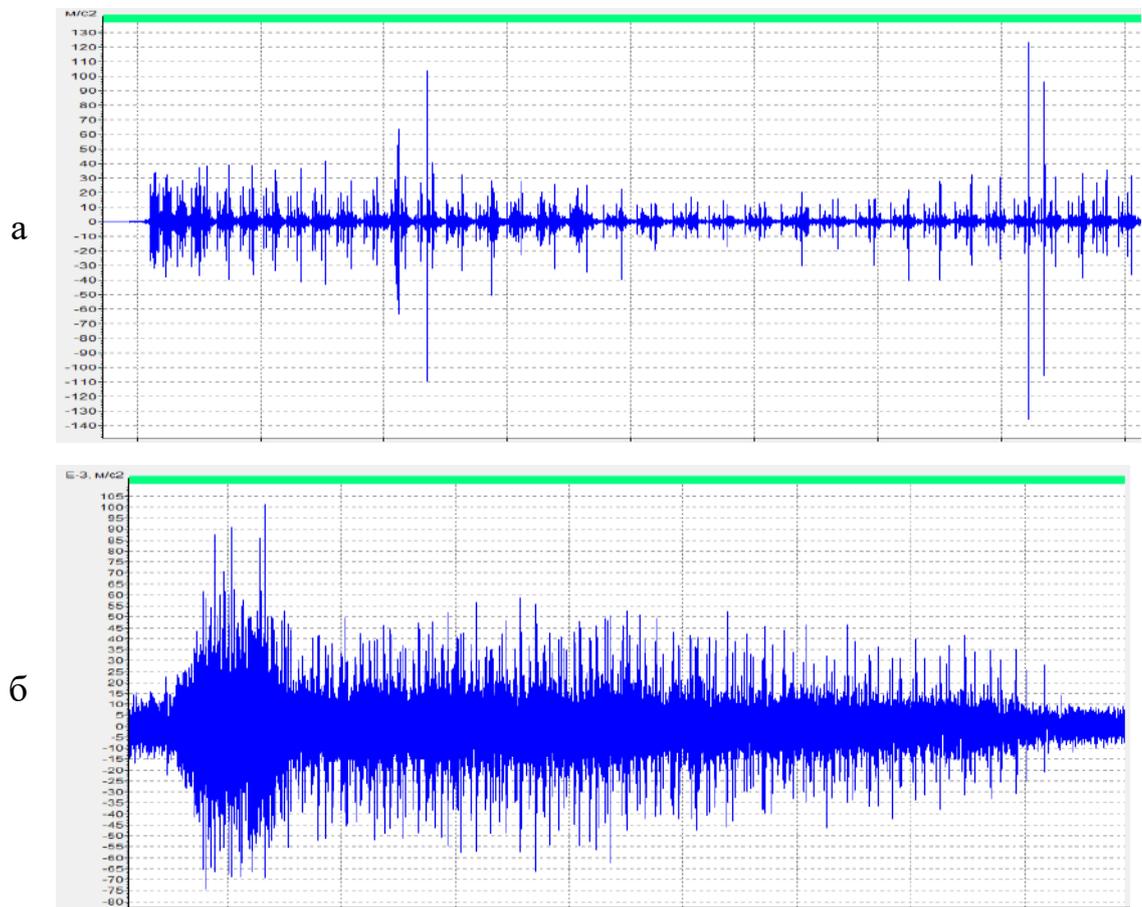
3.4.3 Результаты эксперимента в Гойтхском тоннеле Северо-Кавказской железной дороги

По результатам измерений в Гойтхском тоннеле (тип $л$) был выполнен сравнительный анализ вибраций на блоке LVT (в тоннеле) на расстоянии не менее 12,5 м от портала и на тоннельной обделке в сечении напротив блока LVT на высоте 1,2 м от головки рельса.

Результаты для виброускорений в Гойтхском тоннеле были получены при прохождении 6 гружёных составов (таблица 3.9) из 275 вагонов в общей сумме (в анализ было включено 990 осей с учетом локомотивов) и 12 пассажирских поездов со средней скоростью 62 км/ч (рисунки 3.27 и 3.28). Температура воздуха в ходе измерений составляла +20 °С.

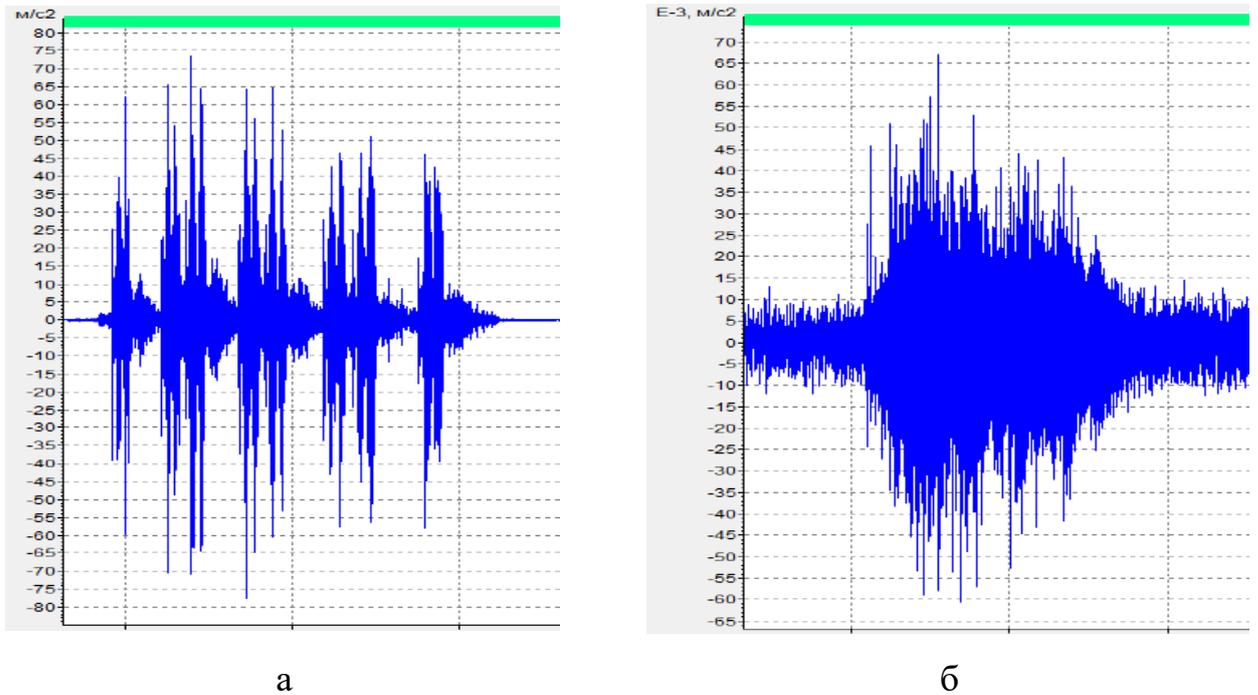
Таблица 3.9 – Журнал прохода грузовых поездов в Гойтхском тоннеле

№ п/п	Тип локомотива	Кол-во вагонов	Средняя скорость, км/ч	Количество проанализированных осей на подрельсовой опоре, шт.	Количество проанализированных осей на обделке тоннеля, шт.
1	2ЭС4К	43	52	159	127
2	2ЭС4К	46	57	175	144
3	2ЭС4К	46	50	170	151
4	3ЭС4К	44	53	168	122
5	2ЭС4К	45	55	163	116
6	3ЭС4К	52	44	155	135



а – подрельсовое основание; б – тоннельная обделка

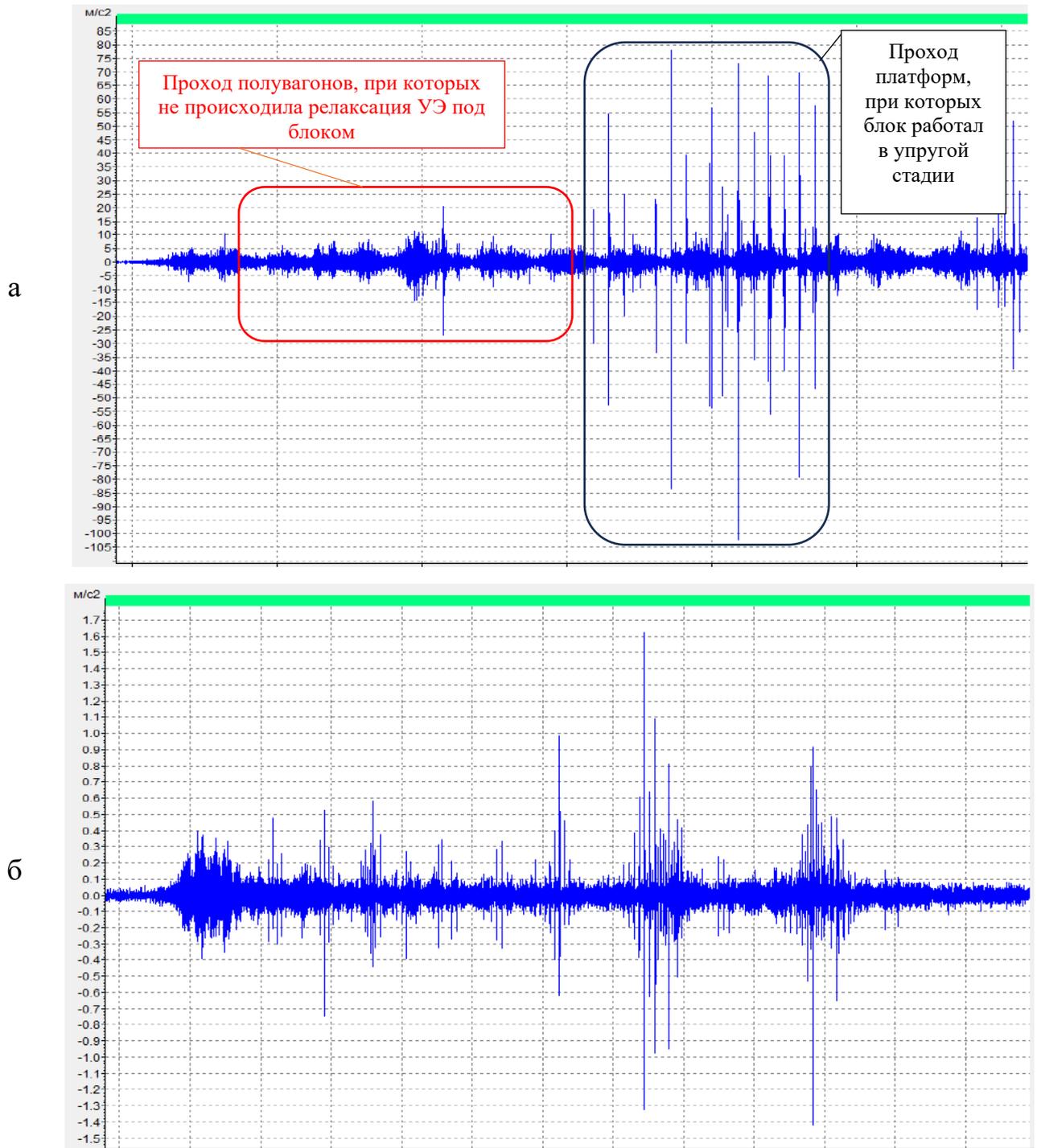
Рисунок 3.27 – Примеры акселерограмм при проходе локомотива 2ЭС4К и 43 контейнеров



а – подрельсовое основание; б – тоннельная обделка

Рисунок 3.28 – Примеры акселерограмм при проходе поезда ЭС1П со скоростью 60 км/ч в Гойтхском тоннеле

В ходе анализа результатов экспериментального обследования конструкции на блоках LVT при проходе грузовых поездов, состоящих преимущественно из полувагонов, гружённых углем, было зафиксировано, что ускорения в зоне подрельсового основания и на тоннельной обделке (рисунок 3.29) схожи с безбалластным путем типа *e*.



а – подрельсовое основание; б – тоннельная обделка

Рисунок 3.29 – Примеры акселерограмм при проходе локомотива 3ЭС4К и 52 полувагонов

Данный эффект мог быть связан с тем, что упругий слой между блоком и основанием имеет недостаточную жёсткость, и при проходе «тяжёлых» поездов отсутствовала релаксация УЭ. Вследствие этого в колебательный процесс вовлекался обратный свод тоннеля, увеличивая общую массу.

По результатам обработки акселерограмм были получены средние уровни виброускорения в Гойтхском тоннеле при проходе пассажирских и грузовых поездов на блоке LVT (рисунок 3.30) и тоннельной обделке (рисунок 3.31). Сводные результаты измерения средних значений пиковых амплитуд виброускорений приведены в таблице 3.10.

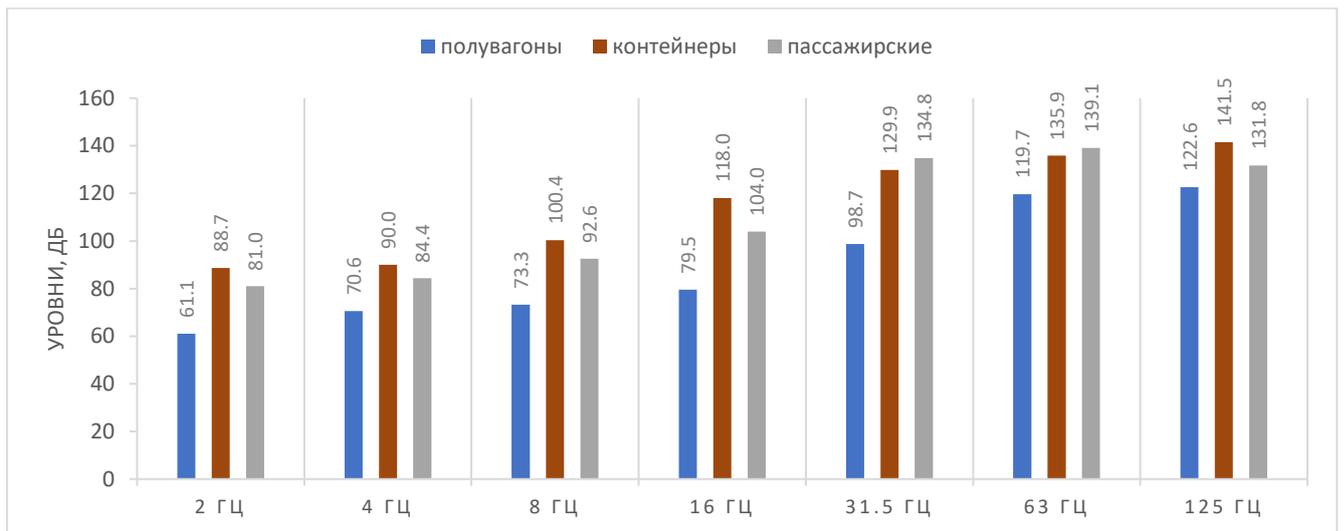


Рисунок 3.30 – Средние уровни виброускорений на подрельсовой опоре в вертикальном направлении относительно уровня $1 \cdot 10^{-6} \text{ м/с}^2$ в третьоктавном спектре для Гойтхского тоннеля Северо-Кавказской ж.д., дБ

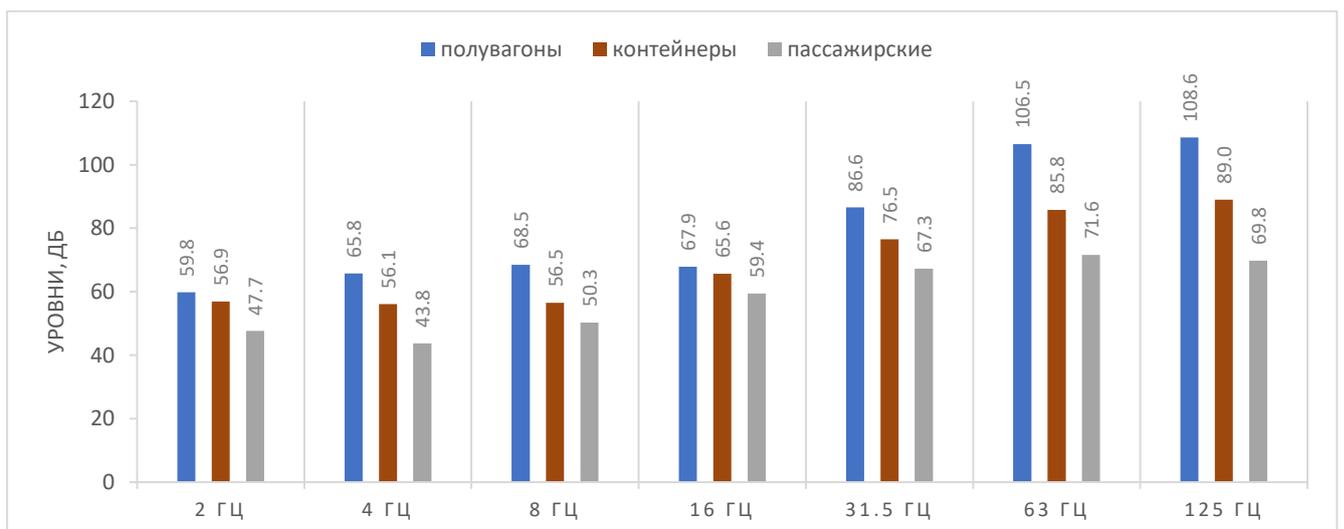


Рисунок 3.31 – Средние уровни виброускорений на тоннельной обделке в поперечном направлении относительно уровня $1 \cdot 10^{-6} \text{ м/с}^2$ в третьоктавном спектре для Гойтхского тоннеля Северо-Кавказской ж.д., дБ

Таблица 3.10 – Средние значения амплитуд пиковых ускорений в Гойтхском тоннеле Северо-Кавказской ж.д. в частотном диапазоне от 2,5 до 125 Гц

Тип пути	Амплитуды виброускорений							Ослабление на обделке	
	На блоке LVT			На обделке			раз	дБ	
	Кол-во измерений	Амплитуда $A_{по}$, м/с ²		Кол-во измерений	Амплитуда A_T , м/с ²				
		Ср. знач.	СКО		Ср. знач.	СКО			
<i>л</i>	1132	33,46	5,3	795	0,06	0,008	557,67	54,93	
<i>л*</i>	327	5,21	2,6	301	0,37	0,14	14,08	22,97	
<i>л пасс</i>	240	53,32	9,85	222	0,04	0,01	1333,00	62,50	

* результаты, полученные при проходе гружённых полувагонов, когда отсутствовал процесс релаксации УЭ под блоком LVT

3.4.4 Оценка эффективности виброзащитных конструкций

При обработке результатов измерений для оценки эффективности гашения вибраций на тоннельной обделке выполнялось разложение виброускорений по частотам в третьоктавном спектре в децибелах относительно уровня $1 \cdot 10^{-6}$ м/с². Определено снижение уровней вибраций виброзащитных конструкций относительно БКП типа *e*, характеризующее эффективность гашения колебаний для грузовых (рисунок 3.32) и пассажирских (рисунок 3.33) составов в диапазоне частот от 2.5 до 125 Гц.

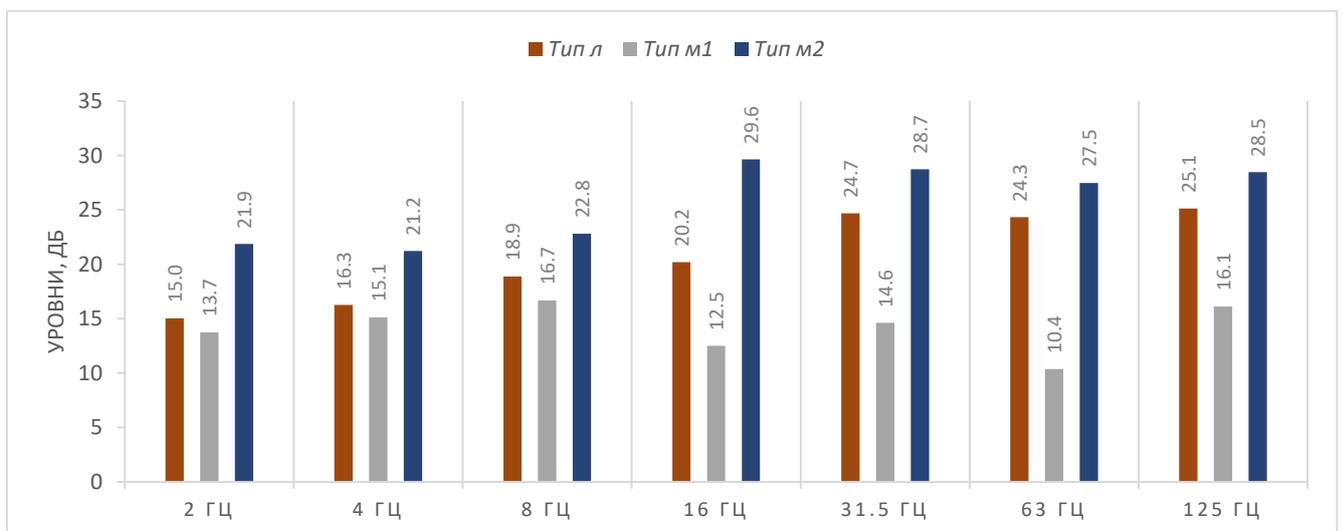


Рисунок 3.32 – Разница уровней виброускорений в третьоктавном спектре на виброзащитных конструкциях по сравнению с БКП при грузовом сообщении, дБ

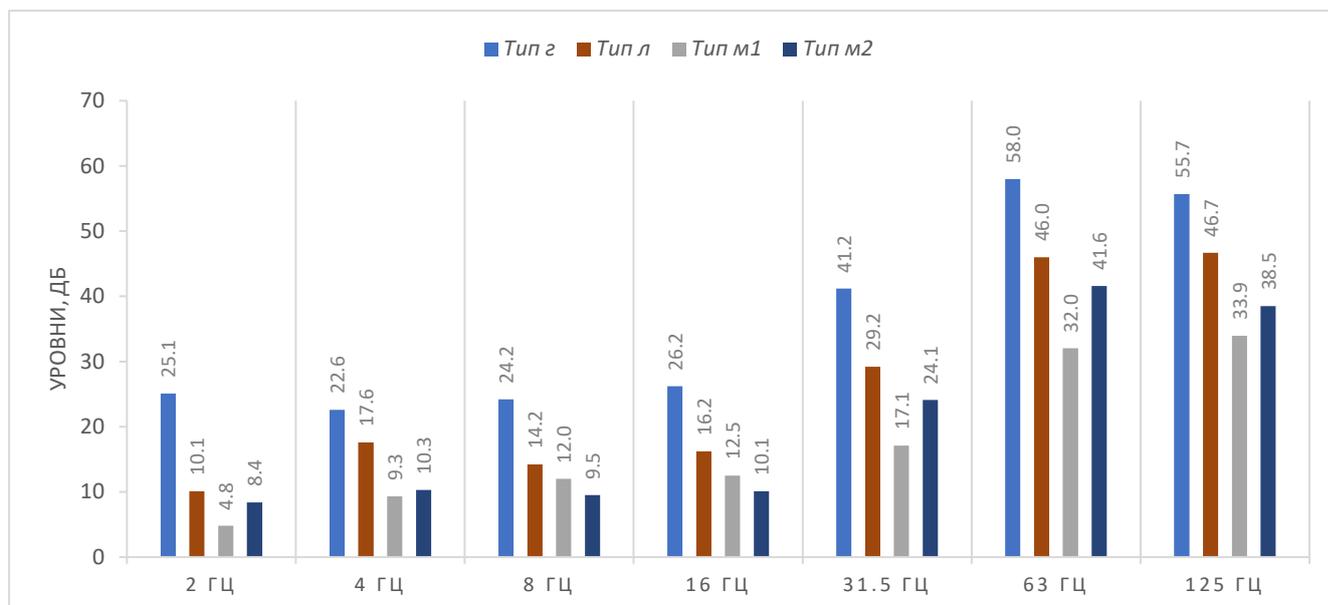


Рисунок 3.33 – Разница уровней виброускорений в третьоктавном спектре на виброзащитных конструкциях по сравнению с БКП при пассажирском сообщении, дБ

Наибольшая эффективность в зоне низких частот зафиксирована на конструкции типа *z* (до 30 дБ) с применением подбалластных матов при коэффициенте постели $0,029 \text{ Н/мм}^3$, что объясняется наличием балластного слоя, позволяющего дополнительно упруго перерабатывать динамические воздействия, генерируемые ПС. Из сравнения же конструкций типов m_1 ($0,025 \text{ Н/мм}^3$) и m_2 ($0,02 \text{ Н/мм}^3$) можно заключить, что наибольшей эффективностью обладает конструкция с менее жёстким УЭ, особенно на частотах выше 20 Гц. При пассажирском сообщении путь типа *л* оказался эффективней на низких частотах относительно типа *м*, при грузовом – наоборот.

3.4.5 Валидация математической модели на основе натурального эксперимента

Валидация результатов компьютерного моделирования, приведённого во второй главе диссертационной работы, в программном комплексе «Универсальный механизм» основывается на оценке расчётных амплитуд ускорений подрельсового основания $A_{\text{по}}$ по сравнению с полученными результатами полевого эксперимента при проходе грузовых и пассажирских поездов. Валидация результатов

проводилась на пяти типах конструкций: тип *z* – балластный путь с применением подбалластных матов; тип *e* – БКП без применения упругих элементов в зоне подрельсового основания; *л* – БКП на блоках LVT; m_1 – БКП с упругими матами при коэффициенте постели $C = 0,025 \text{ Н/м}^3$; m_2 – то же, при $C = 0,020 \text{ Н/м}^3$.

В таблице 3.11 представлены результаты сравнения расчётных амплитуд ускорений с экспериментальными. Расчётные амплитуды ускорений $A_{\text{по}}$, с целью валидации, представлены по результатам аппроксимации прохода поезда с осевыми нагрузками 186 и 245 кН при средних скоростях прохода поездов V , полученных в ходе натурного эксперимента.

Таблица 3.11 – Средние значения амплитуд пиковых ускорений $A_{\text{по}}$ в диапазоне частот от 2 до 125 Гц

Нагрузка на ось, кН	V , км/ч	Тип	Амплитуды виброускорений $A_{\text{по}}$, м/с ²		Расхождение, %
			Расчётные	Средние измеренные на опытных участках	
186	59	<i>z</i>	25,51	24,79	2,9
	51	<i>e</i>	2,49	2,39	4,3
	62	<i>л</i>	51,67	53,32	3,1
	57	m_1	7,43	8,21	9,5
	60	m_2	13,87	15,32	9,5
245	42	<i>e</i>	2,88	3,11	7,5
	52	<i>л</i>	30,77	33,46	8,0
	35	m_1	5,46	5,77	5,4
	55	m_2	11,62	13,15	11,6

Адекватность полученных значений амплитуд виброускорений, полученных с помощью математической модели на базе вычислительного комплекса «Универсальный механизм» для разных типов конструкций, подтверждается хорошей сходимостью вычислений с данными, полученными экспериментальным путём, со средней величиной расхождения 5,9% для пассажирского сообщения и 8,1 % для грузового, при максимальном значении 11,6 %.

3.5 Лабораторные испытания образца упругого подбалластного мата

Лабораторные испытания заключались в определении возможного изменения жёсткости подбалластного мата спустя 20 лет его эксплуатации в пути. Эксплуатация балластного пути с испытуемым подбалластным матом началась с 2001 г. Средние осевые нагрузки в период 2001-2016 гг. составляли 23 тс, в период 2016-2021 гг. – 19 тс. Пропущенный тоннаж, при эксплуатации мата в пути, за период с 2001–2021 гг. составил 567,2 млн т брутто на 1 км.

До эксплуатации железнодорожного пути в 2000 году МИИТом были проведены лабораторные испытания подбалластных матов по определению его жёсткости на сжатие. Поскольку в то время отсутствовали нормативные документы, которые регламентируют требования и методы испытаний для подбалластных матов, размеры образца в плане и скорость деформации (нагружения) были выбраны в соответствии с рекомендациями ГОСТ 17177–94 [136]. Деформация определялась с помощью индикатора часового типа с ценой деления 0,01 мм и диапазоном измерения 50 мм. Нагрузка увеличивалась плавно со скоростью примерно 10 мм/мин (не более) до уровня 2200 Н. Снятие отсчётов по измерителю деформаций производилось через каждые 200 Н.

Процедура проведения эксперимента включала в себя последовательное сжатие образцов. Испытанию подвергался образец подбалластного мата Sylomer толщиной 37,5 мм производства фирмы Getzner (Германия). Образец подбалластного мата был нагружен силой до 22 кН с шагом 2 кН (таблица 3.12, рисунок 3.34) на машине 2167 Р-50 (заводской № 55/89, свидетельство о государственной поверке № 95223/445 от 02 июня 1999 г., выданное «РОСТЕСТ МОСКВА»).

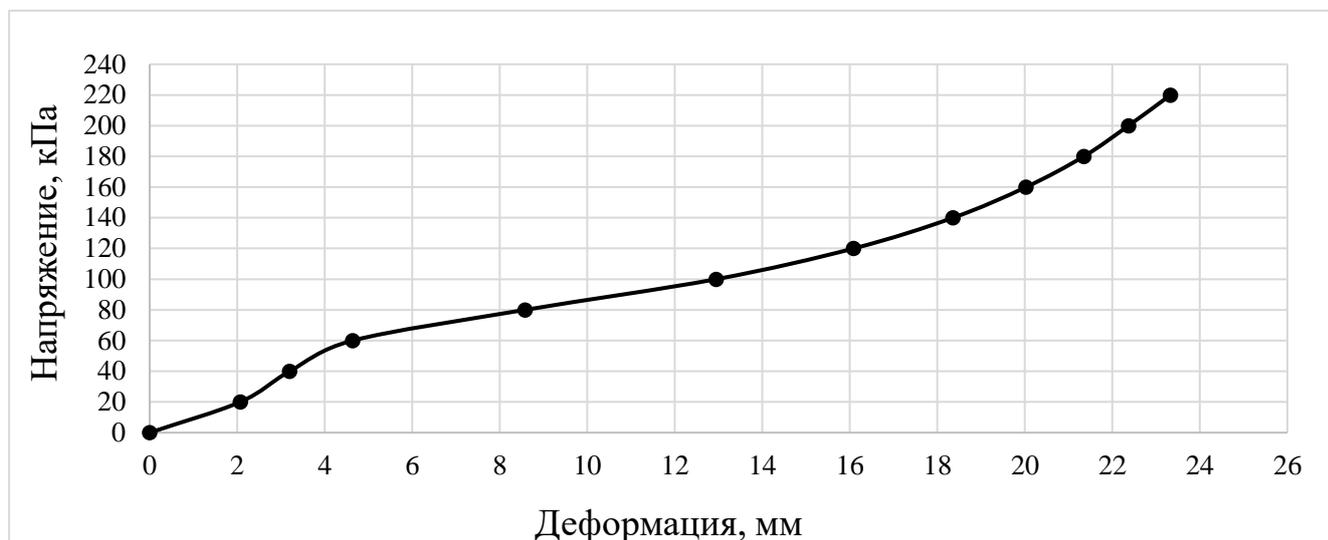


Рисунок 3.34 – Диаграмма «напряжение–деформация» образца 2000 года

Таблица 3.12 – Результаты испытаний на сжатие образца 2000 г.

Напряжение, кПа	0	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220
Деформация, мм	0	2,07	3,20	4,64	8,58	12,95	16,09	18,36	20,03	21,35	22,37	23,33

Жёсткость мата r на сжатие в кН/мм вычисляется по следующей формуле

$$r = \frac{Q_2 - Q_1}{z_2 - z_1}, \quad (3.2)$$

где Q_2 – максимальная нагрузка рабочего диапазона, кН; Q_1 – минимальная нагрузка рабочего диапазона, кН; z_2 – значение деформации (изменение толщины опорной поверхности образца) при нагрузке Q_2 , мм; z_1 – значение деформации (изменение толщины опорной поверхности образца) при нагрузке Q_1 , мм.

Статическая жёсткость мата Sylomer в диапазоне рабочих нагрузок 6–10 кН, что соответствует напряжениям 60–100 кПа, составила

$$r_{2000} = \frac{10 - 6}{12,95 - 4,64} = 0,48 \text{ кН/мм}. \quad (3.3)$$

В ходе испытаний 2021 г. по оценке эффективности виброгашения конструкции пути с матами был отобран образец подбалластного мата размерами в плане 300×300 мм (рисунок 3.35) с целью определения его жёсткости и сопоставления с исходными характеристиками, полученными в 2000 году.



а – изъятый образец; б – защитный слой из пенополистирола

Рисунок 3.35 – Подбалластный мат фирмы Getzner, изъятый в 2021 г.

Первостепенная задача при проведении испытаний заключалась в повторении методики 2000 года. Испытания проводились на сервогидравлической машине MTS серии 800 (заводской № 10284681, регистрационный номер типа СИ № 28841-05, номер свидетельства С-ДНВ/09-06-2021/73944451, от 09 июня 2021 г., выданное ООО «КВАЛИТЕСТ»).

Статические характеристики при сжатии подбалластного мата вычислялись в соответствии с методикой измерения по ГОСТ Р 56291 [137], при которой статическая жёсткость образца определялась в интервале напряжений от 60 до 100 кПа, аналогичном при испытаниях, проведённых ранее. Значения деформации образца под нагрузкой представлены в таблице 3.13 и на рисунке 3.36.

Таблица 3.13 – Результаты испытаний на сжатие образца в 2021 г.

Напряжение, кПа	0	20	40	60	80	100
Нагрузка, кН	0,00	1.79	3.60	5.40	7.20	9.20
Деформация, мм	0,00	1,70	3,03	4,74	9,00	13,00

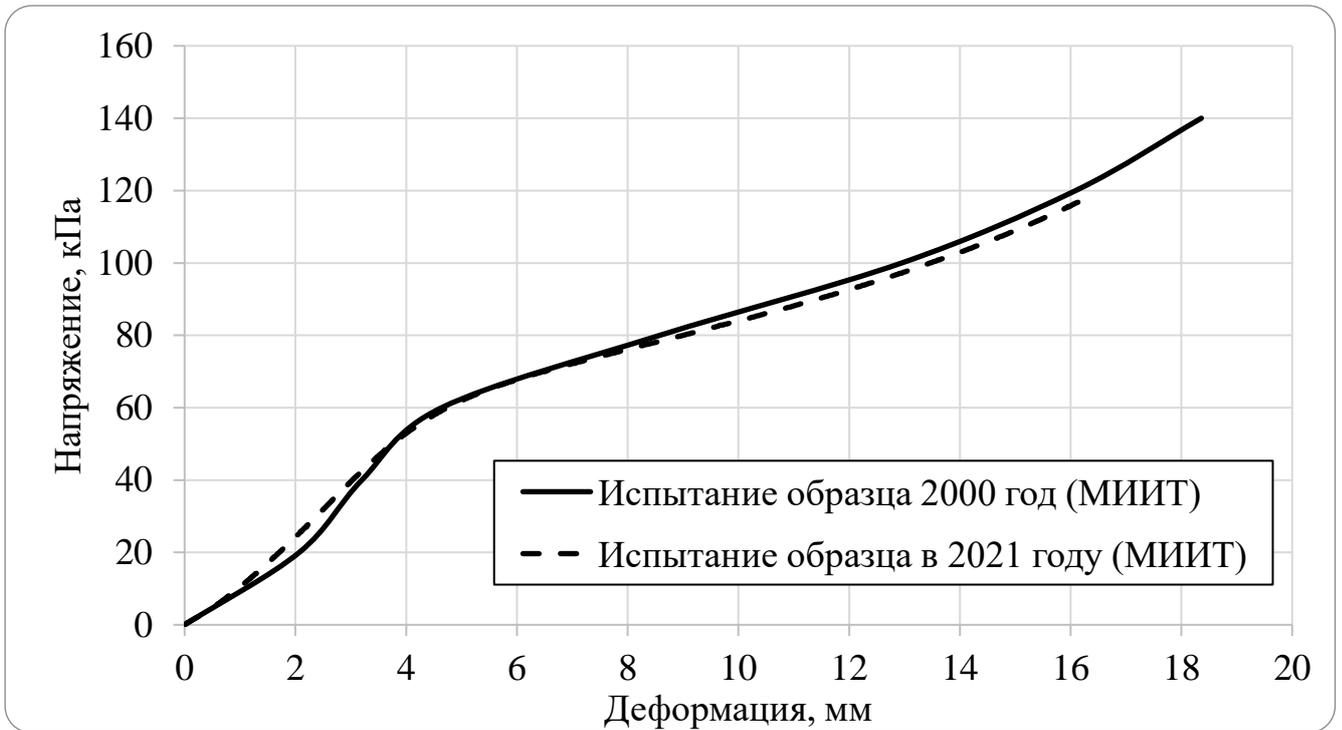


Рисунок 3.36 – Диаграмма «напряжение–деформация» образца 2021 г. по сравнению с 2000 г.

Статическая жёсткость мата по результатам нагружения составила

$$r_{2021} = \frac{9,2-5,4}{13,0-4,75} = 0,46 \text{ кН/мм.} \quad (3.4)$$

Таким образом, результаты испытаний показали, что жёсткость мата в интервале напряжений от 60 до 100 кПа (см. формулы 3.3 и 3.4) после его эксплуатации в пути осталась практически неизменной (разница 4%) при уменьшении толщины образца на 1,1 мм (2,9%).

3.6 Выводы к главе 3

1) Определены параметры вибраций в зоне подрельсового основания и тоннельной обделки как амплитуды ускорений и эффективность виброгашения конструкций на опытных участках Московской, Горьковской и Северо-Кавказской железных дорог;

2) Изучение полученных амплитуд ускорений показало, что жёсткая конструкция ВСП в тоннеле имеет наименьшие амплитуды виброускорений в зоне подрельсового основания $A_{по}$ по сравнению с путем с применением УЭ, что,

вероятно, связано с большей массой, вовлекаемой в процесс колебания. Обратная картина для значений A_T наблюдается на тоннельной обделке жёсткого пути, которая испытывает большие колебания в поперечном сечении по сравнению с виброзащитным путем;

3) При анализе амплитуд $A_{по}$ во время прохода тяжёлых полувагонов с углём по виброзащитному пути типа *л* зафиксирован эффект, при котором пики амплитуд имеют величины, схожие с БКП типа *е*. Данный эффект связан с тем, что упругий слой между блоком и основанием не имеет релаксации, и при проходе «тяжёлых» поездов в колебательный процесс вовлекается обратный свод тоннеля, увеличивая общую массу, что подтверждается повышенными амплитудами на тоннельной обделке A_T , а также уровнями в третьоктавном спектре;

4) Анализ величин снижения уровней виброускорений в третьоктавном спектре, который основывался на разности амплитуд $A_{по}$ на подрельсовом основании и A_T на тоннельной обделке, показал, что наименьшей разностью обладают более жёсткие конструкции пути без УЭ. Это свидетельствует о том, что в момент прохода поезда максимальные воздействия на частотах от 2 до 125 Гц не гасились и передавались на массив тоннеля;

5) Подтверждена адекватность расчётных значений амплитуд виброускорений $A_{по}$, полученных при математическом моделировании на базе вычислительного комплекса «Универсальный механизм» для разных типов конструкций. Средняя точность составила 94,2% для пассажирского сообщения и 91,9 % для грузового, при том, что среднее расхождение $A_{по}$ составило 5,9 % и 8,1 % соответственно, при максимальном значении 11,6 %.

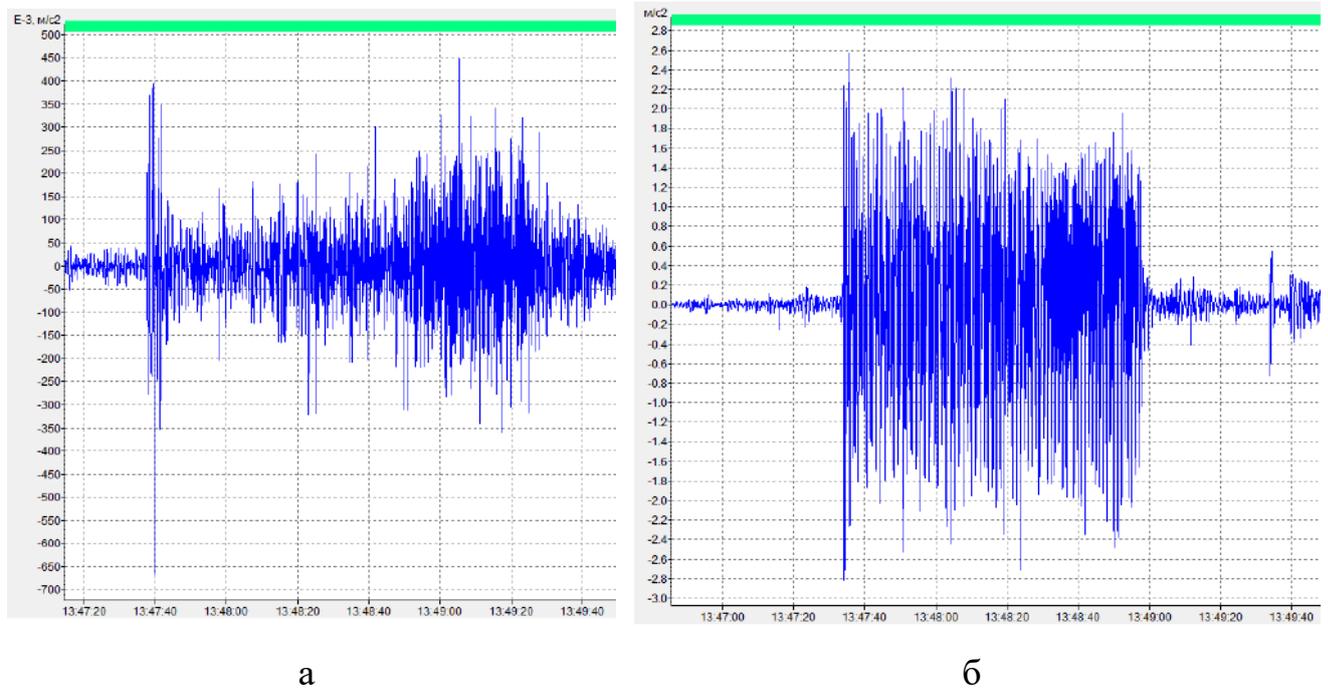
6) Определена жёсткость подбалластного мата после длительной эксплуатации в тоннеле Московской железной дороги. Исследования показали, что при уменьшении толщины образца на 1,1 мм (2,9%) жёсткость мата после его эксплуатации в пути осталась практически неизменной.

4 ПАРАМЕТРЫ ВЕРХНЕГО СТРОЕНИЯ ПУТИ В ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ ТОННЕЛЯХ

4.1 Определение и валидация параметров для расчёта в программном комплексе MATLAB

Как указывалось в параграфе 2.2 теоретического исследования (глава 2) при расчёте в MATLAB для определения жёсткости упругих элементов необходимо задать общую колеблющуюся массу. Анализ литературных источников [18,32,138–142] показал, что диапазон значений вовлекаемой в колебание массы пути очень широк, так как сильно варьирует у разных авторов, и поэтому для задания этого параметра в предложенной расчётной модели требуются уточнения по результатам приведённого в главе 3 эксперимента.

Определение колеблющейся массы проводилось на основе сравнения амплитуд ускорений, полученных в ходе полевого эксперимента, с результатами моделирования в диапазоне частот до 16 Гц для конструкций четырёх типов. Для корректного сравнения условий натурального эксперимента и расчётной модели, в которой не учитываются высокочастотные колебания, результаты записей вибраций, выполненные в тоннелях, были отфильтрованы с удалением колебаний с частотой выше 16 Гц. Примеры отфильтрованного сигнала амплитуд колебаний на подрельсовой опоре большой массы (плита МГР в тоннеле) и малой массы (блок LVT) представлены на рисунке 4.1.



а – на раме МГР; б – на блоках LVT

Рисунок 4.1 – Примеры акселерограмм при проходе грузового поезда со средней скоростью 30 км/ч

На представленных акселерограммах можно наблюдать, что при движении состава с примерно одинаковой скоростью на основаниях с разными массами подрельсовой опоры и площадью опирания происходят различные колебательные процессы, пики амплитуд которых различаются в 8 раз при проходе головы локомотива ВЛ80 и в 10 раз при проходе вагонов. Из данного наблюдения возможно сделать предположение, что процесс колебания подрельсовой опоры зависит не только от упругости подшпального основания, но и от массы самой опоры.

Из результатов натурального эксперимента по отфильтрованным сигналам определялись пиковые амплитуды колебания подрельсовой опоры в частотном диапазоне до 16 Гц для разных типов конструкций, средние значения которых приведены в таблице 4.1, по которым далее проводилась валидация математической модели в среде MATLAB.

Таблица 4.1 – Средние значения амплитуд пиковых ускорений в диапазоне частот от 1 до 16 Гц по результатам натурального эксперимента

Сообщение	Пассажирское					Грузовое			
	ε	e	l	m_1	m_2	e	l	m_1	m_2
Тип конструкции									
Средняя скорость V , км/ч	59	51	62	57	60	42	52	35	55
Амплитуды виброускорений $A_{по}$, м/с ²	3,05	0,59	3,70	0,77	1,20	0,65	4,11	0,88	1,30

Определение параметров расчётной модели выполнялось методом их подбора до лучшего совпадения величин амплитуд пиковых ускорений, получаемых по модели с натурными значениями. Подбор параметров производился изменением в расчёте длины участка пути, вовлекаемого в колебания при действии динамической силы от одного колеса, по которой определялась масса и жёсткость УЭ одиночной опоры, с целью нахождения жёсткости УЭ по формуле (2.20). Для балластных конструкций типа ε , когда упругий слой испытывает равномерное давление от поездной нагрузки (см. рисунки 1.4 и 2.5) площадь УЭ должна определяться исходя из параметров балласта (m_b), как трапеция с боковыми гранями под 45 градусов, т.е. площадь опирания одной опоры на УЭ (рисунок 4.2) соответствует произведению длины опирающегося нижнего слоя балласта (0,9 м) на половину длины от оси пути (1,65 м) из учёта, что половина длины шпалы составляет 1,35 м, а плотность балласта 1400 кг/м³. Таким образом, параметры для одной опоры балластного пути с УЭ типа ε представлены в таблице 4.2

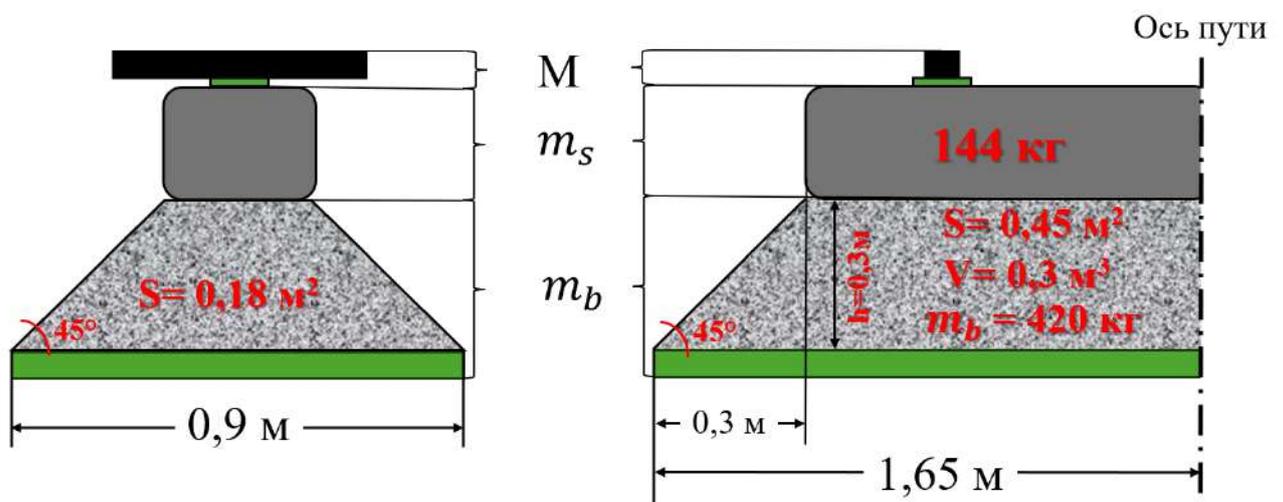


Рисунок 4.2 – Пример нахождения массы m_b и площади опирания S на УЭ для конструкции типа ε

Таблица 4.2 – Заданные при моделировании параметры конструкции типа *г* для одной опоры

Параметр	Обозначение	Значение	Ед. измерения
Длина пути, вовлекаемого в колебание	l	0,5	м
Масса рельса	M	32,35	кг
Масса подрельсового основания со скреплением	m_s	146	кг
Масса подшпального основания (балласта)	m_b	420	кг
Площадь опирающейся массы на УЭ	S	1,5	м ²
Жёсткость УЭ	r	43,5	кН/мм

Для БКП типа *л* на блоках LVT (см. рисунки 1.8 и 2.7) масса одной опоры характеризуется параметрами блока (рисунок 4.3), а параметры, внедряемые в модель, представлены в таблице 4.3.

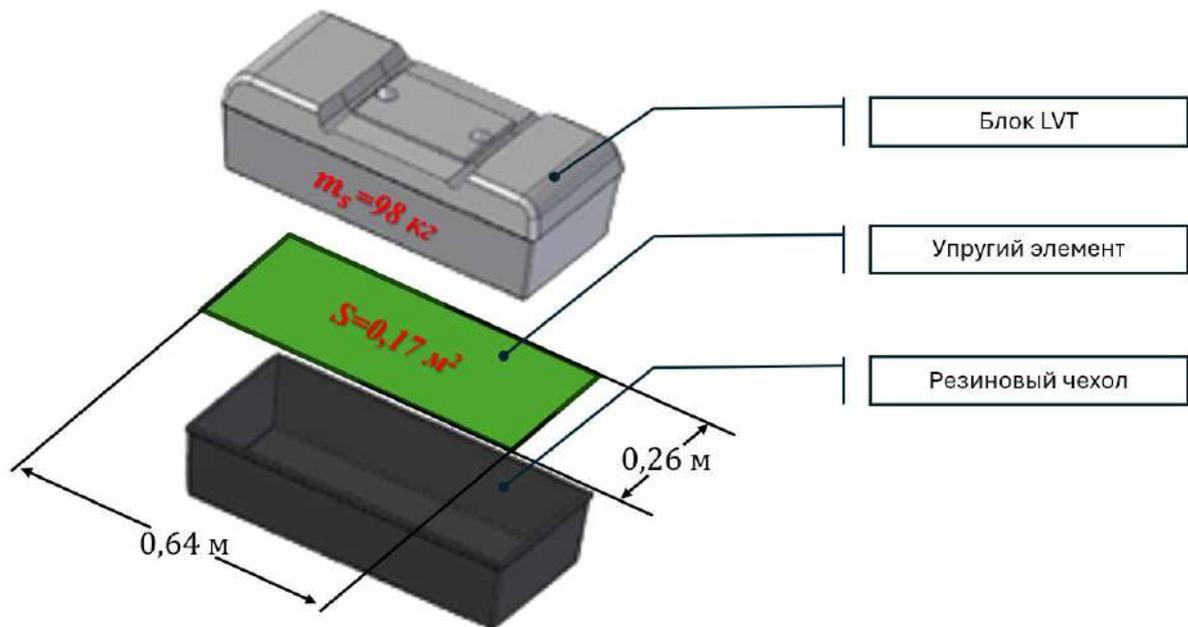


Рисунок 4.3 – Пример нахождения массы m_b и площади опирания S на УЭ для конструкции типа *л*

Таблица 4.3 – Заданные при моделировании параметры конструкции типа *л* для одной опоры

Параметр	Обозначение	Значение	Ед. измерения
Длина пути, вовлекаемого в колебание	l	0,5	м
Масса рельса	M	32,35	кг
Масса подрельсового основания со скреплением	m_s	98	кг
Площадь опирающейся массы на УЭ	S	0,17	м ²
Жёсткость УЭ	r	25	кН/мм

Для БКП типа m на рамах МГР (см. рисунок 2.7) масса одной опоры характеризуется весом самой рамы (см. рисунок 1.11) вместе с путевым бетоном (рисунок 4.4). Параметры, внедряемые в модель для одной опоры, представлены в таблице 4.4.

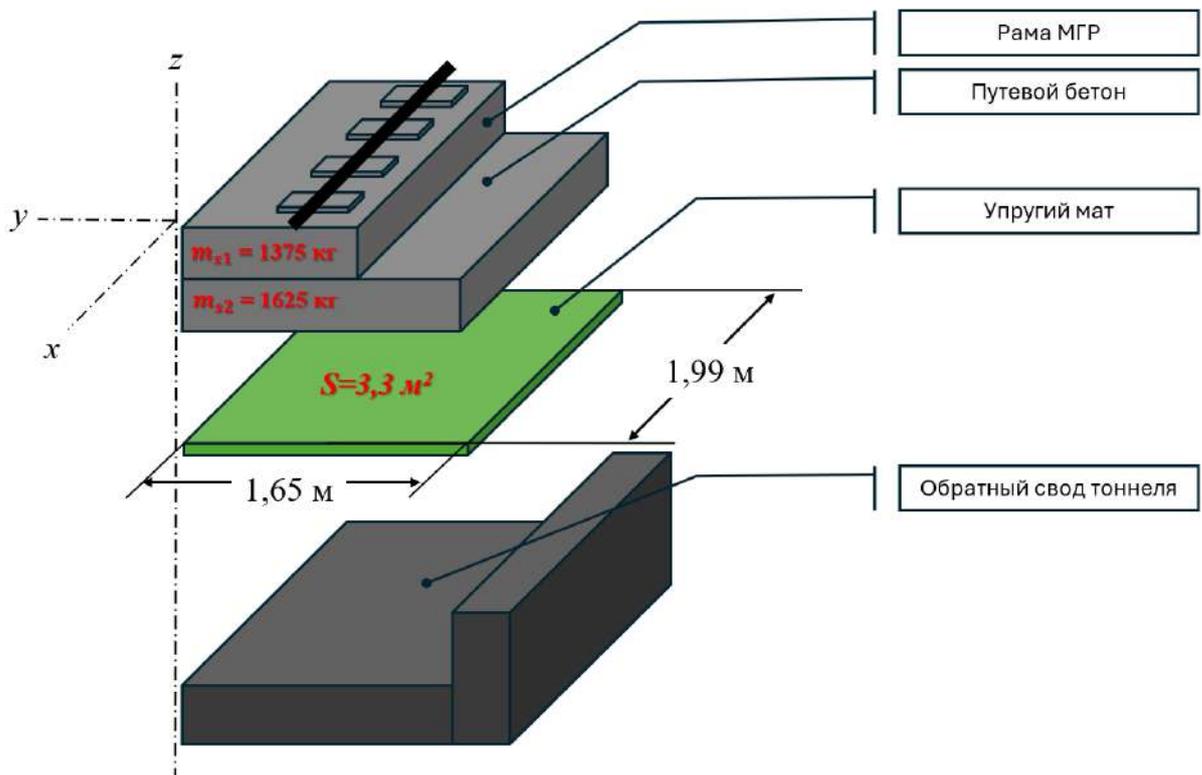


Рисунок 4.4 – Пример нахождения массы m_b и площади опирания S на УЭ для конструкции типа m

Конструкция типа e имеет параметры, схожие с конструкцией m , единственное отличие заключается в отсутствии упругого мата, его жёсткость задавалась исходя из свойств путевого бетона.

Таблица 4.4 – Заданные при моделировании параметры конструкции типа m для одной опоры

Параметр	Обозначение	Значение	Ед. измерения
Длина пути, вовлекаемого в колебание	l	2	м
Масса рельса	M	129,4	кг
Масса подрельсового основания со скреплением	m_s	3000	кг
Площадь опирающейся массы на УЭ	S	3,3	м ²
Жёсткость УЭ для типа пути m_1	r	82,5	кН/мм
Жёсткость УЭ для типа пути m_2	r	66	кН/мм

По результатам нахождения массы одиночной опоры, параметры масс и жёсткостей задавались в расчётную модель, постепенно увеличивая количество опор.

Длина пути, по которой определяются соответствующие колеблющиеся массы подрельсового основания, принималась кратной шагу рельсовых опор l_0 : для балластного пути и БКП на блоках LVT – междушпальному расстоянию 0,5 м, для БКП на МГР – длине рамы 2,0 м.

Для оценки характера зависимости величины $A_{по}$ от количества опор для каждого типа конструкции пути методом наименьших квадратов была проведена аппроксимация результатов, полученных при математическом моделировании, качественная связь которых составила более 0,97 (таблица 4.5).

Таблица 4.5 – Коэффициент детерминации при различных количествах опор

Тип конструкции	Доля R^2 дисперсии зависимой переменной от её среднего значения	
	186 кН	245 кН
ε	0.987	–
e	0.974	0.990
$л$	0.983	0.978
$м_1$	0.987	0.998
$м_2$	0.971	0.998

На рисунке 4.5 представлены результаты математического моделирования при разном количестве опор для балластной конструкции пути с подбалластными матами (тип ε), при симуляции прохода поезда с осевой нагрузкой 186 кН и средней скоростью 59 км/ч. При моделировании одна опора соответствовала половине железобетонной шпалы с учётом балласта (см. рисунок 4.2 и таблицу 4.2).

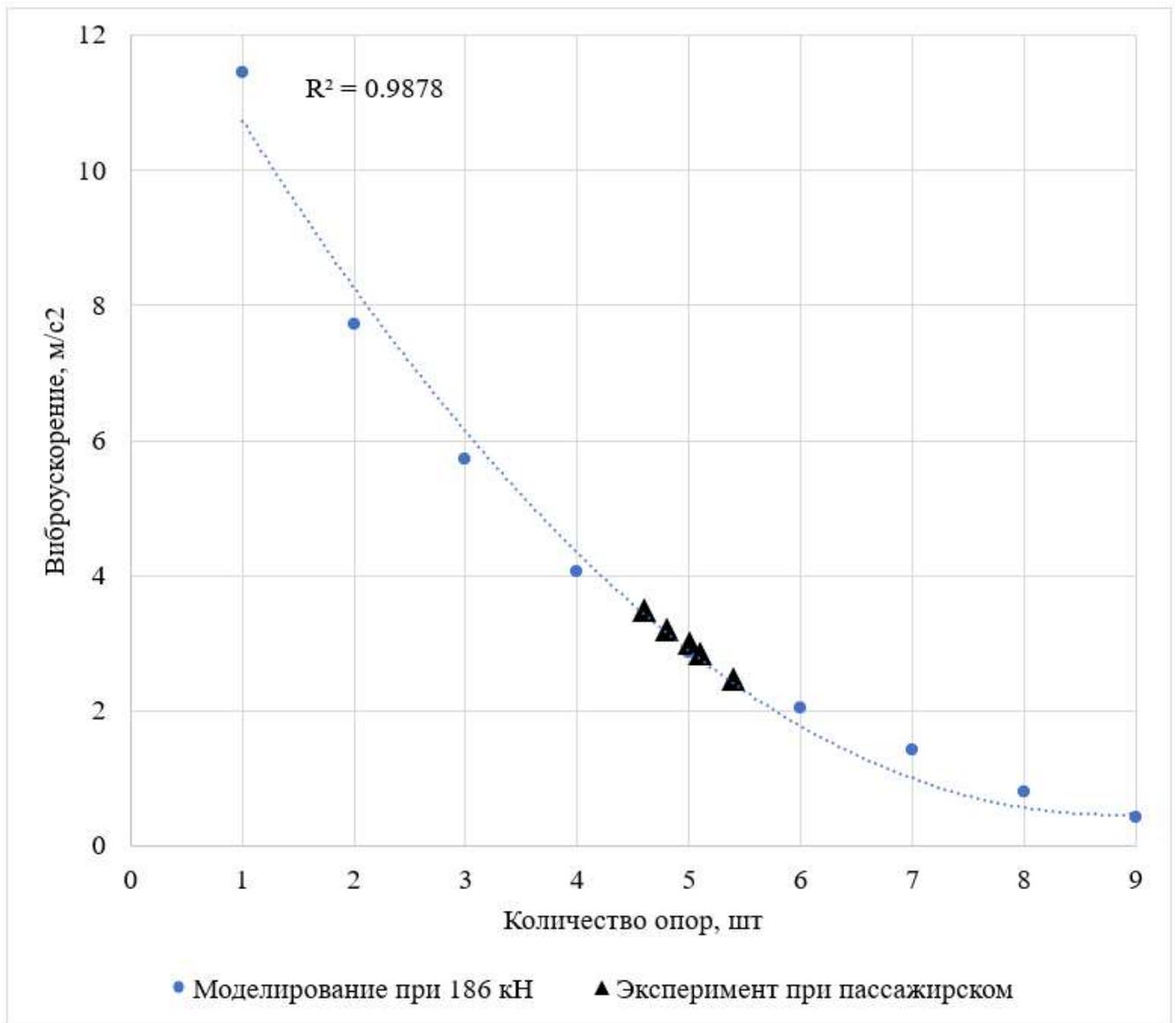


Рисунок 4.5 – Расчётные амплитуды A_{no} при различном количестве опор для конструкции типа \mathcal{Z}

На рисунке 4.6 представлены результаты математического моделирования при разном количестве опор для пути типа $л$, при симуляции прохода поезда с осевой нагрузкой 186 кН при 59 км/ч и для 245 кН при средней скорости 52 км/ч. Одна опора соответствует одному блоку LVT (см. рисунок 4.3 и таблицу 4.3).

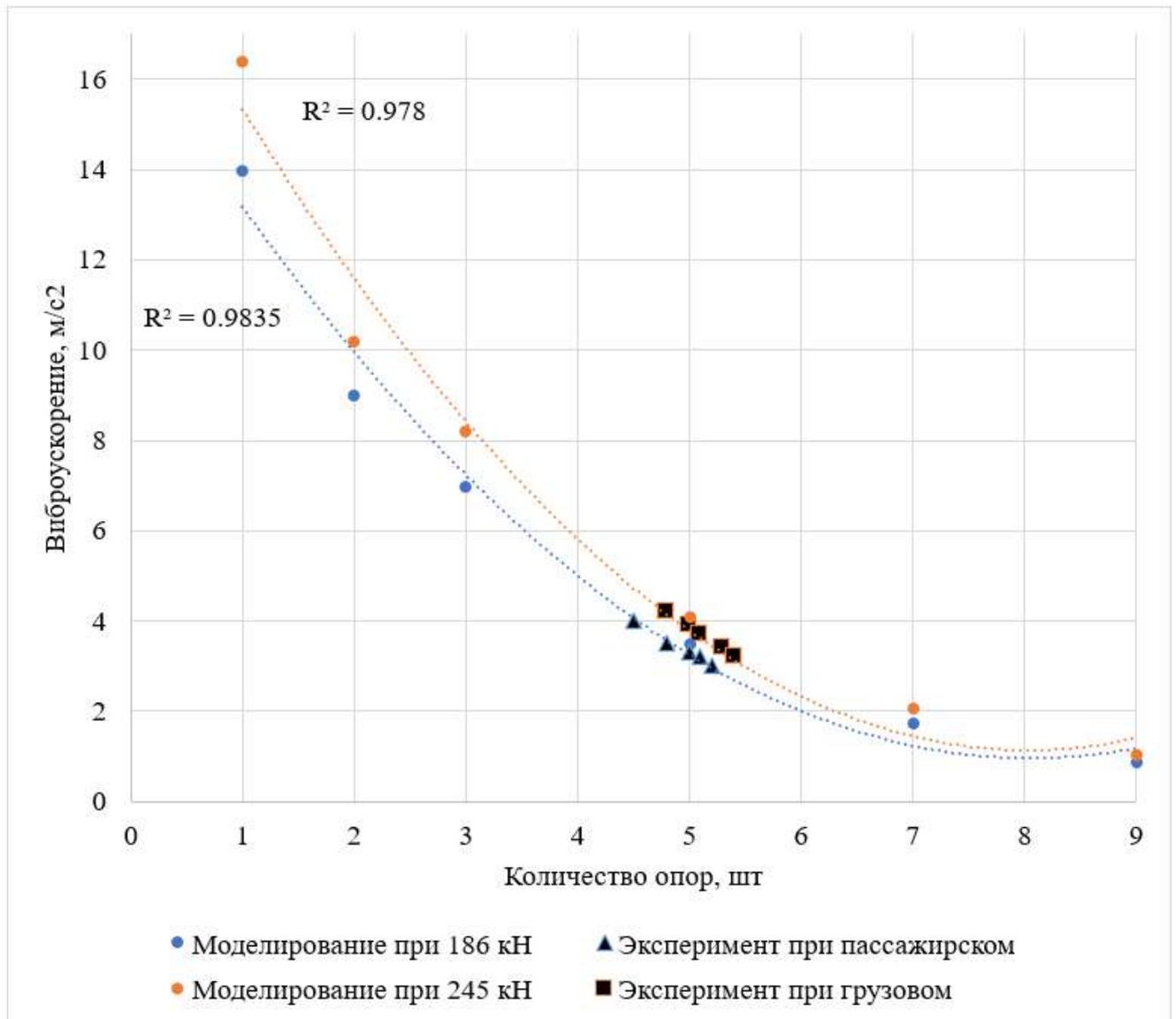


Рисунок 4.6 – Расчётные амплитуды A_{no} при различном количестве опор для конструкции типа л

На рисунке 4.7 представлены результаты математического моделирования при разном количестве для пути типа е без применения УЭ, при симуляции прохода поезда с осевой нагрузкой 186 кН при средней скорости 51 км/ч и 245 кН при средней скорости 42 км/ч. (см. рисунок 4.4).

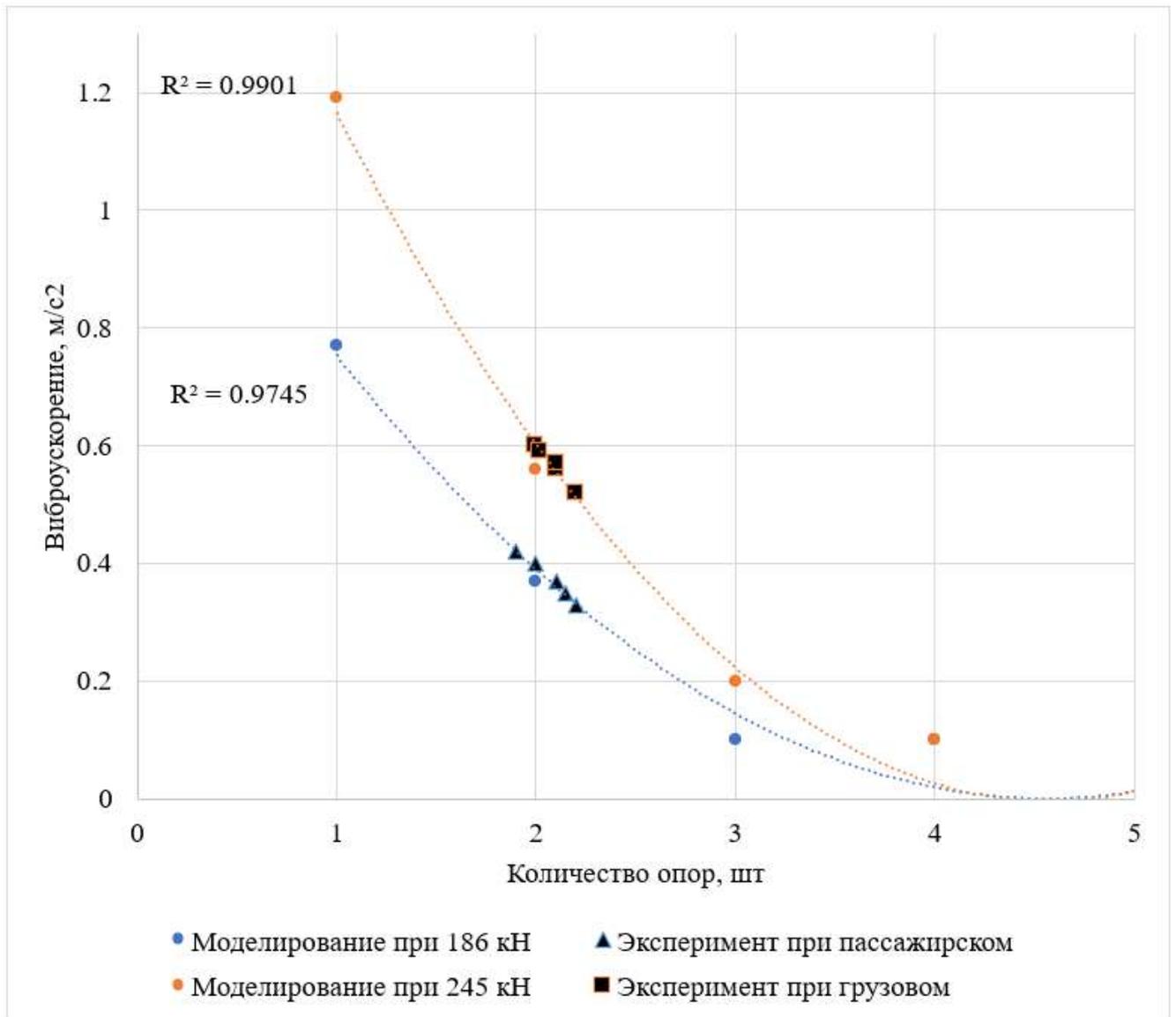


Рисунок 4.7 – Расчётные амплитуды A_{no} при различном количестве опор для конструкции типа e

На рисунке 4.8 представлены результаты математического моделирования при разном количестве опор для пути типа m_1 , при симуляции прохода поезда с осевой нагрузкой 186 кН при средней скорости 57 км/ч и для 245 кН при средней скорости 35 км/ч. (см. рисунок 4.4 и таблицу 4.4).

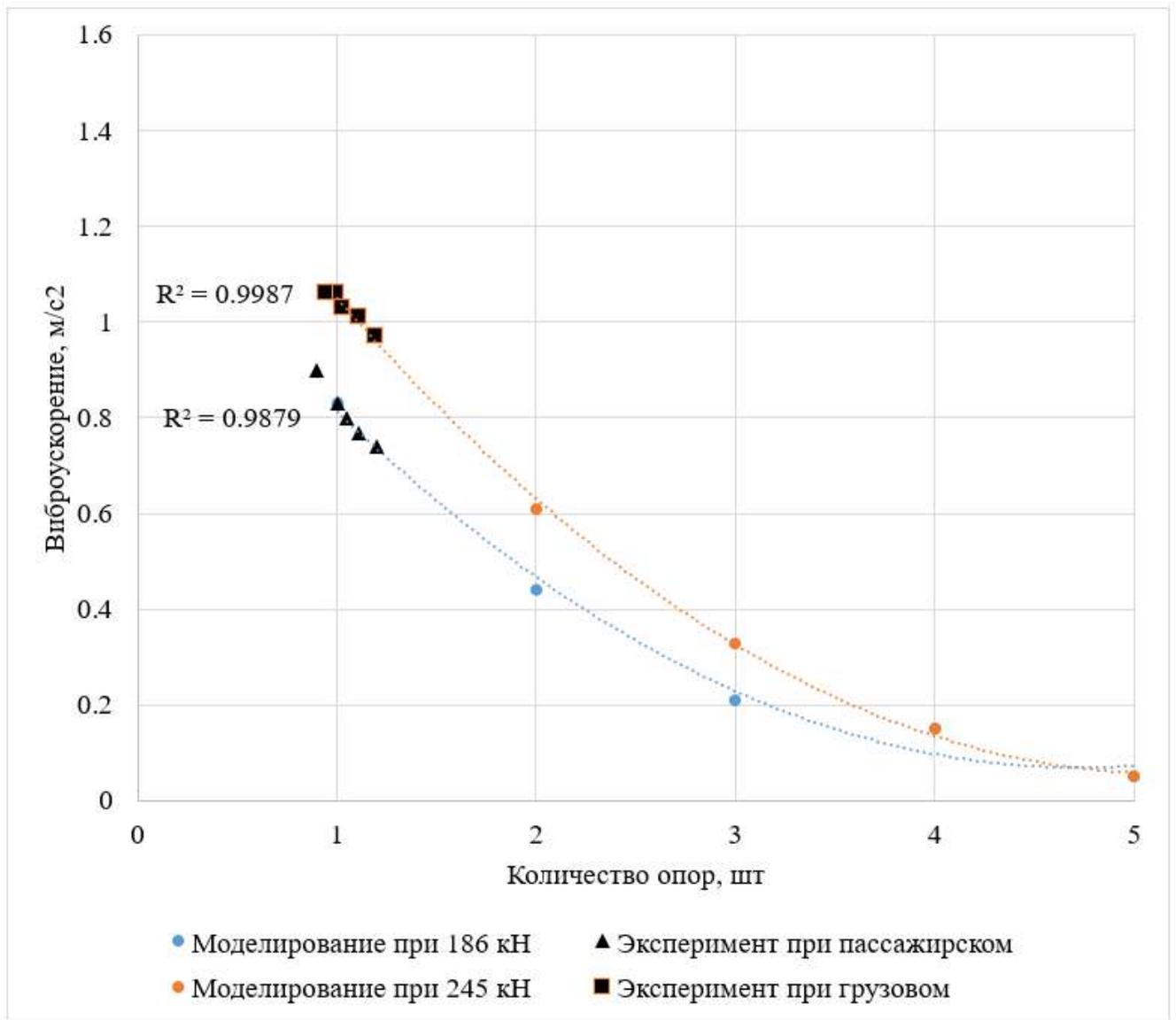


Рисунок 4.8 – Расчётные амплитуды A_{no} при различном количестве опор для конструкции типа m_1

На рисунке 4.9 представлены результаты математического моделирования при разном количестве опор для пути типа m_2 , при симуляции прохода поезда с осевой нагрузкой 186 кН при средней скорости 60 км/ч и для 245 кН при средней скорости 55 км/ч. (см. рисунок 4.4 и таблицу 4.4).

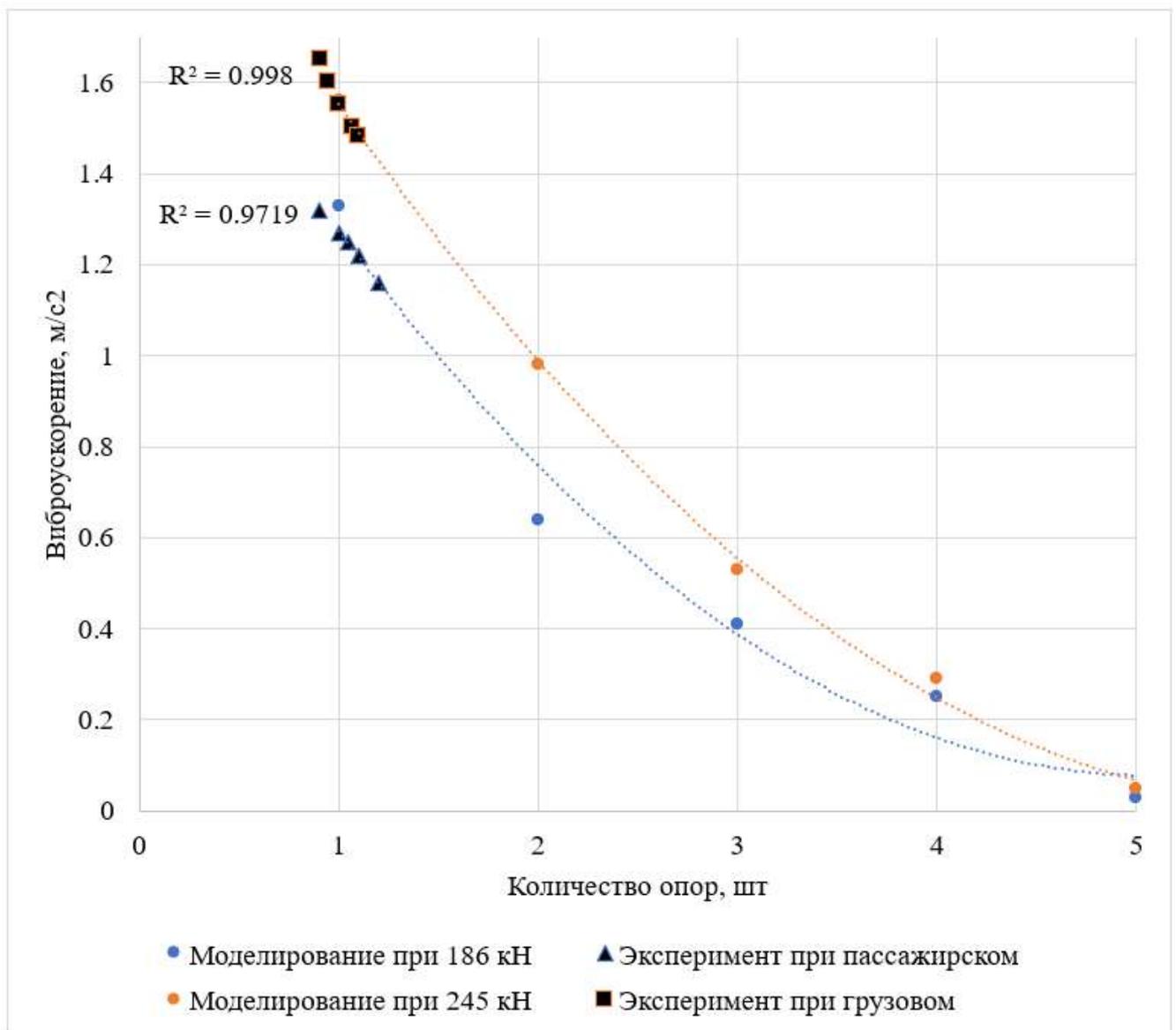


Рисунок 4.9 – Расчётные амплитуды A_{no} при различном количестве опор для конструкции типа m_2

Наилучшее приближение к измерениям на опытных участках было получено следующее: для балластного пути с подбалластными матами (тип z) – при колебаниях пути на пяти шпалах (см. рисунок 4.5), при которых общая длина колеблющегося рельса соответствует 2,5 м, а для БКП на блоках LVT (тип $л$) – при колебаниях пути на пяти блоках (см. рисунок 4.6). Для БКП на МГР без УЭ (тип e) при колебаниях пути на двух рамах оптимальная общая длина колеблющегося рельса составила 4,0 м (см. рисунок 4.7), а для БКП на МГР с УЭ (типы m_1 и m_2) оптимум достигался при колебаниях пути на одной раме (см. рисунок 4.8 и 4.9), что соответствует общей длине колеблющегося рельса 2,0 м.

В качестве критерия сходимости было принято наилучшее совпадение расчётных амплитуд с полученными на опытных участках величинами средних амплитуд виброускорений $A_{по}$ в частотном диапазоне до 16 Гц (таблица 4.6).

Таблица 4.6 – Средние значения амплитуд пиковых ускорений в диапазоне частот от 1 до 16 Гц

Движение	V, км/ч	Тип конструкции	Амплитуды виброускорений $A_{по}$, м/с ²	
			Расчётные	Средние измеренные на опытных участках
Пасс. (186 кН)	59	<i>z</i>	2,86	3,05
	51	<i>e</i>	0,37	0,59
	62	<i>л</i>	3,50	3,70
	57	<i>м₁</i>	0,83	0,77
	60	<i>м₂</i>	1,22	1,20
Груз. (245 кН)	42	<i>e</i>	0,56	0,65
	52	<i>л</i>	4,17	4,11
	35	<i>м₁</i>	1,06	0,88
	55	<i>м₂</i>	1,46	1,30

Валидация полученных с помощью математической модели в среде MATLAB для разных типов конструкций в частотном диапазоне до 16 Гц, подтверждается удовлетворительной сходимостью вычислений с данными, полученными экспериментальным путём, со средней величиной расхождения 11,7% для пассажирского и 12 % для грузового сообщения.

4.2 Определение перемещений рельса и верификация модели результатами, полученными при моделировании в «Универсальном механизме»

По результатам нахождения оптимума колеблющихся масс, в математическую модель задавались параметры в соответствии с таблицей 4.7 для определения перемещения рельса для различных типов конструкции.

Таблица 4.7 – Заданные при моделировании параметры конструкции ВСП

Тип	Длина пути, вовлекаемого в колебание, м	Масса рельса M , кг	Масса подрельсового основания m_s , кг	Масса подшпального основания (балласта) m_b , кг	Площадь опирающейся массы на УЭ S , м ²	Жёсткость УЭ r , кН/мм
z	2,5	161,75	720	2100	3,7	109,3
$л$			490	–	0,85	127,5
M_1	2	129,4	3000	–	3,3	82,5
M_2						66

Процесс моделирования основывался на следующих основных допущениях и предпосылках:

- рельс считается балкой бесконечно большой длины, лежащей на сплошном равноупругом основании;
- вертикальные силы принимаются приложенными в плоскости симметрии рельсов;
- рельсы обеих нитей колеи принимаются равнозагруженными;
- принимается, что колёса при движении не отрываются от рельсов и не создают ударных воздействий;
- не учитываются влияния изолированных неровностей на пути и на колёсных парах;
- собственные напряжения в элементах верхнего строения пути не учитываются;
- обратный свод тоннеля принимается за абсолютно жёсткое основание;
- расчёт ведётся для заданного сечения пути при движении по нему одноименных колёс большого количества составов одного и того же типа;
- расстояние между опорами имеет постоянную величину при расчёте всех конструкций и составляет 0,5 м;
- коэффициент инерции I_r имеет постоянную величину при расчёте всех конструкций и составляет $3,55 \cdot 10^7$.

В качестве исходных данных были использованы значения, приведённые в таблице 4.8.

Таблица 4.8 – Заданные при моделировании исходные данные

Параметр	Обозначение	Значение	Ед. измерения
Вертикальная нагрузка, передаваемая от колеса на рельс	$Q(t)$	$9,3 \cdot 10^5$ $12,25 \cdot 10^5$	Н
Модуль упругости рельса	E	$2,1 \cdot 10^5$	Н/мм ²
Момент инерции рельса	I	$3,55 \cdot 10^7$	мм ⁴
Расстояние между опорами	a	500	мм
Жёсткость узла скрепления	r_p	$2,152 \cdot 10^4$	Н/мм

На основе математической модели, согласно расчётным уравнениям (см. уравнения 2.1 и 2.2) и по результатам определённых параметров колеблющихся масс (см. таблицу 4.7), были проведены расчёты перемещения рельса при нагрузках 186 и 245 кН для шести конструкций ВСП, с дальнейшей верификацией результатов, которые сравнивались с результатами, полученными в главе 2 в УМ (таблица 4.9), и с данными других исследователей.

Таблица 4.9 – Перемещения рельсов, полученные в вычислительном комплексе MATLAB (М) и в «Универсальном механизме» (УМ)

Нагрузка, кН	Скорость, км/ч	Значения перемещений в MATLAB и УМ при типе конструкций ВСП, мм											
		a_1		c		e		l		m_1		m_2	
		М	УМ	М	УМ	М	УМ	М	УМ	М	УМ	М	УМ
186	60	0,90	0,99	1,28	1,35	0,38	0,35	0,54	0,54	0,62	0,65	0,75	0,70
	80	0,93	1,02	1,32	1,40	0,39	0,37	0,56	0,57	0,65	0,67	0,78	0,72
	140	0,99	1,09	1,40	1,49	0,42	0,42	0,59	0,60	0,70	0,71	0,82	0,77
245	40	1,71	1,93	2,53	2,65	0,74	0,75	1,04	1,07	1,24	1,26	1,33	1,36
	60	1,75	1,95	2,55	2,67	0,75	0,75	1,05	1,07	1,25	1,27	1,36	1,37
	80	1,81	2,01	2,64	2,76	0,77	0,79	1,10	1,11	1,30	1,32	1,40	1,42

По результатам математического моделирования перемещения рельса при разных методах расчёта было получено, что средний процент расхождения для конструкций (при которых были определены колеблющиеся массы) составил менее 6% при максимальных значениях расхождения до 12%, что указывает на достаточную точность использованного в работе вычислительного комплекса на основе MATLAB.

Полученные при численном моделировании данные перемещений рельса хорошо коррелируют с данными зарубежных исследователей [43,85,128]. Так, на железных дорогах Германии (DB AG) для старых БКП (без УЭ – тип e) были

получены перемещения рельса 0,35 мм, а для современных БКП (с УЭ – тип *м*) – 1,6 мм [128].

Несколько другие результаты были получены в натурном эксперименте, проведённом под руководством профессора Г.М. Стояновича [59] в двух тоннелях на Дальневосточной ж.д. В первом тоннеле уложена конструкция безбалластного пути типа *e* на рамах МГРТ-4, утопленных в путевой бетон и контактирующих с ним через битумную мастику (см. рисунок 3.4), с промежуточным скреплением КБ с типовыми подрельсовыми и нащпальными прокладками типа ЦП-318 и ЦП-328. Во втором тоннеле была применена конструкция типа *м* (см. рисунок 3.6) на рамах МГРТ-4, уложенных на упругие маты, с промежуточным скреплением КН, с резиновыми подрельсовыми прокладками типа ЦП-318 и нащпальными типа ОП-398 [143]. В этом эксперименте перемещения рельса измерялись при проходе электровоза ВЛ-80 со скоростями 40 и 60 км/ч, которые выполнялись от реперов, закреплённых в бетоне тоннеля.

В таблице 4.10 приведены результаты перемещений рельса на рамах МГР, полученные в эксперименте ДВГУПС и при моделировании в среде MATLAB для тех же условий.

Таблица 4.10 – Сравнение результатов перемещения рельса

Тип	Скорость, км/ч	Перемещение рельса, мм	
		Натурный эксперимент ДВГУПС	Математическое моделирование в среде MATLAB
<i>e</i>	40	1,25	0,74
	60	1,6	0,75
<i>м</i>	40	1,95	1,24
	60	2,4	1,25

Как видно из таблицы, в натурном эксперименте значения перемещения рельса во всех случаях были получены больше примерно на 0,5 – 1,0 мм. Такое расхождение может быть объяснено тем, что измерения выполнялись в тоннелях старой постройки, не имеющих жёсткого массивного обратного свода, и в перемещения рельса свой вклад внесла деформация основания, которая отсутствует при моделировании. При этом, в соответствии с исследованием [144]

конструкция ВСП в тоннеле, расположенная на упругом основании (на массиве грунта), способна обеспечить упругую осадку в пределах до 2 мм.

4.3 Критерии выбора конструкций ВСП в тоннеле

Подбор параметров ВСП пути в тоннеле является одной из основных задач его проектирования. От этих параметров зависят долговечность элементов конструкции ВСП, а также генерация и передача вибраций на обделку тоннеля и сопротивление движению ПС. При этом все указанные факторы связаны между собой параметрами, которые оказывают взаимное влияние друг на друга. Каждое средство виброзащиты имеет свою зону положительной эффективности и зону отрицательной эффективности (интервал частот колебаний, в котором виброзащита повышает уровень колебаний или не меняет его).

Анализ проблемы воздействия подвижного состава на путь и тоннельные конструкции, вызванного повышенной жёсткостью подрельсового основания, выполненный в главе 1 диссертации, показал, что по жёсткостным характеристикам балластные конструкции ВСП и безбалластные с УЭ могут считаться удовлетворительными, обеспечивая это воздействие наиболее приближённым к характеристикам пути на земляном полотне.

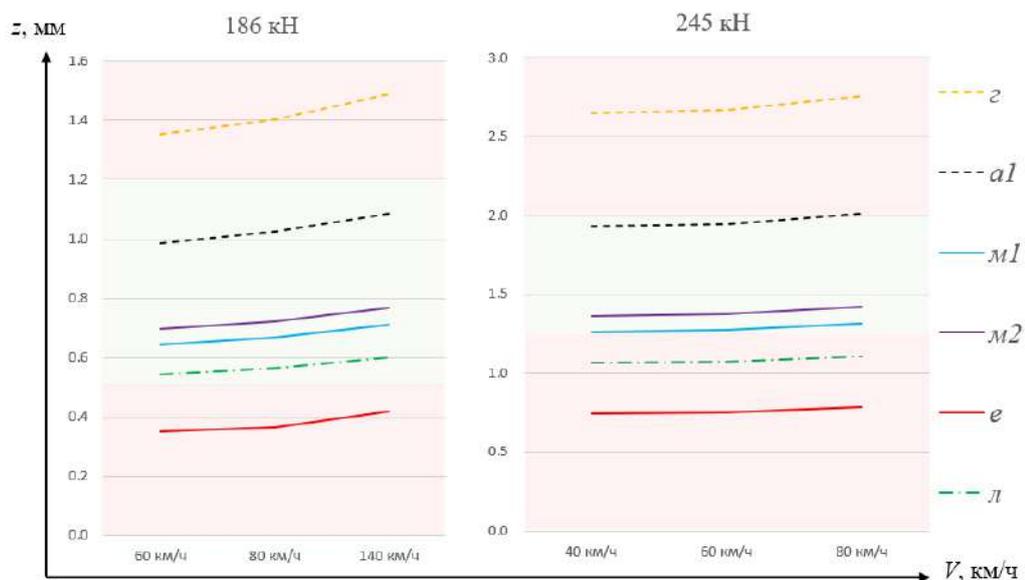
В то же время безбалластные конструкции пути без применения специальных виброзащитных элементов обладают более высокой жёсткостью, при которой энергия ударного воздействия практически не рассеивается и расходуется на разрушение путевого бетона и обратного свода тоннельной обделки. В конструкции без УЭ от ударных воздействий возможно появление трещин и расслоение бетона между конструкцией ВСП и обратным сводом тоннеля, что вызывает появление неравномерной жёсткости пути с дополнительным ростом динамики неподрессоренных масс и приводит к более интенсивному разрушению конструкции. Применение БКП без упругих элементов, имеющего высокую жёсткость пути, в условиях, когда существуют несовершенства подвижного состава и неисправности пути [44] усиливает динамический эффект и повышает высокочастотную составляющую колебаний [145] что в свою очередь увеличивает

уровень вибродинамического воздействия на тоннельную обделку и селитебную территорию.

Одним из критериев выбора конструкции пути в тоннеле может являться величина перемещения подрельсового основания под поездной нагрузкой, которая должна подбираться близкой к величине перемещению для пути на земляном полотне.

Так, в соответствии с исследованиями, проведёнными на железных дорогах Германии [43,128], для скоростного пассажирского движения рекомендованы оптимальные значения перемещений для балластных конструкций пути в диапазоне 1,2–1,5 мм. На железных дорогах Франции (SNCF) при осевой нагрузке в 20 тонн на балластном пути перемещения составляют 1,5 мм [85].

Исходя из приведённых соображений, примем, что удовлетворительным для пути в тоннеле будут являться перемещения, получаемые на балластных конструкциях и на безбалластных конструкциях с УЭ. Для получения этих величин при разных осевых нагрузках и скоростях движения для конструкций пути в тоннеле, рассмотренных в диссертации, было выполнено моделирование в среде MATLAB, результаты которого представлены на рисунке 4.10.



a_1 – типовая балластная конструкция пути на железобетонных шпалах; z – балласт на упругом подбалластном мате; e – типовая безбалластная конструкция пути; l – блоки/шпалы в упругом чехле; m – плавающая плита с непрерывным опиранием на бетон (система «масса–пружина»)

Рисунок 4.10 – Перемещения подрельсового основания для различных типов конструкций при разных нагрузках на ось

Из рисунка видно, что балластная конструкция в тоннеле при пассажирском движении имеет перемещение порядка 1,0-1,1 мм, при тяжёлом грузовом 1,8-2,0 мм, лучшие характеристики для БКП с упругими матами соответственно 0,7-0,8 мм для пассажирского движения и 1,3-1,4 мм для грузового.

Другим критерием, который оценивает эффективность гашения вибраций, могут служить уровни вибраций на тоннельной обделке, что особенно важно в селитебной застройке. При учёте этих факторов необходимо руководствоваться положениями, оценивающими критерии неблагоприятного внешнего воздействия.

Критерий допустимых уровней колебаний может быть установлен в соответствии с требованиями норм ГОСТ 12.1.012-2004 [146], МГСН 2.04-97 [147] и СН 2.2.4/2.1.8.566-96 [148], на основе которых проектируется защита зданий от вибрации, создаваемой железнодорожным транспортом согласно СП 441.1325800.2019 [71].

Требования [71] распространяются на защиту от вибрации и переизлучаемого структурного шума, создаваемых подвижным составом железнодорожного транспорта в помещениях жилых и общественных зданий и сооружений, расположенных в зоне влияния железнодорожных линий, предназначенных для пропуска пассажирских поездов со скоростью до 200 км/ч, грузовых со скоростью до 120 км/ч, грузовых ускоренных и рефрижераторных со скоростью до 160 км/ч включительно. Свод правил допускается применять также при оценке воздействия и проектировании защиты от вибрации и структурного шума, создаваемых движением пассажирских поездов со скоростью до 250 км/ч включительно, и при исследовании воздействия высокоскоростных подвижных составов, движущихся со скоростью до 400 км/ч, в рамках научно-технического сопровождения проектирования строительства.

ГОСТ Р ИСО 14837-1-2007 [149] устанавливает общее руководство по оценке вибрации грунта (сейсмических волн), создаваемой при движении рельсовых транспортных средств, и ее воздействия на сооружения. В ГОСТе приведён перечень факторов, которые необходимо принимать во внимание при анализе вибрации грунта, и дано общее руководство по построению прогностических моделей для широкого диапазона практических ситуаций, например, в целях

оценки риска повреждения конструкции здания и определения воздействия вибрации на обитателей здания и размещённое в нем оборудование, в котором рассматриваются следующие характеристики:

- источник вибраций (транспортное средство, колеса, рельсы, рельсовый путь, опорная конструкция);
- путь распространения вибрации (состояние грунта, расстояние до объекта воздействия);
- объект воздействия (фундамент, вид сооружения).

Установленное руководство распространяется на рельсовые транспортные средства всех типов и все способы укладки рельсового пути (по земле, на эстакаде, в тоннеле).

Стоит учитывать, что оценить в соответствии с [71, 146 и 149] гашения вибраций в условиях селитебной застройки, где виброускорения нормируются отдельно в частотных диапазонах 4, 8, 16, 31,5 и 63 Гц, достаточно затруднительно в силу того, что на исследуемый объект вибрации передаются, видоизменяясь, и зависят от свойств и характера расположения грунта, глубины заложения тоннеля, расстояния до здания и т.п. Поэтому критерием, при расчёте санитарной зоны, может быть оценка уровней вибраций тоннельной обделки. Согласно таблице 3.2 СП 23-105-2004 [150] уровни вибраций в полосах частот 16, 31.5 и 63 Гц не должны превышать соответственно 80, 106 и 110 дБ.

В таблице 4.11 приведены уровни вибраций в рекомендуемых [150] частотных диапазонах, полученные в ходе измерений (глава 3 диссертации) на тоннельной обделке экспериментальных участков на Московской, Горьковской и Северо-Кавказской ж. д.

Таблица 4.11 – Уровни вибраций на тоннельной обделке

Частота, ν	Уровни виброускорений на обделке, дБ, для типов конструкций пути								
	Пассажирское сообщение					Грузовое сообщение			
	z	e	$л$	$м_1$	$м_2$	e	$л$	$м_1$	$м_2$
16 Гц	49,4	75,6	59,4	63,1	65,5	85,8	67,9	73,3	56,2
31.5 Гц	55,3	96,5	67,3	79,4	72,4	101,2	86,6	86,6	72,5
63 Гц	59,6	117,6	71,6	85,5	76,0	110,1	106,5	99,8	82,7

Как видно из таблицы 4.11, БКП без УЭ типа *e* не соответствует данным критериям и превышает их на всех нормируемых частотах при грузовом сообщении, а при пассажирском – на частоте 63 Гц. Конструкция на блоках LVT при грузовом движении при частоте 63 Гц также имеет повышенный уровень вибрации.

Исходя из представленных результатов, можно также считать, что эффективными для гашения уровней вибраций являются характеристики, соответствующие балластному пути или БКП с упругими матами или блоками LVT (последние при лёгких нагрузках), тогда как критерием оценки эффективности виброзащиты конструкции пути в тоннелях могут быть получаемые при моделировании перемещения подрельсового основания в пределах от 0,6 мм до 1,2 мм для пассажирского сообщения при скорости 140 км/ч и в пределах от 1,2 мм до 2 мм при грузовом при 80 км/ч.

Стоит отметить, что в СП 23-105-2004 [150] не учитывается влияние скорости движения поездов на уровни создаваемых ими вибраций. Как показало математическое моделирование (см. таблицу 2.3), скорость движения поезда существенно влияет на амплитуды вибраций подрельсовой опоры $A_{по}$. Ускорения нелинейно возрастают с ростом скорости движения поездов. Данное обстоятельство отмечалось также в работах ряда отечественных и зарубежных исследователей [151-154]. При этом было замечено, что изменение скорости приводит к смещению частот. При скорости движения ПС примерно 36 км/ч собственная частота колебаний вагона составляет 16,6 Гц, а при скорости 180 км/ч возникает собственная частота, равная 83 Гц, вблизи которой (на жёстком пути) находится нижняя вертикальная частота резонанса системы рельс–опора [155].

4.4 Алгоритм по определению динамических воздействий на конструкцию пути и тоннеля при проектировании новых линий

Проведенный анализ работы различных конструкций пути в тоннеле показывает, что достичь оптимальных параметров пути в тоннеле возможно с

применением УЭ, расположенного или между путевым бетоном и обратным сводом тоннеля, или между блоком и путевым бетоном. Для выбора оптимальных характеристик УЭ необходимо разработать алгоритм по определению оптимальных параметров конструкции пути и тоннеля при проектировании новых линий.

Предлагаемый алгоритм определения параметров конструкции ВСП при проектировании новых линий представлен на рисунке 4.11.

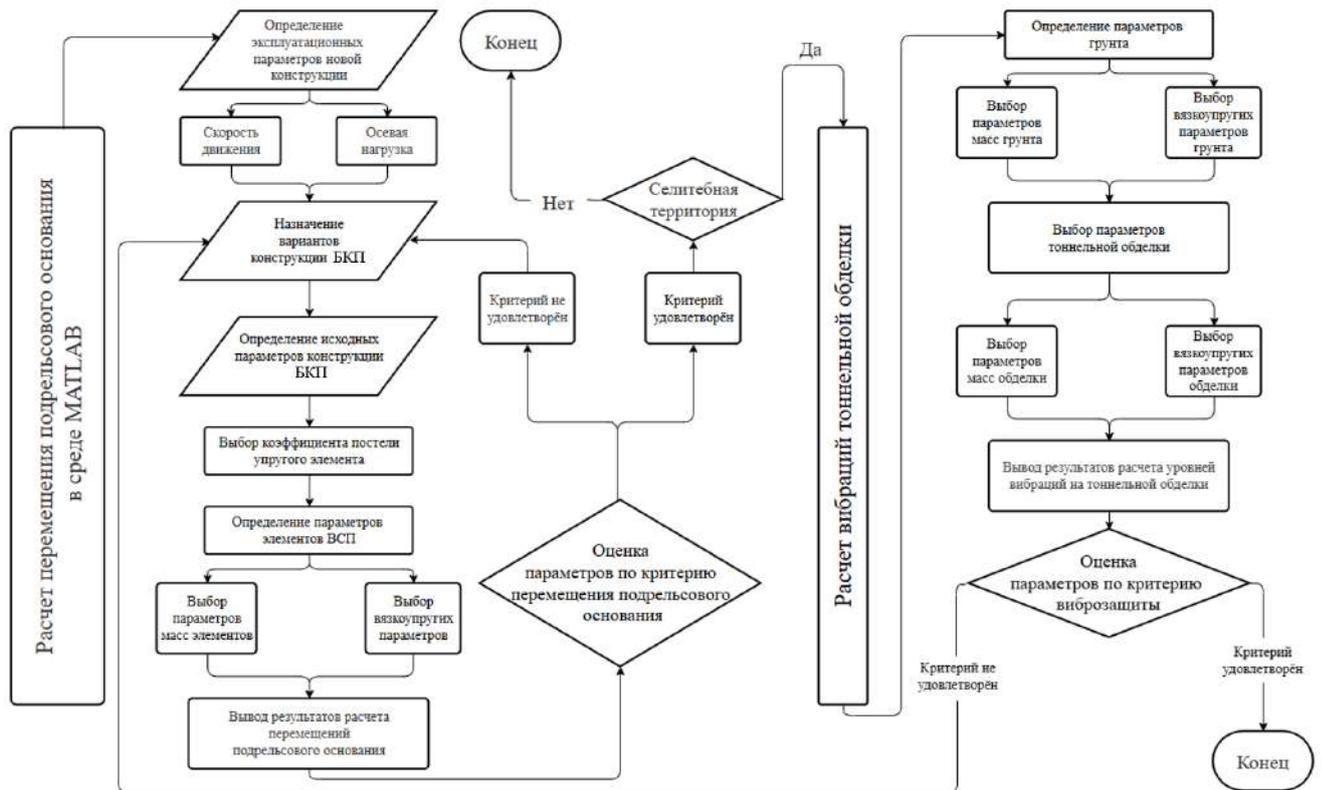


Рисунок 4.11 – Алгоритм выбора конструкции ВСП

По данному алгоритму на первом этапе при проектировании конструкции ВСП в новом тоннеле производится анализ основных эксплуатационных характеристик: категории и специализации линии (скоростная, пассажирская, грузовая) и назначение расчётных параметров: скорость движения и осевая нагрузка для пассажирского и грузового поезда. При этом данные параметры принимаются не по их максимально возможным, а по средним значениям, реализуемым в тоннеле.

В зависимости от значений эксплуатационных параметров принимаются варианты конструкций БКП с УЭ, для которых подбираются расчётные массы и жёсткости и выполняется расчёт перемещений по классической схеме в среде MATLAB.

Параметры масс системы. По результатам исследования определено, что вовлекаемая масса главным образом влияет на выбор характеристик УЭ, которые зависят от площади опирания колеблющегося тела. Это напрямую влияет на выбор жёсткости эластомера в зоне подрельсового основания. Согласно исследованию, рекомендуемые значения по определению колеблющихся масс соответствуют общей длине колеблющегося рельса в пределах от 2,0 до 4,0 м, в зависимости от типа конструкции (см. параграф 4.1). В таком случае, ввод параметров масс, при моделировании, задаются в зависимости от количества элементов, входящих в диапазон расстояний колеблющегося рельса по одной рельсовой нити.

Параметры жёсткости системы. Жёсткость системы является одним из основных параметров, определяющих перемещение рельса. Параметры жёсткости системы зависят и могут регулироваться, исходя из упругих свойств материала. Одной из главных характеристик УЭ является коэффициент постели C , представляющий собой силу P , которую необходимо приложить к площади S , (рисунок 4.12) чтобы вызвать ее деформацию δ .

$$C = \frac{P}{S\delta}, \quad (4.1)$$

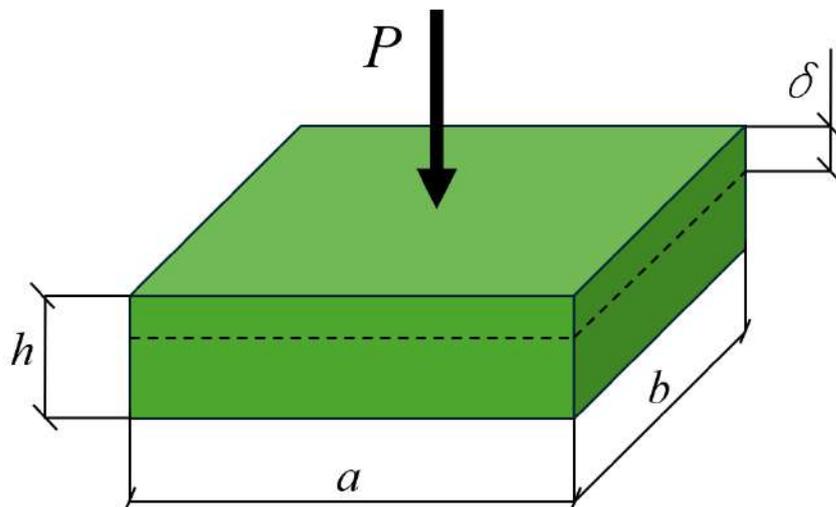


Рисунок 4.12 – Схема работы упругого элемента

Площадь УЭ для дискретного основания (см. рисунки 1.2, 1.3, 1.8 и 1.9) задаётся в соответствии с общим количеством подрельсовых опор по одной рельсовой нити, что соответствует пяти блокам или половинам шпал, которые входят в рекомендуемую длину колеблющегося рельса 2,5 м (см. параграф 4.1). Для конструктивных типов с непрерывным опиранием (см. рисунки 1.4 и 1.6) площадь упругого слоя под путевым бетоном или подбалластного мата должна определяться исходя из того, что УЭ испытывает равномерное давление от поездной нагрузки. Тогда площадь УЭ должна быть равна произведению расстояния между подрельсовыми опорами на ширину упругого слоя в поперечном оси пути направлении. Рекомендуемые площади опирающейся массы на УЭ для разных типов конструкций приведены в таблице 4.7.

Поскольку, жёсткость и модуль деформации связаны формулой (2.19), зная требуемую дополнительную жёсткость можно подобрать коэффициент постели УЭ и его характеристики исходя из опорной площади колеблющихся масс.

Рекомендуемый диапазон коэффициента постели УЭ может быть получен из диапазона критерия перемещения подрельсового основания (см. параграф 4.3). Основываясь на результатах математического моделирования в среде MATLAB на рисунках 4.12 и 4.13 показан диапазон рекомендуемого коэффициента постели УЭ для виброзащитных типов пути.

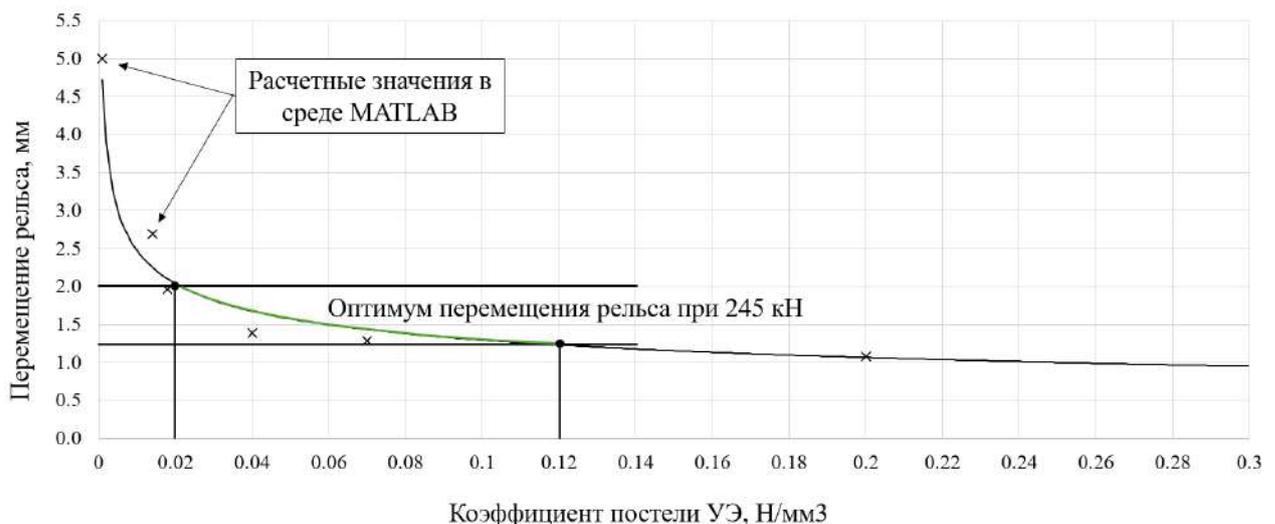


Рисунок 4.13 – Перемещение на БКП в зависимости от коэффициента постели при осевой нагрузке 245 кН

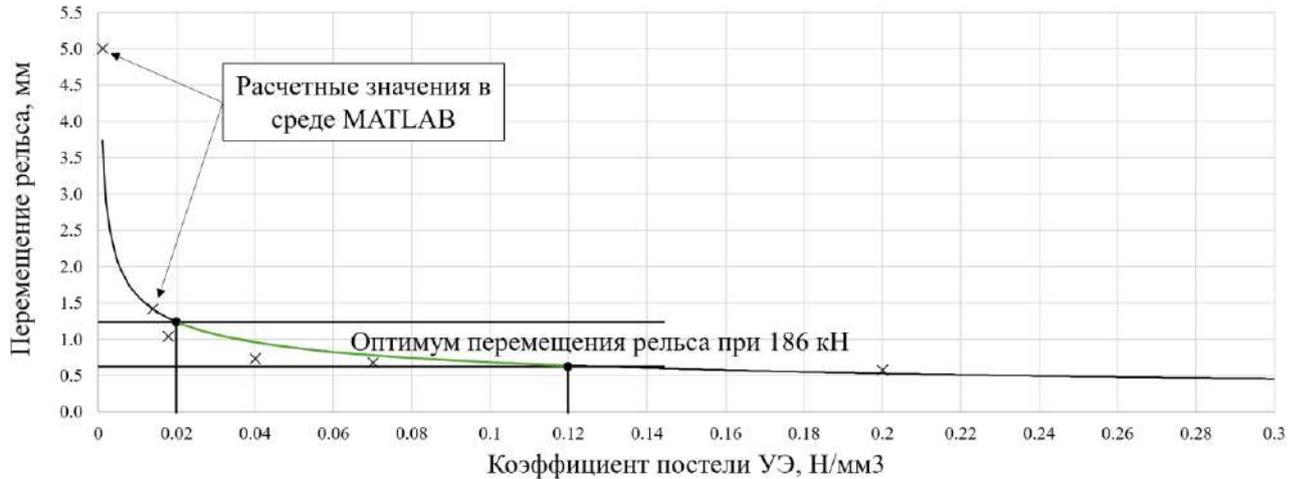


Рисунок 4.14 – Перемещение на БКП в зависимости от коэффициента постели при осевой нагрузке 186 кН

Как видно из рисунков 4.13 и 4.14 рекомендуемый диапазон коэффициента постели УЭ для грузового и пассажирского сообщения получен одинаковый 0,02–0,12 Н/мм³ и достаточно широк, что позволяет подбирать разные варианты конструкций.

По результатам первого этапа расчёта в классической математической модели колебаний рельса, как балки на упругом основании в среде MATLAB, деформации подрельсового основания оцениваются по критерию перемещения рельса. В случае, если критерий не выполнен принимается другой тип конструкции ВСП и/или изменяются коэффициент постели УЭ с дальнейшим перерасчётом до выполнения критерия по перемещению подрельсового основания.

Для тоннелей, расположенных в пределах селитебных территорий, с целью выполнения критерия по уровню вибраций на тоннельной обделке выполняется второй этап моделирования.

Второй этап представляет собой расчёт вибраций тоннельной обделки в более сложной модели, основанной на методах конечных элементов, базирующихся на теории упругого полупространства в среде УМ или на комбинированных методах упругого основания. При прогнозе уровней вибраций необходимо оценивать форму и характеристику тоннельной обделки, а также параметры и свойства грунтов, непосредственно, на месте будущей конструкции.

Это делается с целью определения массы и жёсткости системы тоннельной обделки, от чего зависят ее собственные частоты колебаний. К важным характеристикам тоннельной обделки, которые влияют на расчёт параметров масс в системе, относятся: количество путей, диаметр и форма тоннеля, материал обделки, конструкция (сборная или монолитная) и глубина заложения тоннеля. В работе [156] приведены результаты численного моделирования распространения вибраций пяти типов обделок сводчатого очертания, двух типов прямоугольного очертания и двух вариантов обделок прямоугольного очертания с добавлением массивных конструкций в основании, в которой отмечается, что разные типы способны по-разному распространять уровни ускорений. Данный факт приводит к тому, что характеристика тоннельной обделки существенно влияет на тип и параметры новой конструкции ВСП критерием выбора которой является оценка уровней вибраций тоннельной обделки, при этом граничные условия не должны превышать 80 дБ при 16 Гц, 106 при 31,5 Гц и 110 дБ при 63 Гц в соответствии с [150]. В случае, если критерий не выполнен проводится перерасчёт конструкции с изменением параметров масс конструкции ВСП.

Поскольку регулировать амплитуды ускорений в зоне подрельсового основания возможно за счет общей колеблющейся массы, влияние которой заключается в том, что с ее увеличением существенно уменьшаются и амплитуды виброускорений самой опоры, что подтверждается анализом амплитуд ускорений $A_{по}$ конструкции m (см. таблицы 3.7 и 3.8) по сравнению с l (см. таблицу 3.10), то при создании новой конструкции рекомендуется стремиться к той массе подрельсового основания, чтобы частота тоннельной обделки не совпадала с колебаниями конструкции ВСП и основываясь на её площади опирания подбирать характеристики УЭ при которой амплитуды ускорений при расчётной скорости 60 км/ч должны находиться в пределах $5 \div 20$ м/с², значения которые соответствуют амплитудам ускорений подрельсового основания традиционного балластного пути на земляном полотне.

4.5 Выводы к главе 4

1. Определены параметры колеблющихся масс при разных типах конструкций ВСП для пассажирского и грузового сообщения, при которых получено, что наилучшее совпадение амплитуд ускорений для балластного пути с подбалластными матами (тип z) достигается при колебаниях пути на 5 шпалах (общая длина колеблющегося рельса – 2,5 м); для БКП на МГР без УЭ (тип e) – при колебаниях пути на двух рамах (общая длина колеблющегося рельса – 4,0 м); для БКП на МГР с УЭ (типы m_1 и m_2) – при колебаниях пути на одной раме (общая длина колеблющегося рельса – 2,0 м); для БКП на блоках LVT (тип l) – при колебаниях пути на 5 блоках (общая длина колеблющегося рельса – 2,5 м).

2. Приведено сопоставление амплитуд виброускорений $A_{\text{по}}$, полученных по результатам расчёта в среде MATLAB, со средними величинами амплитуд на опытных участках в частотном диапазоне до 16 Гц, которое показывает, что получена достаточно хорошая сходимость расчётной модели.

3. Проведено численное моделирование по определению перемещения рельса, при котором получено, что средний процент расхождения с результатами, полученными в УМ для конструкций, при которых были определены колеблющиеся массы, составил менее 6% при максимальных значениях расхождения до 12%, что указывает на хорошую точность использованного в работе вычислительного комплекса на основе MATLAB.

4. На основании данных математического моделирования в качестве критериев эффективности виброзащиты конструкции пути в тоннелях могут быть предложены полученные перемещения рельсов в пределах от 0,6 мм до 1,2 мм для пассажирского сообщения и в пределах от 1,2 мм до 2 мм для грузового,

5. На основе определённых параметров предложен алгоритм по определению динамических воздействий конструкции при проектировании новых линий железнодорожного пути в тоннеле.

6. На основе заданных критериев перемещений рельса предложен диапазон рекомендуемого коэффициента постели упругого элемента для конструкций ВСП.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1) Проведен анализ отказов различных балластных и безбалластных конструкций ВСП в тоннелях на сети железных дорог с оценкой наиболее уязвимых элементов подрельсового основания, который подтвердил, что наиболее перспективными являются БКП с применением УЭ в зонах подшпального основания.

2) Адаптированы известные модели взаимодействия подвижного состава и пути и предложены необходимые исходные данные для расчёта конструкций пути в тоннеле с различными элементами виброзащиты.

3) Определены исходные параметры для математического моделирования взаимодействия пути в тоннеле и подвижного состава, в том числе с различными типами конструкций ВСП.

4) Получены зависимости амплитуд виброускорений подрельсового основания и перемещений рельса от осевой нагрузки и скорости движения поезда на основе математического моделирования для разных типов конструкций ВСП в тоннелях, в том числе с УЭ.

5) Выполнены натурные измерения в тоннелях с различными конструкциями ВСП в том числе с УЭ при проходе поездов, получены амплитуды и спектры виброускорений на ВСП и обделке тоннеля, позволившие выполнить валидацию математических моделей и предложить численные значения для критериев эффективности виброзащиты.

6) Проведены лабораторные испытания, по результатам которых выполнена оценка виброгасящих свойств упругих матов после их 20-летней эксплуатации в железнодорожном тоннеле, которые показали их стабильность.

7) Разработаны критерии эффективности виброзащиты при выборе конструкций ВСП в тоннеле на основе экспериментальных исследований и математического моделирования.

8) Предложен алгоритм выбора конструкции ВСП в тоннеле на основе моделирования в среде MATLAB и с применением «Универсального механизма».

9) Рекомендуется принять получаемые в результате математического моделирования критерии по разработанному вычислительному комплексу на основе MATLAB, перемещения рельсов в пределах от 0,6 мм до 1,2 мм для пассажирского сообщения и в пределах от 1,2 мм до 2 мм грузового движения. Для тоннелей в пределах селитебных территории предложено ограничивать уровни вибраций на тоннельной обделке в полосах частот 16, 31.5 и 63 Гц величинами соответственно 80, 106 и 110 дБ.

10) Перспективой дальнейшей разработки темы является нахождение для каждого типа конструкции пути с виброзащитой собственных частот и определение, в зависимости от характеристик подвижного состава и его скоростей движения, частотных характеристик спектра, где происходит наиболее эффективное гашение вибраций, а также выполнение аналогичных исследований для конструкций ВСП в тоннелях для высокоскоростного движения поездов.

СПИСОК СОКРАЩЕНИЙ И УСЛОВНЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ

В диссертационной работе применяются следующие сокращения и обозначения:

АРС – анкерное рельсовое крепление

ГРК – геометрия рельсовой колеи

БКП – безбалластное верхнее строение пути

БОР – база объединенных результатов

ВСП – верхнее строение пути

КБ – клеммно-болтовое крепление

МГР – малогабаритная рама

ПК – пикет (точка разметки расстояния, равная 100 м)

ПС – подвижной состав

СКО – среднеквадратическое отклонение

ССКО – скользящее среднее квадратическое отклонение

УПЖ – участок переменной жёсткости

УМ – программный комплекс «Универсальный механизм»

LVT – Low Vibration Track (путь пониженной вибрации)

СЛОВАРЬ ТЕРМИНОВ

Балластный слой – элемент верхнего строения железнодорожного пути, служащий для равномерного распределения давления от шпал по основной площадке земляного полотна или другому основанию, удержания шпал от сдвига и обеспечения упругого взаимодействия пути и железнодорожного подвижного состава

Бесстыковой путь – железнодорожный путь со сварными рельсовыми плетями, у которых при изменениях температуры концевые участки удлиняются или укорачиваются, а на остальном протяжении возникают продольные силы, пропорциональные изменениям температуры

Вагон-путеизмеритель – подвижная единица (вагон), предназначенная для сплошного скоростного контроля состояния рельсовой колеи под динамической нагрузкой

Верхнее строение пути – часть конструкции железнодорожного пути, воспринимающая нагрузку от колёс железнодорожного подвижного состава и передающая их на земляное полотно и искусственные сооружения

Виброускорение – ускорение движения точки или системы под действием вибрации

Железнодорожный путь – подсистема инфраструктуры железнодорожного транспорта, включающая в себя верхнее строение пути, земляное полотно, водоотводные, водопропускные, противодеформационные, защитные и укрепительные сооружения земляного полотна, расположенные в полосе отвода, а также искусственные сооружения

Модуль упругости (модуль Юнга) – коэффициент пропорциональности между напряжением и относительной деформацией в законе Гука

Перемещение рельса – сумма вертикальных перемещений элементов железнодорожного пути

Переходной участок пути – участок сопряжения безбалластной конструкции железнодорожного пути на мостах и в тоннелях с прилегающими конструкциями пути на земляном полотне

Подрельсовое основание – опоры для рельсов железнодорожного пути, предназначенные для восприятия нагрузок от рельсов и передачи их на балластный слой или искусственные сооружения

Подшпальное основание – часть конструкции железнодорожного пути, включающая в себя балластную призму и рабочую зону земляного полотна

Прогиб рельса – деформация рельса, относительно подрельсовых опор

Промежуточное рельсовое скрепление – конструкция, прикрепляющая рельсы к опоре

Селитебная территория – территория, предназначенная для размещения жилищного фонда, общественных зданий и сооружений, а также отдельных коммунальных и промышленных объектов, не требующих устройства санитарно-защитных зон, для устройства путей внутригородского сообщения, улиц, площадей, парков, садов, бульваров и других мест общего пользования

Участок переменной жёсткости – специальная конструкция пути с плавным изменением жёсткости, предусматриваемая в местах переходных участков пути

Эластомер – это упругий виброизоляционный материал, применяемый в качестве упругого элемента при виброизоляции железнодорожных путей, фундаментов зданий, промышленного и инженерного оборудования

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Долгосрочная программа развития открытого акционерного общества «Российские железные дороги» до 2025 года, утвержденная распоряжением Правительства Российской Федерации от 19 марта 2019 г. N 466-р.
2. Петров Н.П. Влияние поступательной скорости на напряжения в рельсе // Записки РТО. 2-е изд. – СПб, 1903. – 89 с.
3. Петров Н.П. Постепенное развитие и современное состояние вопроса о напряжениях, вызываемых в рельсе вертикальными силами // Железнодорожное дело. – 1904. – № 5. – С. 43–51.
4. Петров Н.П. К вопросу о прочности рельс. – СПб, 1912. – 84 с.
5. Петров Н.П. Напряжение в рельсах от изгибов в вертикальной плоскости и вероятность определения этих напряжений опытами. – С.Пб., 1906. – 107 с.
6. Петров Н.П. Напряжения в рельсах от вертикальных давлений катящихся колёс. Влияние скорости и неправильного вида колёс // Записки Русского технического общества. – СПб., 1907. – 120 с.
7. Тимошенко С.П. К вопросу о вибрациях рельсов // Изв. Электротехн. ин-та, т. XIII. – 1905. – 17 с.
8. Тимошенко С.П. О динамических напряжениях в рельсах [оттиск]. (Вестник инженеров; № 4). – Пг.: [Б.и.], 1915. – 30 с.
9. Цеглинский К.Ю. Железнодорожный путь в кривых. – М., 1917. – 155 с.
10. Митюшин Н.Т. Динамические напряжения в рельсах железнодорожного пути в кривых. – М., 1917.
11. Веденисов В.Н., Митюшин Н.Т. и др. Устройство пути и способы его лечения. Т. 1. – М., Трансжелдориздат, 1937. – 250 с.
12. Шахунянец Г.М. Устройство железнодорожного пути. Т. III. – М.: Трансжелдориздат, 1944. – 483 с.
13. Шахунянец Г.М. Расчёты верхнего строения пути. – М.: Трансжелдориздат, 1951. – 264 с.
14. Шахунянец Г.М. Железнодорожный путь. – М.: Трансжелдориздат, 1961. – 615 с.

15. Шахунянец Г.М. Работа пути с блочными железобетонными подрельсовыми основаниями // Труды МИИТа и ДИИТа, вып. 240. – М.: Транспорт, 1967. – С. 5–118.

16. Исследование работы верхнего строения пути на монолитном основании // Сборник трудов ДИИТа и МИИТа, вып. 132 / Под ред. Г.М. Шахунянца, М.А. Фришмана. – Днепропетровск, 1971. – 142 с.

17. Шахунянец Г.М. Железнодорожный путь. – М.: Транспорт, 1987. – 479 с.

18. Вериго М.Ф. Вертикальные силы, действующие на путь при прохождении подвижного состава // Тр. ВНИИЖТ. – 1955. – Вып. 97. – С. 25–288.

19. Вериго М.Ф. Основные принципиальные положения разработки новых правил расчёта железнодорожного пути на прочность с использованием ЭВМ // Тр. ВНИИЖТ. – 1967. – Вып. 347. – С. 106–150.

20. Вериго М.Ф., Коган А.Я. Взаимодействие пути и подвижного состава / Под ред. М.Ф. Вериго. – М.: Транспорт, 1986. – 559 с.

21. Коган А.Я. Вертикальные динамические силы, действующие на путь // Тр. ВНИИЖТ. – 1969. – Вып. 402. – 205 с.

22. Коган А.Я., Барабошин В.Ф., Гаврилов В.М. Колебания пятислойной балки на упругом основании под действием динамической нагрузки // Механика деформируемого тела и расчёт транспортных сооружений. – Новосибирск, 1986. – С. 33–43.

23. Коган А.Я., Левинзон М.А., Войтов И.О. [и др.]. Воздействие экипажа на путь при пространственных колебаниях подвижного состава. Описание программы. Информационный бюллетень ВНИИЖТ, № 4/67. – М.: ГОСФАП, 1985. – 40 с.

24. Коган А.Я., Никитин Д.А., Полещук И.В. Колебания пути при высоких скоростях движения экипажей и ударном взаимодействии колеса и рельса. – М.: Интекст, 2007. – 168 с.

25. Коган А.Я., Крепкогорский С.С., Шинкарев Б.С. Расчёты железнодорожного пути на вертикальную динамическую нагрузку. – М.: Транспорт, 1973. – Вып. 502. – 80 с.

26. Коган А.Я. Колебания рельса при движении по нему переменной нагрузки // Вестник ВНИИЖТ. 1968. – № 1. – С. 7–11.
27. Коган А.Я. Динамика пути и его взаимодействие с подвижным составом. – М.: Транспорт, 1997. – 326 с.
28. Коган А.Я., Савин А.В. Методика определения расчётного срока службы безбалластного пути // Вестник Научно-исследовательского института железнодорожного транспорта. – 2017. – № 1. – С. 3–9.
29. Коган А.Я. Аналитическая оценка уровня вибраций пути под проходящими поездами, сформированными из однотипных экипажей // Вестник Научно-исследовательского института железнодорожного транспорта. – 2013. – № 3. – С. 3–10.
30. Лазарян В.А., Литвин И.А. Дифференциальные уравнения плоских колебаний экипажа, движущегося по инерционному пути // Некоторые задачи механики скоростного транспорта. – Киев: Наукова думка, 1970. – С. 62–73.
31. Яковлев В.Ф. Исследование сил взаимодействия колеса и рельса с учетом нелинейных односторонних связей и переменных масс // Тр. ЛИИЖТа. – 1964. – Вып. 233. – С. 46–95.
32. Яковлев В.Ф., Семёнов И.И. Исследование упруго-динамических характеристик пути и определение динамических вертикальных сил в крестовине // Вопросы расчёта на прочность элементов пути и стрелочных переводов: Сб. научн. тр. Д.: Транспорт. 1964. С.94-105.
33. Чернышев М.А. Практические методы расчёта пути. – М.: Транспорт, 1967. – 235 с.
34. Взаимодействие пути и подвижного состава. Учеб. пособие для вузов / Под ред. М.А. Фришмана. – М.: Трансжелдориздат, 1956. – 280 с.
35. Надёжность железнодорожного пути / Под ред. В.С. Лысюка. – М.: Транспорт, 2001. – 286 с.
36. Лысюк В.С., Сазонов В.Н., Башкатова Л.В. Прочный и надёжный железнодорожный путь. – М.: Академкнига, 2003. – 589 с.
37. Каменский В.Б. Оптимизация жёсткости пути на железобетонных шпалах // Путь и путевое хозяйство. – 2007. – № 3. – С. 10–14.

38. Zimmermann H. Der Berechnung des Eisenbahnoberbaues. 3 Auflage. – Berlin: Verlag W. Ernst&Sohn, 1941.
39. Eisenmann J. Beanspruchung der Schiene als Träger // ETR Eisenbahntechnische Rundschau. – 1969. – N 8 (18). S. 18–23.
40. Eisenmann J. Theoretische Betrachtungen über die Beanspruchung des Schienkopfes am Lastangriffspunkt // ETR Eisenbahntechnische Rundschau. – 1965. – N 1 (14). – S. 25–34.
41. Eisenmann J., Leykauf G., Mattner L. Elastisches und plastisches Verformungsverhalten von Eisenbahnschotter // J. Eisenmann, Hrsg. Ausgewählte Themen zum Eisenbahnbau. Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der TU München, Nr. 67. – München, Technische Universität, 1993. S. 11–21.
42. Eisenmann J. Die Schiene als Tragbalken // Der Eisenbahningenieur. – 2004. – N 5. – P. 22–25.
43. Eisenmann J., Rump. R. Ein Schotteroberbau für hohe Geschwindigkeiten // ETR Eisenbahntechnische Rundschau. – 1997. – N 3 (46). – S. 99–108.
44. Eisenmann J. Oberbaudynamik // Der Eisenbahningenieur. – 1990. – N 5. – S. 239–247.
45. Esvelde C. Modern Railway Track. – Duisburg: MRT-Productions, 1989. pp.567
46. Suiker A., De Borst R., Esvelde C. Critical behaviour of a Timoshenko beam-half plane system under a moving load // Arch. Appl. Mech. – 1998. – V. 68, N 3–4. – P. 158–168.
47. Selig E.T. and Waters J.M. Track Technology and Substructure Management. – London: Thomas Telford, 1994. – 446 p.
48. Альбрехт В.Г., Золотарский А.Ф. Современные конструкции верхнего строения железнодорожного пути. – М.: Транспорт, 1975. – 280 с.
49. Клинов С.И. Железнодорожный путь на искусственных сооружениях. – М.: Транспорт, 1990. – 144 с.
50. Клинов С.И. Железнодорожный путь в тоннелях. Устройство и содержание // Железнодорожный транспорт. Путь и путевое хозяйство. – 1986. – № 1. – 32 с.

51. Кравченко Н.Д. Новые конструкции железнодорожного пути для метрополитенов. – М.: Транспорт, 1994. – 143 с.
52. Клименко В.Я. Результаты испытаний малогабаритных рам железобетонного подрельсового основания // Новое в исследовании железнодорожного пути (Тр. ВНИИЖТ, вып. 362). – М.: Транспорт, 1968. – С.12–16.
53. Клименко, В.Я. Стабильность пути с малогабаритными рамами // Путь и путевое хозяйство. – 1980. – № 7. – С. 28–31.
54. Барабошин В.Ф., Ананьев Н.И. Вредные вибрации пути и борьба с ними. – М.: Транспорт, 1972. – 44 с.
55. Барабошин В.Ф. Основные параметры новой конструкции пути метрополитенов с повышенными виброзащитными свойствами // Совершенствование конструкции железнодорожного пути для метрополитенов (Тр. ВНИИЖТ, вып. 630) / Под ред. В.Ф. Барабошина. – М.: Транспорт, 1981. – С. 26–53.
56. Савин А.В., Дыдышко П.И. Безбалластный путь и его основание // Железнодорожный транспорт. – 2015. – № 12. – С. 39–41.
57. Савин А.В. Безбалластный путь: Учеб. пособие. – М.: ФГБУ ДПО «Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте», 2018. – 152 с.
58. Савин А.В. Критерии выбора конструкции безбалластного пути // Путь и путевое хозяйство. – 2014. – № 2. – С. 2–8.
59. Стоянович Г.М., Пупатенко В.В., Катен-Ярцен А.С., Сухобок Ю.А. Вибродинамическое воздействие подвижной нагрузки на элементы тоннеля. – Хабаровск: ДГУПС, 2019. – 139 с. – ISBN 978-5-262-00846-9
60. Стоянович Г.М., Пупатенко В.В., Бабиц Е.Г., Паженцев Я.В. Воздействие поездов на путь в Северомуйском тоннеле // Путь и путевое хозяйство. – 2007. – № 6. – С. 35–36.
61. Замуховский А.В. Совершенствование технологии укладки и текущего содержания безбалластного пути метрополитена: Дисс. ... к.т.н. – М.: МИИТ, 2006. – 144 с.

62. Замуховский А.В. Перспективы полигона безбалластного пути // Мир транспорта. – 2013. – № 3. – С. 168–172.

63. Грановский А.Н. Разработка и исследование прокладок с повышенными виброзащитными свойствами для промежуточных рельсовых скреплений железнодорожного пути метрополитенов: Дисс. ... к.т.н. – М., 1984. – 173 с.

64. Поляков В.Ю. Численное моделирование взаимодействия подвижного состава с мостовыми конструкциями при высокоскоростном движении // Строительная механика и расчёт сооружений. – 2016. – № 2 (265). – С. 54–60.

65. Наумов Б.В. Совершенствование способов борьбы с вибрацией, передаваемой от железнодорожного пути на тоннель метрополитена: Дисс. ... к.т.н. – СПб., 2005. – 136 с.

66. Клименко Л.В. Фундамент бесстыкового пути // Мир транспорта. – 2009. – Т. 7, № 2 (26). – С. 28–31.

67. Совершенствование конструкций верхнего строения пути для Северо-Муйского тоннеля: Отчет о НИР Тема № 103/06 МИИТ, рук. Курбацкий Е.Н. – М., 2006. – 99 с.

68. Разуваев А.Д. Оценка экономической эффективности применения безбалластной конструкции верхнего строения пути при строительстве железных дорог: Автореф. дисс. ... к.э.н. – М., 2017. – 22 с.

69. Болотин А.В., Кокин М.В. Расчёт интегральных показателей экономической эффективности инвестиционных проектов: Методические указания. – М.: МИИТ, 1997. – 19 с.

70. Андреева Л.А., Свинцов Е.С., Тарасевич Е.А. Об экономической оценке эффективности использования безбалластного верхнего строения пути // Современные технологии – транспорту. – М., 2017. С. – 63–69.

71. СП 441.1325800.2019. Свод правил. Защита зданий от вибрации, создаваемой железнодорожным транспортом. Правила проектирования. – М., – 42 с.

72. Железнодорожный путь: Учебник / Под ред. Е.С. Ашпица. – М.: ФГБОУ «Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте», 2013. – 544 с.

73. DIN 45673-1, 2010 Edition – Mechanical vibration – Resilient elements used in railway tracks – Part 1: Terms and definitions, classification, test procedures. – 2010.

74. Защита от вибраций в зоне тоннеля в Бирмингеме // Железные дороги мира. – 2011. – № 11. – С. 65–66.

75. Гордеев, А.В. Experience of Using a Vibration-Damping Construction in the Railway Tunnel Under Gagarin Square in Moscow / Е.С. Ашпиз, А.В. Замуховский, А.В. Гордеев, Е.Ю. Титов, F. Pospischil // AIP Conference Proceedings / AIPCP22-AR-ITSI2021-00018 / Vol. 2476, No.1, 020015, 2023. doi.org/10.1063/5.0103910.

76. Гордеев, А.В. Применение подбалластных матов для снижения вибрационного воздействия железнодорожного пути в селитебной зоне / А.В. Замуховский, А.В. Гречаник, А.В. Гордеев // Труды XVI Международной научно-технической конференции «Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации железнодорожного пути», посвященной памяти профессора Георгия Михайловича Шахунянца (Москва, РУТ (МИИТ), 2019 год). – М.: РУТ (МИИТ), 2019. – Секция 2: С. 146–147.

77. Lombaert G., Degrande G., Vanhauwere B., Vandeborghht B., François S. The control of ground-borne vibrations from railway traffic by means of continuous floating slabs // J. Sound Vibrat. – 2006. – V. 297, N 3–5. – P. 946–961.

78. Гордеев, А.В. Причины возникновения и природа вибраций метрополитена. Работа виброзащитных конструкций пути / А.В. Замуховский, А.В. Гречаник, Д.А. Погосян, А.В. Гордеев // Труды XVI Международной научно-технической конференции «Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации железнодорожного пути», посвященной памяти профессора Георгия Михайловича Шахунянца (Москва, РУТ (МИИТ), 2019 год). – М.: РУТ (МИИТ), 2019. – Секция 2: с. 59-62.

79. Савин А.В., Королев В.В. Исследования возможности применения технологии безбалластной конструкции для российских стрелочных переводов // Наука и техника транспорта. – 2020. – № 1. – С. 17–29.

80. Научно-технический отчет по результатам обследования верхнего строения пути с применением демпферных матов по объекту: Реконструкция

Коршуновского тоннеля на 549 км четного пути участка Тайшет–Лена Восточно-Сибирской ж.д. Рук. Трунев В.Г. – 2009. – 18 с.

81. Конструкция безбалластного пути ÖBB-Porr // Железные дороги мира. – 2013. – № 4. – С. 70–74. – EDN PXMOYB.

82. Клепиков С.Н. Расчёт конструкций на упругом основании. – Киев: Будівельник, 1967. – 184 с.

83. Lombaert G., Degrande G. Ground-borne vibration due to static and dynamic axle loads of InterCity and high-speed trains // J. Sound Vibrat. – 2009. – V. 319, N 3–5. – P. 1036–1066.

84. Thompson D. Railway Noise and Vibration. Mechanisms, modelling and means of control. – Elsevier, 2009. – 532 p.

85. Lichtberger B. Track Compendium. – Hamburg: Eurailpress, 2011. – 624 p. – ISBN: 978-3-7771-0421-8, 2011.

86. Гречаник, А. В. Оценка влияния жёсткости пути и рессорного подвешивания тележек на развитие остаточных деформаций пути : специальность 05.22.06 "Железнодорожный путь, изыскание и проектирование железных дорог" : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Гречаник Александр Викторович. – Москва, 2011. – 99 с. – EDN QFCSDZ.

87. Dahlberg T. Railway track stiffness variations – Consequences and countermeasures // Int. J. Civil Eng. – 2010. – V. 8, N 1. – P. 1–12.

88. Инструкция по применению конструкции верхнего строения пути в тоннелях. Утверждена Распоряжением ОАО «РЖД» от 18 декабря 2012 г. № 2607р.

89. Tassilly E., Vinsent N. Prévision et contrôle des vibrations transmises au sol par les trains // Revue générale des chemins de fer. – 1989. – N 108A. – P. 11–19.

90. ISO. Mechanical vibration – Ground borne noise and vibration arising from rail systems – Part 1: General Guidance. Standard. – Geneva: International Organization for Standardization, 2005.

91. Hanker R. Eisenbahnoberbau: Die Grundlagen des Gleisbaues. – Vienna: Springer-Verlag, 1952. – 268 p.

92. Winkler E. Die Lehre von Elastizität und Festigkeit: 1. Teil. – Prague, 1867. – 412 p.

93. Grassie S.L. Dynamic models of the track and their uses // Rail quality and maintenance for modern railway operation. International conference, Delft, 1992 / J.J. Kalker, D.F. Cannon, O. Ohringer, eds. – Dordrecht: Kluwer Academic Publishers, 1993. – P. 185–202.
94. Knothe K., Grassie S.L. Modelling of railway track and vehicle/track interaction at high frequencies // Vehicle Syst. Dyn. – 1993. – V. 22, N 3–4. – P. 209–262.
95. Hetenyi M. Beams on Elastic Foundation. – Ann Arbor: University of Michigan Press, 1946. – 255 p.
96. Scholl W. Darstellungen des Körperschalls in Flatten durch Übertragungsmatrizen und Anwendung auf die Berechnung der Schwingungsformen von Eisenbahnschienen // Fortschritt-Berichte VDI (zugleich Dissertation TU Berlin), Reihe 11, Nr. 93. – Dusseldorf: VDI Verlag, 1987. – 82 p.
97. Knothe K., Willner K., Strzyzakowski Z. Rail vibrations in the high frequency range // J. Sound Vibrat. – 1994. – V. 169, N 1. – P. 111–123.
98. Chonan S. The elastically supported Timoshenko beam subjected to an axial force and a moving load // Int. J. Mech. Sci. – 1975. – V. 17, N 9. – P. 573–581.
99. Auersch L. Dynamic interaction of various beams with the underlying soil – finite and infinite, half-space and Winkler models // Eur. J. Mech. – A/Solids. – 2008. – V. 27, N 5. – P. 933–958.
100. Chen Y. Response of an infinite Timoshenko beam on a viscoelastic foundation to a harmonic moving load // J. Sound Vibrat. – 2001. – V. 241, N 5. – P. 809–824.
101. Kargarnovin M.H., Younesian D., Thompson D.J., Jones C.J.C. Response of beams on nonlinear viscoelastic foundations to harmonic moving loads // Comput. Struct. – 2005. – V. 83, N 23–24. P. 1865–1877.
102. Kargarnovin M. Dynamics of Timoshenko beams on Pasternak foundation under moving load // Mech. Res. Commun. – 2004. – V. 31, N 6. – P. 713–723.
103. Mead D.J. Free wave propagation in periodically supported infinite beams // J. Sound Vibrat. – 1970. – V. 11, N 2. – P. 181–197.

104. Croft B.E. The development of rail-head acoustic roughness: Doctoral Thesis. – University of Southampton, Institute of Sound and Vibration Research, 2009. – 293 p.
105. Sheng X., Jones C.J.C., Thompson D.J. A comparison of a theoretical model for quasi-statically and dynamically induced environmental vibration from trains with measurements // *J. Sound Vibrat.* – 2003. – V. 267, N 3. – P. 621–635.
106. Lei X., Noda N.-A. Analyses of dynamic response of vehicle and track coupling system with random irregularity of track vertical profile // *J. Sound Vibrat.* – 2002. – V. 258, Iss. 1. – P. 147–165.
107. Nielsen J., Igeland A. Vertical dynamic interaction between train and track influence of wheel and track imperfections // *J. Sound Vibrat.* – 1995. – V. 187, N 5. – P. 825–839.
108. Kouroussis G., Verlinden O., Conti C. A two-step time simulation of ground vibrations induced by the railway traffic // *Proc. Inst. Mech. Eng. Part C: J. Mech. Eng. Sci.* – 2012. – V. 226, N 2. – P. 454–472.
109. Sun Y.Q., Dhanasekar M. A dynamic model for the vertical interaction of the rail track and wagon system // *Int. J. Solids Struct.* – 2002. – V. 39, Iss. 5. – P. 1337–1359.
110. Mechanical vibration – Ground-borne noise and vibration arising from rail systems – BS ISO 14837. Part 1: General guidance. – British Standards Institution, 2005.
111. Ju S.H., Liao J.R., Ye Y.L. Behavior of ground vibrations induced by trains moving on embankments with rail roughness // *Soil Dyn. Earthq. Eng.* – 2010. – V. 30, N 11. – P. 1237–1249.
112. Zhai W. Two simple fast integration methods for large-scale dynamic problems in engineering // *Int. J. Numer. Meth. Eng.* – 1996. – V. 39, N 24. – P. 4199–4214.
113. Zhai W.M., Wang Q.C., Lu Z.W., Wu X.S. Dynamic effects of vehicles on tracks in the case of raising train speeds // *Proc. Inst. Mech. Eng. Part F: J. Rail Rapid Transit.* – 2010. – V. 215, N 2. – P. 125–135.
114. Costa P.A., Calcada R., Cardoso A.S. Influence of train dynamic modelling strategy on the prediction of track-ground vibrations induced by railway traffic // *Proc. Inst. Mech. Eng. Part F: J. Rail Rapid Transit.* – 2012. – V. 226, N 4. – P. 434–450.

115. Dong R.G., Sankar S., Dukkipati R.V. A finite element model of railway track and its application to the wheel flat problem // Proc. Inst. Mech. Eng. Part F: J. Rail Rapid Transit. – 1994. – V. 208, N 1. – P. 61–72.

116. Ju S.-H., Lin H.-T., Hsueh C.-C., Wang S.-L. A simple finite element model for vibration analyses induced by moving vehicles // Int. J. Numer. Meth. Eng. – 2006. – V. 68, N 12. – P. 1232–1256.

117. Auersch L. The excitation of ground vibration by rail traffic: theory of vehicle-tracksoil interaction and measurements on high-speed lines // J. Sound Vibrat. – 2005. – V. 284, N 1–2. – P. 103–132.

118. Banimahd M., Kennedy J., Woodward P., Medero G.M. Behaviour of train-track interaction in stiffness transitions // Transport: Proc. Inst. Civil Eng. – 2012. – V. 165, N 3. – P. 205–214.

119. El Kacimi A., Woodward P.K., Laghrouche O., Medero G. Time domain 3D finite element modelling of train-induced vibration at high speed // Comput. Struct. – 2013. – V. 118. – P. 66–73.

120. Wang J., Jin X., Cao Y. High-speed maglev train-guideway-tunnel-soil modelling of ground vibration // Proc. Inst. Mech. Eng. Part F: J. Rail Rapid Transit. – 2011. – V. 226, N 3. – P. 331–344.

121. Wang J., Jin X., Cao Y., Du X. Numerical simulation of high-speed Maglev vehicle-guideway-tunnel-soil system // Int. J. Comput. Meth. Eng. Sci. Mech. – 2012. – V. 13, N 2. P. 93–107.

122. Михайлов С.В. Вертикальные динамические силы в контактах колёс экипажа и рельсов в безбалластной конструкции пути: Дисс. ... к.т.н. – М.: РУТ, 2022. – 194 с.

123. Работа пути с железобетонными шпалами под нагрузкой: Сб. научных трудов МИИТ. Вып. 178. – М.: МИИТ, 1965. – 252 с.

124. Власов Г.М., Широков Ю.М., Яшнов А.Н. Методика и некоторые результаты экспериментальных исследований работы плиты балластного корыта железобетонных пролётных строений // Повышение надёжности и эффективности работы ж.д. транспорта: Тезисы докладов, Новосибирск, 1987. – Новосибирск:

Новосибирский институт инженеров железнодорожного транспорта, 1988. – С. 5–11.

125. Правила производства расчётов верхнего строения железнодорожного пути на прочность. – Л., 1964. – 49 с.

126. ГОСТ Р 55513–2013 Локомотивы. Требования к прочности и динамическим качествам. – М.: Стандартиформ, 2013. – 42 с.

127. Филатов Е.В. Насников. Д.Н. Расчёт железнодорожного пути на прочность: Метод. указания. – Иркутск: ИрГУПС, 2016. – 59 с.

128. Шталь В., Фройденштайн Ш. Упругие характеристики верхнего строения пути // RTR Russian edition. – 2012. – С. 4–7.

129. Закс Л. Статистическое оценивание / Ред. Ю.П. Адлер, В. Г. Горский. – М.: Статистика, 1976. – 598 с.

130. Chaddock R.E. Principles and methods of statistics. – Boston: Houghton Mifflin Company, 1925. – 471 p.

131. Ашпиз, Е. С. Применение эластомерных подбалластных матов в тоннеле / Е. С. Ашпиз, Е. Ю. Титов, А. В. Гордеев // Путь и путевое хозяйство. – 2023. – № 5. – С. 22-25. – EDN FHYWYA.

132. Титов Е.Ю. Разработка методов оценки и способов снижения уровней вибраций сооружений вблизи метрополитенов и железнодорожных трасс: Дисс. ... к.т.н. – М.: МИИТ, 2006. – 134 с.

133. ГОСТ 17168–82 Фильтры электронные октавные и третьоктавные. Общие технические требования и методы испытаний. – М.: Государственный комитет СССР по стандартам, 1982. – 18 с.

134. ГОСТ 12090–80 Частоты для акустических измерений. – М.: Государственный комитет СССР по стандартам, 1980. – 3 с.

135. Гордеев, А.В. Результаты измерения параметров колебаний конструкций пути на малогабаритных железобетонных рамах в тоннелях Горьковской железной дороги / Е.С. Ашпиз, А.В. Гордеев // Вопросы инженерной сейсмологии (англ. присоед. к Seismic Instruments). — 2023. — Т. 50, № 1. — С. 20–28.

136. ГОСТ 17177–94 Материалы и изделия строительные теплоизоляционные. – М.: МНТКС, 1994. – 36 с.

137. ГОСТ Р 56291 Прокладки рельсовых креплений железнодорожного пути. – М.: Стандартиформ, 2015. – 28 с.

138. Попов А.А. К вопросу о динамическом воздействии колеса на рельс при прохождении неровности пути (Труды ЦНИИ МПС, вып. 33). – М.: Трансжелдориздат, 1949. – 121 с.

139. Шмидт К.М. Влияние массы пути на деформацию его при ударе колеса с подресоренным грузом. // Вопросы верхнего строения железнодорожного пути. – М., Трансжелдориздат, 1941.– С. 10–21.

140. Гасанов А. И. О приведённой массе пути // Вестник ЦНИИ МПС. – 1968. – № 6. – С. 52–53.

141. Попов С.Н. Балластный слой железнодорожного пути. – М.: Транспорт, 1965. – 183 с.

142. Антонов А.Ю., Блажко Л.С. Оценка значимости приведённой массы железнодорожного пути в расчётах верхнего строения пути на прочность и устойчивость // Транспорт: проблемы, идеи, перспективы: Сб. тр. LXXX Всероссийской научно-технической конференции студентов, аспирантов и молодых ученых, Санкт-Петербург, 20–27 апреля 2020 г. – СПб.: Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I, 2020. – С. 17–20.

143. Виброзащитные конструкции пути для транспортных тоннелей и метрополитенов / Н. И. Карпущенко, Д. В. Величко, А. В. Яковлев, В. А. Гурский. – Новосибирск : Новосибирский филиал Федерального государственного унитарного предприятия "Академический научно-издательский и книгораспространительский центр "Наука", 2011. – 200 с.

144. Технические требования к конструкциям с ресурсом 2,5 млрд тонн брутто: основной площадки земляного полотна, насыпей на слабых основаниях, подрельсового основания в тоннелях и на подходах к ним, ВСП на мостах и подходах к ним, балластной призмы и систем их технического обслуживания для пути. Тема № 0.ЦПРК.10.07919/20 10/20. Рук. Е.С. Ашпиз. – М., 2020. – 269 с.

145. Bromm M. 20 Jahre planmabiger ICE-Betrieb // Eisenbahningenieur. – 2011. – N 6. – S. 6–10.
146. ГОСТ 12.1.012-2004 Система стандартов безопасности труда. Вибрационная безопасность. Общие требования. – М.: Стандартинформ, 2010. – 20 с.
147. МГСН 2.04–97 Допустимые уровни шума, вибрации и требования к звукоизоляции в жилых и общественных зданиях. – М.: НИИЦ, 1997. – 40 с.
148. СН 2.2.4/2.1.8.566-96 Производственная вибрация, вибрация в помещениях жилых и общественных зданий. – М.: МИНЗДРАВ РОССИИ, 1997. – 21 с.
149. ГОСТ Р ИСО 14837-1-2007 Шум и вибрация, создаваемые движением рельсового транспорта. – М.: Стандартинформ, 2007. – 36 с.
150. СП 23-105-2004 Оценка вибрации при проектировании, строительстве и эксплуатации объектов метрополитена. – М.: ГОССТРОЙ РОССИИ, 2004. – 44 с.
151. Krylov V.V. Generation of ground vibrations by superfast trains // Appl. Acoust. – 1995. – V. 44, N 2. – P. 149–164.
152. Madshus C., Bessason B., Hårvik L. Prediction model for low frequency vibration from high speed railways on soft ground // J. Sound Vibrat. – 1996. – V. 193, N 1. – P. 195–203.
153. Bodare A. A simplified Model for Train Induced Ground Vibrations: Report, Div. of Soil and Rock Mechanics. – Stockholm: The Royal Institute of Technology, 1999.
154. De Grande G., Lombaert G. High speed train induced free field vibrations: In situ measurements and numerical modeling // Proc. Int. Workshop Wave 2000, Bochum, 13–15 December 2000 / Eds. N. Chouw, G. Schmid. – Rotterdam: A.A. Balkema, 2000. – P. 29–41.
155. Knothe K. Gleisdynamik. – Berlin: Ernst & Sohn, 2001. – 229 s.
156. Баев Л.В. Влияние геометрических и физико-механических параметров тоннельной обделки на передачу вибраций в окружающее пространство. – Москва – 73 с. 2017. [Электронный ресурс] URL: <https://vibro.pro/research> (дата обращения: 15.01.2024)

Приложение А

Количество отступлений 2, 3 и 4 степени для тоннелей Горьковской ж.д.

Таблица А.1 – Количество отступлений по данным баз объединенных результатов (БОР) за 2019–2021 гг. для 3 тоннелей Горьковской ж.д.

Тоннель	Отступление	Всего за 3 года				2019				2020				2021			
		Степень				Степень				Степень				Степень			
		2	3	4	Σ	2	3	4	Σ	2	3	4	Σ	2	3	4	Σ
Тоннель № 3А (тип конструкции е) 1428км ПК4+4 – 1428 ПК5+1	Возвышение	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Кривизна	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Отв.у (пси)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Отв.ш	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	П	8	-	-	8	8	-	-	8	-	-	-	-	-	-	-	-
	Пр.Л	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Пр.П	4	-	-	4	4	-	-	4	-	-	-	-	-	-	-	-
	прж2П	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	пржР+П	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	пржР+Пр.л	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	пржР+Пр.п	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Р	10	-	-	10	8	-	-	8	2	-	-	2	-	-	-	-
	Р.нр	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Суж	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	У	1	-	-	1	1	-	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-
	Укл	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Уш	5	1	-	6	5	-	-	5	-	1	-	1	-	-	-	-	
Тоннель № 4 (тип конструкции м ₁) 1436км ПК2+71 – 1436км ПК7+1	Возвышение	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Кривизна	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Отв.у (пси)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Отв.ш	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	П	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Пр.Л	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Пр.П	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	прж2П	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	пржР+П	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	пржР+Пр.л	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	пржР+Пр.п	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Р	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Р.нр	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Суж	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	У	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Укл	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Уш	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Тоннель № 4А (тип конструкции м ₂) 1436км ПК2+71 – 1436км ПК7+1	Возвышение	-	1	-	1	-	1	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-
	Кривизна	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Отв.у (пси)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Отв.ш	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	П	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Пр.Л	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Пр.П	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	прж2П	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	пржР+П	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	пржР+Пр.л	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	пржР+Пр.п	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Р	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Р.нр	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Суж	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	У	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Укл	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Уш	18	-	-	18	14	-	-	14	1	-	-	1	3	-	-	3	

Приложение Б

Код программы для проведения расчётов двухмассовой и трёхмассовой системы пути

Моделирование силы от колеса на рельс

$I_r=0.00003208;$

$l_{sp}=0.5;$ % расстояние между опорами в м

$V_s= [___];$ % скорость в км/ч

$Q_{sr}= [___];$ % сила на рельс в Н

$dt=0.0005;$ % интервал квантования по времени в сек

% колёсная формула в м

$L_{12}=1.87;$

$L_{23}=7.83;$

$L_{34}=1.87;$

$L_{45}=2.35;$

$L_n=25;$

$N_{vagon}=15;$ % число вагонов в составе

Параметры системы

% 1-й уровень

$M= [___];$ % масса в кг

$r_p= [___];$ % жёсткость в н/м

$f_p= [___];$ % коэффициент вязкого трения

% 2-й уровень

$m_s= [___];$ % масса в кг

$r_b= [___];$ % жёсткость в н/м

$f_b= [___];$ % коэффициент вязкого трения

% 3-й уровень (для трёхмассовой системы)

$m_b= [___];$ % масса в кг

$r_f= [___];$ % жёсткость в н/м

$f_f= [___];$ % коэффициент вязкого трения

Расчёт

$Ur=0.000001/(lsp*(1/r_p + 1/r_b + 1/r_f));$ % эквивалентный модуль упругости

$EI=210000*Ir;$

$V=Vs*10/36;$

$k=(U/(4*EI))^0.25;$

$Lv=L12*2+L23+L45;$

$Ls=2*Ln+Lv*Nvagon;$

$ts=Ls/V;$

$ns=round(ts/dt);$

$xx=-Ln;$

for $i=1:4:4*Nvagon$

$Xn(i)=xx;$

$Xn(i+1)=Xn(i)-L12;$

$Xn(i+2)=Xn(i+1)-L23;$

$Xn(i+3)=Xn(i+2)-L34;$

$xx=Xn(i+3)-L45;$

end

$Xn=Xn';$

$Xm=zeros(4*Nvagon,ns);$

$Nu=zeros(4*Nvagon,ns);$

$P=zeros(4*Nvagon,ns);$

$Y=zeros(4*Nvagon,ns);$

$Xi=dt*V;$

$Xm(:,1)=Xn;$

$\% Nu(:,1)=exp(-abs(k*Xn));$

$Nu(:,1)=exp(-abs(k*Xn)).*(cos(abs(k*Xn))+sin(abs(k*Xn)));$

for $i=2:1:ns$

$Xm(:,i)=Xm(:,i-1)+Xi;$

$Nu(:,i)=exp(-abs(k*Xm(:,i))).*(cos(abs(k*Xm(:,i)))+sin(abs(k*Xm(:,i))));$

end

$\% t=0:dt:ts;$

```

t = dt*[0:(ns-1)];
P=Psr*Nu;           % сила в кГ
Pekv=sum(P);       % эквивалентные силы
Y=0.000001*k/(2*U)*Pekv; % прогибы в мм
Pfun=fit(t',Pekv', 'linearinterp');
inputData1 = [t;Y]'; % Прогибы рельса в мм
inputData2 = [t;Pekv]'; % Силы на рельс в Н

```

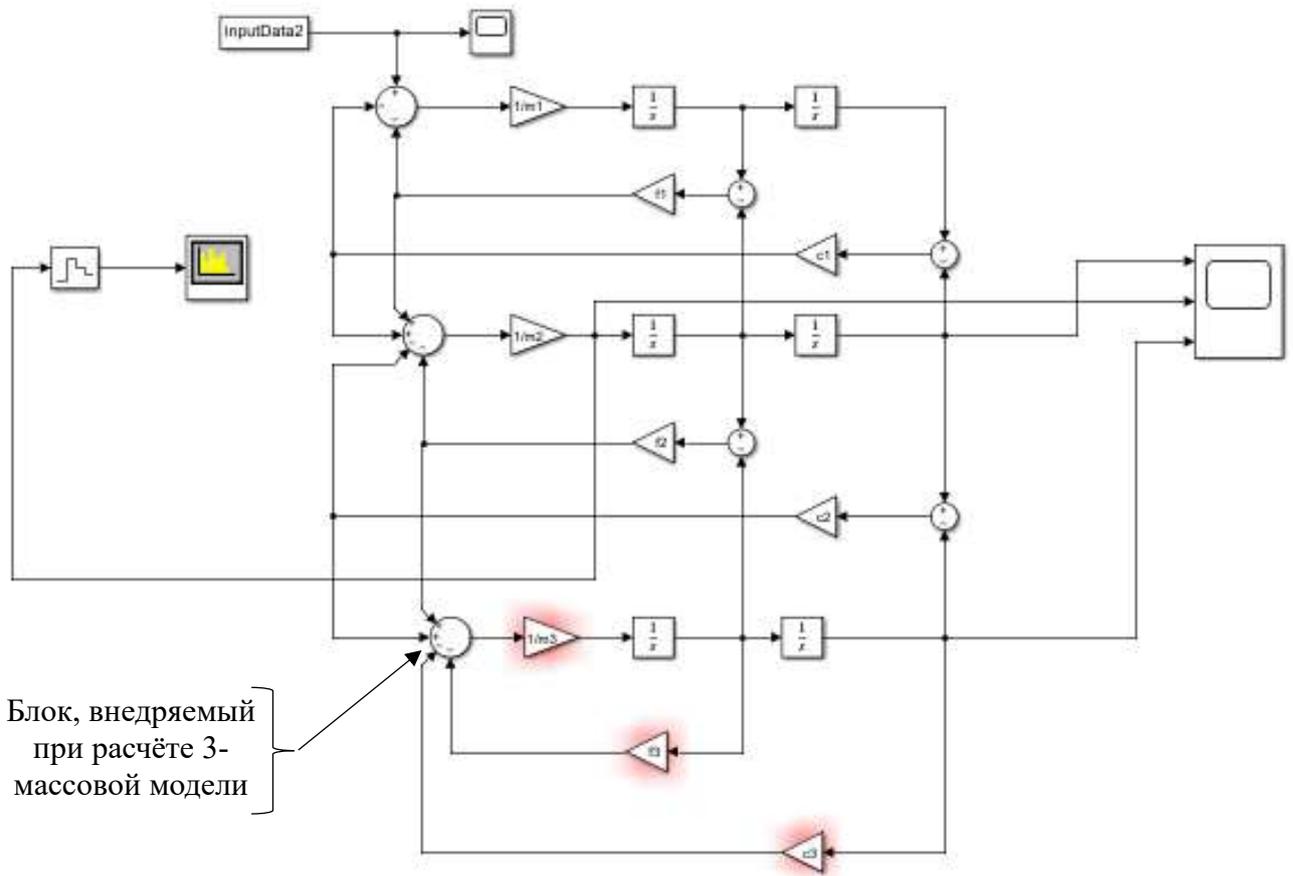


Рисунок Б.1 – Блок-схема для расчёта

Приложение В

Сведения о поверке

ФОРМУЛЯР

№ 21 - 7229

Средство измерений Шумомер-виброметр, анализатор спектра ЭКОФИЗИКА-
110А заводской номер БФЛ211399

регистрационный номер 48906-12

в составе: перечень первичных преобразователей и дополнительных принадлежностей, входящих в состав прибора, с указанием их типов и серийных номеров согласно пунктам 6 и 8 паспорта

поверено в соответствии с МИ 3616-2019

с применением эталонов: Рабочий эталон 3.2.ВЖИ.0001.2013, Установка поверочная вибрационная 2 разряда 3.2.ВЖИ.0003.2013

при следующих значениях влияющих факторов:

температура: 23 °С, отн. влажность: 45 %, давление: 99 кПа

и на основании результатов первичной поверки признано пригодным к применению.

Знак поверки:



Генеральный директор
ООО «ПКФ Цифровые приборы»

Ю.В. Куриленко

Поверитель

К.С. Ермачков

Дата поверки: 16.12.2021

Действительна до: 15.12.2022

*Метрологической службе ООО «ПКФ Цифровые приборы»
приказом Федеральной службы по аккредитации № А-2321 от 30 июня 2014
предоставлено право поверки средств измерений.
Аттестат аккредитации в области обеспечения единства измерений
№ РОСС RU.0001.310436.*