

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ  
КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ

КЫРГЫЗСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ  
СТРОИТЕЛЬСТВА, ТРАНСПОРТА И АРХИТЕКТУРЫ  
им. Н.ИСАНОВА

На правах рукописи

УДК: 625.1:534.1

**АСКАР КЫЗЫ НУРАЙЫМ**

**УСТОЙЧИВОСТЬ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ПУТИ В ДИНАМИЧЕСКОЙ  
СРЕДЕ ПОДВИЖНЫХ НАГРУЗОК**

05.23.11 – проектирование и строительство дорог, метрополитенов,  
аэродромов, мостов и транспортных тоннелей

Диссертация на соискание ученой степени  
кандидата технических наук

Научный руководитель:  
доктор технических наук, профессор  
Болотбек Темир

Бишкек – 2021

## СОДЕРЖАНИЕ

<b>ВВЕДЕНИЕ</b> .....	4
<b>ГЛАВА 1. СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ИССЛЕДУЕМОГО ВОПРОСА</b> .....	9
1.1. Конструктивные элементы железнодорожного пути в странах с шириной колеи 1520 мм.....	9
1.2. Общие сведения о ширине колеи.....	29
1.3. Конструктивные особенности высокоскоростной магистрали.....	38
1.4. Анализ исследований и разработок в области устойчивости железнодорожного пути.....	46
Заключение по первой главе.....	48
<b>ГЛАВА 2. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ СЕЙСМИЧЕСКИХ КОЛЕБАНИЙ</b> .....	49
2.1. Линейные колебания, возбуждаемые в процессе землетрясений.....	49
2.2. Метод расчета сейсмических нагрузок по спектральной кривой.....	59
2.3. Динамический метод расчета сейсмических нагрузок.....	64
2.3.1. Построение динамической расчетной схемы Building structures.....	65
2.3.2. Расчет сосредоточенных инерционных грузов расчетной схемы.....	66
2.3.3. Расчет единичных перемещений для точек приложения сосредоточенных нагрузок.....	67
2.3.4. Определение нормальных компонентов колебаний, учитываемых в расчете.....	67
2.3.5. Определение характеристик собственных колебаний.....	68
2.3.6. Определение сейсмических сил нормальных компонентов.....	71

2.3.7. Расчет сейсмических сил по отдельным нормальным компонентам.....	72
2.3.8. Определение расчетных сейсмических усилий.....	72
2.4. Определение сейсмостойкости искусственных сооружений транспортного назначения.....	73
Заключение по второй главе.....	77
<b>ГЛАВА 3. СЕЙСМОСТОЙКИЙ ДЕМПФЕР КОЛЕБАНИЙ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ПУТИ.....</b>	<b>78</b>
3.1. Актуальность исследования, обоснования принятого конструктивного решения, результаты исследований.....	78
3.2. Расчетное обоснование предложенного решения.....	82
Заключение по третьей главе.....	94
<b>ГЛАВА 4. ЧИСЛЕННОЕ И ФИЗИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРЕДЛАГАЕМОЙ КОНСТРУКЦИИ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ПУТИ.....</b>	<b>95</b>
4.1. Результаты численного моделирования.....	95
4.2. Результаты физического моделирования.....	106
4.3. Теоретические аспекты экспериментальных исследований.....	113
Заключение по четвертой главе.....	126
<b>ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....</b>	<b>128</b>
<b>ПРАКТИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ.....</b>	<b>130</b>
<b>СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ.....</b>	<b>131</b>
<b>ПРИЛОЖЕНИЕ 1.....</b>	<b>144</b>
<b>ПРИЛОЖЕНИЕ 2.....</b>	<b>164</b>
<b>ПРИЛОЖЕНИЕ 3.....</b>	<b>168</b>

## ВВЕДЕНИЕ

**Актуальность темы диссертации.** Железная дорога является сложным комплексом линейных и сосредоточенных инженерных и искусственных сооружений.

В структуре инфраструктурных объектов, как Кыргызстана, так и любого другого государства, железные дороги занимают ключевое место. Строительство железных дорог в условиях Кыргызской Республики усложняется, помимо прочего, высокой сейсмической эмиссией горных пород Кыргызстана. В этих условиях актуализируются вопросы сохранения устойчивости железнодорожного пути и искусственных сооружений на железных дорогах.

Решением данной задачи может являться внедрение принципов инерционного демпфирования железнодорожного пути. При инерционном демпфировании железнодорожного пути важно предотвратить зарождение опасных резонансных явлений. Важно отметить, что резонансные явления — это совпадение и наложение друг на друга форм, периодов и прочих характеристик преобладающих колебаний среды и собственных колебаний сооружений. Предлагаемая нами решение по инерционному демпфированию железнодорожного пути решает эту актуальную задачу. Инерционное демпфирование железнодорожного пути с применением динамического маятникового гашения колебаний согласуется с концепцией активного противодействий сейсмическим силам, что полностью входит в принципы сейсмостойкого строительства. Концепция активного противодействия сейсмическим силам основана на сокращения массы сооружений, жестких связей несущих элементов конструкций, замене их шарнирно–подвижными опорными элементами, обеспечение упругих смещений конструкций на инерционном гашении, колебаний масс и других. Данной проблемой

занимались Сомахин С.А., Чудаков И.Б., Кулешов Б.М., Абдурашитов А.Ю. и другие в 2000-х и 2010-х годах.

**Достоверность результатов работы**, сформулированных в диссертации, базировалась на теоретических и экспериментальных исследованиях и обоснована использованием современных средств и методов численного моделирования, планирования многофакторного эксперимента, инженерных методов проектирования и расчета конструкций, сопоставлением полученных результатов по предлагаемым теоретическим положениям с опытными данными экспериментальных исследований других авторов.

Таким образом, разработка нового конструктивного решения железнодорожного пути с инерционным демпфированием является актуальной задачей.

**Связь темы диссертации с крупными научными программами:**

- Стратегия развития железной дороги Кыргызской Республики по выходу КР из железнодорожного тупика с обеспечением сообщения в КНР и Узбекистан через территорию КР, утвержденный постановлением Правительства от 30.09.2014 г., №558.

**Целью диссертационной работы** является разработка устойчивого конструктивного решения железнодорожного пути в динамике сейсмических и подвижных нагрузок.

Для достижения поставленной цели в работе решались следующие задачи исследования:

- анализ литературных источников по исследуемой теме и обзор текущего состояния исследуемого вопроса;
- анализ сейсмических колебаний и подвижных нагрузок в условиях горной местности;
- разработка нового конструктивного решения железнодорожного пути устойчивого к сейсмическим нагрузкам;

– численное моделирование конструктивных и динамических параметров нового конструктивного решения железнодорожного пути;

– постановка физического эксперимента нового конструктивного решения железнодорожного пути с инерционным демпфером.

#### **Научная новизна работы:**

– теоретически обоснована методика расчета линейных инженерных сооружений на основе Метода конечных элементов, с применением численной среды САПР Autodesk Revit/Robot, отличающаяся тем, что разработанная методика расчета аппроксимируется для линейных инженерных сооружений – железных дорог;

– разработано новое конструктивное решение железнодорожного пути с применением инерционного демпфирования динамических усилий, отличающееся тем, что несущее подрельсовое основание жестко защемлено в корпус демпфера – в опорную часть, содержащий внутри металлический цилиндр и являющийся маятником, весом 100 кг, подвешенный на металлических тросах. Конструктивное решение защищено патентом КР;

– результаты расчетов в численной среде САПР Revit/Robot на основе Метода конечных элементов, отличающиеся тем, что учитывают реальные деформации элементов конструкций железнодорожного пути и напряжения от сейсмических и подвижных нагрузок по двум предельным состояниям.

**Практическая значимость полученных результатов.** Полученные результаты и выводы в виде нового конструктивного решения железнодорожного пути и результаты его экспериментального подтверждения, имеют возможность практического применения при строительстве новых железных дорог или реконструкции существующих.

Внедрение результатов научных исследований запланировано при строительстве межгосударственной железной дороги из КНР в Узбекистан. Соответствующие акты о принятии результатов научных исследований

приняты со стороны Национальной компании «Кыргыз темир жолу». При практическом применении конструктивного решения авторов, позволит, повысить сейсмостойкость железной дороги в диапазоне от 1 до 3 баллов в зависимости от геологии местности.

**Экономическая значимость полученных результатов.** При практической реализации конструктивного решения «Инерционный демпфер железнодорожного пути» позволит снизить эксплуатационные затраты на 35%, а срок службы железной дороги увеличивается на 14% (на 2 года) или до 17 лет, в абсолютных числах по грузонапряженности составит 570 млн. т. брутто/км.

**Основные положения диссертации, выносимые на защиту:**

– методика расчета линейных инженерных сооружений на основе Метода конечных элементов с применением САПР Revit/Robot.

– новое конструктивное решение железнодорожного пути с инерционным демпфированием динамических усилий;

– результаты теоретических и экспериментальных исследований отражающие реальные условия работы железнодорожного пути при сейсмических и подвижных нагрузках.

**Личный вклад соискателя.** Диссертационное исследование выполнено автором с использованием источников в установленном порядке и при научном руководстве утвержденного руководителя. Теоретические и экспериментальные исследования, их анализ и обобщение результатов, разработка конструктивного решения, теоретическое и экспериментальное подтверждение результатов исследований выполнены автором единолично.

**Апробация результатов диссертации.** Основные положения и отдельные разделы работы докладывались и обсуждались на международных научно-технических конференциях: Международная научно-практическая конференция «Инновации в области строительства транспортных сооружений: Становление, проблемы, перспективы» (г.Бишкек, 2016 г.); Международная научно-

практическая конференция «Экономические связи Великого шелкового пути в свете Кыргызско-Китайского сотрудничества» (г.Бишкек, 2018 г.); Международная научно-практическая конференция «Проектирование строительных конструкций на основе BIM технологий» (г.Бишкек, 2019 г.); Международная научно-практическая конференция «Вызовы современности: инновационное развитие строительной отрасли, проблемы ее цифровизации и стандартизации» (г.Бишкек, 2019 г.).

**Полнота отражения результатов диссертации в публикациях.** Основное содержание диссертации опубликовано в 9 научных статьях из списка ВАК КР, в том числе 2 статьи из списка РИНЦ за пределами КР, а также один патент КР.

**Структура и объем диссертации.** Диссертация состоит из введения, четырех глав, выводов, списка использованной литературы и приложений. Текстовая часть изложена на 174 страницах машинописного текста, содержит 70 рисунков, 27 таблиц и список литературы из 135 наименований.



# ГЛАВА 1

## СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ИССЛЕДУЕМОГО ВОПРОСА

### 1.1. Конструктивные элементы железнодорожного пути в странах с шириной колеи 1520 мм

Железнодорожный путь или железнодорожный трек (track) является совокупностью сложных инженерных и искусственных сооружений как линейной, так и сосредоточенной локации, располагаемых в пределах полосы отвода (зоны отчуждения), которые образуют железную дорогу с направляющей рельсовой колеей. Структурно железнодорожный путь состоит из верхнего и нижнего строения пути. Верхнее строение железнодорожного пути конструктивно образуется из следующих элементов: рельсов – стальных балок периодического сечения, погонной массой одной рельсовой нити 43, 50, 65, 75 кг и длиной 12,5 и 25 м; подрельсового основания – железобетонных (или деревянных) шпал периодического сечения длиной 2,7 м (2,75, 2,8, 3,0 м для деревянных шпал) с предварительно напряженной, либо ненапряженной арматурой; стыковых и промежуточных скреплений, соответственно для скрепления рельсов между собой и скрепления рельсов к подрельсовому основанию. Трек, сложенный из рельсов с погонной массой 43 и 50 м называют легким, тогда как тяжелым называют путь, сложенный из рельсов с погонной массой 65 и 75 кг. Легкие пути, как правило, устроены на второстепенных путях и на железных дорогах с малой грузонапряженностью. В случаях, когда железные дороги имеют высокую грузонапряженность, устраивают тяжелые пути. В классификации железнодорожных путей также принята классификация по длине рельсовых нитей. Так, если железная дорога использует рельсы длиной 12,5 и 25 м, такой путь называют – стыковым. Бесстыковой путь устраивается из сваренных рельсовых плетей длиной 350, 500, 800 и 950 м с

короткими участками звеньев пути, которые служат в качестве уравнивающих пролетов для предупреждения температурных напряжений.

Верхняя структура железнодорожного трэка (track) состоит из следующих элементов: балластный слой, шпалы и переносные бары, рельсы с креплениями, противоугонные, стрелочные и глухие перекрестки. В случае капитального ремонта трэка верхняя структура основных путей, в зависимости от интенсивности и условий движения поездов на участке, должна быть уменьшена до определенного типа: особенно тяжелая, тяжелая или нормальная. Особенно тяжелый вид применяется при загрузке более 50 миллионов тонн  $\times$  км брутто/км в год. Тяжелый тип используется для грузовых нагрузок от 25 до 50 миллионов тонн  $\times$  км брутто/км в год, а также на участках с движением пассажирских поездов со скоростью 140 км/ч и более и в районах с интенсивностью движения пассажирских и пригородных поездов (100 поездов в день для одного пути или более). Обычный тип используется для грузовых нагрузок до 25 миллионов тонн на км брутто/км. Ширина путей между внутренними гранями рельсовых головок (размер К на рисунках 1.1 и 1.2) должна приводиться к значениям, указанным в таблице 1.1. Верхняя часть рельсовых головок обеих дорожек на прямых участках должна находиться на одном уровне. Это разрешено на прямых участках дороги, вдоль каждой из них содержание одной рельсовой нити на 4 мм выше, чем у другой [14, 132].

Высота внешней нити на кривых участках пути (размер h на рисунке 1.2), в зависимости от радиуса кривой и скорости движения вдоль нее, устанавливается по приказу начальника дороги в соответствии с утвержденной Министерством транспорта и дорог Кыргызской Республики. Высота наружной рельсовой нити не должна превышать 150 мм. В необходимых случаях в криволинейных участках основного пути возвышение наружной рельсовой нити может разрешаться с разрешения Министерства транспорта и дорог КР более 150 мм. Отклонение уровня расположения рельсовых нитей от

установленных норм на прямых и кривых участках дороги допускается не более 4 мм.

Таблица 1.1. – Нормы ширины колеи, мм [14, 132]

План пути	Нормальная ширина колеи <sup>1</sup>	Допустимы пределы	
		в обычных условиях <sup>1</sup>	на некоторых участках при наличии бокового износа рельсов
Прямые и кривые $R=651$ м	1520	1524	1524
Кривые $R=650, 450$ м	1520	1524	1530
$R=449, 350$ м	1520	1524	1535
$R=349, 300$ м	1530	1530	1540
$R=299$ и менее	1535	1540	1540
Допускаемые отклонения	+6*	+6	+6
	-4	-4	-4

Примечание: <sup>1</sup> Если рельсы имеют боковой износ, то величины допускаемых отклонений от указанных норм устанавливаются в соответствии с требованиями Инструкции по текущему содержанию пути.

\* На участках, где скорости движения поездов составляют 50 км/ч и менее, допускается отклонение +10 мм.

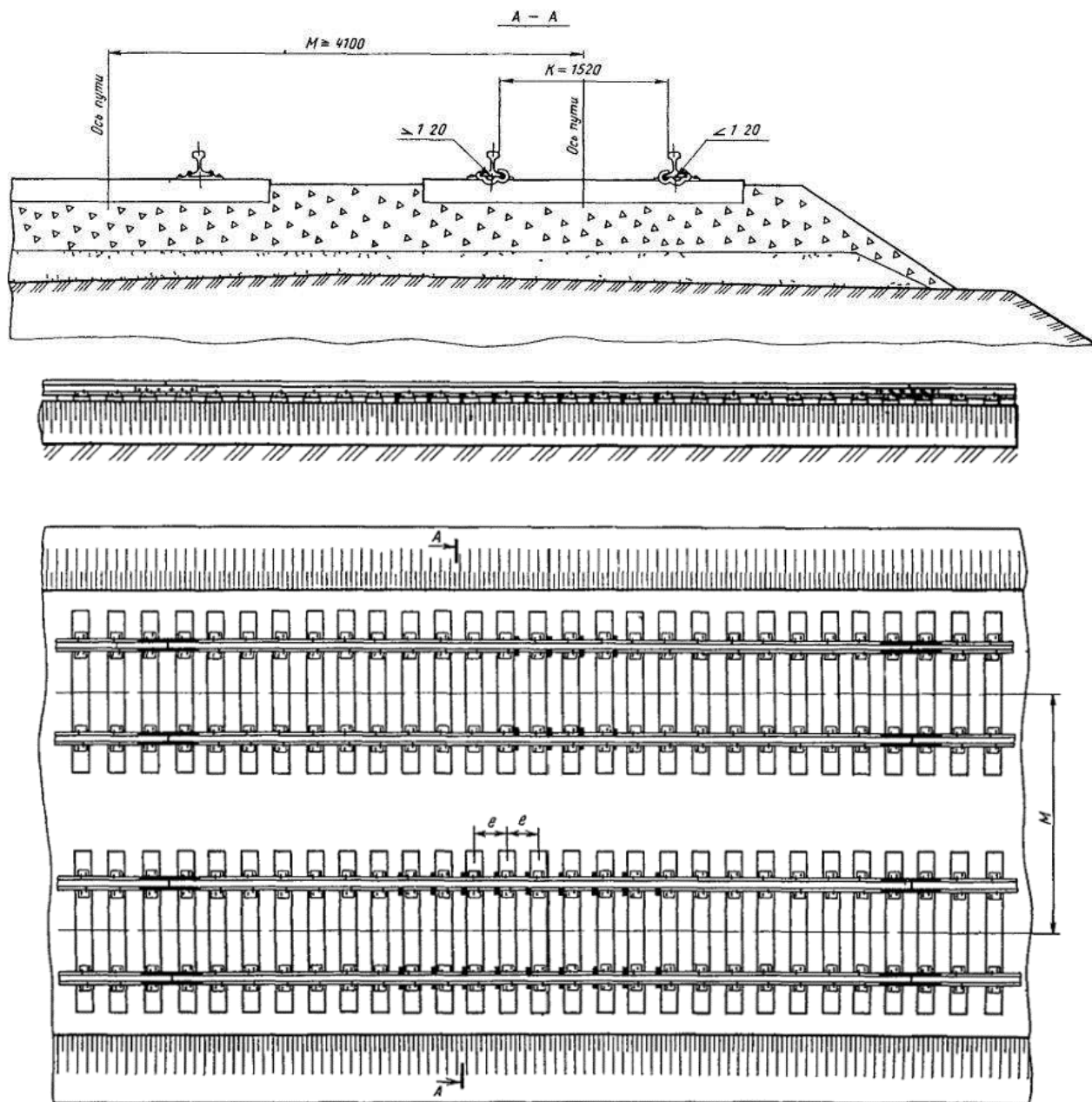


Рисунок 1.1 - Верхнее строение пути с деревянными шпалами  
в прямых участках

К - ширина колеи, М - ширина междупутья, е - расстояние между осями шпал.

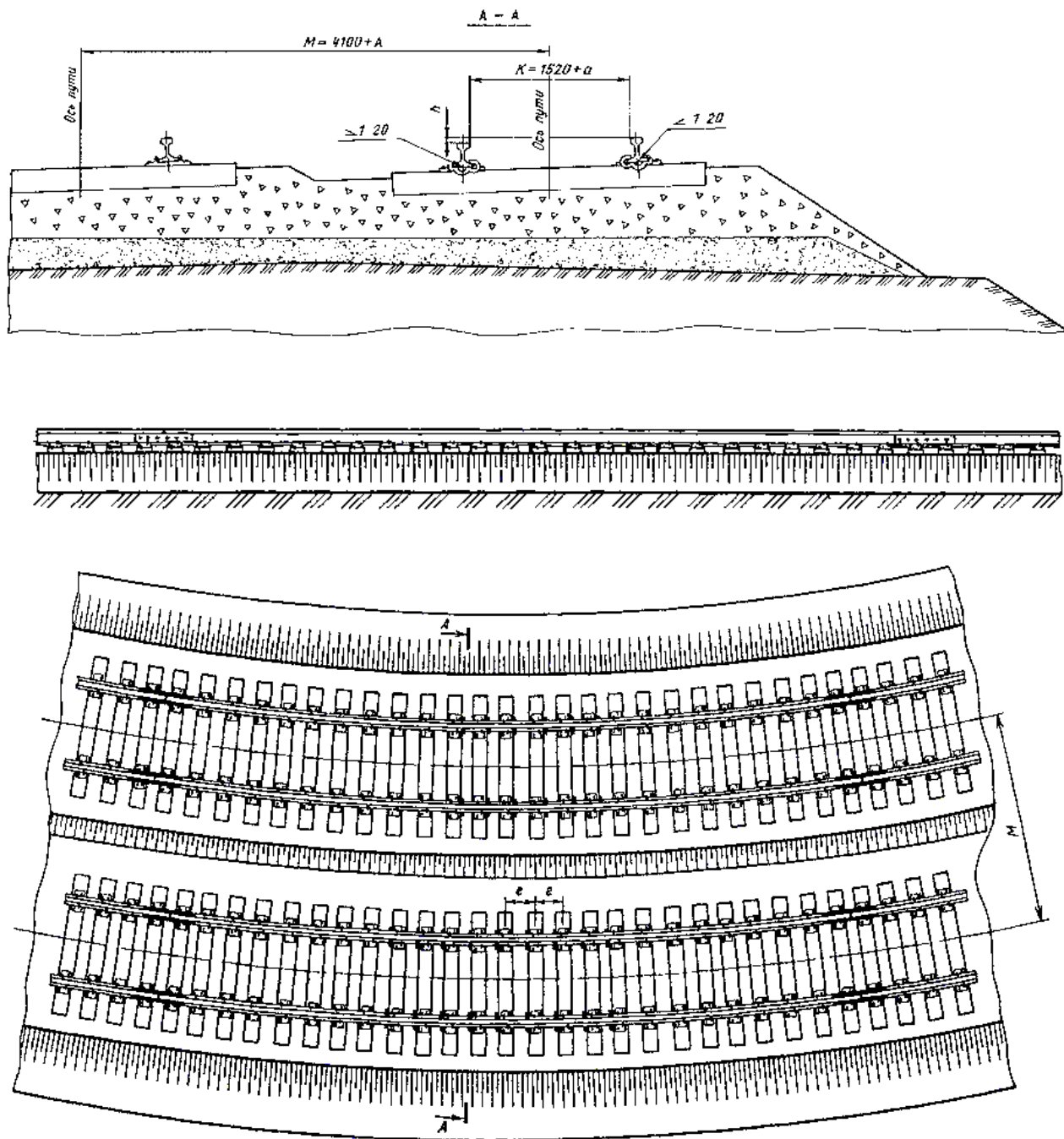


Рисунок 1.2 - Верхнее строение пути с деревянными шпалами  
в кривых участках

К - ширина колеи, М - ширина междупутья, А - уширение междупутья в кривых, а - уширение рельсовой колеи в кривых, h - возвышение наружного рельса, e - расстояние между осями шпал.

Расчетная высота внешнего рельса в кривых, мм, определяется по формуле:

$$h_p = 12,5 \frac{v_{\text{ср}}^2}{R} \quad (1.1)$$

где  $R$  - радиус кривой, м;  $v_{\text{ср}}^2$  - средняя квадратичная (средневзвешенная по тоннажу) скорость движения поездов, определяемая для года по фактически развиваемым на данной кривой скоростям движения всех пассажирских и грузовых поездов различной массы.

Средняя квадратичная скорость определяется по формуле:

$$v_{\text{ср}}^2 = \frac{n_1 Q_1 v_1^2 + n_2 Q_2 v_2^2 + \dots + n_i Q_i v_i^2}{n_1 Q_1 + n_2 Q_2 + \dots + n_i Q_i} \quad (1.2)$$

где  $Q_i$  - масса  $i$ -го поезда брутто, т;  $n_i$  - количество поездов данной массы;  $v_i$  - скорость поездов данной массы, км/ч.

Полученное по формуле (1) возвышение округляется до величины, кратной 5 мм, в ближайшую сторону.

Начальникам железной дороги разрешено в зависимости от местных условий изменять возвышение, полученное расчетом по формуле (1), в пределах  $\pm 15\%$ .

Полученное возвышение должно быть проверено по следующей формуле:

$$h_p = 12,5 \frac{v_{\text{max}}^2}{R} - 115 \quad (1.3)$$

где  $h_{\text{min}}$  - минимальное расчетное возвышение наружного рельса, мм;  $v_{\text{max}}$  - максимальная скорость, развиваемая на данной кривой пассажирским поездом, км/ч; 115 - расчетная величина, обеспечивающая не превышение установленной нормы непогашенного ускорения ( $0,7 \text{ м/с}^2$ ).

Для окончательной высоты внешнего рельса принимается большее из полученных формул (1.1) и (1.3).

На железных дорогах используются шпалы деревянные и железобетонные. Количество шпал на железнодорожном звене и расстояние

между ними (размер «е» на рисунках 1.1 и 1.2) должны соответствовать значениям, приведенным в таблице 1.2.

В кривых участках пути наружная рельсовая нить укладывается из рельсов нормальной длины. На внутренней стороне из-за того, что она короче внешней, рельсы укорачиваются на 80 или 160 мм.

Порядок укладки нормальных и укороченных рельсов вдоль внутренней колеи кривой определяется в зависимости от радиуса кривой, длины рельсов и их сокращения.

Таблица 1.2. – Нормы укладки шпал в путь [14, 132]

Длина рельсов, м	Тип рельсов	Число шпал		Расстояние между осями шпал, мм	
		на 1 км, шт.	на звено, шт.	стыковых	промежуточных
25,0	P75 и P65	2000	50	420	501 - 502
25,0	P75 и P65	1840	46	420	546 - 547
25,0	P50	2000	50	440	501 - 502
25,0	P50	1840	46	440	545 - 546
25,0	P43	1840	46	500	544 - 545
25,0	P43	1600	40	500	628 - 629
12,5	P75 и P65	2000	25	420	503 - 504
12,5	P75 и P65	1840	23	420	549 - 550
12,5	P50	2000	25	440	502 - 503
12,5	P50	1840	23	440	548 - 549
12,5	P43	1840	23	500	545 - 546
12,5	P43	1600	20	500	632

Между рельсами, проложенными на пути, должны быть зазоры, позволяющие рельсам свободно перемещаться при изменении температуры.

Размер зазоров зависит от температуры рельсов в момент их укладки по пути, длины рельсов и климатической зоны, в которой они подходят.

Для предотвращения продольных смещений, нарушения нормальных рельсовых зазоров и других последствий динамических воздействий рельсы должны быть закреплены пружиной против смещений (таблица 1.3). Длина без барьерного пути задается проектом и должна составлять, как правило, 700 - 800 м, но не менее 250 м.

Таблица 1.3. – Число пар пружинных противоугонов, устанавливаемых на звено рельсов длиной 25 м при костыльном скреплении [14, 132]

Характеристика участков	Участки с грузонапряженностью менее 25 млн. т × км брутто/км в год				Участки с грузонапряженностью более 25 млн т × км брутто/км в год			
	нетормозные		тормозные		нетормозные		тормозные	
	на щебеночно м и асбестовом балласте	На другом балласте	на щебеночно м и асбестовом балласте	На другом балласте	на щебеночно м и асбестовом балласте	На другом балласте	на щебеночно м и асбестовом балласте	На другом балласте
<i>На участках, где не обращаются шести- и восьмиосные вагоны</i>								
Двухпутные линии и однопутные с явно выраженным односторонним грузопотоком	18	20	23	34	26	28	36	42



Продолжение таблицы 1.3.

Характеристика участков	Участки с грузонапряженностью менее 25 млн. т × км брутто/км в год				Участки с грузонапряженностью более 25 млн т × км брутто/км в год			
	нетормозные		тормозные		нетормозные		тормозные	
	на щебеночно м и асбестовом балласте	На другом балласте	на щебеночно м и асбестовом балласте	На другом балласте	на щебеночно м и асбестовом балласте	На другом балласте	на щебеночно м и асбестовом балласте	На другом балласте
Однопутные линии с примерно равным грузопотоком в обоих направлениях	14/14	16/16	28/0*	34/0*	18/18	20/20	34/0*	40/0*
Тормозные участки негрузового направления однопутных линий	-	-	14/14	16/16	-	-	18/18	20/20
<i>На участках обращения шести- и восьмиосных вагонов</i>								
Двухпутные линии и однопутные с явно выраженным односторонним грузопоток	26	30	36	42	32	36	42	44

Продолжение таблицы 1.3.

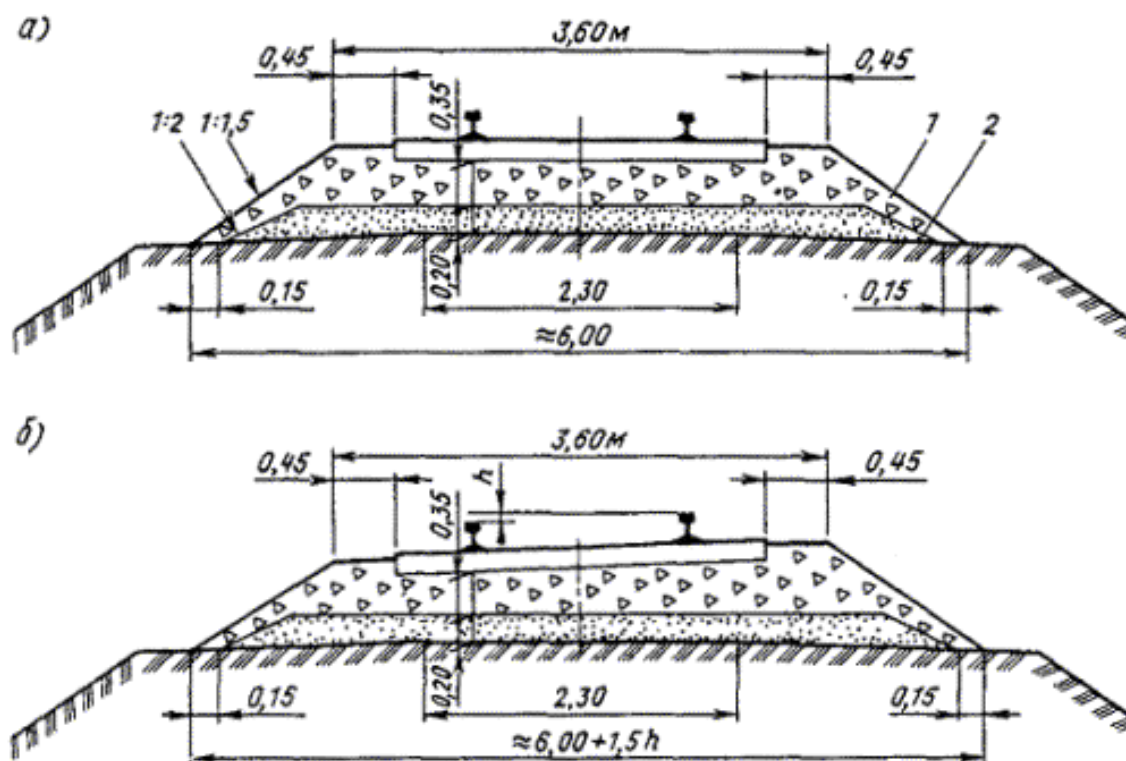
Характеристика участков	Участки с грузонапряженностью менее 25 млн. т × км брутто/км в год				Участки с грузонапряженностью более 25 млн т × км брутто/км в год			
	нетормозные		тормозные		нетормозные		тормозные	
	на щебеночно м и асбестовом балласте	На другом балласте	на щебеночно м и асбестовом балласте	На другом балласте	на щебеночно м и асбестовом балласте	На другом балласте	на щебеночно м и асбестовом балласте	На другом балласте
Однопутные линии с примерно равным грузопотоком в обоих направлениях	18/18	20/20	34/0*	36/0*	22/22	22/22	40,0*	42/0*
Тормозные участки негрузового направления однопутных линий	-	-	18/18	22/22	-	-	22/22	22/22
При появлении угона противоугоны дополнительно устанавливаются и с другой стороны.								
Примечание. В числителе - число пар противоугонов для одного направления, в знаменателе - для обратного.								

Балластный слой для железнодорожного пути состоит из дисперсных и высокопрочных материалов, имеющих высокие показатели по гидростатической и гидродинамической фильтрации. Он должен обеспечивать

стабильность пути и иметь упругие свойства. Щебень, асбест, гравий, песок используются в качестве балласта.

С 1993 года асбест стал называться «смесью измельченного камня из скрининга измельченных серпентинитов для балластного слоя железной дороги».

В особенно тяжелом типе верхней структуры пути для балластного слоя щебень используется на подушке из песка, а также асбеста. С тяжелым типом верхней структуры пути щебень и асбест используются на песчаной подушке. При нормальной конструкции верхнего строения пути можно использовать любой тип балластного материала. На рисунке 1.3 приведены поперечные профили балластной призмы (размеры на рисунках указаны в метрах), которые были введены в 1964 году для использования при реконструкции, а также для капитального и среднего ремонта.



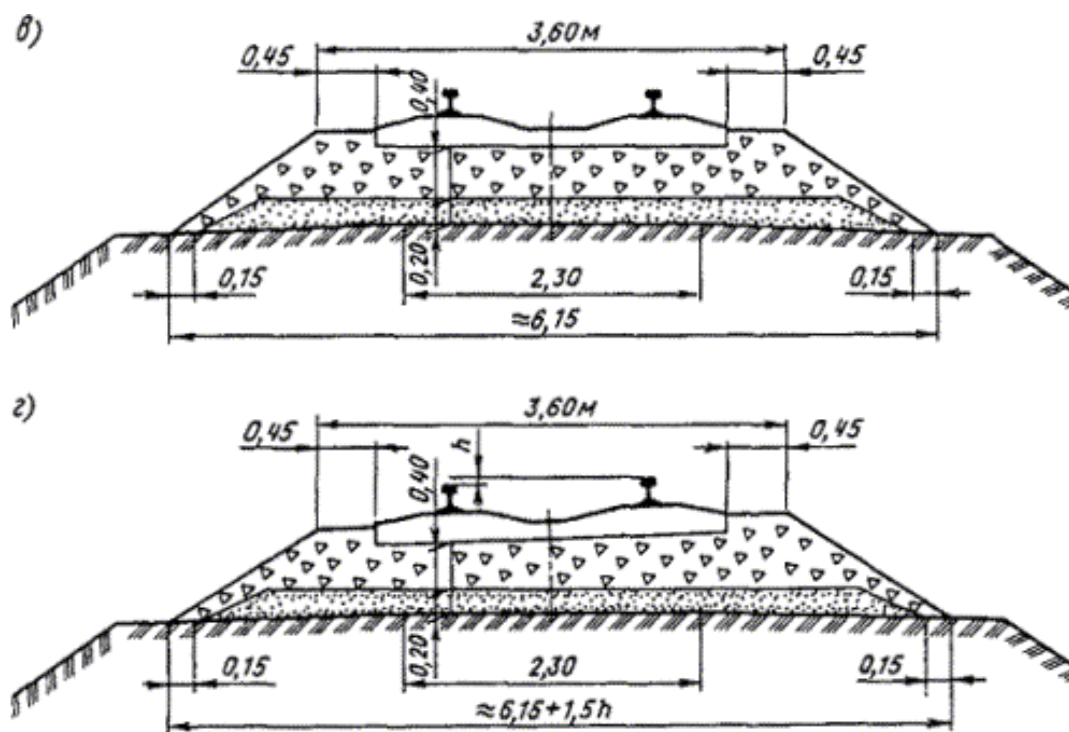


Рисунок 1.3 - Поперечные профили балластной призмы из щебня на песчаной подушке для особо тяжелого типа верхнего строения пути на однопутных участках

а , б - соответственно в прямых и кривых на деревянных шпалах, в, г - то же на железобетонных шпалах, h - возвышение наружного рельса, 1 – щебень, 2 – песок.

Основные размеры балластной призмы приведены в таблице 1.4.

Таблица 1.4. – Основные размеры балластной призмы [14, 132]

Показатель	Типы верхнего строения пути		
	Особо тяжелый	Тяжелый	Нормальный
Толщина балластного слоя под шпалой при двухслойной балластной призме и деревянных шпалах, см:			
щебеночный или асбестовый слой	35	30	25

Продолжение таблицы 1.4.

Показатель	Типы верхнего строения пути		
	Особо тяжелый	Тяжелый	Нормальный
подушка из песка	20	20	20
То же при железобетонных шпалах:			
щебеночный или асбестовый слой	40	35	30
подушка из песка	20	20	20
Ширина плеча балластной призмы, см <sup>1</sup>	45	35	25*
Крутизна откосов балластной призмы	1:1,5	1:1,5	1:1,5
Рекомендуемая ширина земляного полотна на прямых участках пути, м:			
на однопутных линиях	7,5	7,0	6,5
на двухпутных линиях	11,6	11,1	10,6
<sup>1</sup> Ширина плеча указана для случая применения шпал длиной 2,70 м; при шпалах другой длины (2,75 или 2,80 м) плечо уменьшается.			
* На кривых участках пути радиусом менее 600 м плечо балластной призмы с наружной стороны кривой принимается равным 35 см.			
Примечание. При подушке из гравия толщину слоя щебня или асбеста можно уменьшать на 5 см за счет увеличения на эту величину толщины подушки.			

На поперечных профилях измельченного камня указаны размеры для плотного добавления балластных материалов. При повторной укладке щебня его толщина под основанием должна быть увеличена, чтобы компенсировать осадок на 20% от расчетной толщины для размера частиц щебня 25 - 70 мм и 15% для частиц размером от 40 до 70 мм. Верх щебеночного балластного слоя с деревянными шпалами должен быть на 3 см ниже их верхнего слоя, а с железобетонными шпалами - на том же уровне, что и верхняя часть. В профилях балластной призмы должны быть предусмотрены обочины шириной 50-60 см. Толщина щебня достигает 25 см, а крутизна склонов до 1: 1,25.

Ширина балластной призмы должна составлять не менее 25 см, а ширина плеча - не менее 50 см.

При непрерывной замене рельсов на основных путях железных дорог в трэке устанавливаются новые рельсы двух типов в зависимости от нагрузки: Р75 (ГОСТ 16210-77, рисунок 1.4), и Р65 (ГОСТ 8161-75, рисунок 1.5) (таблица 1.5). На дорогах промышленных предприятий используются рельсы типов Р50 (ГОСТ 7174-75, рисунок 1.6) и Р43 (ГОСТ 7173-54, рисунок 1.7). На железных дорогах есть рельсы того же типа, но более ранние годы укладки (таблица 1.6). Рельсы, используемые повторно, называются старыми [14, 132].

Таблица 1.5. – Основные показатели рельсов

Показатель	Р75 по ГОСТ 16210-77	Р65 по ГОСТ 8161- 75	Р50 по ГОСТ 7174- 75	Р43 по ГОСТ 7173- 54
Номер чертежа в альбоме	24	25	26	27
Масса 1 м рельса, кг	74,41	64,72	51,67	44,65
Масса одного рельса длиной 25 м, кг	1860	1618	1292	1116
Высота рельса, мм в том числе:	192,0	180,0	152,0	140,0
высота головки	55,3	45,0	42,0	42,0
шейки	104,4	105,0	83,0	71,0
подошвы	32,3	30,0	27,0	27,0
Ширина головки рельса, мм:				
вверху	72,0	73,0	70,2	70,0
внизу	75,0	75,0	72,0	70,0
Ширина подошвы, мм	150	150	132	114
Толщина шейки в средней части, мм	20	18	16	14,5
Площадь поперечного сечения, см <sup>2</sup>	95,04	82,65	65,99	57,0
Распределение площади по профилю, %:				

Продолжение таблицы 1.5.

Показатель	P75 по ГОСТ 16210-77	P65 по ГОСТ 8161- 75	P50 по ГОСТ 7174- 75	P43 по ГОСТ 7173- 54
головки	37,4	34,1	38,1	42,8
шейки	26,5	28,5	24,5	21,3
подошвы	36,1	37,4	37,4	35,9
Расстояние от центра тяжести, мм:				
до низа подошвы	88,2	81,3	70,5	68,5
до верха головки	103,8	98,7	81,5	71,5
Момент инерции относительно осей, см <sup>4</sup> :				
горизонтальной	4489	3540	2011	1489
вертикальной	665	564	375	260
Момент сопротивления, см <sup>3</sup> :				
по низу подошвы	509	435	285	217
по верху головки	432	358	247	208
по боковой грани подошвы	89	75	55	45

Таблица 1.6. – Распространенные колеи по странам [133]

Колея, мм	Название	Протяженность, км	Используют, страны
1676	Индийская колея	более 78 500	Индия (Проект «Unigauge» — 42 000 км), Пакистан, Шри-Ланка (1508 км), Аргентина (24 000 км), Чили. (5-е место по распространённости в мире — 6 % общей длины всех железных дорог.)
1668	Иберийская колея	15 394	Португалия, Испания
1600	Ирландская колея	9 800	Ирландия, частично Австралия — «Викторианская колея» (4017 км),

Продолжение таблицы 1.6.

			Бразилия (4057 км).
1524	Российская колея	7 000	Финляндия, частично Эстония (также используется 1520 мм).
1520	Российская колея	220 000	Страны СНГ, Грузия, Латвия, Литва, частично Эстония (также используется 1524 мм), Монголия, Финляндия. (Русская колея занимает 2-е место по распространённости в мире — 17 % общей длины всех железных дорог.)
1435	Европейская колея	720 000	Центральная и Западная Европа, США, Канада, Китай, Корея Северная, Корея Южная, Австралия, Ближний Восток, Северная Африка, Мексика, Куба, Панама, Венесуэла, Перу, Уругвай. (1-е место по распространённости в мире — до 60 % общей длины всех железных дорог.)
1067	Капская колея	112 000	Южная и Центральная Африка, Индонезия, Япония, Тайвань, Филиппины, Новая Зеландия, частично Австралия, Сахалинская железная дорога (Россия). (3-е место по распространённости в мире — 9 % общей длины всех железных дорог.)
1000	Метровая колея	95 000	Юго-Восточная Азия, Индия (17 000 км), Бразилия (23 489 км), Боливия, север Чили, Кения, Уганда. (4-е место по распространённости в мире — 7 % общей длины всех железных дорог.)



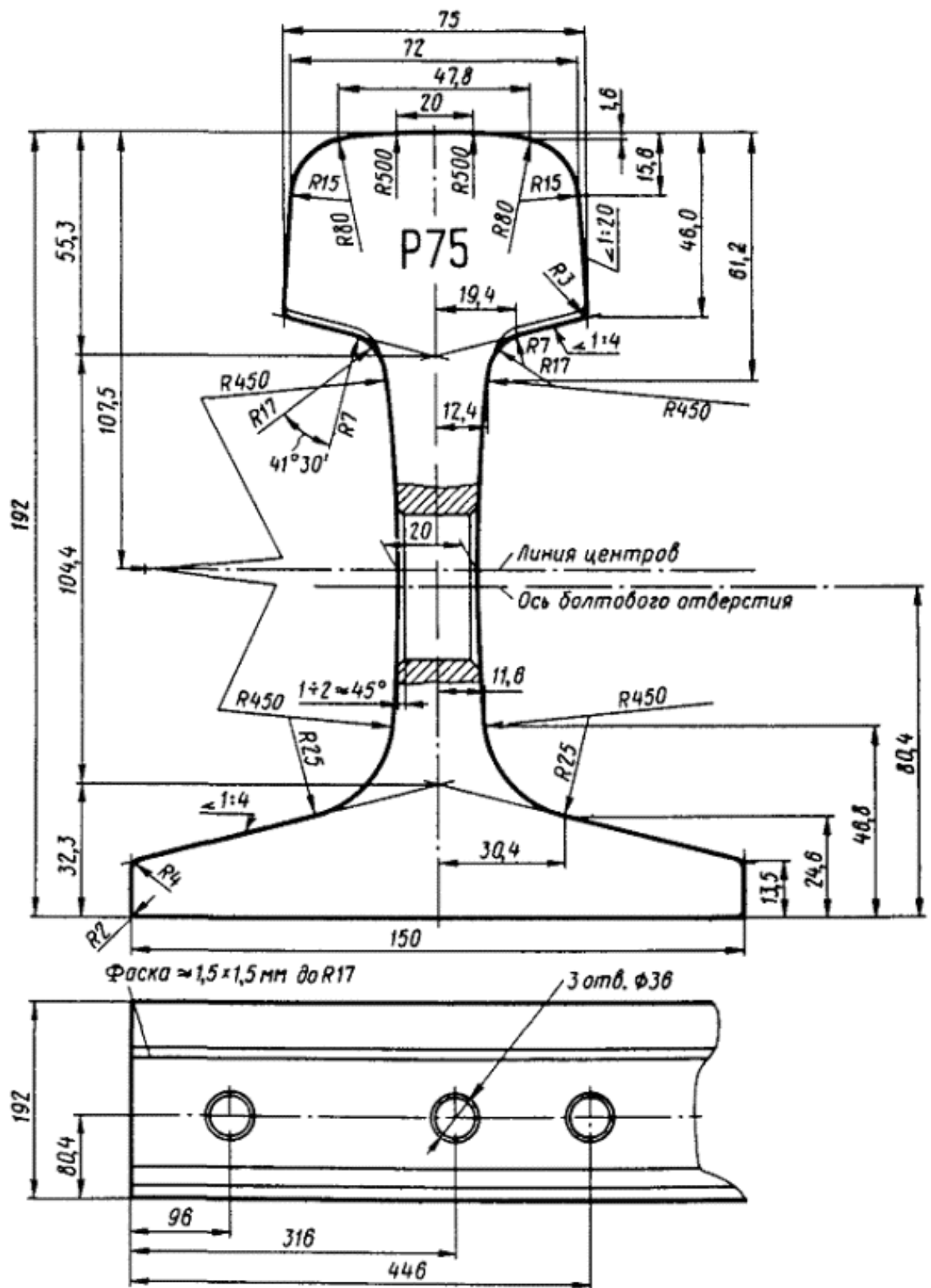


Рисунок 1.4 - Рельс типа P75 по ГОСТ 16210-77



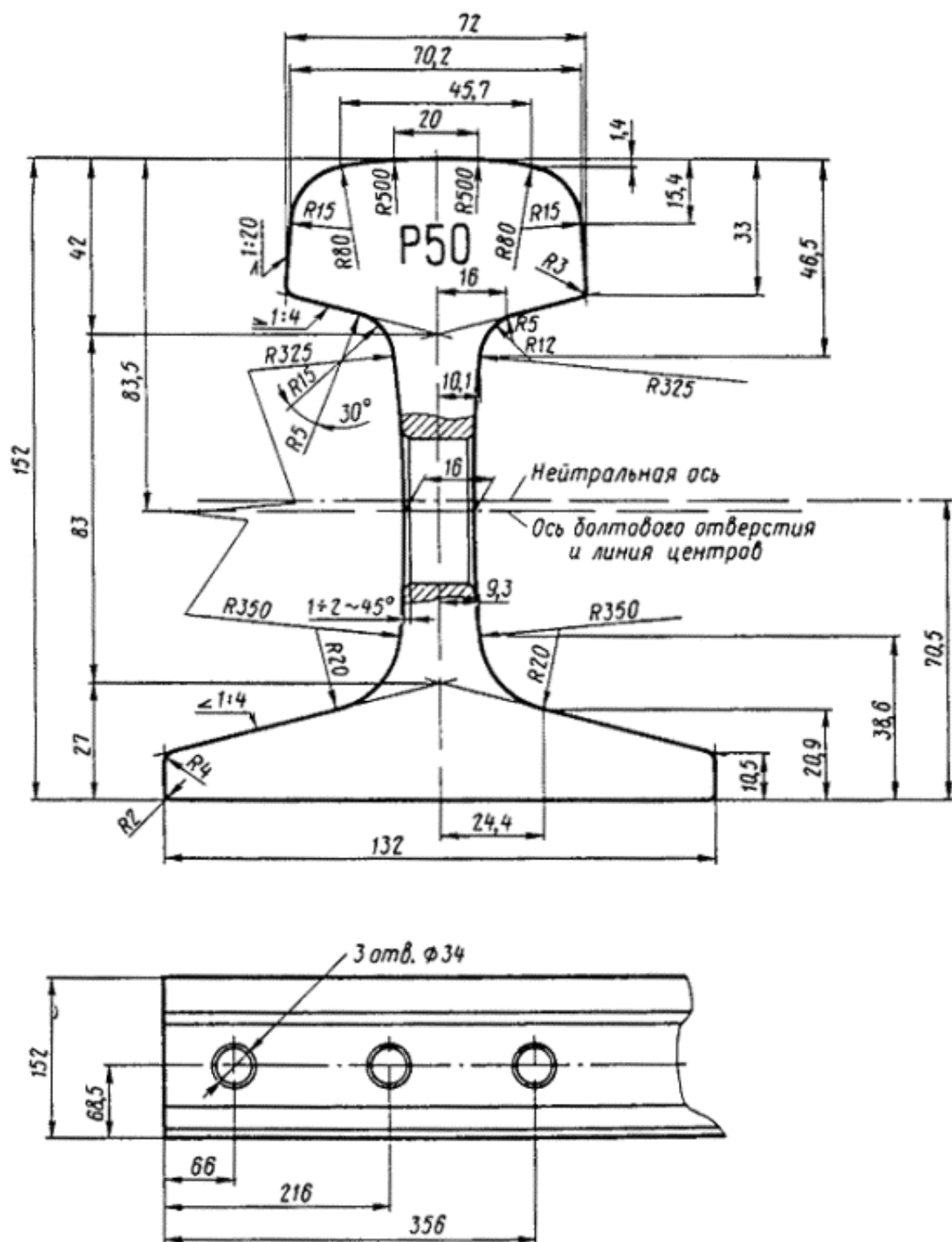


Рисунок 1.6 - Рельс типа P50 по ГОСТ 7174-75

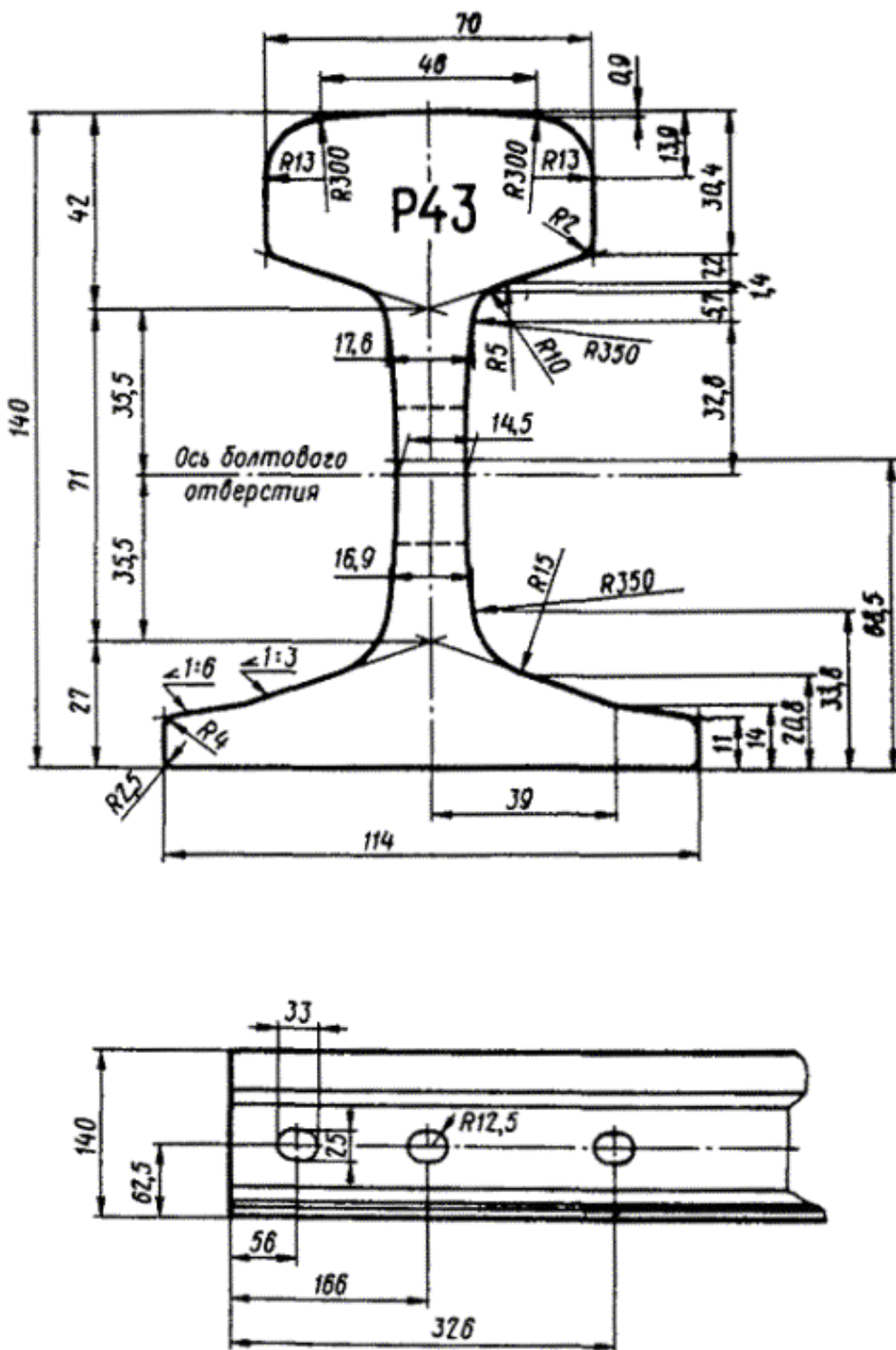


Рисунок 1.7 - Рельс типа Р43 по ГОСТ 7173-54 [14, 132]

## 1.2. Общие сведения о ширине колеи

Ширина трека - на железнодорожном транспорте, - расстояние между внутренними краями головок рельсов. По разным причинам ширина трека на разных железных дорогах варьируется от страны к стране. Это создает определенные препятствия для перевозки грузов и перевозки пассажиров на железных дорогах с разной шириной колеи.

Для преодоления этого используются:

- перегрузка груза (переброска пассажиров) из подвижного состава, предназначенного для использования на железных дорогах одной колеи, в вагоны другой колеи;
- перестановка вагонов на вагонах, предназначенных для движения по определенной дорожке;
- различные технологии для автоматического изменения ширины дорожки. Для этих целей, в пунктах соединения и часто для многих десятков километров в обоих направлениях, железнодорожные пути с различными гусеницами или комбинированными многодорожечными железными дорогами могут соседствовать [133].

С середины XIX века железная дорога Российской империи, позже СССР и Финляндия, а затем Монголия была выбрана в качестве эталона 1524 мм (5 английских футов). С мая 1970 года по начало 1990-х годов железные дороги СССР (Кыргызстан в том числе) были переведены на трассу 1520 мм (рисунок 1.8).

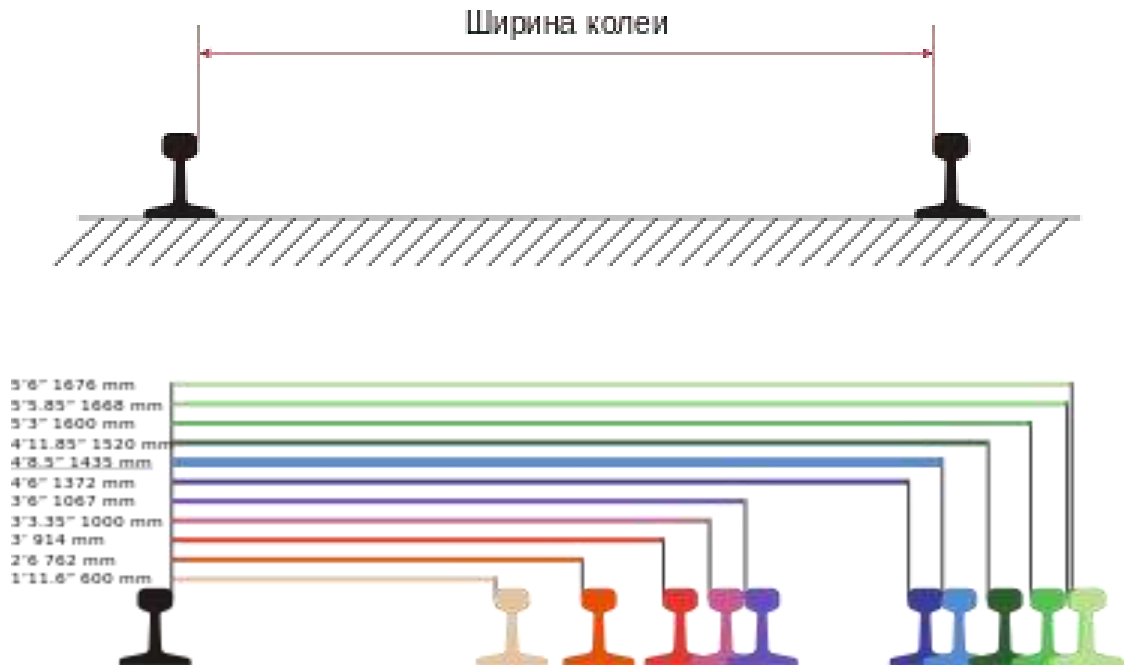


Рисунок 1.8 - Трек железных дорог стран бывшего СССР, Монголии и Финляндии

Это было сделано для увеличения скорости движения при эксплуатации грузовых поездов, увеличения их скорости без модернизации самого подвижного состава. После распада СССР — это стандарт ширины трассы на железных дорогах всех стран, сформированных на ее месте. Железные дороги Финляндии и метро Хельсинки по-прежнему продолжают использовать старый стандарт — 1524 мм.

Разница в 4 мм не требует преобразования подвижного состава, но на переходной стадии возникли серьезные проблемы с резким увеличением износа колесных пар подвижного состава. Однако до конца соотношения ширины трэка или, более правильно, зазор между внутренним краем головки рельса и гребнем колеса (фланцем) колесной пары с интенсивностью их износа не был установлен. Так же ширина трэка (1520 мм) используется на всех станциях метрополитена России и СНГ. Большинство трамвайных путей СНГ используют колею 1520 мм (хотя имеются также узкоколейные трамвайные

системы с шириной 1 метр, например, в Калининграде, Пятигорске, Львове, Виннице, Житомире, Евпатории, Молочном и Лиенае). В Хельсинки также есть метро с данной шириной колеи. В Таллинне ширина трамвайной трассы составляет 1067 мм. В Ростове-на-Дону для трамвая используется европейский стандарт 1435 мм.

Ширина трэка 1524 мм впервые использовалась в России при строительстве Николаевской железной дороги (середина XIX века). Существует мнение, что это было связано с работой по строительству консультантов по дорогам из Соединенных Штатов, и особенно с Ю. В. Уистлером (в то время этот путь был популярен в южных штатах США). Возможно также, что российские инженеры П. Мельников и Н. О. Крафт, посетившие Америку до строительства Николаевской железной дороги, предложили использовать этот стандарт. Кроме того, ширина этой дороги была удобна тем, что она была выражена в круглом количестве - 5 футов.

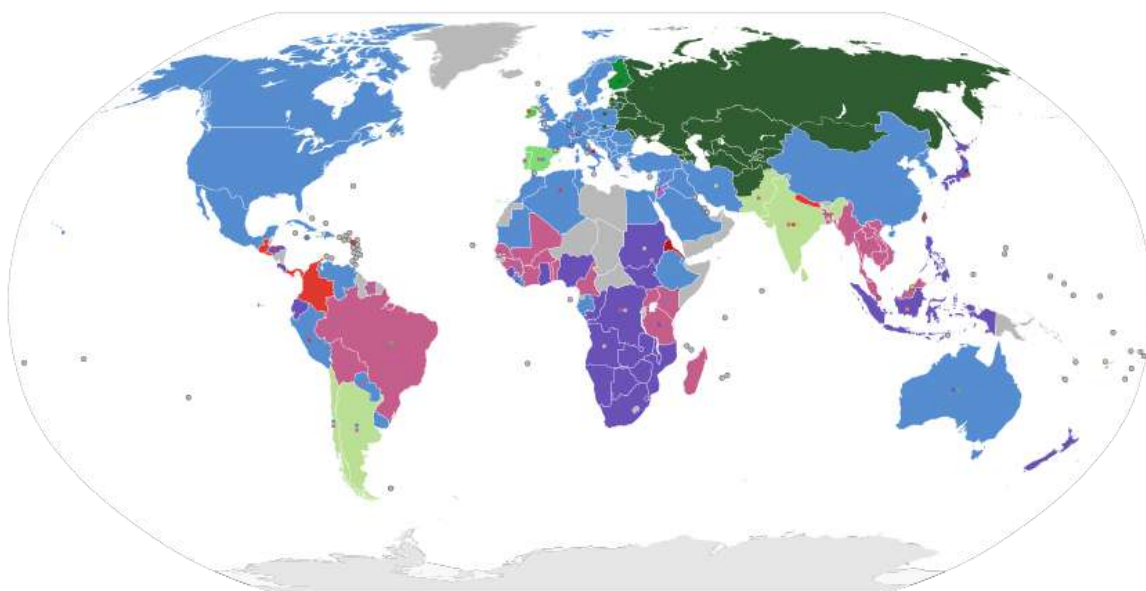
Кроме того, во время установления стандарта для единой ширины колеи в России общеевропейский стандарт отсутствовал. Сам по себе показатель 1520 мм не имеет больших преимуществ перед стандартом 1435 мм, за исключением немного большей устойчивости поездов, разница между ними мала - 85 мм ( $\approx 6\%$ ). На рисунке 1.9 Европейская колея подходит для перемещения подвижного состава стандарта 1520 мм с такими же размерами, нагрузками и скоростями после замены колесных пар (и наоборот). Кроме того, движение поездов в странах Евросоюза часто осуществляется намного выше по скоростям, чем в СНГ [133].



Рисунок 1.9 - Европейская колея

Самый распространенный стандарт в мире - 1435 мм (4 английских фута и 8,5 дюйма). Эту колею имеют железные дороги Северной Америки, Китая и Европы (за исключением стран СНГ, Балтии, Финляндии, Ирландии, Испании и Португалии). Именно эта ширина трэка была принята для строительства первой пассажирской железнодорожной линии Ливерпуль-Манчестер инженером Джорджем Стивенсоном. Фактически, это был самым узким из всех широких вариантов колеи, выбранных с тем, чтобы железные дороги не нуждались в подкреплениях для восстановления мостов, насыпей и выемок (рисунок 1.10).





mm	1676	1668	1600	1524	1520	1435	1372	1067	1050	1000	950	914	762	750	610	600
ft in	5'6"	5'5.67"	5'3"	5'	4'11.8"	4'8.5"	4'6"	3'6"	3'5.3"	3'3.4"	3'1.4"	3'	2'6"	2'5.5"	2'	1'11.6"

Рисунок 1.10 - Распространенные колеи по странам

Двадцать лет спустя (в 1846 году) этот трек был признан британским парламентом стандартом и должен был использоваться при строительстве новых железных дорог. Следует отметить, что одна из первых британских железнодорожных компаний Great Western Railway использовала широкую колею 2140 мм. В 1866 году длина дорог на широком пути этой компании составляла 959 км, но в будущем линии с широкой колеей 2140 мм были заменены на стандартный трек. В пограничных районах, где используются разные треки, иногда используются маршруты с комбинированным треком, в частности, из Калининграда (Россия) на станцию Бранево (Польша). Затем европейский трек продолжается.

Первая железнодорожная линия в Польше в составе Российской империи была построена с европейской колеей. Это была Варшавско-Венская железная дорога, открытая в 1848 году. В последующие годы стали появляться железные дороги стандарта 1524 мм: Петербургско-Варшавская железная

дорога (1862 год), Варшавско-Тереспольская железная дорога (1867 год), Привислинская железная дорога (1877 год) и Варшавско-Калишской железная дорога (1902 год). Несмотря на это, в то же время железнодорожные линии были построены с использованием европейской ширины, как это имело место на Варшавско-Бромбергской железной дороге (1862 г.). После того, как Польша обрела независимость, начался процесс модернизации железнодорожной сети, и в конце 1929 года все железнодорожные линии с российской широкой колеей в Польше были преобразованы в ширину 1435 мм.

Сверх широкая колея - 3000 мм: Германия (конец 1930-х годов) — был разработан проект строительства сети сверхширококолейных скоростных железных дорог, на рисунке 1.11 так называемый Breitspurbahn.

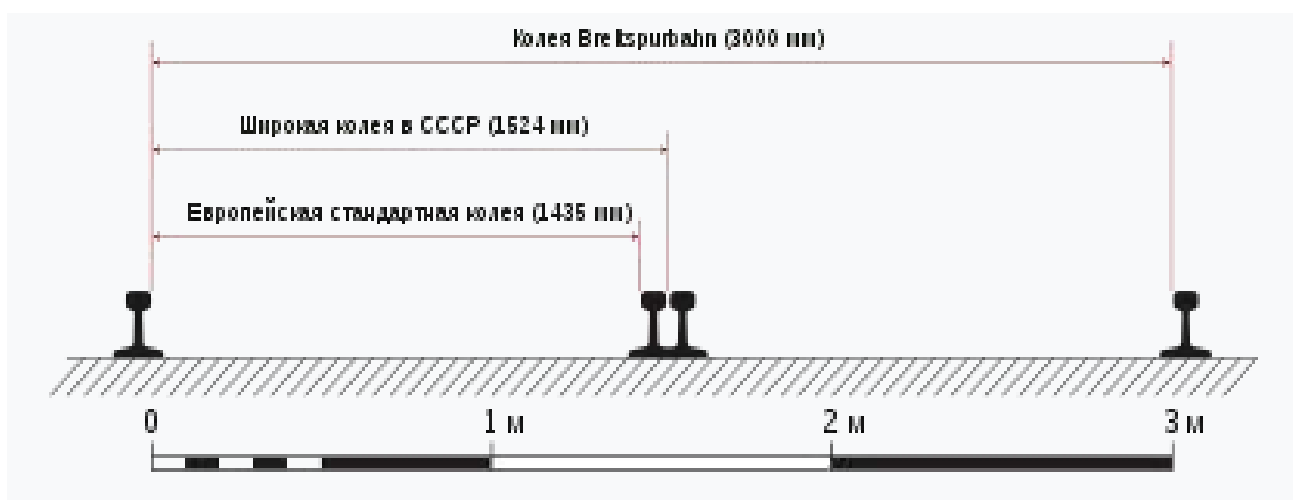


Рисунок 1.11 – Европейская колея и так называемый Breitspurbahn

Сеть эта была запланирована в Европе, а в будущем и в Азии, дороги должны были по замыслу связать Японию и Индию с Европой. Был построен демонстрационный участок, разрабатывались паровозы, тепловозы и вагоны. Проект не был осуществлен.

- 2140 мм: Англия (с 1833 по 1892 год) — Great Western Railway.
- 2000 мм: Англия (с 2001 года) — Cairngorm Mountain Railway (горная фуникулерная дорога для подъема горнолыжников).

- 1945 мм: Нидерланды.
- 1880 мм: Англия.
- 1829 мм: Россия — первая железная дорога России (Царскосельская железная дорога).

- 1750 мм: Франция.

Широкая колея 1676 мм («Индийская колея») Индия; Пакистан; Бангладеш; Шри Ланка; Канада; США (метрополитен Сан-Франциско). Также встречается в Аргентине и Чили.

- 1668 мм («Иберийская колея»): Португалия; Испания. Подвижной состав этого стандарта пригоден и для использования на индийской колее 1676 мм.

- 1665 мм: Португалия. Старый стандарт до унификации с Испанией.

- 1600 мм («Ирландская колея»): Австралия (пригородные дороги штата Новый Южный Уэльс); Бразилия; Ирландия; Новая Зеландия; Canterbury Provincial Railways.

- 1588 мм: США. Используется для трамваев в некоторых городах.

- 1581 мм: США. Используется для трамваев в некоторых городах.

- 1575 мм: Ирландия.

- 1524 мм (историческая «Русская колея»): Российская империя и СССР (1851—1970 годы); Финляндия; Эстония (после распада СССР — унификация стандартов с Финляндией); США (полностью заменена колеей 1435 мм, остались короткие пути для технических нужд); Панамский канал (полностью заменена колеей 1435 мм).

- 1520 мм (новая «Российская колея»): СССР с 1970-х годов; СНГ, включая Россию; Латвия; Литва; Монголия; некоторые другие страны. На практике подвижной состав железных дорог с шириной колеи 1524 мм и 1520 мм совместим. Технические требования для поезда «Allegro» (маршрут: Санкт-Петербург — Хельсинки) включает число 1522 мм.

- 1495 мм: Канада. Используется для трамваев и метрополитена в Торонто.
- 1473 мм: США.
- 1435 мм (т. н. «стефенсоновская колея»): Основная колея железных дорог в мире (также часто именуется «Европейской», «нормальной», «стандартной» или «интернациональной» колеей); Синкансэн; Австралия (17678 км — все межштатные дороги, часть местных и пригородных дорог).

Поскольку наиболее распространенными типами ширины колеи в современном мире являются европейская колея и российская колея, при стыковке железных дорог с этими типами колеи возникают наибольшие проблемы. В настоящее время наибольшее число стыковочных узлов сосредоточено на границе Украины (русская колея — 1520 мм) с Польшей, Словакией, Венгрией и Румынией (европейская колея 1435 мм) — около 15 стыковочных узлов. В этих местах на многие десятки километров в обе стороны от границ сопредельных государств имеются железнодорожные пути, как русской, так и европейской колеи. В части из этих стыковочных узлов осуществляется перегрузка груза и (или) пересадка пассажиров, а в некоторой части — перестановка вагонов (замена вагонных тележек).

Перестановка вагонов пассажирского поезда занимает около двух часов. Замена грузовых вагонных тележек может занимать несколько дней и даже недель с учетом очереди. Многие пункты перестановки способны обрабатывать лишь несколько десятков вагонов в день. Это существенно увеличивает время нахождения в пути в международном сообщении. Так, к примеру, современный поезд Санкт-Петербург — Хельсинки «Аллегро» не останавливается на границе России и Финляндии благодаря тому, что в этих странах используется очень близкая ширина колеи (1520 и 1524 мм соответственно — разница в ширине менее 0,3 %), а поезд рассчитан на среднюю величину. В то же время, пассажирские поезда, следующие из России, Белоруси, Украины в

другие европейские страны теряют по времени не менее двух часов на перестановку вагонов.

Кроме замены колесных пар переход между путями с различной шириной колеи возможен с помощью специальных раздвижных колесных пар. Используется несколько систем раздвижных колесных пар, например испанская *Talgo-RD* (активно эксплуатируется с 1960-х годов; используется на маршруте Москва — Берлин, пункт смены ширины колеи — Брест) и польская *SUW 2000* (используется на маршруте Краков — Львов, ранее на маршруте Варшава — Вильнюс и др. на рисунках 1.12, 1.13) [133].



Рисунок 1.12 – Расположение рельсов на границе Швеции и Финляндии, слева направо: первый и третий рельсы: колея 1524 мм (Финляндия), второй и четвертый рельсы, колея 1435 мм (Швеция)

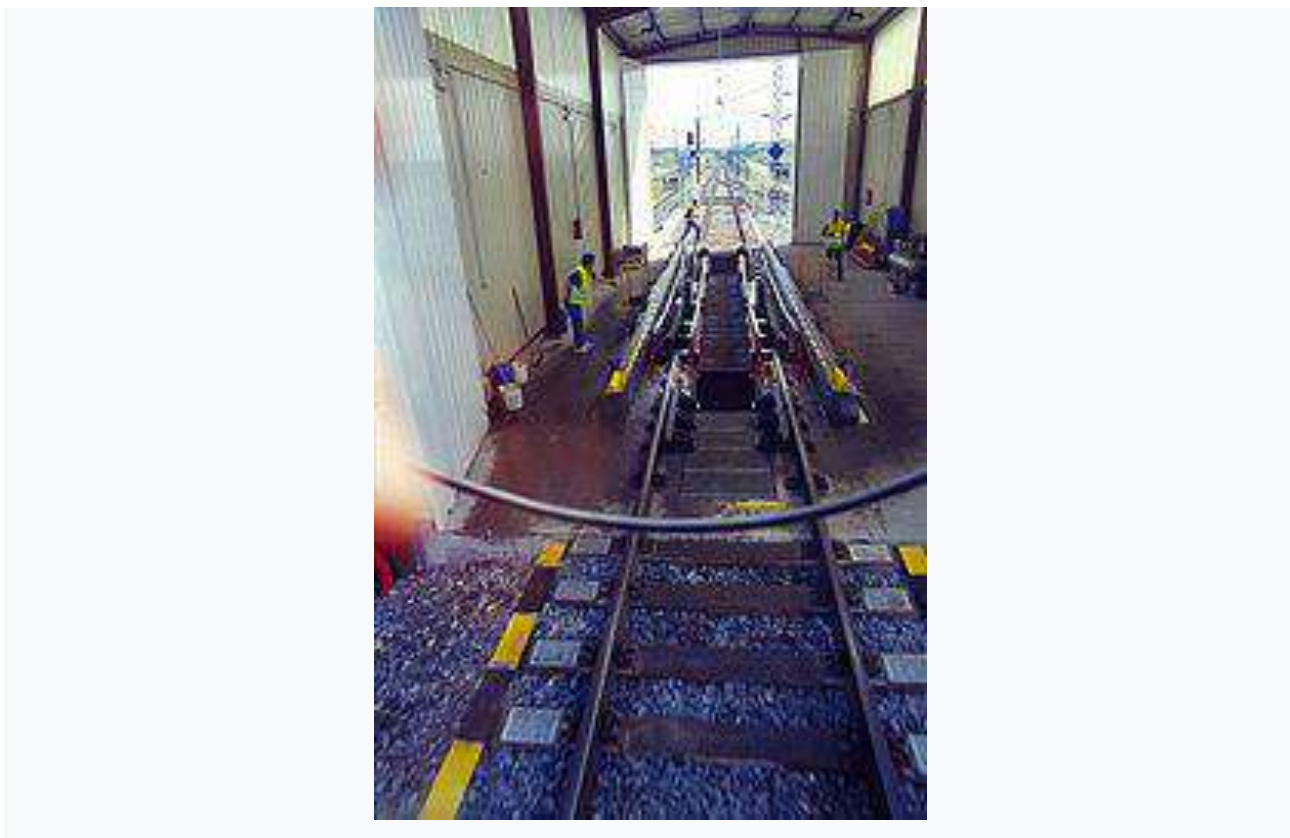


Рисунок 1.13 - Участок пути с системой изменения ширины колеи в Льейда, Испания

### **1.3. Конструктивные особенности высокоскоростной магистрали**

Высокоскоростной наземный транспорт (ВСНТ) - наземный железнодорожный транспорт, обеспечивающий движение поездов со скоростью более 200 км/ч (120 миль в час). Движение таких поездов, как правило, осуществляется на специально выделенных железных дорогах - высокоскоростной магистрали (ВСМ) или на магнитной подвеске (Маглев). Впервые регулярное движение скоростных поездов началось в 1964 году в Японии. В 1981 году ВСНТ начал работать во Франции, и вскоре большая часть Западной Европы, включая даже Великобританию, была интегрирована в единую высокоскоростную железнодорожную сеть.

Современные высокоскоростные поезда развивают скорость около 350-400 км/ч, а в испытаниях они могут разогнаться до 560-580 км/ч. Из-за скорости

обслуживания и высокой скорости движения они представляют собой серьезную конкуренцию другим видам транспорта при сохранении этого преимущества всех поездов, таких как низкая стоимость транспортировки с большим объемом пассажиропотока. В общем, высокоскоростные поезда перевозят пассажиров, но есть разновидности, предназначенные для перевозки грузов. Так, французская почтовая служба La Poste имеет в своем распоряжении парк специальных электропоездов TGV для перевозки почты [134]

Понятие Высокоскоростной наземный транспорт (а также Высокоскоростной поезд) относительно условно и может отличаться как по странам, так и по историческим периодам. Так еще в начале XX века высокоскоростными называли поезда, следующие со скоростями выше 95—100 миль/ч (150—160 км/ч). В связи с дальнейшим ростом скоростей поездов, данная планка постепенно увеличивалась. В настоящее время, например, во Франции (на обычных линиях) ее величина составляет 200 км/ч, в Японии, а также в той же Франции (но для специализированных линий) — 250 км/ч, в США — 120 миль/ч (около 190 км/ч) и так далее. Помимо этого, во многих странах объединены такие понятия, как Высокоскоростной поезд и Скоростной поезд.

Несмотря на многочисленные проекты в европейских странах, первая открытая скоростная железная дорога появилась на другом конце континента - в Японии. В этой стране в середине 1950-х годов транспортная ситуация вдоль восточного побережья Хонсю резко обострилась, что было связано с высокой интенсивностью пассажиропотока между крупнейшими городами страны, особенно между Токио и Осакой. Используя преимущественно зарубежный опыт (особенно американский), администрация Японских железных дорог довольно быстро создала скоростной железнодорожный проект между этими двумя городами (1956-1958). Строительство дороги началось 20 апреля 1959

года, а 1 октября 1964 года был введен в эксплуатацию первый в мире ВСМ. Ему было дано название «Токайдо», длина маршрута составила 515,4 км, а максимальная допустимая скорость поезда - 210 км / ч.

Дорога быстро завоевала популярность среди населения, о чем, например, свидетельствует увеличение объема пассажирских перевозок, осуществляемых на линии:

- с 1 октября 1964 по 31 марта 1965 — 11 млн пассажиров;
- с 1 апреля 1966 по 31 марта 1967 — 43,8 млн пассажиров;
- с 1 апреля 1971 по 31 марта 1972 — 85,4 млн пассажиров.

Уже в 1967 году дорога стала прибыльной, и к 1971 году она полностью оплатила расходы на строительство.

В 1985 году, то есть через год после запуска сети TGV во Франции, Комиссия по транспорту Европейских стран (ЕС) выдвинула ряд важных предложений по организации высокоскоростного сообщения в Европе. К тому времени проблемы универсальной моторизации уже были четко видны, что негативно сказалось не только на транспорте, но и на экологической ситуации. Первоначально предложения объединить ВСМ в единую сеть касались только магистралей, созданных компанией SNCF, но вскоре были также созданы международные проекты. Чтобы проверить осуществимость этой идеи, была создана рабочая группа экспертов из Международного союза железных дорог и Европейского сообщества железных дорог, которая в 1989 году разработала «Предложения для Европейской сети высокоскоростных железных дорог» на основе которых Совет министров ЕС сформировал рабочую группу «Группа высокого уровня» (также известную как группа «Высокая скорость»).

Эта группа, в первую очередь, состояла из следующих представителей: страны-члены ЕС, железнодорожные компании, предприятия, производящие железнодорожное оборудование, а также ряд других заинтересованных компаний. 17 декабря 1990 года Совет министров ЕС одобрил доклад,



разработанный Группой по «Европейской сети скоростных поездов» и прилагаемый генеральный план развития высокоскоростных железных дорог в Европе до 2010 года.

Большинство технологий, используемых в ВСНТ, аналогичны технологиям железнодорожного транспорта. Прежде всего, различия обусловлены высокой скоростью движения, что влечет за собой увеличение таких параметров, как центробежные силы (возникает, когда поезд пересекает кривые участки дороги, может вызвать дискомфорт у пассажиров) и сопротивление движению. В целом, увеличение скорости движения поездов ограничено следующими факторами:

- аэродинамика;
- механическое сопротивление пути;
- тяговые и тормозные мощности;
- динамическая устойчивость движения;
- надежность токосъема (для ЭПС).

Для улучшения аэродинамических характеристик поезда имеют обтекаемую переднюю форму, а минимальное количество выступающих частей и выступающих (например, пантографов) оснащено специальными обтекаемыми оболочками. Кроме того, оборудование шасси закрыто специальными экранами. Из-за использования таких конструктивных мер, в то же время, аэродинамический шум уменьшается, то есть поезд становится менее шумным. Механическое сопротивление в основном связано с взаимодействием с колесом-рельсом, то есть для уменьшения сопротивления требуется уменьшить отклонение рельсов. Для этого, прежде всего, необходимо укрепить железнодорожный путь, для которого используются тяжелые рельсы, железобетонные шпалы, щебеночный балласт. Также необходимо уменьшить нагрузку на рельсы, для чего в материалах кузовов используются алюминиевые сплавы и пластик. Наконец можно вообще избавиться от колес, то есть поезд

будет висеть над путями, что можно использовать на линейных тяговых двигателях и суперпроводниках. По этому принципу и были установлены поезда на магнитной левитации - Маглев.

Чтобы обеспечить высокую выходную мощность, поезд должен иметь очень мощный источник первичной энергии. Это объясняет, почему почти все высокоскоростные поезда (только за редким исключением) относятся к электрическому поезду (электровозы, электропоезда). Тяговые двигатели на поездах первого поколения были коллекторами постоянного тока. Мощность такого двигателя ограничена, прежде всего, сборочной щеткой (которая также ненадежна), поэтому на поездах последующих поколений использовались бесщеточные тяговые двигатели: синхронный (клапан) и асинхронный. Такие двигатели имеют гораздо более высокую мощность, поэтому для сравнения: мощность электропоезда постоянного тока TGV-PSE (1-го поколения) составляет 538 кВт, а синхронный электрический поезд TGV-A (2-го поколения) - 1100 кВт. Для торможения высокоскоростных поездов, прежде всего, используется электрическое торможение, особенно реостатическое, так как оно (в отличие, например, рекуперативное) может использоваться в высокоскоростной зоне (порядка нескольких сотен километров в час). Однако современные статические преобразователи используются на EPS 4-го поколения, могут использоваться на подвижном составе и рекуперативным торможением практически во всем диапазоне скоростей [134]

В текущий момент времени скоростные поезда еще не достигли скоростей пассажирских реактивных самолетов - 900-950 км/ч. Проект Илона Маска hyper loop еще не получил практическую реализацию. Из этого можно сделать вывод, что на самолете из города в город пассажиры могут добраться быстрее, чем на поезде. Однако здесь вступает в силу тот факт, что аэропорты в большинстве своем находятся далеко от центра города, и дорога к ним может занять значительное время. Кроме того, довольно долгое время (около 2 часов)

занимает регистрацию перед посадкой. В свою очередь, высокоскоростные поезда могут быть отправлены с центральных станций города, и время от покупки билета до отправки поезда может занять около 15 минут. Таким образом, эта разница во времени позволяет поездам иметь преимущество над самолетами. На рисунке 1.14 показано приблизительное время поездки для поездов и самолетов с учетом времени, затраченного на поездку на железнодорожную станцию или в аэропорт, а также для регистрации.

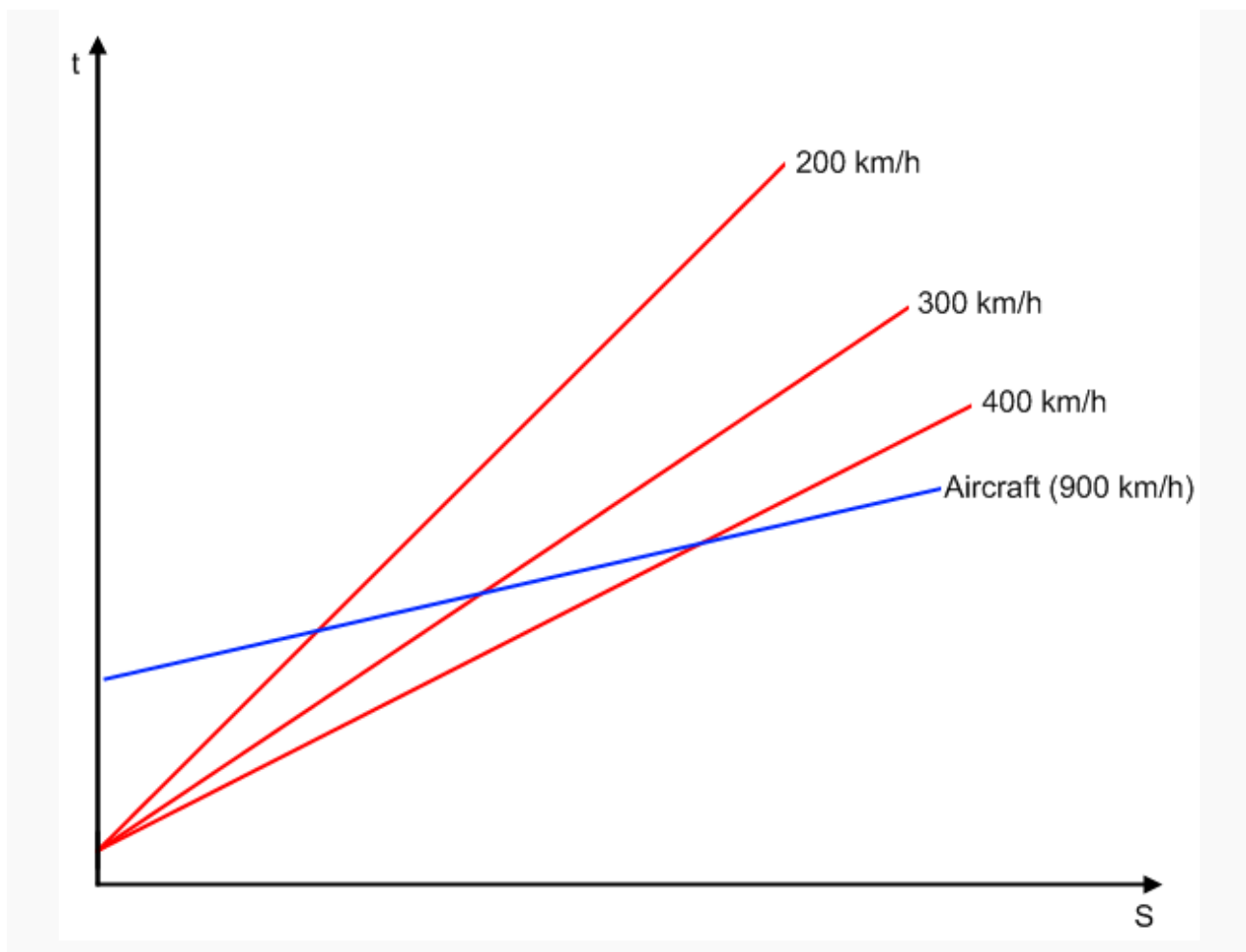


Рисунок 1.14 - Сравнение общего времени поездки на поездах ВСМ (красные линии) и при воздушном сообщении (синяя линия)

На основании этого можно сделать вывод, что при определенных скоростях поездов на определенном расстоянии общее время поездки на поезде будет меньше, чем на самолете. Замена воздушного сообщения между городами на ВСНТ в первую очередь позволяет экономить в дорогостоящем

авиационном топливе, а также позволяет разгрузить аэропорты. Последнее дает возможность увеличить количество дальних полетов, включая межконтинентальные рейсы. Следует отметить, что уже при запуске первого ВСМ произошел значительный отток пассажирских перевозок от авиации в ВСНТ, что привело к тому, что авиакомпании либо сократили количество таких рейсов, либо снизили стоимость билетов и ускорили обслуживание (рисунок 1.15 и 1.16).

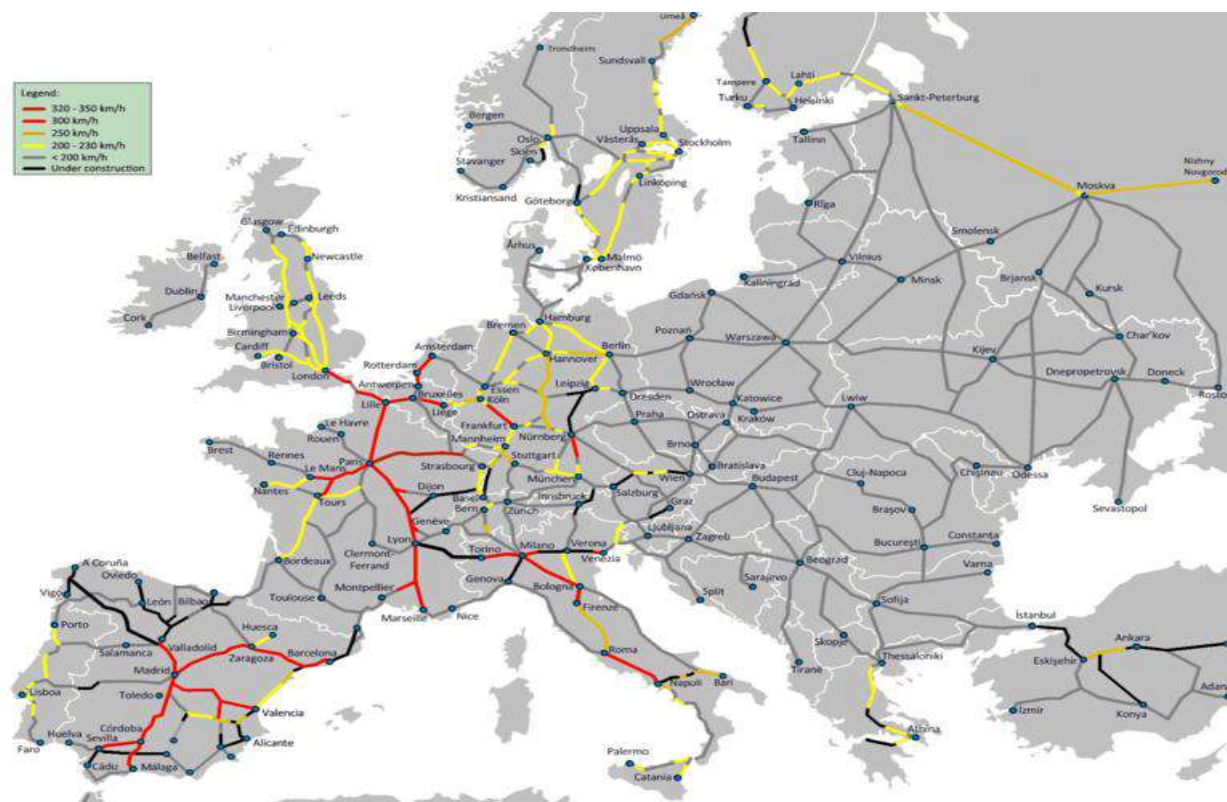


Рисунок 1.15 - Высокоскоростные магистрали Европы





Рисунок 1.16 - Высокоскоростные магистрали Азии

■ 300 км/ч и выше
 ■ 250–299 км/ч
 ■ 200–249 км/ч
 ■ Строящиеся

Высокоскоростной наземный транспорт рациональнее применять между отдаленными объектами прежде всего при наличии большого регулярного пассажиропотока, например, между городом и аэропортом, в курортных зонах или между двумя крупными городами. Стоит также учитывать плотность населения, так как может случиться так, что жителям из пригородов будет быстрее добраться до другого города на автотранспорте, так как дорога до железнодорожного вокзала занимает слишком много времени.

Также высокоскоростные поезда эффективны в местности, где высокие цены на нефтепродукты, так как в основном питание для высокоскоростных поездов поступает от электростанций, которые в свою очередь могут использовать альтернативные виды энергии (например, энергию

воды и атомную), тем самым обеспечивая защиту окружающей среды. Этим и объясняется распространение высокоскоростных поездов в таких странах, как Япония, Франция, Германия и многих других, где высокая плотность населения городов, а в энергетике преобладают атомные электростанции [134]

#### **1.4. Анализ исследований и разработок в области устойчивости железнодорожного пути**

Демпфирующий железнодорожный путь: Изобретение относится к железнодорожному транспорту и может быть использовано при строительстве, реконструкции и эксплуатации пути на железных дорогах, метрополитене, городском рельсовом транспорте. Демпфирующий железнодорожный путь включает рельсы, соединенные со шпалами с помощью скреплений, и содержит средство для гашения вибраций и шумов, выполненное в виде накладок из высокодемпфирующих сталей или сплавов, жестко присоединяемых к боковым поверхностям шейки рельсов с одной или с двух сторон. Техническим результатом изобретения является одновременное эффективное гашение вибраций, возникающих при прохождении подвижного состава по рельсам, гашение шума, его сопровождающего, упрощение вибропоглощающей конструкции и повышение показателей ремонтпригодности. 8 з.п. ф-лы, 7 ил. [116].

Конструкция земляного полотна железнодорожного пути: Изобретение относится к возведению насыпей, в том числе насыпей железных дорог. Цель изобретения - уширить основную площадку земляного полотна без нарушения целостности земляного полотна, уменьшить объем дренирующего грунта засыпки. Указанная цель достигается тем, что опорные элементы расположены точно на откосе земляного полотна и снабжены сеткой в сочетании с геотекстилем. Сущность изобретения заключается в том, что на откосе

земляного полотна размещены опорные элементы в виде металлических труб длиной 2,0-2,5 м, при этом в тело земляного полотна заведено не менее 1/3 длины труб, остальные их части свободно располагаются над поверхностью откоса на расстоянии 1,2-1,5 м друг от друга и между ними размещена сетка двойного кручения, обернутая геотекстилем, которая нижним краем упирается в откос земляного полотна, верхний ее край совпадает с верхом металлических труб, пазухи между сеткой и откосом земляного полотна заполнены дренирующим грунтом, верхняя поверхность которого располагается на уровне основной площадки земляного полотна и образует нормативную обочину земляного полотна. Таким образом, предлагаемое устройство позволяет уширить основную площадку земляного полотна, сохранив существующую конструкцию земляного полотна, за счет точечного расположения опорных элементов, а применение сетки в сочетании с геотекстилем позволяет получить определенный объем пазух и, следовательно, спрогнозировать расход дренирующего грунта. Следует отметить, что данная конструкция земляного полотна железнодорожного пути изготавливается без применения сложных машин и механизмов. 2 ил. [117].

Система демпфирования вертикальных колебаний кузова железнодорожного пассажирского вагона: Изобретение относится к железнодорожному транспорту. Система содержит установленные под кузовом вертикальные гидравлические демпферы. Каждый демпфер выполнен в виде поршневого насоса с напорной и безнапорной полостями для рабочей жидкости, сообщающимися между собой через дроссель. Дроссель снабжен штоком переменного поперечного сечения с упорами для крайних положений. Привод перемещений штока дросселя выполнен в виде возвратной пружины и электромагнита. Сердечник электромагнита связан со штоком дросселя. Катушки электромагнитов присоединены к выходным клеммам блока управления. Входные клеммы блока управления связаны с источником

электропитания и датчиками частоты колебаний, установленными на кузове в зоне расположения каждого демпфера. Блок управления обеспечивает автоматическую смену крайних положений штока дросселя путем подачи или отключения электропитания магнитов по показаниям соответствующих датчиков частоты колебаний кузова. Достигается упрощение конструкции и повышение плавности хода вагона. 2 з.п. ф-лы, 1 ил. [118].

Также в разработке текущего исследования были использованы [119, 120, 121, 122, 123, 124, 125, 126, 127, 128, 129, 130, 131].

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ ПО ПЕРВОЙ ГЛАВЕ

В ходе выполнения обзора литературы сделаны следующие выводы:

– проанализированы литературные источники по исследуемой теме, а именно конструктивные элементы железнодорожного пути в странах с шириной колеи 1520 мм, общие сведения о ширине колеи и конструктивные особенности высокоскоростной магистрали.

– произведен анализ современного состояния исследуемого вопроса в части динамики и устойчивости искусственных сооружений, линейных инженерных сооружений в приложении к ним инерционного демпфирования динамических усилий.

– структурированы материалы исследований, выбрана методология теоретических и экспериментальных научных изысканий в котором использован комплексный метод, включающий теоретические и экспериментальные исследования, численное моделирование на основе Метода конечных элементов, а также постановка физического эксперимента нового конструктивного решения железнодорожного пути.



## ГЛАВА 2

### ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ СЕЙСМИЧЕСКИХ КОЛЕБАНИЙ

#### 2.1. Линейные колебания, возбуждаемые в процессе землетрясений

Сейсмические силы представляет собой комплекс динамических структур пространственного характера. Высокие нагрузки на здания и сооружения вызывают сейсмические деформации, которые выходят за пределы упругих и жесткостных параметров самих сооружений. Они являются нелинейными. Сейсмические силы на основе теории линейного развития можно наблюдать через три взаимно противоположные компоненты волны. В целях математического анализа сейсмического компонента нагружений несущие конструкции можно заменить противогравитационной численной стержневой моделью с закреплением на ней соответствующих грузов. Авторы рекомендуют численные модели конструкций, имеющих граничное число грузов, либо имеющих линейное развитие.

Теория сейсмостойкости зданий и сооружений приводит расчетные схемы по типу дискретных и непрерывных топологий, которые показаны на рисунках 2.1 и 2.2. В частности, конфигурацию схемы прямоугольного поперечного сечения, имеющий переменный стержень можно предположить, что будет гибким и изменением различной вариации по формам [44, 54, 55].

Сейсмические колебания в различных расчетах, используемых для определения силы инерции описаны выше. Мы рассмотрим, как эти уравнения построены касательно структуры фундамента Building системы. Изменения во времени  $V=V(t)$  считается заданным. Колебательная система с этой структурой в качестве сейсмического воздействия на поведение и развитие его свойств и необратимой емкости поглощения энергии полностью определяется инерциальными параметрами.

Дискретная модель определяется (см. рисунок 2.1) защемлением грузов  $m_k$  и характеристиках инерционности точек их защемления ( $k = 1, 2, 3, \dots, n$ ).

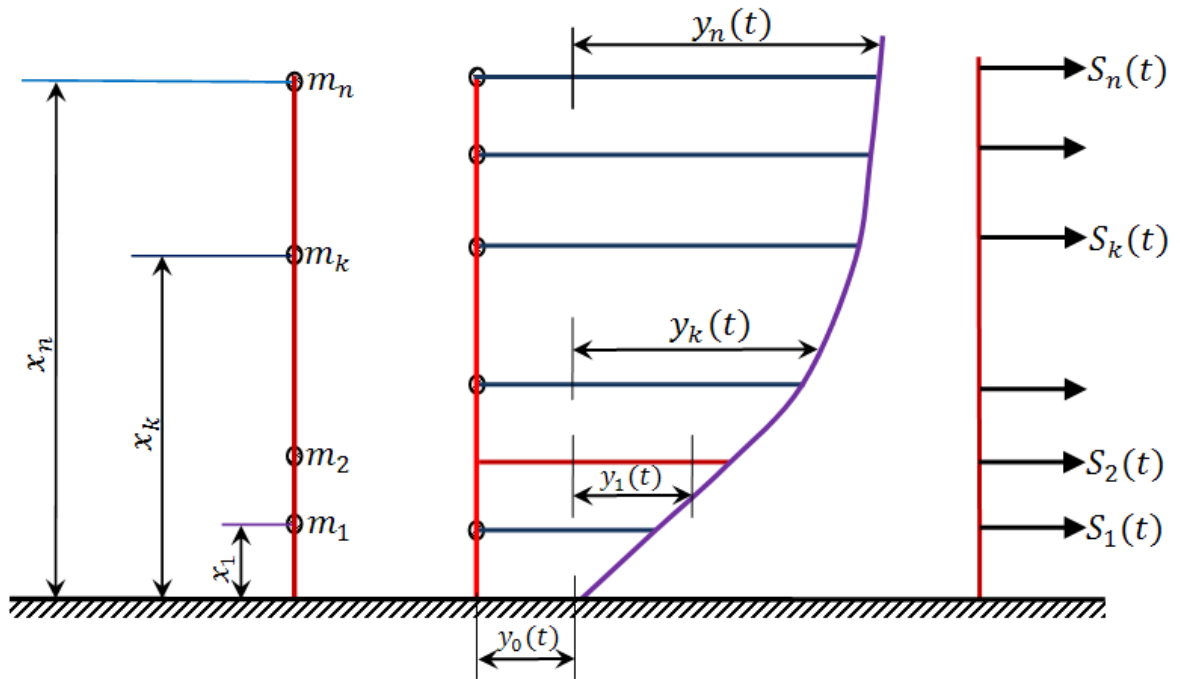


Рисунок 2.1 - Расчетная схема дискретного вида

Деформации развиваются посредством граничных смещений  $\delta kv$ , которые имеют в точках жесткого защемления сосредоточенные грузы, визуализирующиеся квадратной симметричной матрицей вида  $\delta = [\delta kv]^n$ .

В каждом диапазоне времени предельное состояние дискретной численной модели определяется смещениями относительно сосредоточенных грузов  $y_k(t)$  из спокойного состояния. Количественная индикация этих координат представлена числом степеней свободы системы  $Y_k$ , математические функции которых являются определяющими факторами задачи. Количество  $n$  этих координат является числом степеней свободы системы. Функции  $Y_k$  являются необходимыми факторами проблемы [44].

$$S_k(t) = -m_k [y_k(t) + Y_0(t)] \quad (2.1)$$

$$(k=1, 2, 3, \dots, n).$$

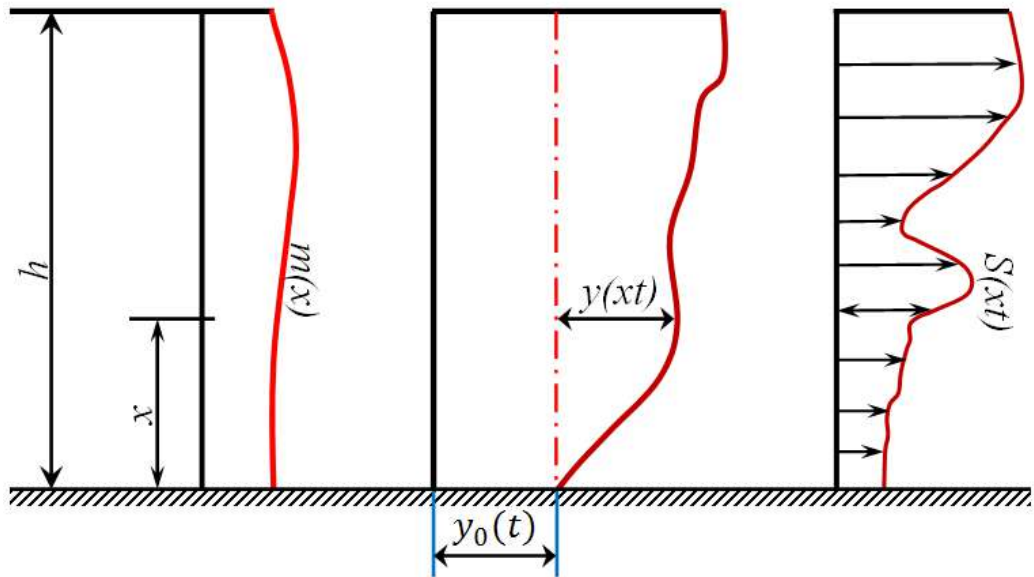


Рисунок 2.2 - Численная модель с распределенными параметрами

Индексы в квадратных скобках справа формулы (2.1) показывают на акселерацию точки сжатия твердой массы относительно системы координат инерции.

Пишем дифференциальные уравнения волновой системы как смещение точек под действием сил инерции. Линейность системы и единичные изменения за счет использования  $\delta_{kv}$  [44]

$$y_k(t) = - \sum_{v=1}^n m_v [y_v(t) + Y_0(t)] \delta_{kv}$$

откуда имеем

$$\sum_{v=1}^n m_v \delta_{kv} y_v(t) + y_k(t) = -Y_0(t) \sum_{v=1}^n m_v \delta_{kv} \quad (2.2)$$

$$(k=1, 2, 3, \dots, n).$$

Формула (2.2) показывает дифференциальные уравнения сейсмических сил и расчетной системы дискретной модели.

Инициирование сейсмического возбуждения записывается в качестве равновесной фазы при  $t = 0$  или отсутствия смещения и скорости системы в момент возбуждения сейсмического усилия:

$$y_k(0) = 0; (k = 1, 2, 3, \dots, n). \quad (2.3)$$

Математическое выражение (2.2) с учетом (2.3) из сейсмостойкости конструкции сооружений определяет функции  $y_k(t)$ . Согласно теории линейных и нелинейных дифференциальных уравнений, решение может быть показано следующим образом:

$$y_k(t) = - \sum_{i=1}^n \frac{D_i}{2\pi T_i} X_{ik} \int_0^1 Y_0(\tau) \sin \frac{2\pi}{T_i} (t - \tau) d\tau \quad (2.4)$$

$$(k=1, 2, \dots, n),$$

где  $T_i$  – темпоральная характеристика собственных колебаний системы;  $X_{ik}$  – амплитудные коэффициенты, которые характеризуют формы собственных колебаний;  $D_i$  – коэффициенты разложения, заданные выражениями [44]

$$D_i = \frac{\sum_{k=1}^n m_k X_{ik}}{\sum_{k=1}^n m_k X_{ik}^2} (i = 1, 2, \dots, n). \quad (2.5)$$

Дифференциальный индексатор  $L$ , определяющий объемный вес распределенного груза, который производит компенсацию деформационных явлений:

$$L[y(x)] = q(x). \quad (2.6)$$

В процессе возбуждения сейсмической энергии на несущую конструкцию прикладываются распределенные нагрузки с силой

$$s(x, t) = -m(x)[y(x, t) + Y_0(t)]. \quad (2.7)$$

Данная сила в каждый момент времени ведет компенсацию деформации  $y(x, t)$ . На основании (2.6)

$$L[y(x,t)] = -m(x)[y(x,t) + Y_0(t)].$$

Отсюда получаем дифференциальное уравнение сейсмических колебаний континуальной расчетной схемы без учета диссипации энергии [44]:

$$m(x)y(x,t) + L[y(x,t)] = -m(x)Y_0(t). \quad (2.8)$$

Начальные условия можно записать так:

$$y(x,0) \equiv 0, \quad y'(x,0) \equiv 0. \quad (2.9)$$

Решение линейного неоднородного уравнения в частных производных (2.8) можно найти методом дифракции переменных (Фурье) с распределением правого компонента по собственным функциям в один ряд. При начальных условиях (2.9) это решение запишем как:

$$y(x,t) = - \sum_{i=1}^{\infty} \frac{D_i}{2\pi} \frac{X_i(x)}{T_i} \int_0^t Y_0(\tau) \sin \frac{2\pi}{T_i} (t-\tau) d\tau. \quad (2.10)$$

Здесь  $X_i(x)$  - собственные функции, определяющие формы собственных колебаний Building структуры. Коэффициенты распределения  $D_i$  в этом случае записываются формулой:

$$D_i = \frac{\int_0^h m(x) X_i(x) dx}{\int_0^h m(x) X_i^2(x) dx} \quad (2.11)$$

Вышеотмеченные решения не принимают во внимание, как уже отмечалось выше, динамическое воздействие в колебательных системах, выражающихся необратимым поглощением или диссипацией энергии возбуждаемых сейсмических колебаний.

В трудах по теории сейсмической резистентности строительных конструкций к сейсмическим нагрузкам диссипация энергии, как правило, принимается во внимание в соответствии с теорией вязкостного сопротивления (теория Фохта). В этой связи в дифференциальные уравнения сейсмических колебаний вводятся дополнительные рассеивающие силы, которые

пропорциональны скоростям колебаний и направлены в противоположном направлении [44,54] Количественным параметром меры диссипации энергии являются коэффициенты пропорциональности, называемые часто коэффициентами вязкого и вязкоупругого сопротивления.

В целях принятия к сведению диссипацию сейсмической энергии, по теории Сорокина, в дифференциальных уравнениях сейсмических колебаний все горизонтальные и вертикальные смещения и силы записываются посредством комплекса математических функций и к грузам с включением дополнительного множителя  $(1+Yi)$ , где  $i$  – является мнимой единицей [44,78].

Принятие во внимание диссипации сейсмической энергии в обоих вышеотмеченных методах в задачах сейсмических колебаний приводит к тому, что в выражениях подинтегральных формул для решений (2.4), (2.10) появляются дополнительные экспоненциальные параметры. В дальнейшем авторы будут следовать теории Е.С. Сорокина [78], которая является наиболее физически обоснованной. Согласно теории Сорокина [78] решения задач сейсмических колебаний, дополненные учетом диссипации энергии, могут быть записаны в таком виде (для дискретной расчетной схемы):

$$y_k(t) = - \sum_{i=1}^n \frac{D_i}{2\pi T_i} X_i \int_0^t Y_0(\tau) e^{-\frac{\gamma\pi}{T_i}(t-\tau)} \sin \frac{2\pi}{T_i}(t-\tau) d\tau \quad (2.12)$$

$(k=1,2,\dots,n).$

Для схемы с распределенными параметрами

$$y(x,t) = - \sum_{i=1}^{\infty} \frac{D_i}{2\pi T_i} X_i(x) \int_0^t Y_0(\tau) e^{-\frac{\gamma\pi}{T_i}(t-\tau)} \sin \frac{2\pi}{T_i}(t-\tau) d\tau. \quad (2.13)$$

Следует отметить, что включение диссипации сейсмической энергии согласно теории Сорокина, не влияет на характеристики Building structures, поэтому все эти величины, а также коэффициенты  $D_i$  в выражения (2.12), (2.13) имеют то же значение.

Выражения (2.12), (2.13) в полной мере определяют закон сейсмических колебаний Building structures для данного закона движения грунтов основания. Как видно, структурно эти выражения идентичны, смещения точек представлены в виде набора элементов одного типа. В численной модели с распределенными параметрами количество этих индексов безгранично.

С дискретной схемой мы имеем конечную сумму членов, число которых идентичны числу степеней свободы системы. Каждый член в выражениях (2.12), (2.13) описывает нормальную вибрационную работу, при которой все точки Building structures смещаются синхронно, а форма вибрации не изменяется во времени. Для  $i$ -го нормального колебания эта форма описывается собственной функцией  $X_i(x)$  в случае непрерывного контура и набором коэффициентов амплитуды  $X_{ik}$  ( $k = 1, 2, \dots, n$ ) в случае расчетной схемы дискретного вида. Последние показывают локацию формы вибрации на графике в отдельных точках контакта массы. Общая закономерность изменения смещений в любой момент времени при  $i$ -м колебании записывается выражением, называемым интегралом Дюамеля:

$$I_i(t) = \int_0^t Y_o(\tau) e^{-\frac{\gamma\pi}{T_i}(t-\tau)} \sin \frac{2\pi}{T_i}(t-\tau) d\tau. \quad (2.14)$$

Нормальные компоненты в сумме (2.12) или в ряду (2.13) определяется сопоставлением произведений  $DiTi$  и интегралов  $Ii(t)$ . Здесь первые несколько членов имеют определяющее значение.

Таким образом, формулы (2.12), (2.13) представляют собой смещения точек Building structures в процессе сейсмических колебаний в виде распределения на нормальные компоненты. Другие факторы сейсмических нагрузок представлены в той же форме [13, 31]. В дискретной расчетной схеме силы сосредоточенной в точке инерции, приложенные в точках  $k$ , выражаются формулой:

$$S_k(t) = \sum_{i=1}^n S_{ik}(t) = - \sum_{i=1}^n m_k \frac{2\pi D_i X_{ik}}{T_i} I_i(t) \quad (2.15)$$

$(k=1, 2, \dots, n).$

При континуальной расчетной схеме для интенсивности распределенных сил по линии и (или) площади инерции записываем:

$$s(x,t) = \sum_{i=1}^{\infty} S_i(x,t) = - \sum_{i=1}^{\infty} m(x) \frac{2\pi D_i X_i(x)}{T_i} I_i(t). \quad (2.16)$$

Здесь  $S_i$  – сосредоточенные и распределенные инерционные нагрузки по отдельным нормальным колебаниям.

Интересным, с ракурса анализа сейсмических сил, представляется частный случай дискретной численной модели – линейный осциллятор, который имеет один сосредоточенный груз (рисунок 2.3).

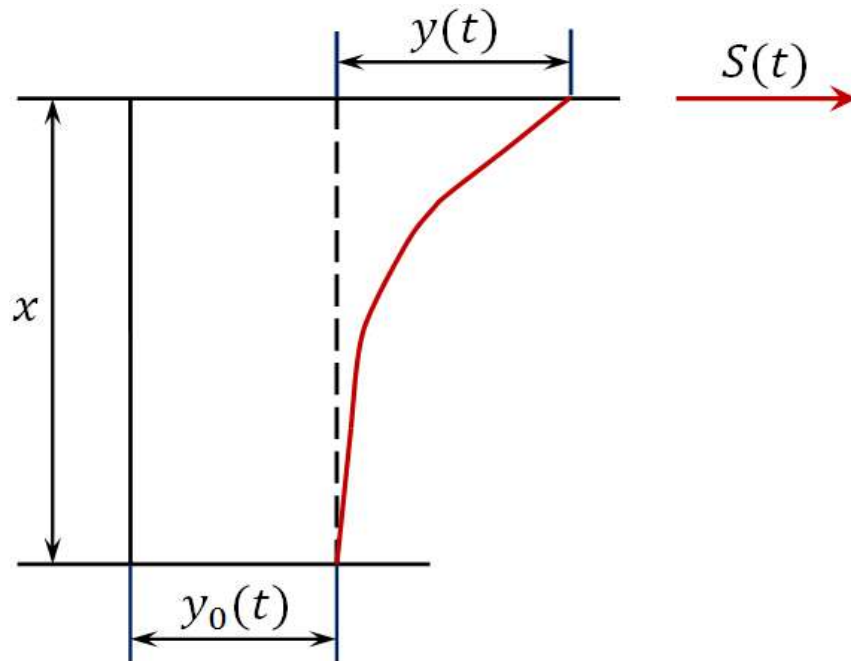


Рисунок 2.3 - Численная модель осциллятора

Назначим его вес и период колебаний через  $m$  и  $T$ . В таком случае, согласно выражению (2.5), можно принять  $D=1$  и  $X_{11}=1$ . Тогда на основе формулы (2.15) определяется сила сейсмического генератора следующим образом:



$$S(t) = -m \frac{2\pi}{T} I(t). \quad (2.17)$$

Если принять сейсмическую силу как силу инерции, то в данной формуле множитель с массой  $m$  представляется как ускорение осциллятора с периодом  $T$  и коэффициентом неупругого сопротивления  $\gamma$  относительно фиксированной системы координат. Запишем выражением:

$$W(t, T, \gamma) = \frac{2\pi}{T} \int_0^t Y_0(\tau) e^{-\frac{\gamma\pi}{T}(t-\tau)} \times \sin \frac{2\pi}{T}(t-\tau) d\tau. \quad (2.18)$$

В отмеченных решениях задач динамические свойства Building structures представлены формами/периодами собственных колебаний, и коэффициентом отрицательно упругого сопротивления  $\gamma$ .

Для дискретных расчетных схем квадратная матрица используется для определения периодов и форм собственных колебаний, вычисляемых как произведение отмеченной выше матрицы единичных перемещений  $\delta$  и противопоставленной матрицы грузов с элементами  $m_k$ :

$$\left[ m_k \delta_{kv} \right]_{k,v}^{l,n} = \begin{matrix} m_1 \delta_{11} & m_2 \delta_{12} & \dots & m_n \delta_{1n} \\ m_1 \delta_{21} & m_2 \delta_{22} & \dots & m_n \delta_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ m_1 \delta_{n1} & m_2 \delta_{n2} & \dots & m_n \delta_{nn} \end{matrix} \quad (2.19)$$

Динамические коэффициенты высоты волны  $X_{ik}$ , показывающие формы собственных колебаний, являются координатами соответствующих векторов отмеченной выше матрицы, угловые значения по длине волны этих колебаний определяются ее собственными параметрами  $\lambda_i$ :

$$\varphi_i^0 = \frac{1}{\sqrt{\lambda_i}} \quad (2.20)$$

( $i = 1, 2, \dots, n$ )

Угловые значения по длине волны с учетом диссипации энергии записываются формулой

$$\varphi_i = \frac{\varphi_i^0}{\sqrt{1 + \frac{\lambda^2}{4}}}.$$

Для Building structures значения  $Y$  не превышают 0,20. Поэтому учет диссипации энергии практически не меняет частоты, и мы можем принять  $\varphi_i = \varphi_i^0$ , в соответствии с этим, для периодов колебаний мы будем иметь

$$T_i = \frac{2\pi}{\varphi_i} = 2\pi\sqrt{\lambda_i}. \quad (2.21)$$

Для схем с распределенными линейно характеристиками функции  $X_i(x)$ , которые являются собственными и описывают формы колебаний, получают путем решения следующего обыкновенного дифференциального уравнения:

$$L[X(x)] - \varphi^2 m(x)X(x) = 0. \quad (2.22)$$

Собственные значения по длине волны  $\varphi^0$  здесь вычисляются из характеристического уравнения отмеченной выше краевой задачи. Частоты  $\varphi^0$  и периоды  $T_i$  определяются по приведенным формулам.

Формы собственных колебаний Building structures отличаются друг от друга количеством полуволн. Простейшая форма с минимальным количеством полуволн соответствует первой нормальной компоненте ( $i = 1$ ). По мере увеличения числа  $i$  увеличивается число полуволн. Для форм собственных колебаний также тождественны условия режима Орто, описывающие характеристики суверенности нормальных колебаний [31, 32, 44]. Для дискретных и континуальных расчетных схем эти условия могут иметь вид:

$$\sum_{k=1}^n m_k X_{ik} X_{jk} = 0; \int_0^h m(x) X_i(x) X_j(x) dx = 0 \quad (2.23)$$

$(i \neq j)$

Определение коэффициента неупругого сопротивления  $Y$ , которое характеризует диссипацию энергии в отмеченных выше формулах, основано на принятии во внимание сил внутреннего трения в материале и обусловлено

гистерезисной зависимостью между силами и перемещениями. Подобная зависимость характерна реальным телам (не полностью упругим) при синхронных и асинхронных нагрузках. Тогда коэффициент  $\gamma$  определяется выражением

$$\gamma = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta\Pi}{\Pi}. \quad (2.24)$$

Как показали экспериментальные исследования, значение  $\gamma$  не зависит от длины волны колебаний, в диапазоне рабочих напряжений оно также не зависит от высоты волны последних. Все предыдущие математические выражения получены на основе прогноза, что  $\gamma = const$ . Численные значения  $\gamma$ , определяемые внутренним трением в материале, установлены экспериментально в лабораторных условиях. Однако в зданиях и сооружениях энергия колебаний диссипатируется не только из-за этого фактора, но и из-за трения в узлах Building structures и обратной передачи некоторой части сейсмической энергии в грунт основание.

Динамический коэффициент  $\gamma$  как единственный параметр диссипации сейсмической энергии в расчетных формулах должен отражать все виды потерь энергии. Поэтому его математические значения для реальных Building structures могут быть получены путем полевых и натурных испытаний последних.

## **2.2. Метод расчета сейсмических нагрузок по спектральной кривой**

С современным уровнем развития компьютерных технологий и программных приложений, вычисления для периодов и форм собственных колебаний Building structures относительно легко решаются, для этого существует широкий спектр программных продуктов как Autodesk Revit, Autodesk Robot Structural Analysis, Lira и пр. Основные проблемы являются фундаментальными и основаны на проблематичности определения

сейсмических сил. Функция  $W_0(t) = Y(t)$ , модель флуктуаций породы в формулах расчета, нестабильна и не дает точного аналитического объяснения.

В таком же ключе определяются и сейсмические силы. В ретроспективе, статическая теория использовалась прежде всего. Деформация строительных конструкций согласно этой теории, была незначительной и ускорение точек с ускорением грунта было синхронизированным. Наибольшие показатели сейсмической инерции рассчитываются из максимальной акселерации грунта [44]:

$$S_k = \max |S_k(t)| = m_k \max W_0 = \frac{\max W_0}{g} Q_k = K_c Q_k. \quad (2.25)$$

здесь  $Q_k$  – вес сосредоточенного груза в точке  $k$ .

Текущие методы определения сейсмических нагрузок на здания и сооружения основаны на динамическом подходе к проблеме и используют теорию сейсмических колебаний, описанную выше. Одним из таких методов является расчет на основе реальных записей произошедших землетрясений. Расчет сейсмических сил производится способом численного решения дифференциальных уравнений колебаний, а инструментальная акселерограмма одного из последних сильных землетрясений реальной и конкретной местности берется как функция  $Y(t)$ . Расчеты выполняются с использованием программного обеспечения – Robot Structural Analysis, Lira или любой другой доступной на рынке. Помимо прочего, недостатком этого метода является сложность выбора акселерограммы, которая в достаточной степени подходит для данного конкретного случая.

Альтернативный метод основан на вероятностной интерпретации проблемы сейсмических колебаний [60, 61, 62]. Это позволяет определять деформации на основе свойств сейсмических сил или свойств фундаментальных колебаний окружающей среды. Возможности этого метода

ограничены отсутствием базовых знаний о вероятностных свойствах колебаний горных пород.

Спектральная численная модель используется для определения сейсмических сил. Он не дает точного описания флуктуаций сейсмических сил в различных диапазонах темпоральных данных. Метод аппроксимирует сейсмические силы для отдельных нормальных компонентов колебательного процесса зданий и сооружений.

Затем мы выводим математические формулы спектрального метода. Абсолютное значение максимальных сейсмических сил при нормальных колебаниях составляет:

$$S_{ik} = \max_t |S_{ik}(t)| m_k X_{ik} D_i \left( \frac{2\pi}{T_i} \max_t |I_i(t)| \right) \\ (k = 1, 2, \dots, n)$$

Вводим обозначение:

$$C_W(T) = \max_t |W(t, T, \gamma)|. \quad (2.26)$$

Данная функция, которая выражает наибольшие ускорения генератора в зависимости от его собственного периода, называется спектром ускорения. Его графическая сигнатура представляет собой кривую спектрального ускорения. Спектры смещений и скоростей осциллятора вычисляются идентичным способом.

С учетом обозначений (2.18), (2.26) предыдущее выражение максимальных инерционных сил будет переписано в следующем виде:

$$S_{ik} = m_k X_{ik} D_i C_W(T_i) \\ (k = 1, 2, \dots, n) \quad (2.27)$$

Таким образом, максимальные инерционные силы отдельных нормальных составляющих сейсмических колебаний выражаются с использованием спектра ускорения. В этом ключе спектр ускорений можно

будет рассматривать как главную инженерно-техническую характеристику сейсмического воздействия.

Заменим теперь в выражении (2.27) массы  $m_k$  сосредоточенными грузами  $Q_k$  по соотношению:

$$m_k = \frac{Q_k}{g}, \quad (2.28)$$

где:  $g$  – гравитационная сила. Кроме этого введем обозначения:

$$\eta_{ik} = X_{ik} D_i; \quad (2.29)$$

$$\frac{C_W(T_i)}{g} = K_c \beta_i. \quad (2.30)$$

Тогда выражение (2.27) пишется так:

$$S_{ik} = K_c \beta_i \eta_{ik} Q_k \quad (2.31)$$

$$(k = 1, 2, \dots, n)$$

Формула (2.31) является ключевой формулой расчета для существующих строительных норм и правил. Он определяет сосредоточенные сейсмические силы дискретного контура, соответствующие  $i$ -й нормальной составляющей. В формуле (2.31)  $\beta_i$  называется динамическим коэффициентом, а  $\eta_{ik}$  - коэффициентом формы,  $K_c$  - коэффициентом сейсмичности. Включим в формулу (3.29) значение  $D_i$ , заменив в нем грузы  $m_k$  пропорционально величинам  $Q_k$ . Тогда для коэффициента вида получаем выражение

$$\eta_{ik} = X_{ik} \frac{\sum_{v=1}^n Q_v X_{iv}}{\sum_{v=1}^n Q_v X_i^2}. \quad (2.32)$$

Как показано, указанный коэффициент выводится только формой собственного колебания и локализацией груза  $Q_k$  в отмеченной расчетной схеме.

Из формулы (2.30) вытекает, что  $K_c \beta_i$  – это спектр ускорений, выражаемый в долях ускорения гравитационной постоянной. Значения  $K_c$  в нормах такие же, как в статической теории. Искомое значение коэффициента сейсмичности следует рассматривать как ключевой фактор. Свойства спектра реакции сейсмических колебаний отражаются в коэффициенте  $\beta_i$ . Его значения основаны на спектральной кривой.

Основываясь на спектральных кривых, можно определять инерционные силы для систем с распределенными параметрами. Максимальная интенсивность распределенных инерционных сил  $i$ -го нормального компонента может быть представлена как [26, 44]:

$$S_i(x) = \max_t |S_i(x, t)| = K_c \beta_i \eta_i(x) q(x). \quad (2.33)$$

здесь  $q(x)$  – это интенсивность вертикальной конфигурации сил. Коэффициент собственной формы в данном случае определяется формулой

$$\eta_i(x) = X_i(x) D_i = X_i(x) \frac{\int_0^h q(x) X_i(x) dx}{\int_0^h q(x) X_i^2(x) dx}, \quad (2.34)$$

где  $h$  – высота рассматриваемого сооружения.

В этой связи, кривые спектра реакции описывают наибольшие инерционные усилия для компонентов сейсмической волны. Чтобы компенсировать этот недостаток спектрального метода, есть обоснованность прибегнуть к дополнительным предположениям о соотношении фаз отдельных нормальных компонентов [31, 32, 44].

Вероятностный расчет учитывает первые несколько нормальных компонентов сейсмических колебаний. Для каждого из них максимальные сейсмические нагрузки рассчитываются по формулам (2.27) или (2.33). Кроме того, сейсмические силы для каждого составляющего рассматриваются как

независимая статическая нагрузка, и сейсмические силы в секции  $N_i$ , соответствующие отдельным компонентам, рассчитываются обычным методом. Их максимальные значения для данного конкретного сечения обозначается через  $N_{max}$ . Расчетное усилие в поперечном сечении определяется как среднеквадратичное значение этих усилий, все  $N_i$ , кроме его максимального значения, вводятся с коэффициентом 0,8.

Из описанных выше математических выражений видно, что спектры реакции отдельных землетрясений можно определить по инструментальным акселерограммам. Они также могут быть получены из альтернативных сейсмометров, которые напрямую регистрируют максимальные ускорения осцилляторов с разными периодами и формами [44, 58, 59, 60]. Рассчитанный спектр реакции может быть получен путем совокупного обобщения спектров отдельных землетрясений, характерных для конкретного района. Мы предполагаем, что по мере накопления информационных данных сейсмометров можно будет построить уточненные спектральные кривые для каждого отдельно взятого района.

В строительных кодах некоторых стран расчетные спектральные кривые принимают во внимание влияние грунтовых условий конкретной местности [58].

### **2.3. Динамический метод расчета сейсмических нагрузок**

Спектральный метод определения сейсмических нагрузок основан на том основании, что в зависимости от периодов и форм собственных колебаний Building structures, рассчитанных по их динамической расчетной схеме, сейсмические нагрузки для отдельных собственных форм и периодов колебаний определяются с использованием спектральной кривой. По этим нагрузкам, рассматриваемым как статические нагрузки, сейсмические силы



определяются по отдельным собственным формам и периодам колебаний. Далее рассчитывают численные значения сейсмических нагрузок, обусловленных всем комплексом принятых нормальных компонентов сейсмических колебаний. Процесс расчета сейсмических нагрузок на основании динамического метода показан ниже в соответствии с их параметрами в последовательном порядке.

### **2.3.1 Построение динамической расчетной схемы Building structures.**

В целях создания расчетной схемы дискретного вида распределенная вертикальная нагрузка в несущих конструкциях показана в отдельных секциях и в виде сосредоточенных грузов, используемых в центрах тяжести соответствующих структурных элементов. Но это трудно использовать для уникальных зданий и сооружений, а также для многих искусственных сооружений. В практике применения сосредоточенная нагрузка на элемент рассчитывается как общая нагрузка на соответствующие элементы конструкции. Нагрузка должна быть применена, когда нагрузки на железобетонные конструкции высоки, а землетрясения близки к характеру преобладающих сейсмических колебаний. Кроме того, авторы полагают, что результаты основаны на схеме динамического расчета, показанной на рисунке 2.4. Данная фигура имеет отличительный признак от фигуры на рисунке 2.1, тем, что усилия субстинируются сосредоточенными нагрузками  $Q_k$ .

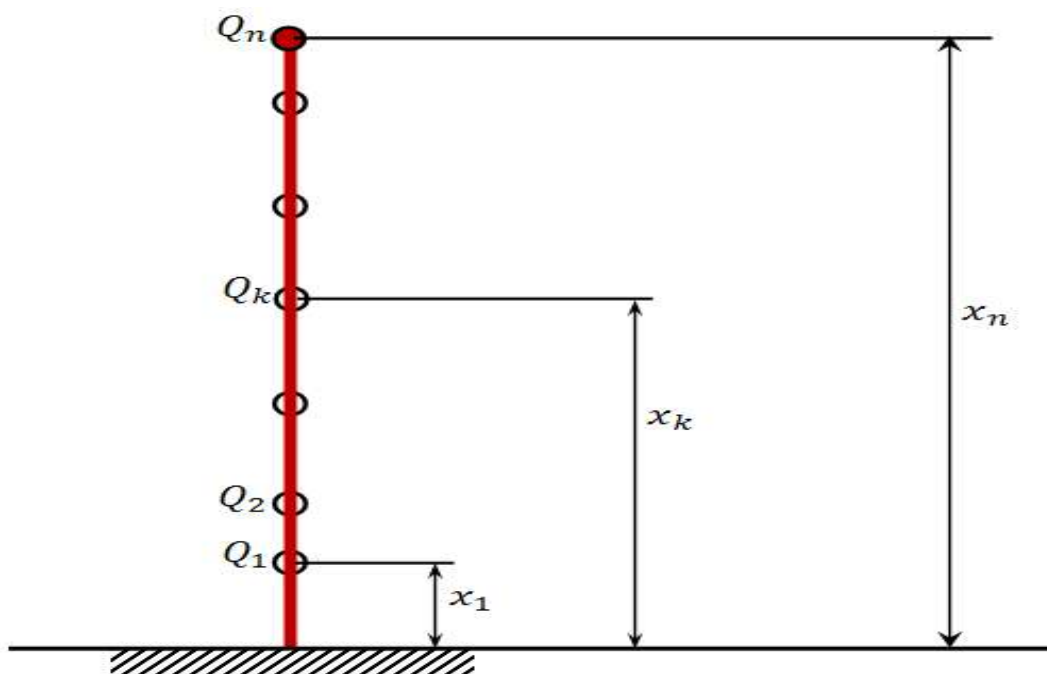


Рисунок 2.4 - Численная модель с  $n$  степенями свободы

### 2.3.2 Расчет сосредоточенных инерционных грузов расчетной схемы.

Мощность  $Q_k$  определяется стандартной массой, соответствующей строительным конструкциям. Гидростатическое  $E_p$  дренажной грунтовой воды является основой окружающих частиц и не влияет на массу. В связи с этим наши собственные конструкционные решения, такие как железнодорожный трек, не учитывают влияние гидростатического давления. Во время расчетов текущие динамические расчеты могут быть рассчитаны с использованием того же метода, что и строительные конструкции, которые можно перенести в общую структуру. При расчете концентрированного давления на элемент динамической нагрузки из автоматического распределительного устройства в вагоне или автомобильном мосту это воздействие фиксируется с помощью дополнительного коэффициента 0,8.

### **2.3.3 Расчет единичных перемещений для точек приложения сосредоточенных нагрузок.**

Единичные перемещения определяются по правилам строительной механики с учетом фактической жесткости элементов Building structures. Следует принять во внимание, что несущие элементы конструкций, которые не участвуют при расчетах на прочность, часто в значительной степени повышают жесткость конструкции, что неизбежно приведет к увеличению сейсмических инерционных сил. Так, например, излишняя горизонтальная жесткость пролетных строений мостовых сооружений в поперечном направлении, в дополнение к горизонтальным связям, существенно зависит от дорожного покрытия. Не принятие во внимание этих элементов конструкций может дать тот результат, которого нет по факту, что необходимо учитывать при расчете единичных смещений. В отдельных случаях рекомендуется учитывать упруго-пластичные характеристики фундаментных конструкций.

### **2.3.4 Определение нормальных компонентов колебаний, учитываемых в расчете.**

Чем выше жесткость несущих элементов конструкций и чем идентична ее схема к системе с одной степенью свободы, тем выше составляющие (обертоны) сейсмических колебаний. Определение количества составляющих, которые необходимо рассчитать, авторы рекомендуют определить собственный период шага  $T1$ , что является мерой динамической жесткости строительных конструкций.

При  $T1 > 1/2$  с должны учитываться первые три нормальные компоненты ( $i = 1, 2, 3$ ). Если гибкие конструкции, такие как висячие мосты, возникает необходимость учитывать большее количество компонентов (до пяти). Для

структур с периодом  $Tl < 1/2$  с нормы позволяют учитывать при расчете только 1 компонент сейсмических колебаний.

### 2.3.5 Определение характеристик собственных колебаний.

Пост определения  $Q_k$  и единичных смещений  $\delta_{kv}$  концентрированных масс необходимо рассчитать массы с концентрацией  $m_k = Q_k / g$  и сформировать матрицу вида:

$$\left[ m_k \delta_{kv} \right]_{k,v}^{1,n} = \begin{matrix} m_1 \delta_{11} & m_2 \delta_{12} & \dots & m_n \delta_{1n} \\ m_1 \delta_{21} & m_2 \delta_{22} & \dots & m_n \delta_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ m_1 \delta_{n1} & m_2 \delta_{n2} & \dots & m_n \delta_{nn} \end{matrix} \quad (2.35)$$

Далее для этой матрицы необходимо вычислить первые показатели собственных значений  $\lambda_i$  и координаты соответствующих собственных векторов  $X_{ik}$ . Во-вторых, он определяет коэффициенты высоты волны, то есть координаты соответствующих форм собственных колебаний в точках приложения сосредоточенных сил  $X_{ik} = C X_i (x_k)$ . Их длительности выражаются в виде собственных значений по формуле (2.21)

$$T_i = 2\pi \sqrt{\lambda_i}. \quad (2.36)$$

Реальная проблема здесь состоит в том, чтобы вычислить собственные значения и собственные векторы. Хорошо известно, что характеристическое уравнение используется для определения собственных значений:

$$\begin{vmatrix} m_1 \delta_{11} - \lambda & m_2 \delta_{12} & \dots & m_n \delta_{1n} \\ m_1 \delta_{21} & m_2 \delta_{22} - \lambda & \dots & m_n \delta_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ m_1 \delta_{n1} & m_2 \delta_{n2} & \dots & m_n \delta_{nn} - \lambda \end{vmatrix} = 0. \quad (2.37)$$

Собственные векторы вычисляются из ниже следующей системы линейных однородных математических уравнений:



Согласно уравнению (2.38), амплитудно-частотные коэффициенты можно записать следующим образом:

$$X_{i1} = 1; X_{i2} = \frac{\lambda_i - m_1 \delta_{11}}{m_2 \delta_{12}} \quad (2.41)$$

$$(i = 1, 2)$$

Скорее всего, в некоторых случаях можно определить только базовую форму и соответствующее определение  $T_1$ . Без программных приложений его нельзя использовать методом последовательных приближений [28] или методом спектральной кривой. Приближение к действительности и вид энергетического метода можно получить на основе энергетического метода [60, 61, 62]. Сконцентрированные массы  $Q_q$  применяются к масштабированной схеме в горизонтальной схеме и определяют точку приложения, верно следующее:

$$y_k = \sum_{v=1}^n Q_v \delta_{kv} \quad (2.42)$$

$$(k = 1, 2, \dots, n)$$

Эти смещения принимаются за приближенные значения ординат формы основной вибрации ( $y_k = X_{1k}$ ).

Период основного тона:

$$T_1 = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^n Q_k y_k^2}{\sum_{k=1}^n Q_k y_k}} \quad (2.43)$$

Следует отметить, что фактические деформационные свойства строительных конструкции и их основы в расчетах всегда отражаются с высокой степенью аппроксимации, что вносит погрешность в определение собственных периодов. Поэтому мы рекомендуем проводить оценку величины

собственных периодов, полученных в результате расчета, в соответствии с натурными экспериментами аналогичных строительных конструкций.

### 2.3.6 Определение сейсмических сил нормальных компонентов.

Сосредоточенные сейсмические нагрузки соответствуют  $i$ -й форме собственного колебания:

$$S_{ik} = K_c \beta_i \eta_{ik} Q_k \quad (2.44)$$

$(k = 1, 2, \dots, n)$

Напомним, что  $S_{ik}$  есть сосредоточенная сейсмическая нагрузка, порожденная весом  $Q_k$  и приложенная к точке  $k$ . Коэффициент сейсмичности  $K_c$  зависит от аналитической сейсмичности сооружения приведенной в табл. 2.1 [44].

Таблица 2.1. – Аналитическая сейсмичность сооружения [44]

Аналитическая сейсмичность, баллы MSK	7	8	9
$K_c$	0,025	0,05	0,1
$A; A=K_c * 2 / 94 /$	0,05	0,1	0,2

Коэффициенты  $\eta_{ik}$  вычисляются выражением (2.32). Динамический коэффициент  $\beta_i$  обусловлен периодом собственных колебаний  $T_i$  каждого конкретного сейсмического воздействия. Кривая спектра реакции динамического коэффициента, принятого в строительных кодах, визуализирован на рисунке 2.6. Значения  $\beta$  граничны условиями  $\beta < 3; \beta > 0,8$ , промежуточная часть кривой описывается формулой

$$\beta_i = \frac{1}{T_i} \quad (2.45)$$

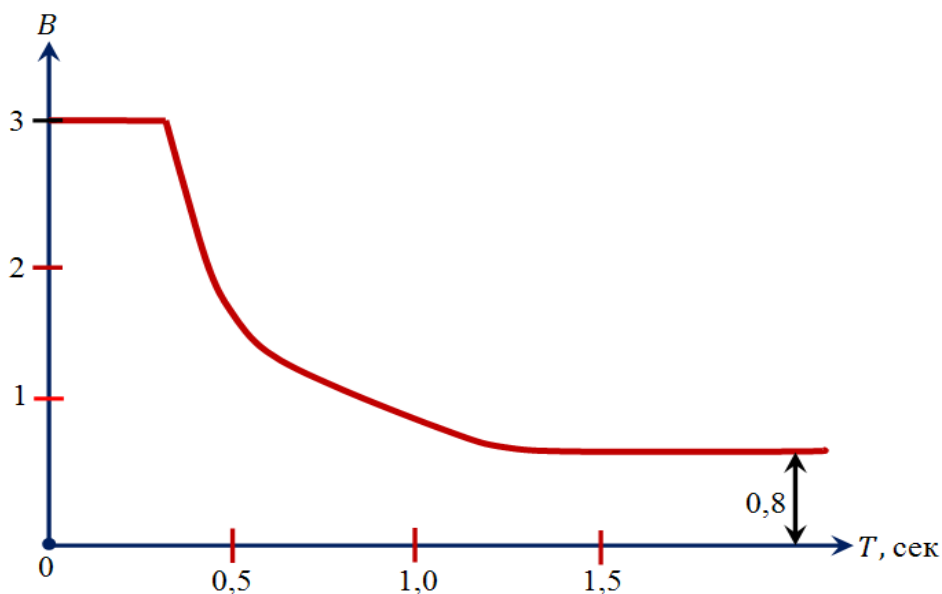


Рисунок 2.6 - График коэффициента динамичности

### 2.3.7 Расчет сейсмических сил по отдельным нормальным компонентам.

В целях этого набор сейсмических нагрузок  $S_{ik}$ , соответствующий каждому  $i$ -му составляющему, рассматриваем как независимая статическая нагрузка. Для этих сил сейсмические нагрузки в определяемых сечениях строительной конструкции рассчитываются классическим способом. Так, в каждом расчетном сечении имеется свое количество сейсмических сил  $N_i$ , соответствующих различным собственным формам. Здесь  $r$  - количество нормальных составляющих, учитываемых при расчете, как правило,  $r = 3$ .

### 2.3.8 Определение расчетных сейсмических усилий.

По строительным нормам расчетные сейсмические усилия в любом сечении определяют по формуле:



$$N_p = \sqrt{N_{\max}^2 + 0,5 \sum N_i^2}, \quad (2.46)$$

где  $N_i$  – усилие в сечении от сейсмических сил  $i$ -го нормального компонента;  $N_{\max}$  – максимальное усилие.

## 2.4. Определение сейсмостойкости искусственных сооружений транспортного назначения

Искусственные сооружения на железных и автомобильных дорогах, являясь особенными строениями, требуют к себе специальных методов определения инерционных сил сейсмического характера. Ввиду своей специфики, подобные конструкции, как правило, стоят обособленно и требовательны к расчетам на сейсмостойкость. Далее рассмотрим конструкции автомобильных и железных дорог, земляное полотно, верхнее строение пути и дорожное покрытие, поскольку дефрагментация подобных сооружений неизбежно приводит к коллапсу всей транспортной системы. Сейсмостойкость дорожных искусственных сооружений применима к общим методами расчета строительных конструкций.

На основе анализа сейсмических явлений на японских островах сообществом ученых разработаны аналитические методы расчетов для определения угла наклона резистентного к землетрясениям откоса насыпи из отсоединенного грунта [1]:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\operatorname{tg} \varphi - K_c}{1 + K_c \operatorname{tg} \varphi}, \quad (2.47)$$

где  $\varphi$  – угол естественной косогорности;  $K_c$  – коэффициент сейсмичности для горизонтальных сдвигов грунта. Выражение (2.47) было уточнено В.О. Цшохером:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\operatorname{tg} \varphi - 0,5K_c}{1 + 0,5K_c \operatorname{tg} \varphi}. \quad (2.48)$$

Приведенная выше формула не принимает во внимание факторы частоты и жесткости конструкций. Постановка задачи на основе жесткостного строительства уравниваемого склона, основанная на теории предельного равновесия текучей среды, дана В.В. Соколовским:

$$\alpha = \varphi - \operatorname{arctg} K_c. \quad (2.49)$$

Г. М. Шахунянц, разработал методику, по которым можно определить сползание земляного полотна [111]:

$$\alpha_{\text{сейсм}} = \operatorname{arctg} K_c. \quad (2.50)$$

Верхняя грань зоны ползучести разделена на блоки под углом к вертикальным плоскостям (рисунок 2.7). Далее определяем результирующий радиус:

$$R = \sqrt{P^2 + S^2}, \quad (2.51)$$

где  $S = PK_c$ , откуда

$$R = P \sqrt{1 + K_c}. \quad (2.52)$$

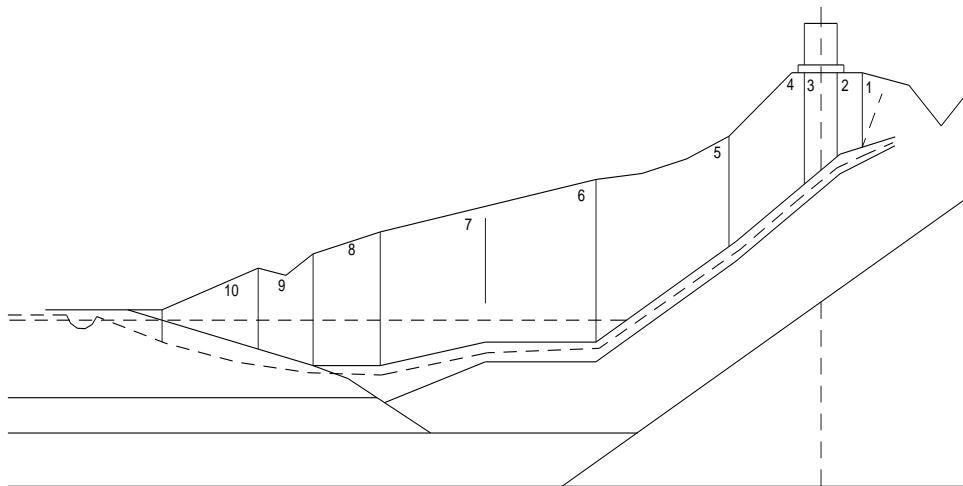


Рисунок 2.7 - Численная модель откоса по методу Г.М. Шахунянца [111]

Н. Н. Маслов, [57] для коэффициента сопротивления почвы следующим образом рекомендовал рассмотрение сейсмических сил:

$$F_{pc} = \operatorname{tg} \left( \varphi - \alpha + \frac{C}{P_c} \right), \quad (2.53)$$

где  $F_{pc}$  – коэффициент, учитывающий силу сопротивления сдвигающим усилиям;  $\varphi$  – угловая характеристика трения грунта;  $\alpha$  – угол сейсмичности,  $\alpha = \operatorname{arctg} K_c$ ;  $K_c$  – коэффициент сейсмической акселерации;  $P_c$  – нормальное давление.

Аналитические эквиваленты гравитационного угла и инерционной акселерации в зависимости от аналитической сейсмичности визуализированы в табл. 2.2.

Таблица 2.2. – Индексы гравитационного угла и инерционной акселерации

Аналитическая сейсмичность, в баллах MSK	Сейсмическая акселерация, мм/с <sup>2</sup>	Угол сейсмичности, град.
7	101-250	2
8	251-500	3
9	501-1000	6
10	1001-2500	14
11	2501-5000	27
12	5000	27

Предложенная Н. Н. Масловым [57] формула для откоса с высокой влажностью выглядит так:

$$\eta = \frac{\sum (P_i \cos \alpha_i - \omega_i \gamma_B h_z) \operatorname{tg} \varphi}{\sum P_i \sin \alpha_i}, \quad (2.54)$$

где  $\alpha_i$  – угловая характеристика;  $w$  – характеристика площади;  $\gamma$  – плотность воды;  $h_z$  – показатель турбулентности от поверхности.

Для обломочных грунтов с учетом сейсмических сил М.А. Ревазов и Т. К. Пустовойтова предложили расчеты, на основе критичных направлений инерционных сейсмических сил, что приводит к повышенному нарастанию сдвиговых сил и наименьшему коэффициенту устойчивости откоса склона /84/:

$$K_3 = \frac{\sum T_{y\partial} - S \sin \beta \operatorname{tg} \varphi}{\sum T_{c\partial} - S \cos \beta}, \quad (2.55)$$

где  $T_{y\partial}$  - сумма удельных сил;  $T_{sd}$  - сумма сдвига;  $S$  - сейсмическая сила,  $S = QKc$ ;  $C$ ,  $\varphi$  - удельная адгезия и угол внутреннего трения грунта;  $Q$  - нагрузка;  $\beta$  - угол между гранью скольжения и вектором сейсмической силы в вертикальной плоскости.

Приведенные выше методы расчета могут быть применимы в большей степени к дорожному покрытию и верхнему строению пути, устроенном на земляное полотно при использовании нулевых и невысоких насыпей, и, соответственно, в меньшей степени к высоким насыпям, поскольку они не принимают во внимание влияние ширины конструкции на крутизну откосов высоких насыпей. Необходимость использования разных методов расчета дорожного покрытия обоснована в работе Ш. Р. Ризаева [68]. Автор данной работы разработал методы расчета уклонов насыпей и земляных работ с учетом и без учета сейсмических нагрузок. Предложенное решение линейной задачи относится к расчету объемов земляных работ и несопоставимо с любым другим методом [2].

**Объект исследования.** Динамика подвижных и сейсмических явлений.

**Предмет исследования.** Инерционный демпфер железнодорожного пути.

**Методы исследования.** В диссертации использован комплексный метод, включающий теоретические и экспериментальные исследования, численное моделирование на основе Метода конечных элементов, а также постановка

физического эксперимента нового конструктивного решения железнодорожного пути.

Таким образом произведен анализ динамики подвижных нагрузок и получены данные для дальнейшего моделирования конструкций железнодорожного пути, резистентных к сейсмическим и подвижным усилиям.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ ПО ВТОРОЙ ГЛАВЕ

В ходе выполнения второй главы сделаны следующие научно обоснованные выводы:

– проанализированы природа сейсмических колебаний, теоретические аспекты сейсмостойкого строительства и методология проведения научных исследований в области транспортного строительства.

– произведен анализ динамики подвижных нагрузок и получены данные для дальнейшего моделирования конструкций железнодорожного пути, резистентных к сейсмическим и подвижным усилиям.

– получены теоретические и методологические данные по активному противодействию сейсмическим силам и подготовлены практические предпосылки к созданию и моделированию динамически устойчивых конструкций железнодорожного пути.

## ГЛАВА 3

### СЕЙСМОСТОЙКИЙ ДЕМПФЕР КОЛЕБАНИЙ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРЕКА

#### **3.1. Актуальность исследования, обоснования принятого конструктивного решения, результаты исследований**

Железнодорожный путь - это сложная система, состоящая из различных конструктивных элементов нижнего и верхнего строения пути, а также элементов грунтового полотна. Очень высокая линейная и протяженность железных дорог является причиной пластических деформаций земляного полотна, так как отдельные участки земляного полотна из-за действий землетрясений воспринимают разные по частотным и амплитудным характеристикам усилия. В случае структурной деформации грунтов основания, верхней и нижней строения пути лишаются опорных контактов, что вызывает потери целостности и устойчивости конструкции в целом. Если железнодорожный трек разрушается при движении поездов сход составов с рельсов является причиной остановки технологической деятельности всей транспортной системы, а иногда и смежных инфраструктурных объектов.

Следующая актуальная проблема для железнодорожного пути это – подвижная динамическая нагрузка. Железнодорожный трек в процессе своей работы воспринимает значительные нагрузки от грузовых и пассажирских составов. Из-за постоянного роста торговли грузовые перевозки по железным дорогам ожидаемы будут расти, что вызовет развитие еще больших подвижных нагрузок. В первой приближении действие подвижной нагрузки и реакция пути на нее можно сопоставить со сейсмическими усилиями. О подобии двух этих динамических компонентов обусловлено развитием явления резонанса. Так, и под действием землетрясений, и под действием тяжелого груза могут развиваться

опасные резонансные явления, когда периоды и частоты собственных колебаний конструкций могут совпасть с периодами и частотами преобладающих колебаниями среды.

В этой связи необходима и вполне обоснованно защитить железнодорожный трек от опасных явлений. В рамках данного диссертационного исследования мы предлагаем внедрить перспективное направление из области сейсмостойкого строительства, а именно инерционное демпфирование. Если визуализировать один из примеров практики применения инерционных демпферов, то можно показать конструкцию Skyscraper-а Тайбей 101, Тайвань, город Тайбей, где на 88 уровне здания разместили 660 тонный сферический стальной груз (рисунок 3.1).



Рисунок 3.1 - Инерционный демпфер высотного здания

Конструктивное решение «Инерционный демпфер железнодорожного пути» является примером активного противостояния сейсмическим усилиям. Указанное техническое решения можно использовать на железных дорогах

Кыргызской Республики. Инерционный демпфер размещается на отдельных блоках – фундаментах. В Кыргызстане, где железнодорожный транспорт является не электрифицированным, устройство и создание отдельной инфраструктуры для инерционного демпфирования можно реализовать в тех областях и районах где землетрясения подвержены наиболее сильно, а также на критических участках, таких как пересечения дороги со сложными гидрогеологическими условиями. Это могут быть участки где сооружаются мостовые конструкции, водопропускные трубы, противолавинные галереи и прочие. Если ожидаемое строительство трансграничный внутриконтинентальный железнодорожные магистрали из КНР в Узбекистан через Кыргызстан будет реализовано, в то предлагаемое нами конструктивное решение будет актуальным и своевременным. Так как согласно ТЭО новая железнодорожная магистраль будет проложена через опасные горные участки южного региона Кыргызстана. Целесообразность внедрения нашей конструкции не вызывает сомнений и, со стороны Государственного предприятия «национальная компании «Кыргыз темир жолу» было принято решение о внедрении нашей интеллектуальной собственности, что подтверждается актами о принятии конструктивного решения к внедрению.

Главной задачей, которую решает конструктивное решение «Инерционный демпфер железнодорожного пути» является сохранение прочности и устойчивости железнодорожного трека как в динамике, так и в статике в различных компонентах нагрузений и усилий.

Если раскрыть конструктивные особенности инерционного демпфера железнодорожного трека 12, представляет собой стальной цилиндр 8 весом 100 кг подвешенный на стальные тросы 9 и опираемый на основание из пружин 10, внутренняя грань корпуса демпфера 12 покрыт демпфирующим материалом (геотекстиль, полиуретан), что предотвратит и уменьшит ударные нагрузки от цилиндра 8. Стальные тросы 9 жестко заземлены в узле сопряжения 14, они



нижними концами несут груз 8. Пружинный узел 10 груза 8 жестко защемлен в основании демпфера посредством узла сопряжения 13, вся конструкция локализуется внутри круглоцилиндрического корпуса демпфера 12, который размещается на железобетонном основании 15. Транзакция колебаний от железнодорожного трека к инерционному демпферу производится через поперечную балку 7, которая жестко защемлена к опорной части 12 и которая замещает собой одно из шпал в эюре. Поперечная балка опирается на балластную призму 4, которая в свою очередь покоится на грунтовом полотне 1 и является основанием верхнего строения пути 6 [15, 20, 115].

При эмиссии сейсмических и подвижных нагрузок, возбуждаемые ими усилия транзактируются по поперечным балкам к опорной части демпфера. Эти усилия воспринимает демпфер, которым является груз, колеблется с отличными амплитудно-частотными и темпоральными характеристиками (АЧХ) от преобладающих характеристик землетрясения и подвижной нагрузки, что не позволяет процессу зарождения явления резонанса в теле конструкции железнодорожного трека [15, 20, 115].

Резюмируя можно отметить что инерционный демпфер воспринимает усилия трека на себя, колеблется сам и в конечном счете затухает. АЧХ параметры имеет прямую зависимость от массы демпфера, количества транзактируемой энергии и геометрических пределов колебаний самого груза. Теоретически и экспериментальные исследования, симуляции в среде программного продукта Revit/ Robot и лабораторные испытания на сейсмо платформе показали нам вес груза в 100 кг, что является оптимальным. Еще одним условием является то, что суммарная масса подвижного состава не должно превышать 5 тыс. тонн. Число инерционных демпферов, размещаемых линейно в пути мы рекомендуем с шагом в 50 метров.

Активный принцип противодействия сейсмическим усилиям реализуется по аналогичной схеме, лишь с поправкой, что эмиссионные сейсмические

усилия транзактируются вертикально из грунтов основания. Механизм транзакции сейсмических сил происходит на основе вертикальной передачи усилий. Визуализация конструктивного решения показано на рисунке 3.2.

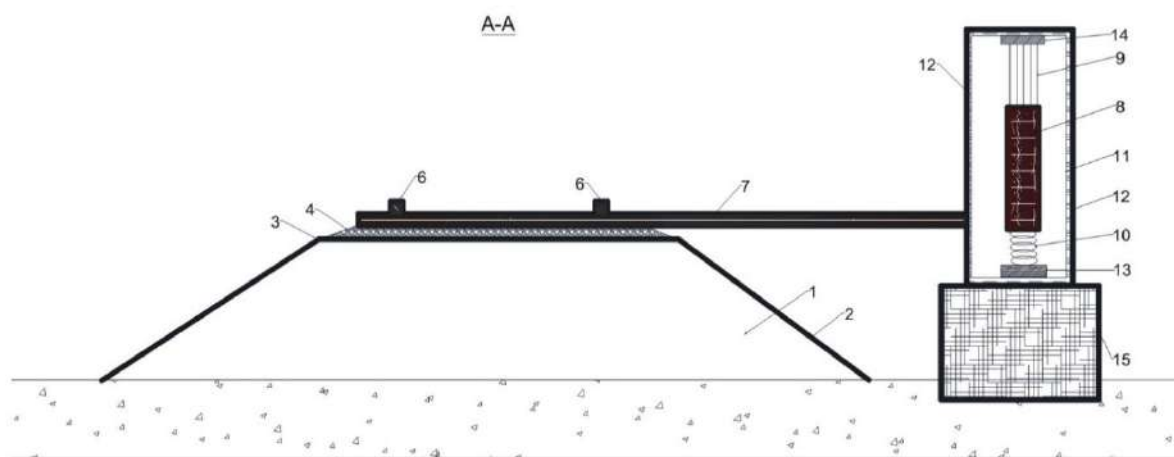


Рисунок 3.2 - Конструкция жд трека с демпфером [15, 20, 115]:

- 1 – грунтовое сооружения земляного полотна, 2 – откос земляного полотна,
- 3 – бровка земляного полотна, 4 – балластный слой из щебеночного грунта,
- 5 – железобетонные шпалы, 6 – рельсы, 7 – поперечная балка-шпала, 8 – груз, 9 – стальные тросы, 10 – пружинный узел основания груза,
- 11 – демпфирующая обшивка из геотекстиля или полиуретана, 12 – корпус опорной части, 13 – узел сопряжения пружин в основании опорной части,
- 14 – узел сопряжения тросов в верхнем сегменте опорной части,
- 15 – железобетонное основание демпфера.

### 3.2. Расчетное обоснование предложенного решения

В целях инерционного успокоения в здании и сооружении, которые имеют собственный период колебаний  $T_0 \geq 2$  сек. и длиной волны собственной колебании  $f \leq 0,5$  Гц, целесообразно использовать маятниковые демпферы, математический такое колебания можно записать следующим образом [64, 65, 66]

$$\varphi + 2n\varphi + \frac{g}{m_1 + m_2} \left( \frac{m_1}{l_1} - \frac{m_2}{l_2} \right) \varphi = 0 \quad (3.1)$$

где  $\varphi$  – радиальное смещение демпфера от равновесного состояния;  $m_1$  – вес демпфера;  $m_2$  – вес груза;  $l_1$  и  $l_2$  – соответственно протяженность верхнего и нижнего троса;  $g$  – гравитационное постоянное;  $n = \alpha/[2(m_1 + m_2)]$ ,  $\alpha$  — коэффициент воспрепятствования работе демпфера.

Демпферы, как правило, имеют собственную декрементирующую характеристику, что можно выразить следующим образом

$$\delta = n\tau_1 = \frac{\alpha}{\sqrt{\left(\frac{\omega}{n}\right)^2 - 1}} \quad (3.2)$$

где  $\tau_1$  — t собственных колебаний демпфера.

$\tau_1$  находим так:

$$\tau_1 = \tau_0 \sqrt{\frac{1 + \delta^2}{(4\pi^2)}} \quad (3.3)$$

где  $\tau_0$  – t собственных колебаний демпфера в равновесной фазе.

На основе (3.3)  $\delta=1$  т.е. отличительный диапазон  $\tau_1$  и  $\tau_0$  не превышает 10 процентных пунктов [64, 65, 66].

Для  $\omega$  и  $n$  используя (3.2) будем иметь

$$\delta = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{4gM}{\alpha^2} \left( \frac{m_1}{l_1} - \frac{m_2}{l_2} \right)}}, \quad (3.4)$$

где  $M = m_1 + m_2$ . вычислив (3.4) согласно  $\alpha$ , будем иметь

$$\alpha = \frac{\delta}{\pi} \sqrt{gM \left( \frac{m_1}{l_1} - \frac{m_2}{l_2} \right)}. \quad (3.5)$$

Последняя формула (3.5) является зависимостью коэффициента трения демпфера, которой зависит от условий конструкций их габаритов физических параметров и веса [64, 65, 66].

В инерциальной системе отсчета частота собственных колебаний инерционной массы определяются из условий (3.1).

$$\omega = \sqrt{\frac{g}{m_1 + m_2} \left( \frac{m_1}{l_1} - \frac{m_2}{l_2} \right)}. \quad (3.6)$$

Принимая во внимание математические формулы (3.5) и (3.6) и приводим к следующей форме:

$$\alpha = \frac{M\omega\delta}{\pi} \quad (3.7)$$

Инерционную массу демпфера в инерциальной системе координат можно определить с учетом физических параметров демпфера согласно формуле (3.7) относительно напряжению

$$\delta = \frac{\pi\alpha}{(M\omega)} \quad (3.8)$$

На рисунке 3.3 (кривая 1) показано зависимость веса демпфера при постоянных  $\alpha$  и  $\omega$ .

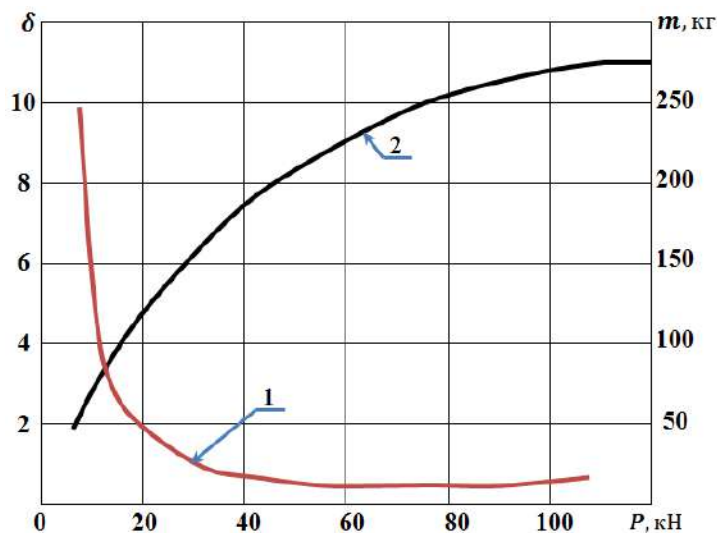


Рисунок 3.3 - Зависимость декрементации от собственного веса

1 - декремент демпфера; 2 - вес демпфера

В данном случае  $\alpha=3330$  Нс/м, что соответствует демпферу массой 100 кН. Данное значение является константной для демпферов. Как видно из рис. 3.3 напряжение демпфера растет с увеличением инерционной массы [64, 65, 66]. Результаты экспериментального подтверждения данных приведены на рисунках 3.4 - 3.10.

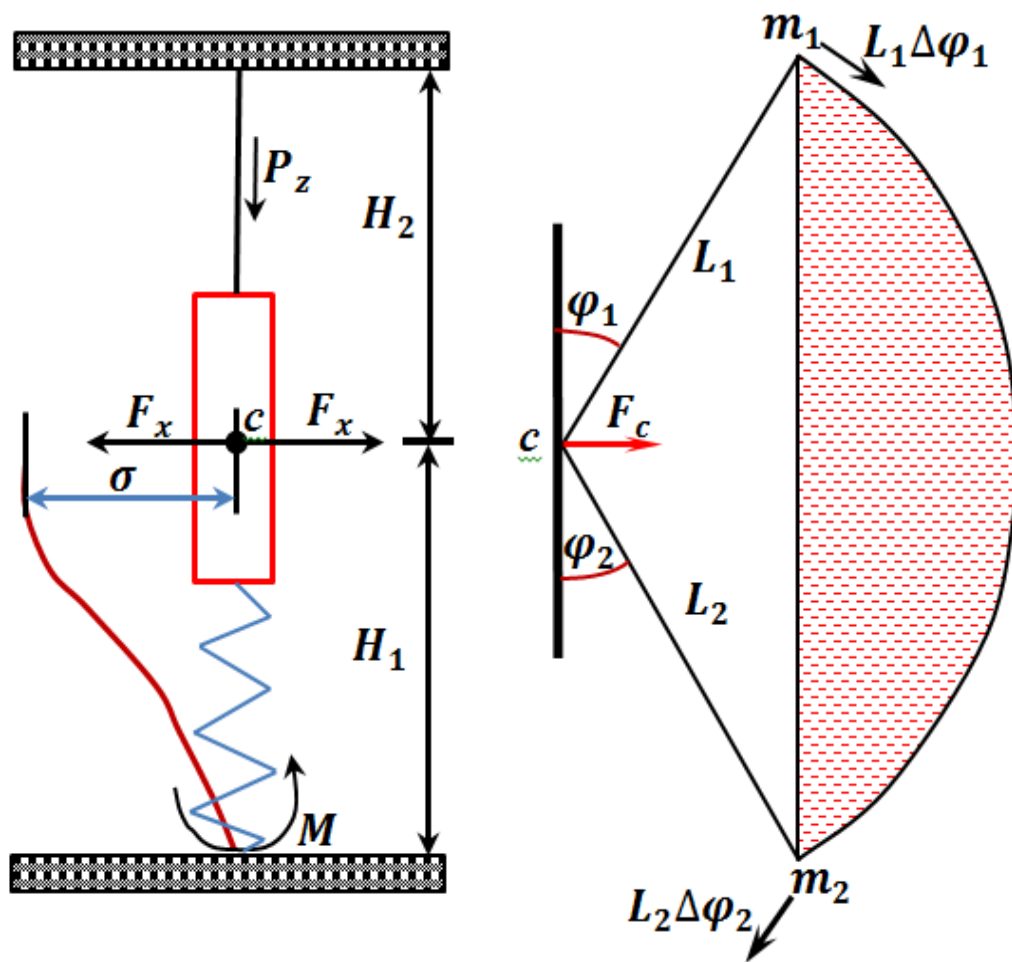


Рисунок 3.4 - Расчетная схема предложенного конструктивного решения

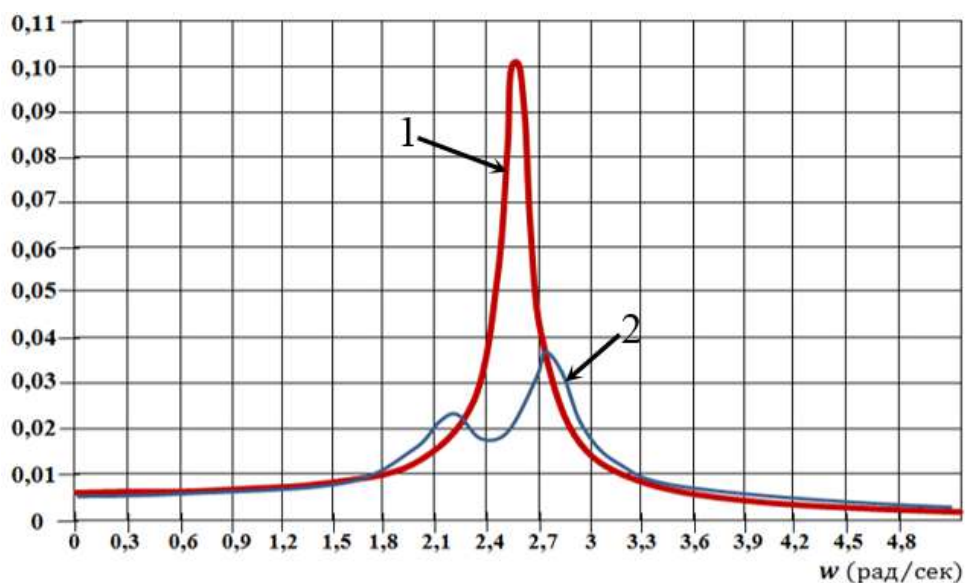


Рисунок 3.5 - Колебания жд трека при синхронизации сейсмического возбуждения ( $M=7,0$ ) и статического нагружения

- 1 - красная линия – жд трек без инерционного гасителя;
- 2- синяя линия – жд трек с инерционным гасителем

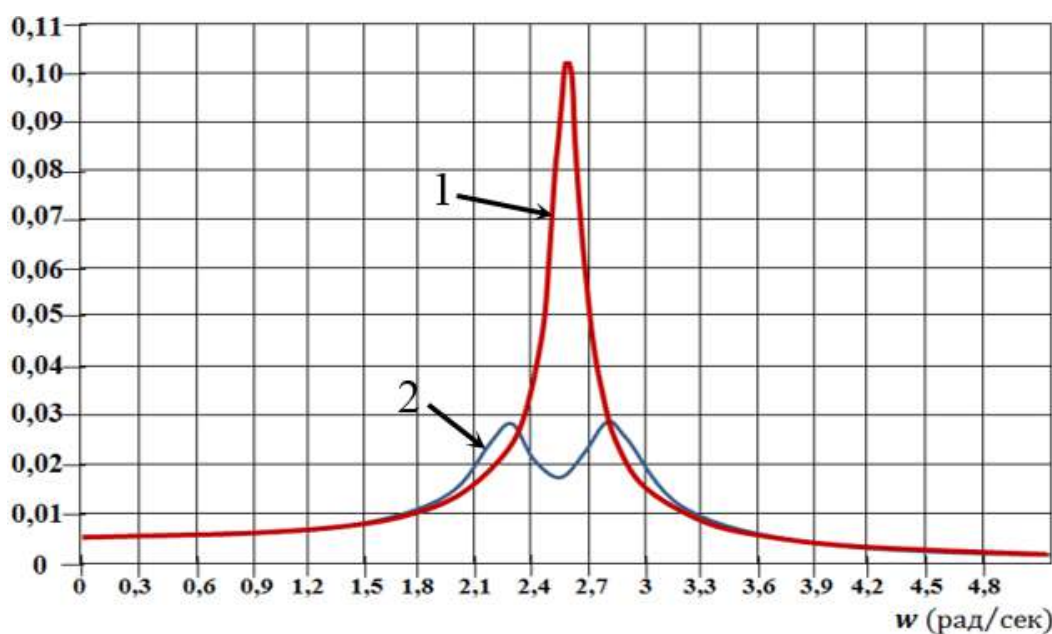


Рисунок 3.6 - Колебания жд трека при синхронизации сейсмического возбуждения ( $M=7,0$ ) и подвижного нагружения

- 1 - красная линия – жд трек без инерционного гасителя;
- 2- синяя линия – жд трек с инерционным гасителем

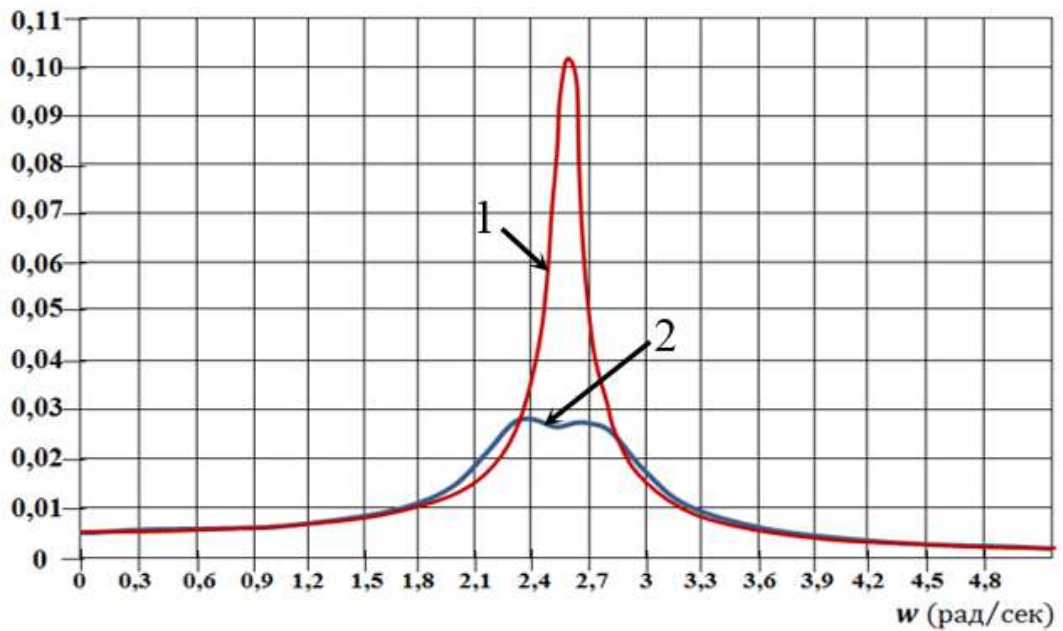


Рисунок 3.7 - Колебания жд трека при действии P-волны,  $M=7,0$

1- красная линия – жд трек без инерционного демпфера;

2- синяя линия – жд трек с инерционным демпфером

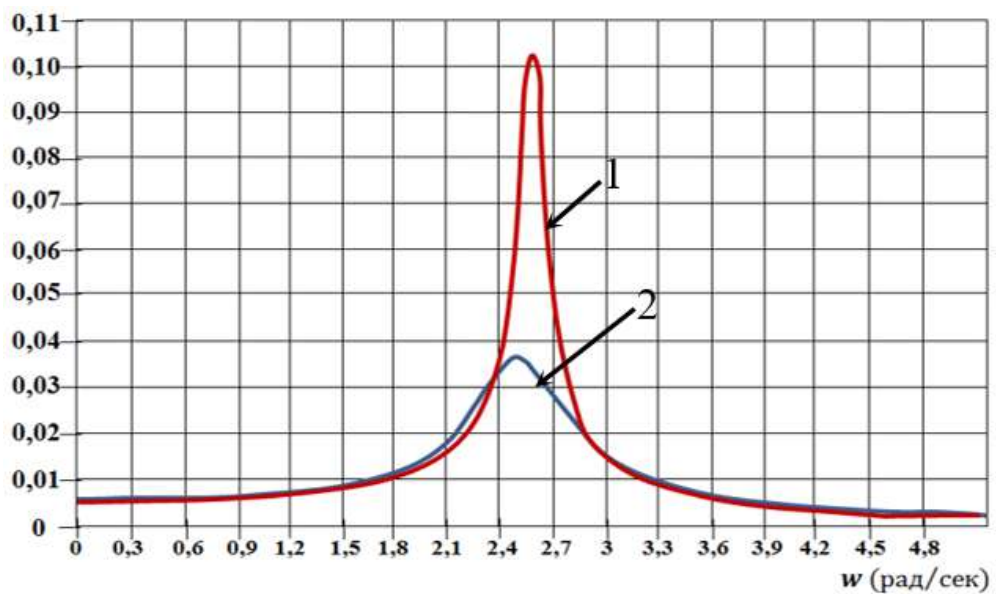


Рисунок 3.8 - Колебания жд трека при действии S-волны,  $M=7,0$

1- красная линия – жд трек без инерционного демпфера;

2- синяя линия – жд трек с инерционным демпфером

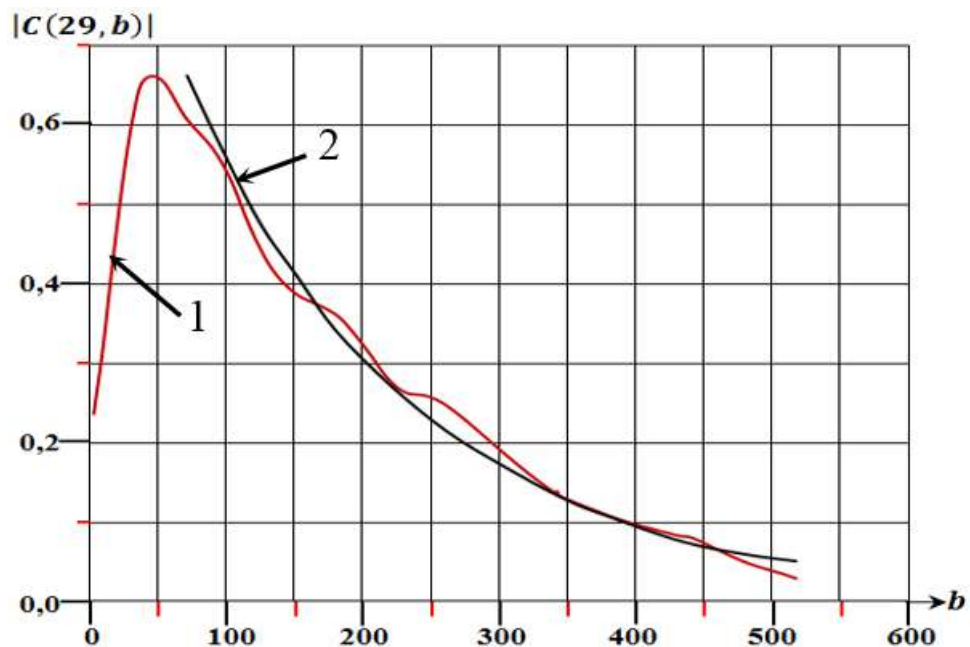
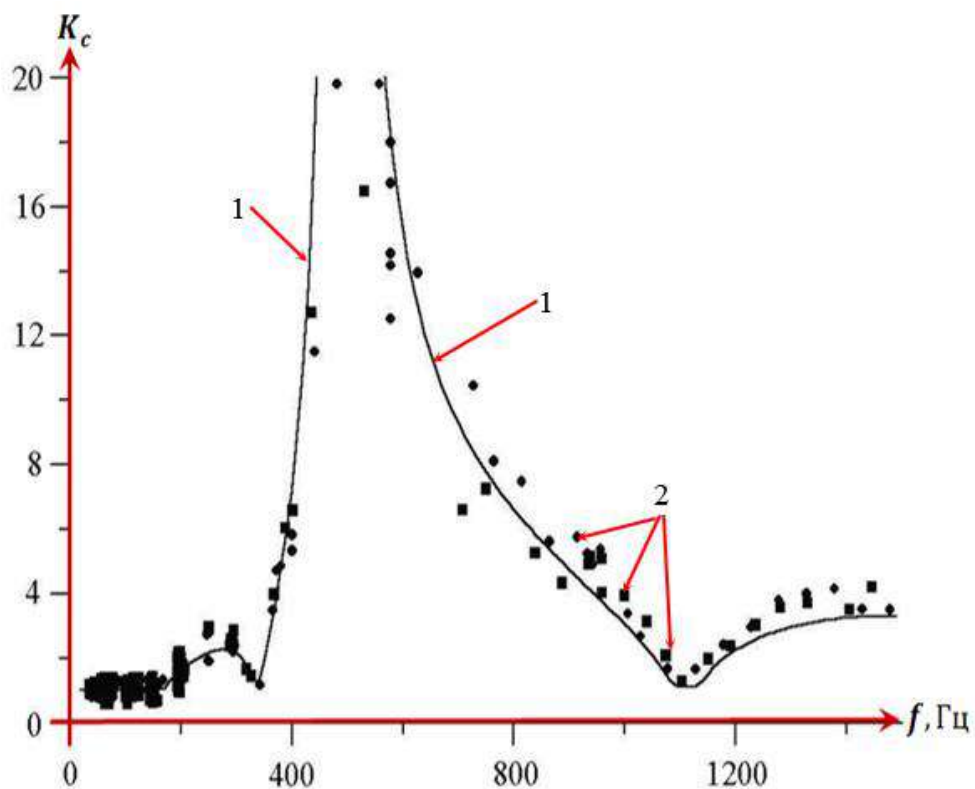


Рисунок 3.9 - График собственного затухания колебаний инерционного демпфера

1- красная линия - проекция поверхности амплитуды собственного затухания;

2 - аппроксимация сечения при  $b \geq b_0$





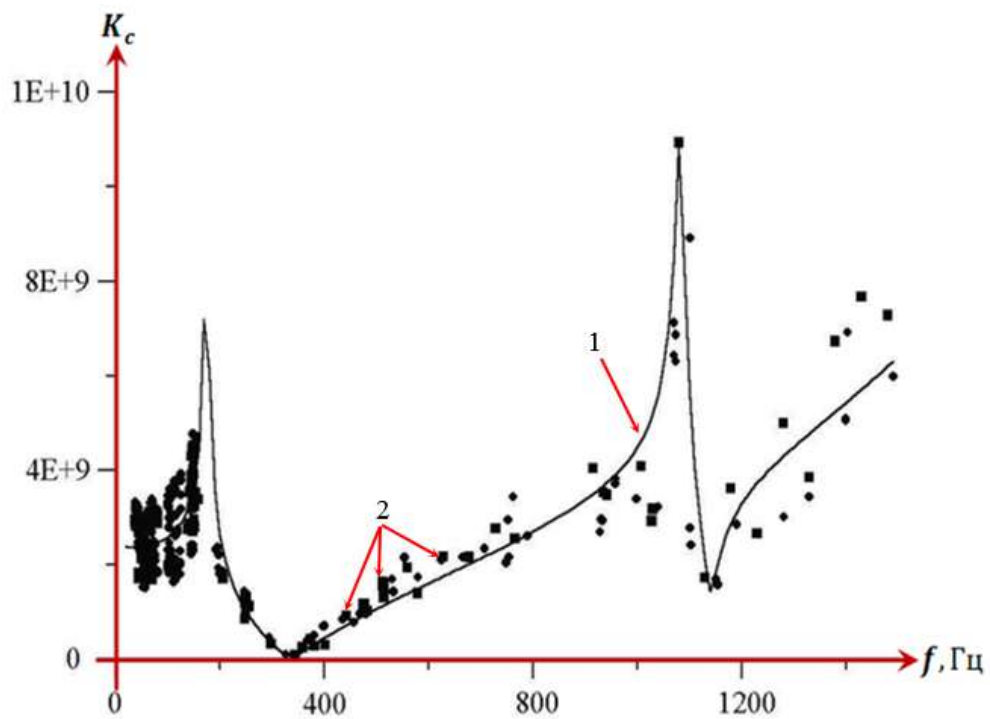
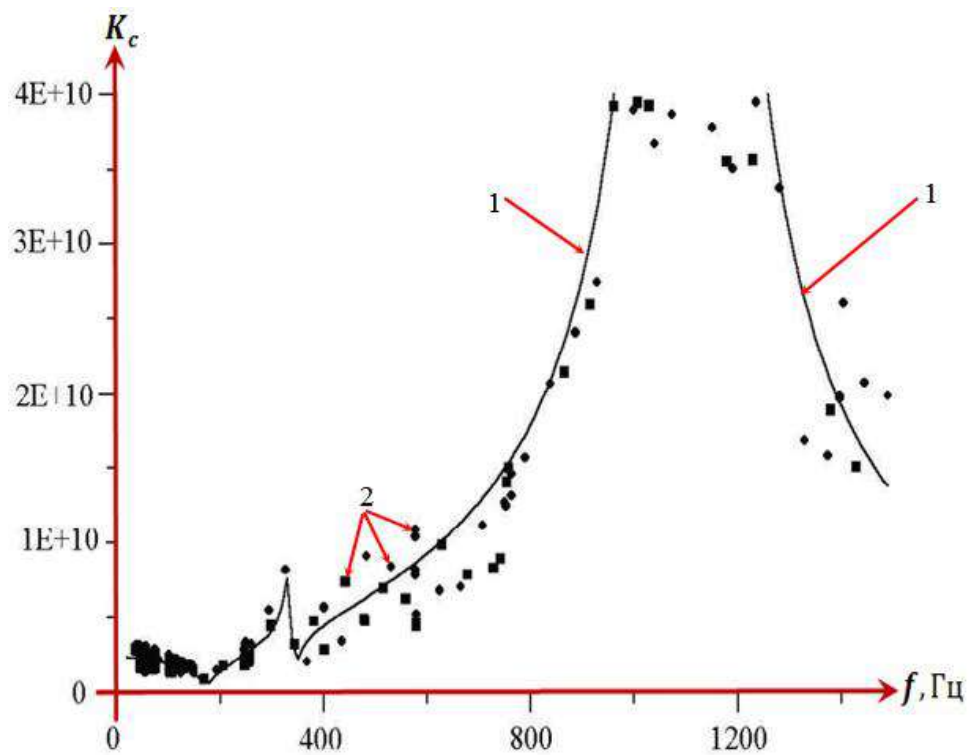


Рисунок 3.10 - Частотные параметры собственных колебаний инерционного демпфера

1 - линии - теоретические данные, 2 - точки - экспериментальные данные.

По мнению Р.А. Жумабаева [30], толщина и физико-механические свойства грунтового основания на скальных грунтах влияют на устойчивость всей конструкции железнодорожного пути. Во время прохождения подвижного состава на железнодорожной линии возникают значительные колебания, которые, когда дорожное полотно находится на скальном основании, отражаются от последнего и могут вызывать значительные амплитуды. В зависимости от типа грунтов и толщины дорожного полотна в нем могут возникать резонансные явления.

Им установлено, что для пути максимум смещения и ускорения случается при частоте  $\omega=198$  рад/с,  $x_1=24$  мм,  $x''_1=18712$  мм/с<sup>2</sup>, а для подвижного состава - при частоте  $\omega=10$  рад/с,  $x_2=12$  мм,  $x''_2=20152$  мм/с<sup>2</sup>; При  $\omega=10$  рад/с амплитуда  $x''_2$  имеет максимум  $x''_2=30042$  мм/с<sup>2</sup>, в процессе возрастания  $\omega$  сначала убывает, а затем возрастает  $\omega > 30$  рад/с при жестких значениях  $k_1$  (рисунок 3.11) [30].

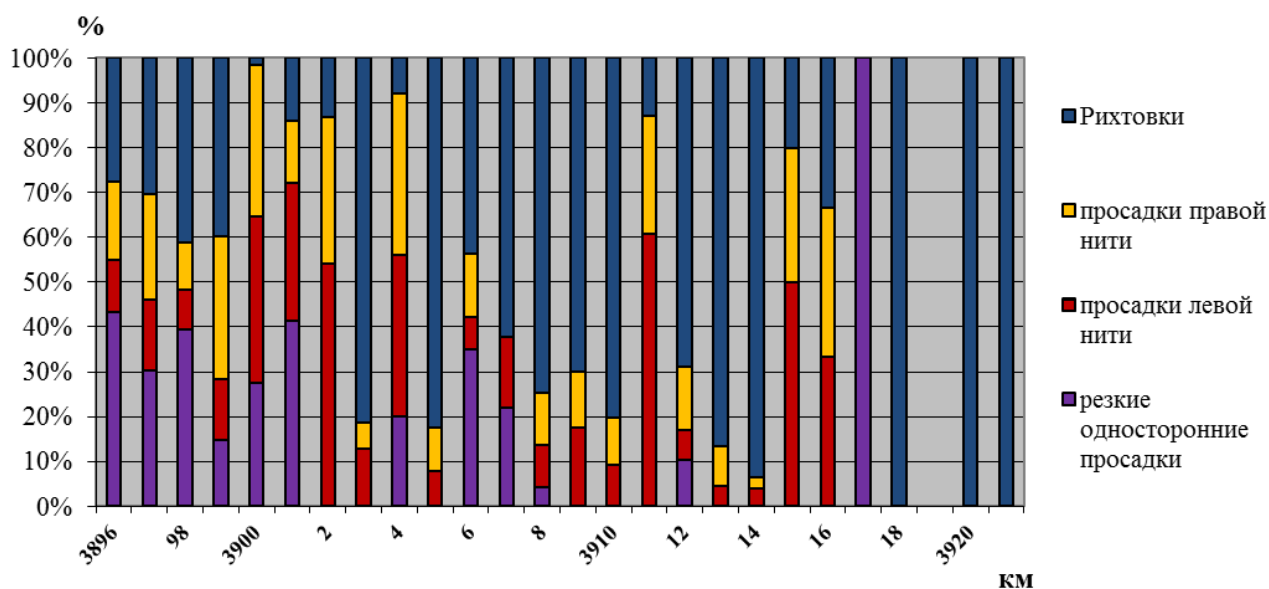


Рисунок 3.11 - Деформации железнодорожного пути от динамических нагрузок

З.Е. Мирзалихов на автомобильной дороге Ташкент – Самарканд произвел исследование влияния скоростного режима на характеристику

распространения колебания. Помимо прочего, исследование касалось скоростных пассажирских поездов. Экспериментальные исследования проводились на скоростях от 85 до 180 км/ч по стандартной колее 1520 мм. Испытание измерялись на бесстыковом пути при балластной призме 400 мм, железобетонных шпалах, тяжелых путях Р 65 и земляного полотна, сложенных из стандартных грунтов. Так, сравнивая амплитуды колебаний на уровне основного узла по компонентам сделали вывод о том, что вертикальный компонент подвергается максимальной вибрации в диапазоне 178- 312 микрон. Амплитудно-частотная характеристика колебаний по оси железнодорожного трека уменьшаются в диапазоне от 84 до 139 мкм. Инерционные компоненты колебаний имеют свойства пропорционального роста от скорости движения подвижных составов. На рисунке 3.12 линия 2 визуализирует сред амплитуд вертикальных колебаний. Прямая линия 1 в данном случае показывает аппроксимацию разностей результирующей амплитудо колебаний. Резюмируя рисунке 3.12 можно отметить, что вертикальный компонент является определяющим и имеет склонность к росту до 354 мкм.

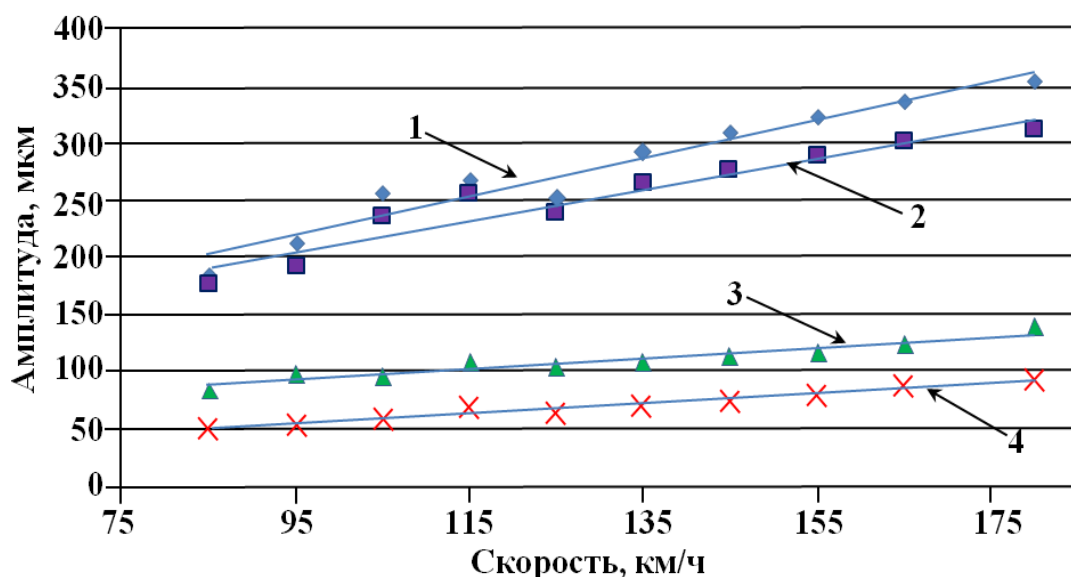


Рисунок 3.12 - Влияние скорости пассажирских поездов на амплитуды колебаний грунтов основания

Такие вибродинамические эффекты по своей сути является высоким. В практике логистики перевозок, особенно грузовых, где реальные скорости не превышают 95 км/ч показания результирующих амплитуд локализуется в диапазоне от 85 до 210 мкм. Возбуждаемые флуктуации развиваются, как правило, в глубину, что определяет несущую способность и деформативность железнодорожного трека, строенного из лессовых грунтов и суглинков. С целью оценки интенсивности затухания колебаний вводится индикатор  $\delta_z$ , являющейся отношением амплитуд на некой глубине от участка дорожного покрытия ( $A_z$ ),

$$\Delta z = A_z/A_0$$

Результат исследований З.Е. Мирзалихова показаны на рисунках 3.13, 3.14.

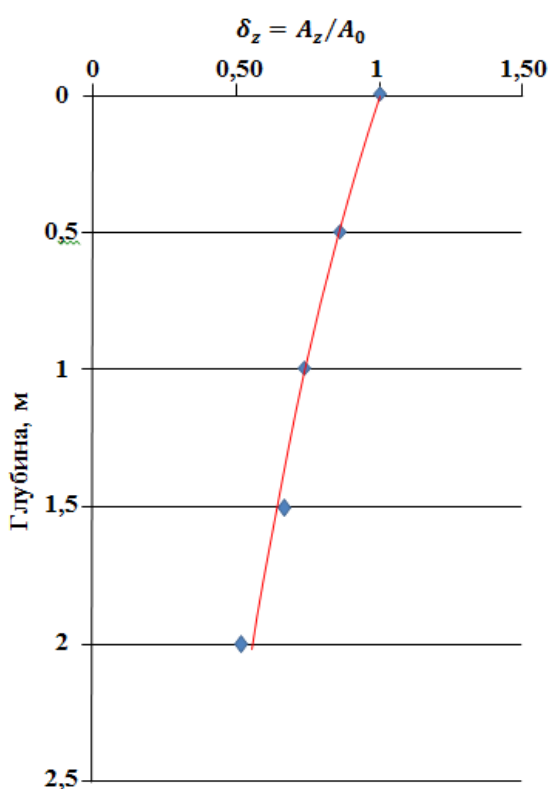


Рисунок 3.13 - Изменение коэффициента  $\delta_z$  по глубине земляного полотна

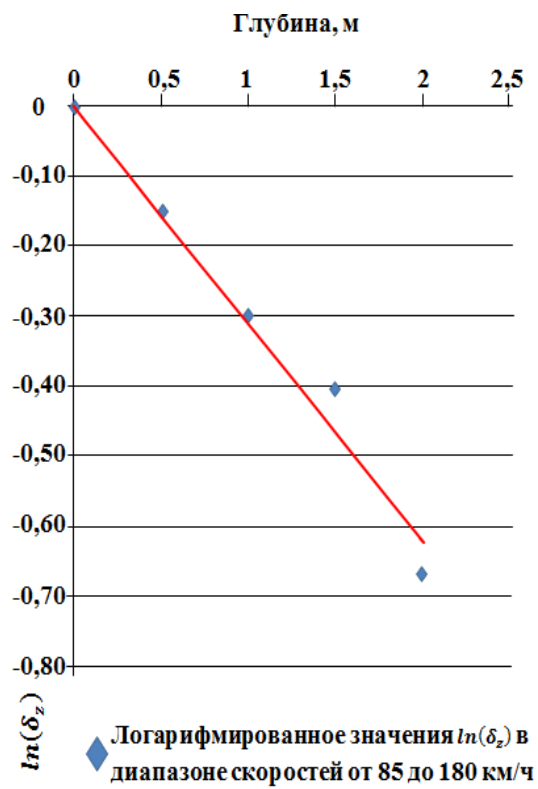


Рисунок 3.14 - Изменение коэффициента  $\delta_z$  в диапазоне скоростей от 85 до 180 км/ч

На рисунке 3.15 визуализируется осциллограмма колебания балластного слоя железнодорожного трека. График визуализирует практический ход процесса колебаний при движения железнодорожного транспорта на скоростях в диапазоне от 90 до 120 км/ч. На указанном рисунке выведены горизонтальные колебания (кривая 1), вертикальные колебания, поперечные колебания (кривая 3). Из анализа данной визуализации можно сделать вывод о том, что наибольшее амплитудные характеристики записываются на компоненте (кривой 2).

По мнению Х. И. Турсунова гармонические колебания происходят под действием различных вибрационных сил, которые взаимопроникают с конструкцией верхнего строения пути [106].

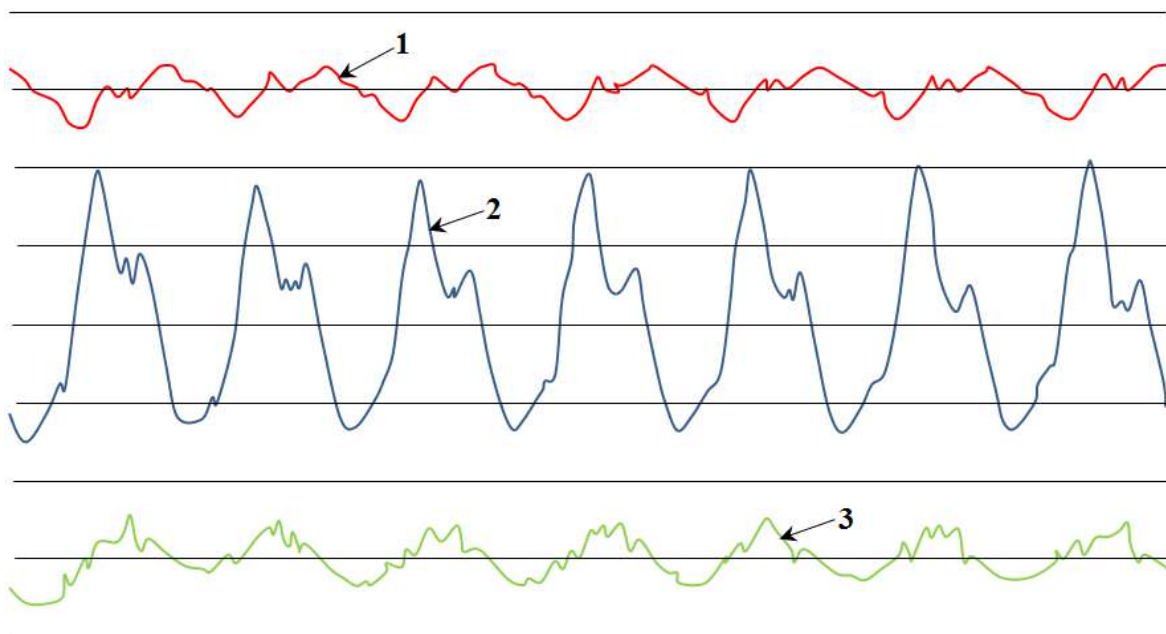


Рисунок 3.15 - График колебаний балластной призмы [106]

1-продольные горизонтальные колебания, 2-вертикальные колебания,  
3-поперечные горизонтальные колебания

Гармонические колебания в данном случае развиваются в диапазоне 1,15 – 1,25 Гц.

В случае, когда балластная призма устраивается из гранитного щебня вертикальный компонент имеет сложный генезис с резкими максимумами и минимумами. Амплитуда частотных характеристика вертикальных колебаний можно разделить на 3 группы: первая – низко частотная, вторая – средняя частотная, третья – высоко частотная.

Приведенные осциллограммы, записанные балластным слоем железнодорожного трека 1520 мм, указывают, что колебания регистрируются с амплитудой в три раза меньшей, чем с вертикальной компонент.

### ЗАКЛЮЧЕНИЕ ПО ТРЕТЬЕЙ ГЛАВЕ

При выполнении третьей главы диссертационного исследования получены следующие научно обоснованные выводы:

- разработано новое конструктивное решение железнодорожного трека «Инерционный демпфер железнодорожного пути» резистентного и устойчивого в динамике подвижных и сейсмических нагрузок.

- практическое применение предлагаемого конструктивного решения «Инерционный демпфер железнодорожного пути» позволит снизить сейсмическую нагрузку на 1 балл.

- снижение усилий при подвижной нагрузке при условии, что подвижной состав проходит с полной массой до 5000 тонн, составит порядка 50%.

## ГЛАВА 4

### ЧИСЛЕННОЕ И ФИЗИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРЕДЛАГАЕМОЙ КОНСТРУКЦИИ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ПУТИ

В рамках данного диссертационного исследования проводились экспериментальные исследования двух типов: численные исследования – структурный анализ в среде Autodesk Robot Structural Analysis аналитической модели железнодорожного трека с инерционным демпфером созданной в среде Autodesk Revit; лабораторные исследования – испытания физической модели железнодорожного трека с инерционным демпфером на сеймоплатформе.

#### 4.1. Результаты численного моделирования

Для проведения численного моделирования предлагаемой конструкции железнодорожного трека с инерционным демпфером произвели физическое моделирование предлагаемой конструкции в среде Autodesk Revit, рисунках 4.1 - 4.3.

Пакеты программного обеспечения Autodesk Revit и Autodesk Robot Structural Analysis позволяют моделировать различные здания, инженерные и искусственные сооружения основываясь на тождественности физической и натурной модели, масштабности этих моделей, а также позволяют проводить структурный анализ прочности и устойчивости зданий и сооружений. Подбор граничных условий и расчетных сочетаний усилий основаны на двух предельных состояниях. Численный структурный анализ проводится с использованием Метода конечных элементов с нагружением системы стандартным набором нагрузений из 8 нормативных элементов, начиная от собственного веса конструкции и заканчивая сейсмическими усилиями. Программное обеспечения также позволяет строить расчетное сочетание усилий дополнительными ненормативными нагружениями. Таким образом,

отмеченные программные пакеты полностью соответствуют актуальной на сегодня тенденции по проектированию и моделированию сооружений на основе Информационному моделированию зданий и сооружений – BIM – Building Information Modeling.

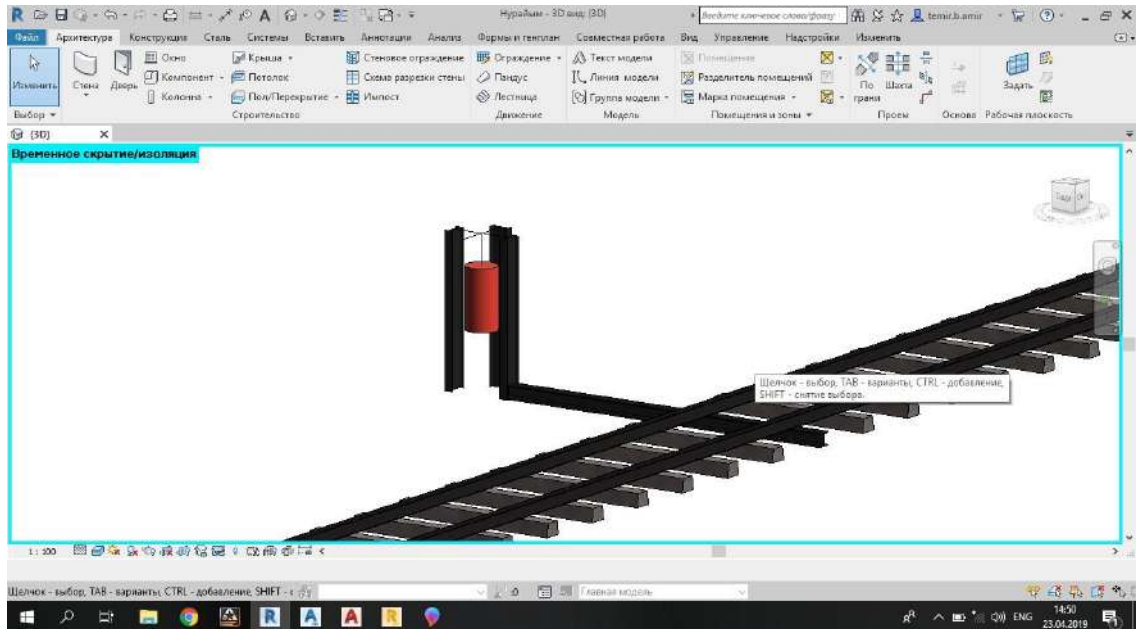


Рисунок 4.1 - 3D вид предлагаемой конструкции в среде Revit, демпфер слева

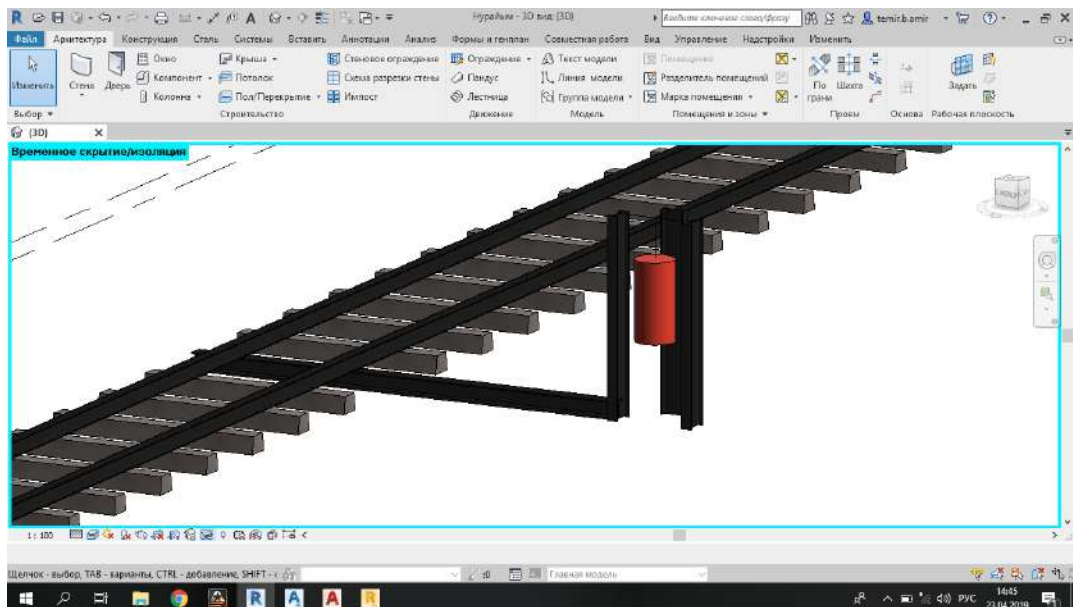


Рисунок 4.2 - 3D вид предлагаемой конструкции в среде Revit, демпфер справа



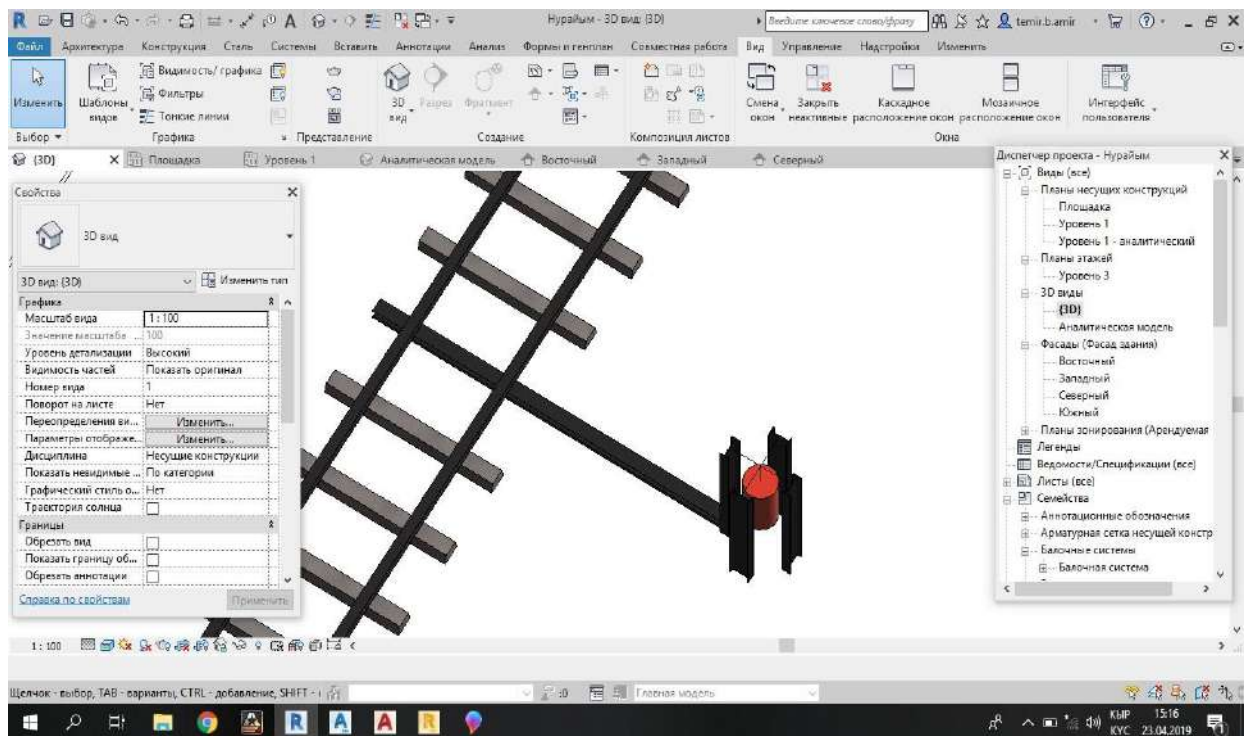


Рисунок 4.3 - 3D вид предлагаемой конструкции в среде Revit, вид сверху

Далее на физическую модель железнодорожного трека присвоили соответствующие граничные условия и нагрузили стандартными нагрузками, рисунок 4.4.

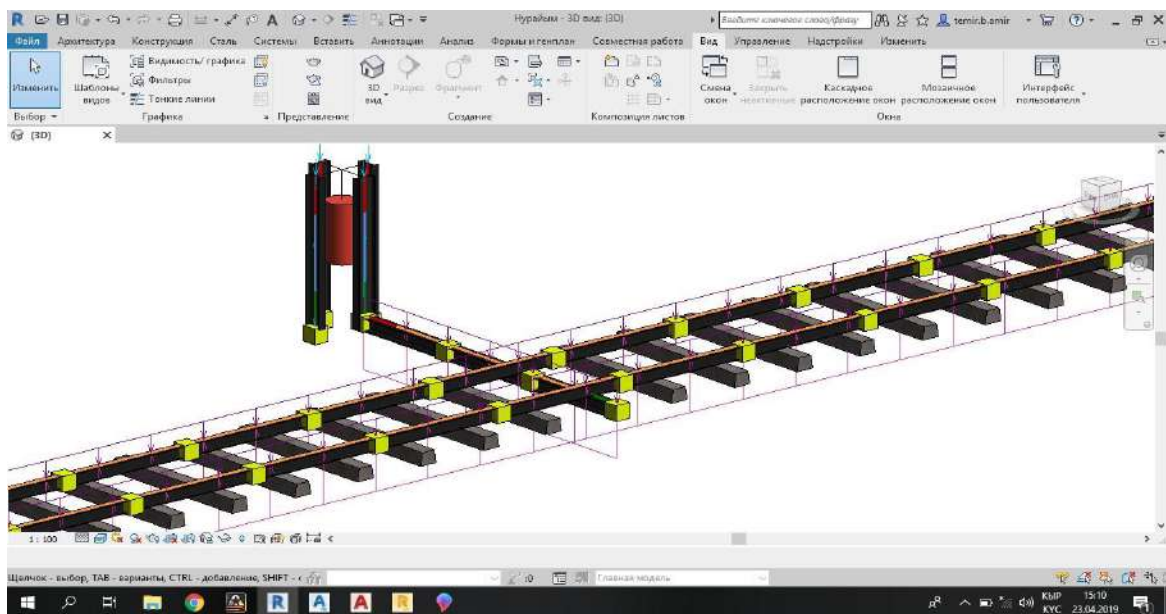


Рисунок 4.4 - Граничные условия и нагружение предлагаемой конструкции

в среде Revit

После провели экспорт физической модели предлагаемой конструкции в Autodesk Robot Structural Analysis, где провели структурный анализ конструкции, смоделировали 8 нормативных нагружений, получили реакции и эпюры соответствующих напряжений (рисунках 4.5-4.10).

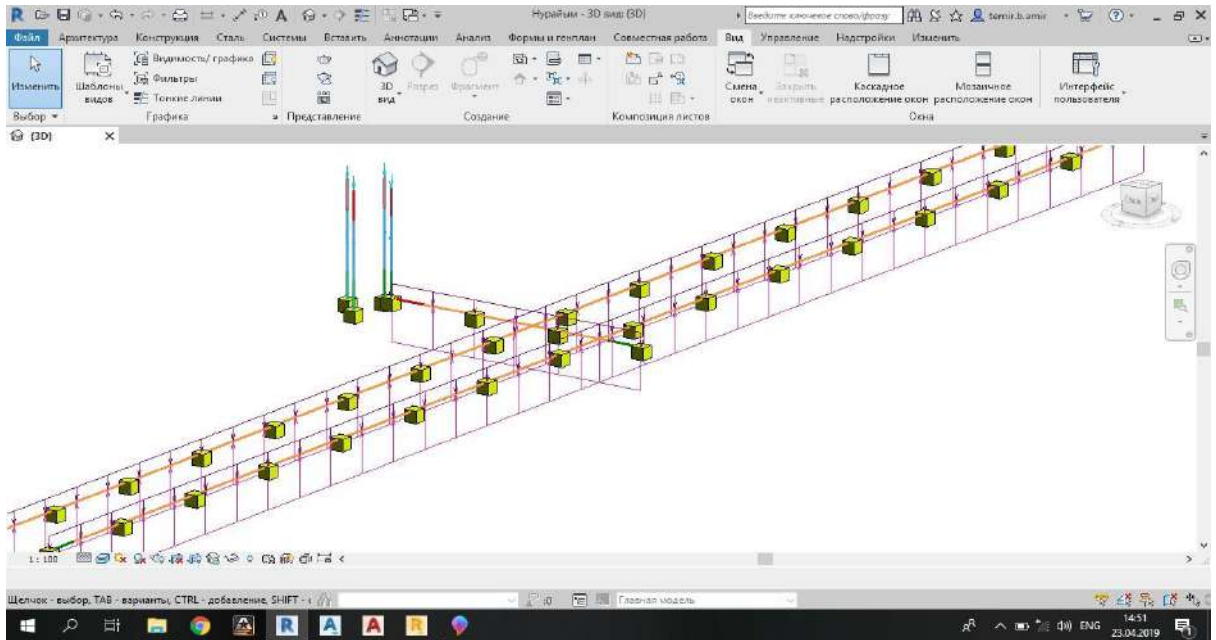


Рисунок 4.5 - Аналитическая модель стержневой системы

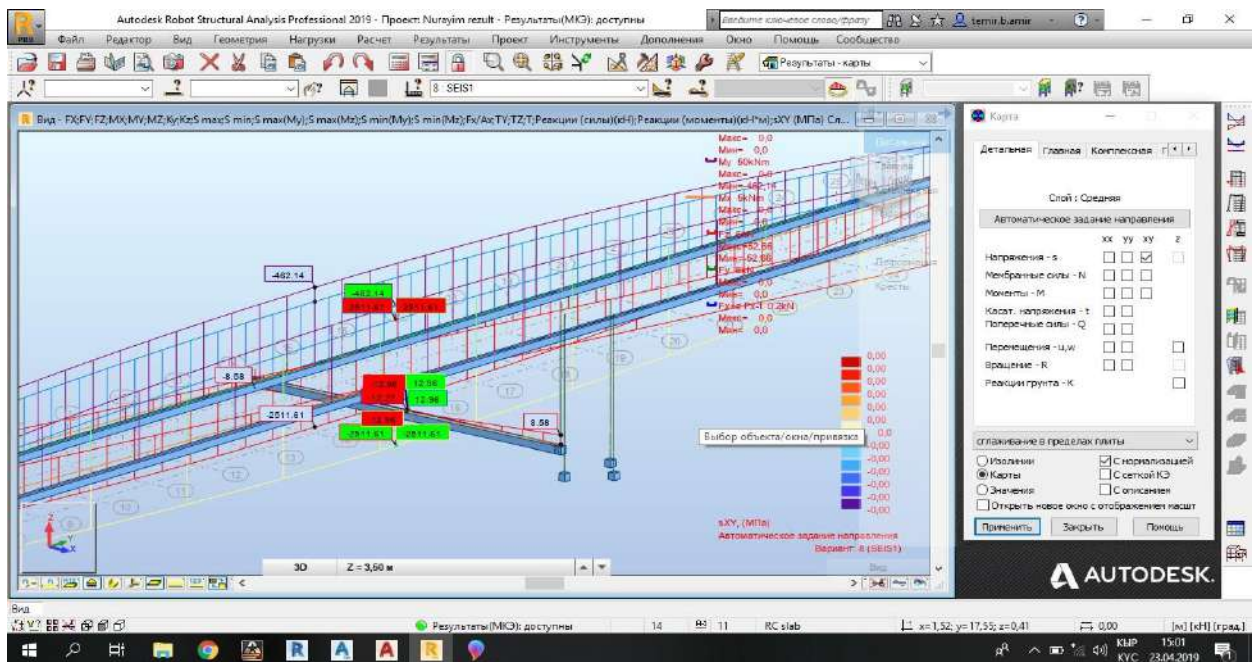


Рисунок 4.6 - Сейсмическое нагружения на стержневую систему

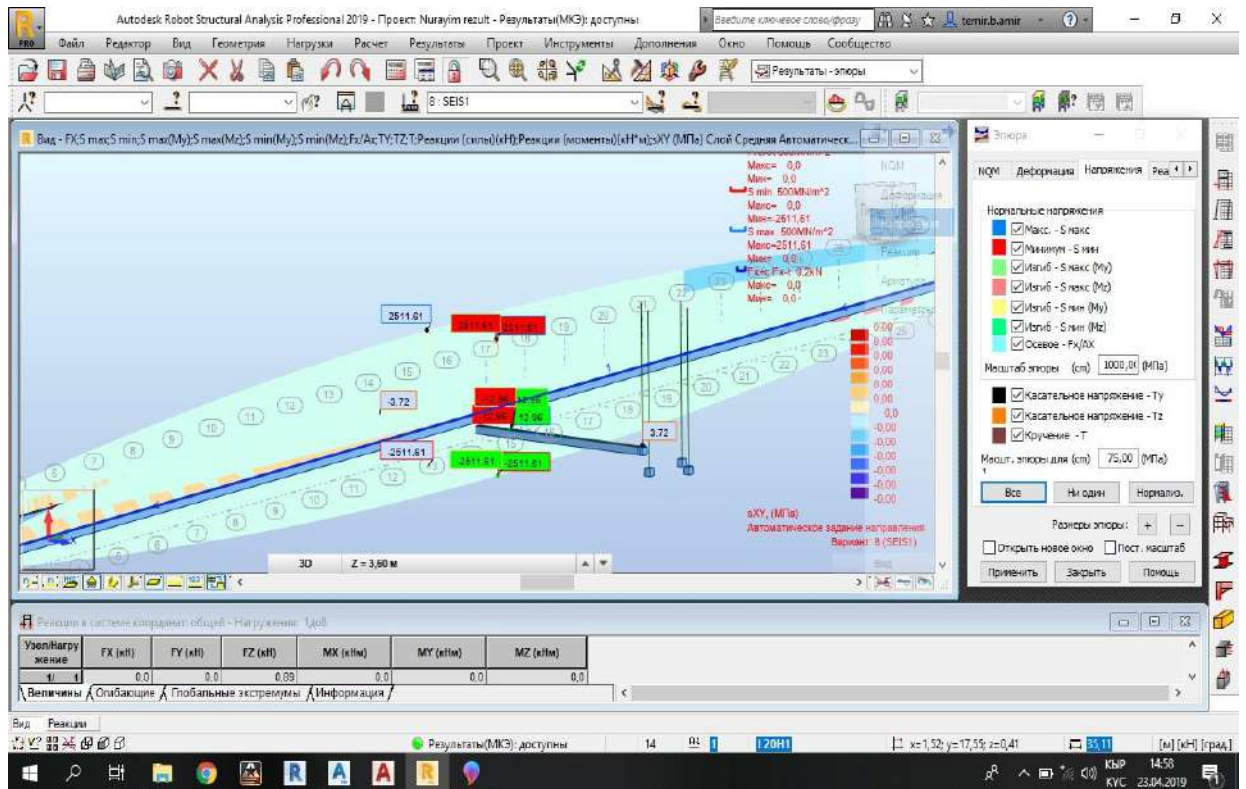


Рисунок 4.7 - Напряжения от сейсмических сил

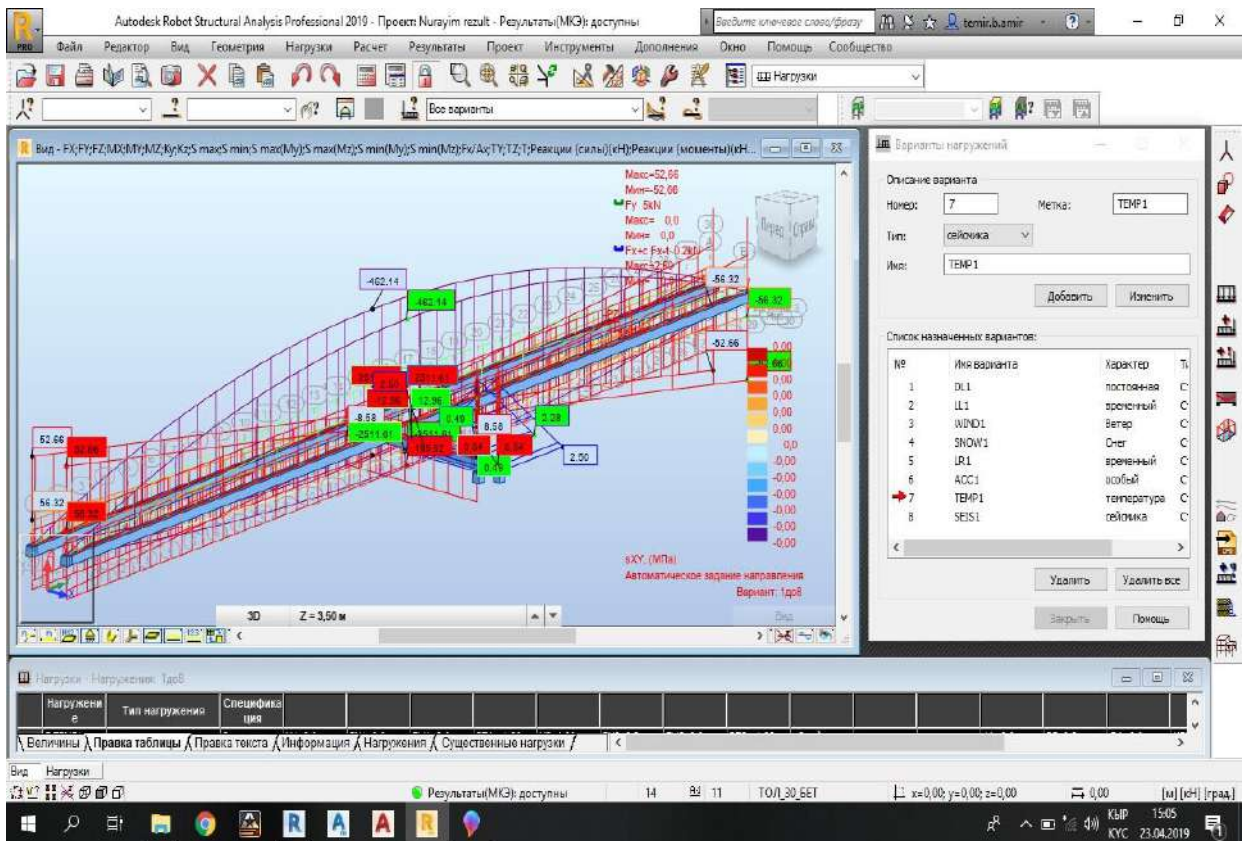


Рисунок 4.8 - Расчетное сочетание усилий (PCU) от всех нагружений

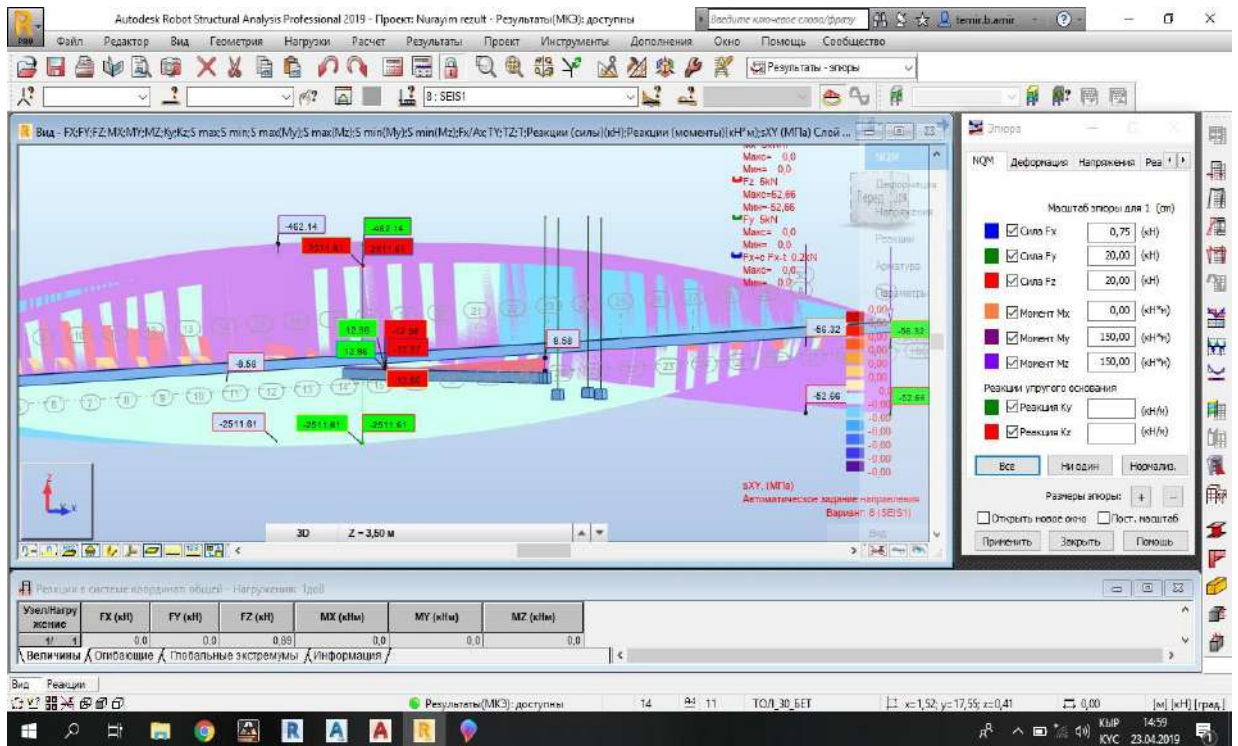


Рисунок 4.9 - Эпюры изгибающих моментов от всех нагрузений

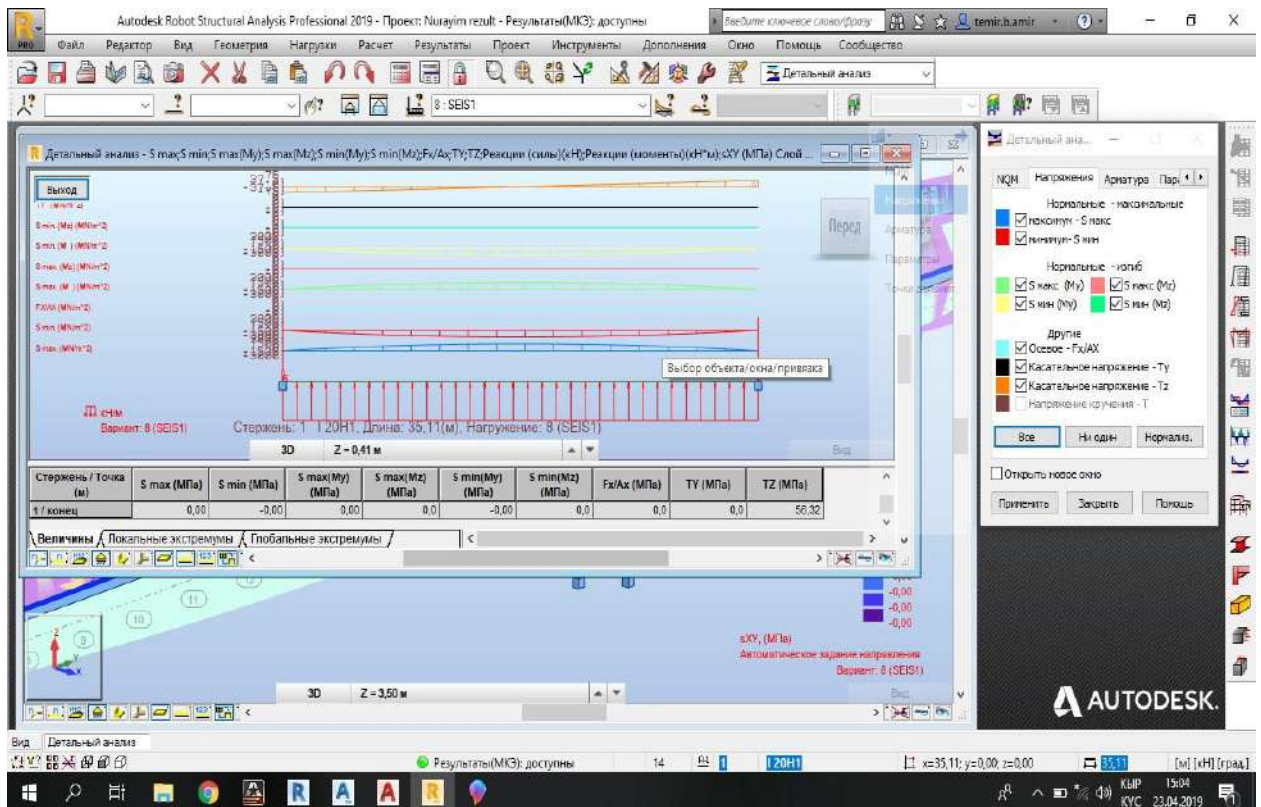


Рисунок 4.10 - Анализ РСУ

Результаты анализа конструкции приведены в таблице 4.1-4.5.

Таблица 4.1. – Реакции - Глобальные экстремумы

	<b>FX (кН)</b>	<b>FY (кН)</b>	<b>FZ (кН)</b>	<b>MX (кНм)</b>	<b>MY (кНм)</b>	<b>MZ (кНм)</b>
<b>MAX</b>	0,0	0,0	21,17	0,0	0,0	0,0
<b>Узел</b>	1	1	6	1	1	1
<b>Нагруже- ние</b>	1	1	1	1	1	1
<b>MIN</b>	0,0	0,0	-52,66	0,0	0,0	0,0
<b>Узел</b>	1	1	6	1	1	1
<b>Нагруже- ние</b>	1	1	8	1	1	1

Таблица 4.2. – Перемещения - Глобальные экстремумы

	<b>UX (см)</b>	<b>UY (см)</b>	<b>UZ (см)</b>	<b>RX (рад)</b>	<b>RY (рад)</b>	<b>RZ (рад)</b>
<b>MAX</b>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
<b>Узел</b>	1	1	1	1	1	1
<b>Нагруж- ение</b>	1	1	1	1	1	1
<b>MIN</b>	0,0	0,0	-0,0	0,0	0,0	0,0
<b>Узел</b>	1	1	10	1	1	1
<b>Нагруж- ение</b>	1	1	3	1	1	1

Таблица 4.3. – Усилия - Огибающие

Стержень/ Узел/ Нагрузка	FX (кН)	FY (кН)	FZ (кН)	MX (кНм)	MY (кНм)	MZ (кНм)
1/ 6/ 1	0,0>>	0,0	21,17	0,0	0,0	0,0
1/ 6/ 1	0,0<<	0,0	21,17	0,0	0,0	0,0
1/ 6/ 1	0,0	0,0>>	21,17	0,0	0,0	0,0
1/ 6/ 1	0,0	0,0<<	21,17	0,0	0,0	0,0
1/ 7/ 8	0,0	0,0	52,66>>	0,0	0,0	0,0
1/ 6/ 8	0,0	0,0	-52,66<<	0,0	0,0	0,0
1/ 6/ 1	0,0	0,0	21,17	0,0>>	0,0	0,0
1/ 6/ 1	0,0	0,0	21,17	0,0<<	0,0	0,0
1/ 6/ 1	0,0	0,0	21,17	0,0	0,0>>	0,0
1/ 6/ 1	0,0	0,0	21,17	0,0	0,0<<	0,0
1/ 6/ 1	0,0	0,0	21,17	0,0	0,0	0,0>>
1/ 6/ 1	0,0	0,0	21,17	0,0	0,0	0,0<<
2/ 8/ 1	0,0>>	0,0	21,17	0,0	0,0	0,0
2/ 8/ 1	0,0<<	0,0	21,17	0,0	0,0	0,0
2/ 8/ 1	0,0	0,0>>	21,17	0,0	0,0	0,0
2/ 8/ 1	0,0	0,0<<	21,17	0,0	0,0	0,0
2/ 9/ 8	0,0	0,0	52,66>>	0,0	0,0	0,0
2/ 8/ 8	0,0	0,0	-52,66<<	0,0	0,0	0,0
2/ 8/ 1	0,0	0,0	21,17	0,0>>	0,0	0,0
2/ 8/ 1	0,0	0,0	21,17	0,0<<	0,0	0,0
2/ 8/ 1	0,0	0,0	21,17	0,0	0,0>>	0,0
2/ 8/ 1	0,0	0,0	21,17	0,0	0,0<<	0,0
2/ 8/ 1	0,0	0,0	21,17	0,0	0,0	0,0>>
2/ 8/ 1	0,0	0,0	21,17	0,0	0,0	0,0<<
3/ 5/ 1	0,0>>	0,0	5,17	0,0	0,0	0,0
3/ 5/ 1	0,0	0,0>>	5,17	0,0	0,0	0,0
3/ 5/ 1	0,0	0,0<<	5,17	0,0	0,0	0,0

Продолжение таблицы 4.3.

Стержень/ Узел/ Нагружение	FX (кН)	FY (кН)	FZ (кН)	MX (кНм)	MY (кНм)	MZ (кНм)
3/ 4/ 8	0,0	0,0	8,58>>	0,0	0,0	0,0
3/ 5/ 8	0,0	0,0	-8,58<<	0,0	0,0	0,0
3/ 5/ 1	0,0	0,0	5,17	0,0>>	0,0	0,0
3/ 5/ 1	0,0	0,0	5,17	0,0<<	0,0	0,0
3/ 5/ 1	0,0	0,0	5,17	0,0	0,0>>	0,0
3/ 5/ 1	0,0	0,0	5,17	0,0	0,0<<	0,0
3/ 5/ 1	0,0	0,0	5,17	0,0	0,0	0,0>>
3/ 5/ 1	0,0	0,0	5,17	0,0	0,0	0,0<<
4/ 3/ 3	2,50>>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4/ 3/ 2	0,0<<	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4/ 3/ 1	0,89	0,0>>	0,0	0,0	0,0	0,0
4/ 3/ 1	0,89	0,0<<	0,0	0,0	0,0	0,0
4/ 3/ 1	0,89	0,0	0,0>>	0,0	0,0	0,0
4/ 3/ 1	0,89	0,0	0,0<<	0,0	0,0	0,0
4/ 3/ 1	0,89	0,0	0,0	0,0>>	0,0	0,0
4/ 3/ 1	0,89	0,0	0,0	0,0<<	0,0	0,0
4/ 3/ 1	0,89	0,0	0,0	0,0	0,0>>	0,0
4/ 3/ 1	0,89	0,0	0,0	0,0	0,0<<	0,0
4/ 3/ 1	0,89	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0>>
4/ 3/ 1	0,89	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0<<
5/ 2/ 3	2,50>>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5/ 2/ 2	0,0<<	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5/ 2/ 1	0,89	0,0>>	0,0	0,0	0,0	0,0
5/ 2/ 1	0,89	0,0<<	0,0	0,0	0,0	0,0
5/ 2/ 1	0,89	0,0	0,0>>	0,0	0,0	0,0
5/ 2/ 1	0,89	0,0	0,0<<	0,0	0,0	0,0
5/ 2/ 1	0,89	0,0	0,0	0,0>>	0,0	0,0
5/ 2/ 1	0,89	0,0	0,0	0,0<<	0,0	0,0
5/ 2/ 1	0,89	0,0	0,0	0,0	0,0>>	0,0

Продолжение таблица 4.3.

Стержень/ Узел/ Нагружение	FX (кН)	FY (кН)	FZ (кН)	MX (кНм)	MY (кНм)	MZ (кНм)
5/ 2/ 1	0,89	0,0	0,0	0,0	0,0<<	0,0
5/ 2/ 1	0,89	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0>>
5/ 2/ 1	0,89	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0<<
6/ 4/ 3	2,28>>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6/ 4/ 2	0,0<<	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6/ 4/ 1	0,82	0,0>>	0,0	0,0	0,0	0,0
6/ 4/ 1	0,82	0,0<<	0,0	0,0	0,0	0,0
6/ 4/ 1	0,82	0,0	0,0>>	0,0	0,0	0,0
6/ 4/ 1	0,82	0,0	0,0<<	0,0	0,0	0,0
6/ 4/ 1	0,82	0,0	0,0	0,0>>	0,0	0,0
6/ 4/ 1	0,82	0,0	0,0	0,0<<	0,0	0,0
6/ 4/ 1	0,82	0,0	0,0	0,0	0,0>>	0,0
6/ 4/ 1	0,82	0,0	0,0	0,0	0,0<<	0,0
6/ 4/ 1	0,82	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0>>
6/ 4/ 1	0,82	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0<<
7/ 1/ 3	2,50>>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
7/ 1/ 2	0,0<<	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
7/ 1/ 1	0,89	0,0>>	0,0	0,0	0,0	0,0
7/ 1/ 1	0,89	0,0<<	0,0	0,0	0,0	0,0
7/ 1/ 1	0,89	0,0	0,0>>	0,0	0,0	0,0
7/ 1/ 1	0,89	0,0	0,0<<	0,0	0,0	0,0
7/ 1/ 1	0,89	0,0	0,0	0,0>>	0,0	0,0
7/ 1/ 1	0,89	0,0	0,0	0,0<<	0,0	0,0
7/ 1/ 1	0,89	0,0	0,0	0,0	0,0>>	0,0
7/ 1/ 1	0,89	0,0	0,0	0,0	0,0<<	0,0
7/ 1/ 1	0,89	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0>>
7/ 1/ 1	0,89	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0<<

Таблица 4.4. – Перемещения



Нагружение/Этаж	UX (см)	UY (см)	dr UX (см)	dr UY (см)	d UX
1/1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2/1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3/1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4/1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5/1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6/1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
7/1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
8/1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Нагружение/Этаж	d UY	Max UX (см)	Max UY (см)	Min UX (см)	Min UY (см)
1/1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2/1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3/1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4/1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5/1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6/1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
7/1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
8/1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Таблица 4.5. – Приведенные усилия

Нагружение/Этаж	G (x,y,z) (м)	FX (кН)	FY (кН)	MZ (кНм)
1/1	2,26 16,96 0,22	N/A	N/A	N/A
2/1	2,26 16,96 0,22	N/A	N/A	N/A
3/1	2,26 16,96 0,22	N/A	N/A	N/A
4/1	2,26 16,96 0,22	N/A	N/A	N/A
5/1	2,26 16,96 0,22	N/A	N/A	N/A
6/1	2,26 16,96 0,22	N/A	N/A	N/A
7/1	2,26 16,96 0,22	N/A	N/A	N/A

Продолжение таблицы 4.5.

Нагружение/Этаж	G (x,y,z) (м)	FX (кН)	FY (кН)	MZ (кНм)
-----------------	---------------	---------	---------	----------

Нагрузка/Этаж	G (x,y,z) (м)	FX (кН)	FY (кН)	MZ (кНм)
8/ 1	2,26 16,96 0,22	N/A	N/A	N/A
Нагрузка/Этаж	FX к колоннам (кН)	FX к стенам (кН)	FY к колоннам (кН)	FY к стенам (кН)
1/ 1	N/A	N/A	N/A	N/A
2/ 1	N/A	N/A	N/A	N/A
3/ 1	N/A	N/A	N/A	N/A
4/ 1	N/A	N/A	N/A	N/A
5/ 1	N/A	N/A	N/A	N/A
6/ 1	N/A	N/A	N/A	N/A
7/ 1	N/A	N/A	N/A	N/A
8/ 1	N/A	N/A	N/A	N/A

#### 4.2. Результаты физического моделирования

В целях физического моделирования построили модель предлагаемой конструкции в масштабе 1:10 основываясь на теории подобия Назарова. Железобетонные шпалы заменены деревянной балкой призматического сечения длиной 270 мм. Рельсы заменены на стальные балки сложного сечения с погонной массой 6 кг. Стыковые и промежуточные крепления были заменены на анкерно-болтовые соединения. Для моделирования опорной части демпфера применены пустотелые стальные балки квадратного сечения, сам демпфер заменен тремя сферическими подшипниками суммарной массой 10 кг.

Физическая модель испытывалась на мини сейсмоплатформе, возбуждающая имитационную силу сейсмического колебания магнитудой 9,0 (табл. 4.6 – 4.8).

Таблица 4.6. – Диапазон частот предлагаемой конструкции

Платформа, Гц	9,15	27,04 27,87
---------------	------	-------------

Модель, Гц	9,15	27,04-27,88
------------	------	-------------

Таблица 4.7. – Диапазон частот бездемпферной модели

Платформа, Гц	9,00	25,90 26,80
Модель, Гц	9,00	26,16-26,88-

Таблица 4.8. – Диапазон частот предлагаемой конструкции

Платформа, Гц	25,69	25,53- 27,97
Модель, Гц	25,69	23,61-27,97

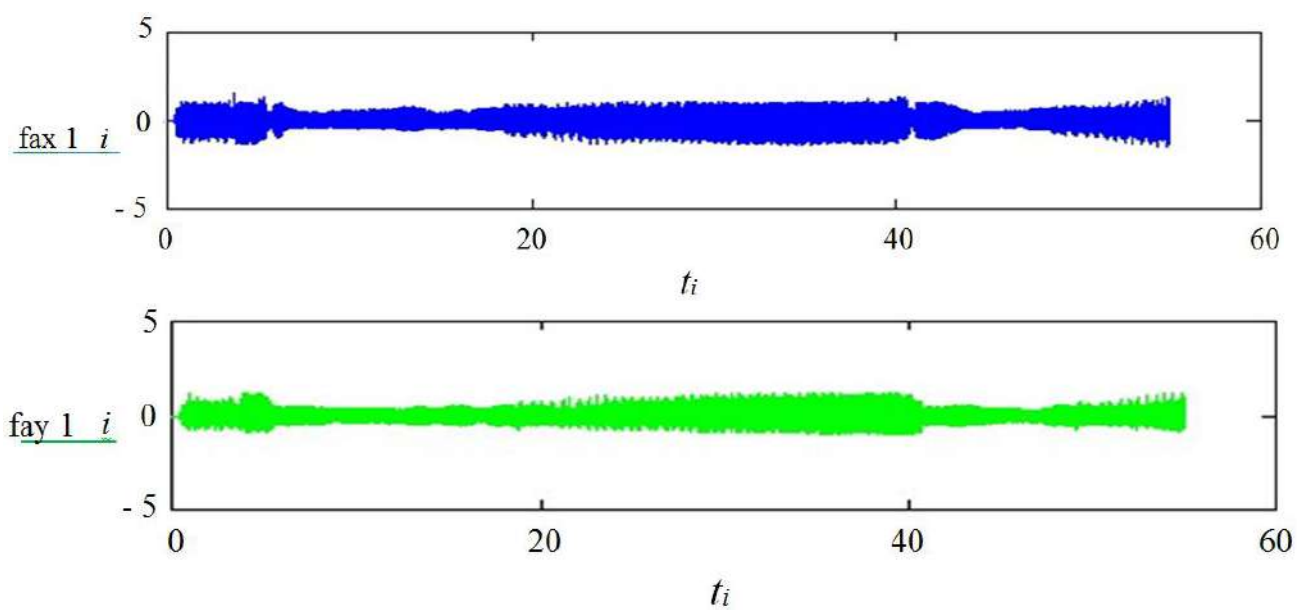
Вид физической модели и результаты/характеристики ускорений физической модели приведены на рисунках 4.11 – 4.16.



Рисунок 4.11 - Физическая модель предлагаемой конструкции



Рисунок 4.12 - Физическая модель предлагаемой конструкции, вид груза



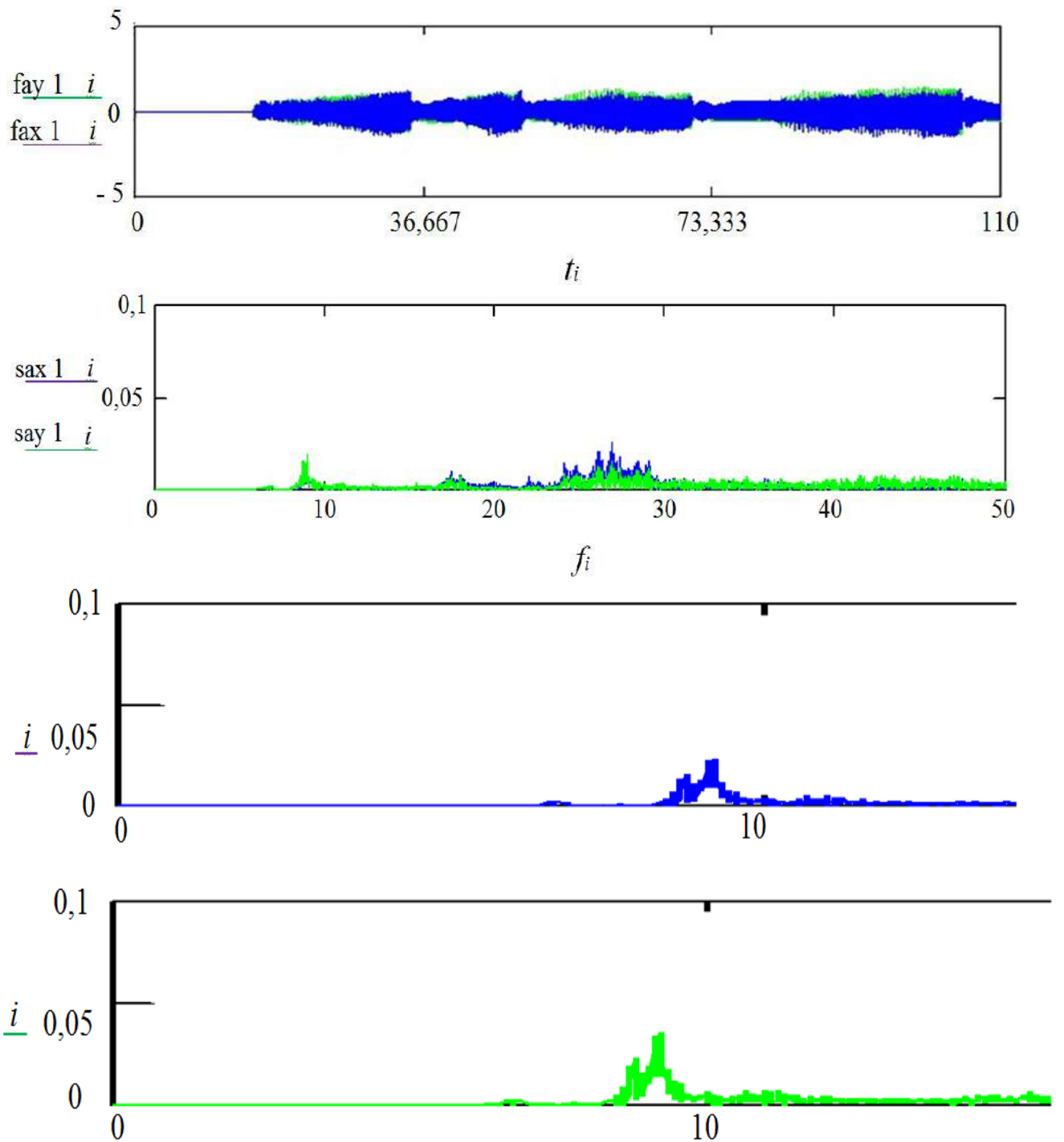
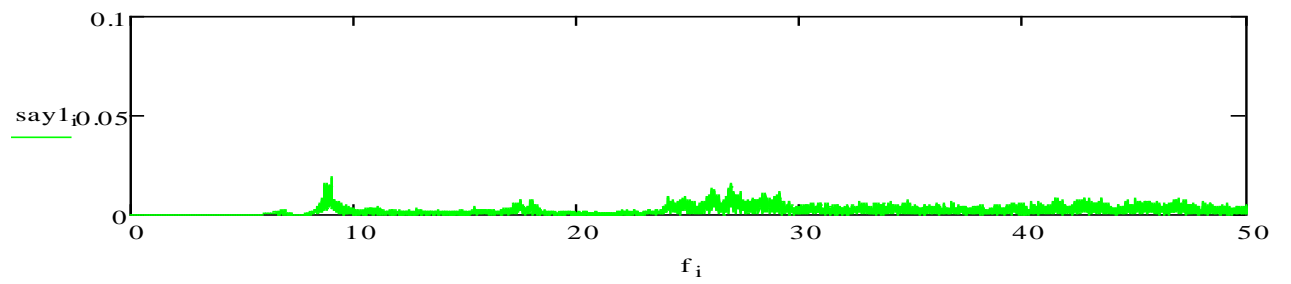
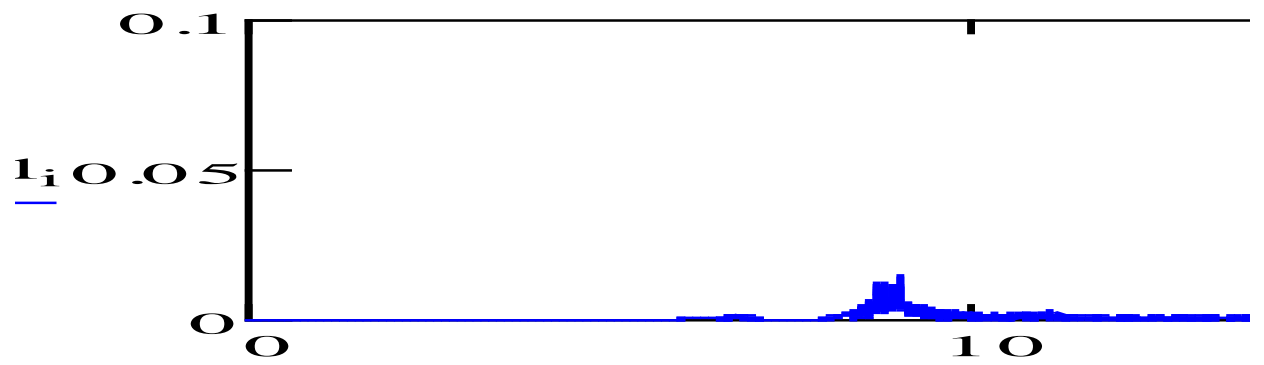
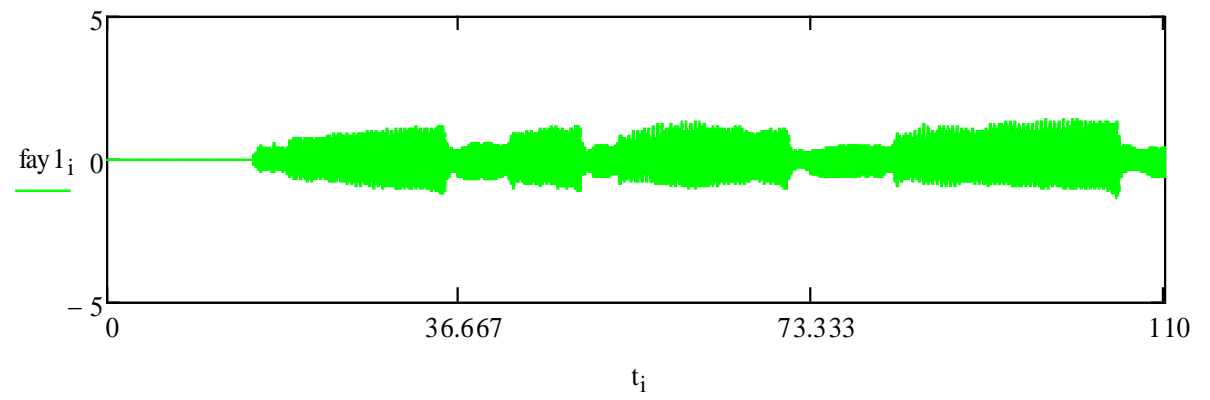
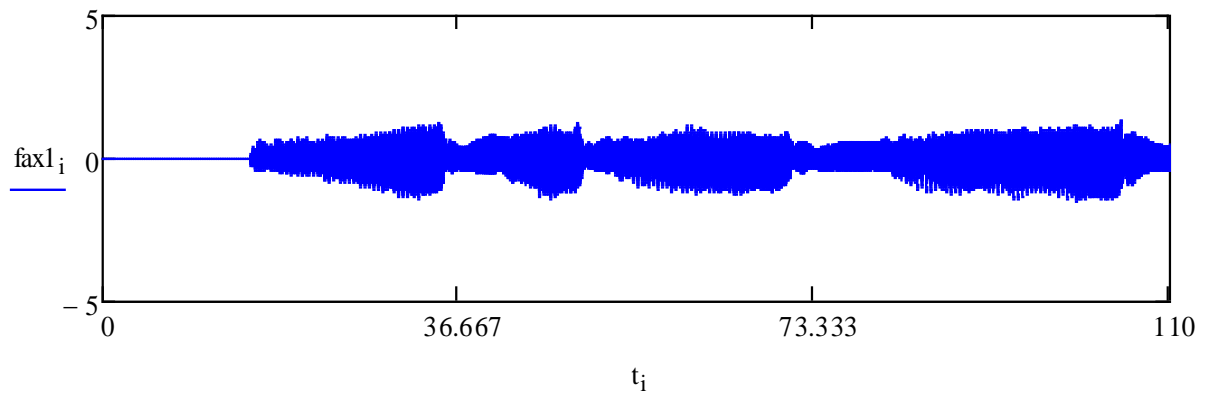


Рисунок 4.13 - Ускорения предлагаемой конструкции, экспериментальные данные  $\text{м/с}^2$ , секунды, амплитуда - мах, платформа -  $1,23 \text{ м/с}^2$ , модель -  $1,18 \text{ м/с}^2$ , частота, Гц



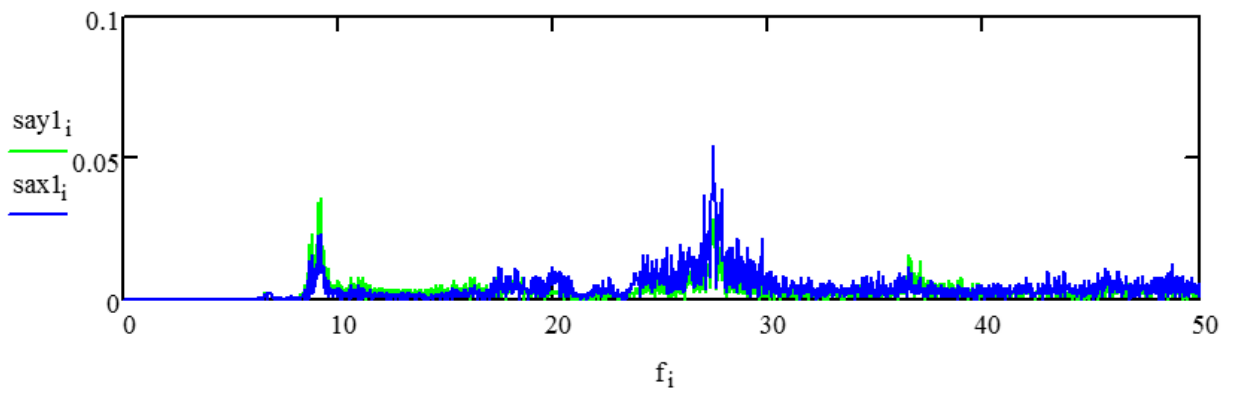
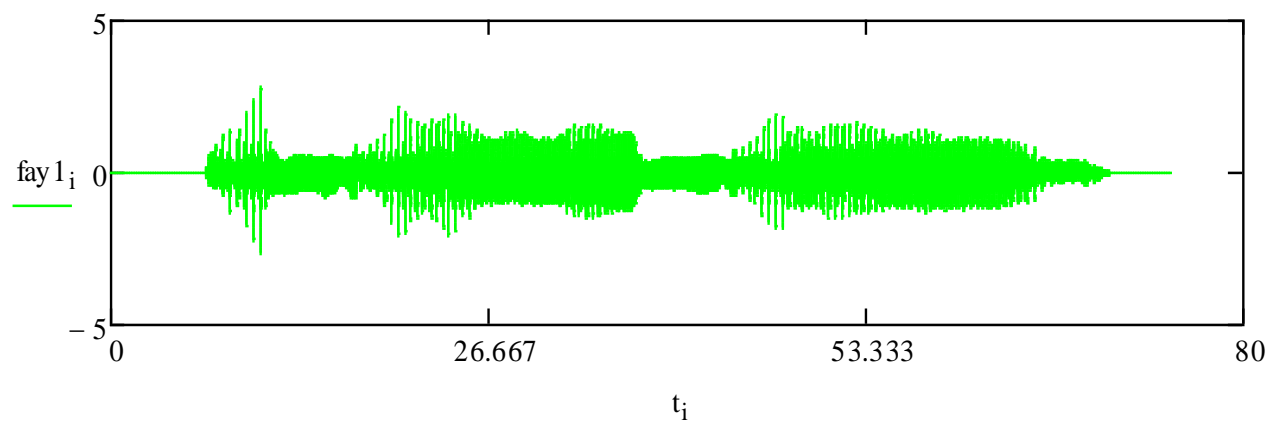
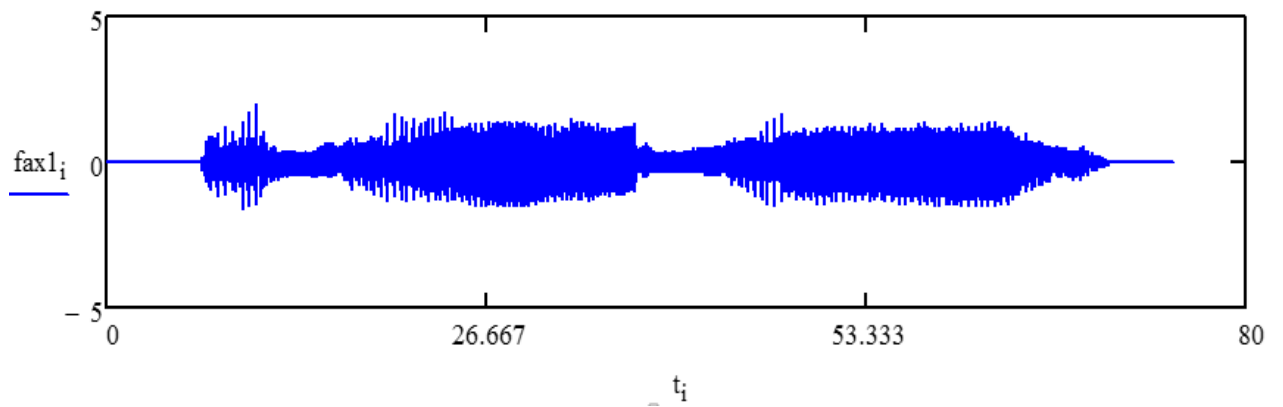


Рисунок 4.14 - Ускорения бездемпферной модели, экспериментальные данные  
 $\text{м/с}^2$ , секунды, амплитуда - мах, платформа -  $1,23 \text{ м/с}^2$ , модель -  $1,18 \text{ м/с}^2$ ,  
 частота, Гц



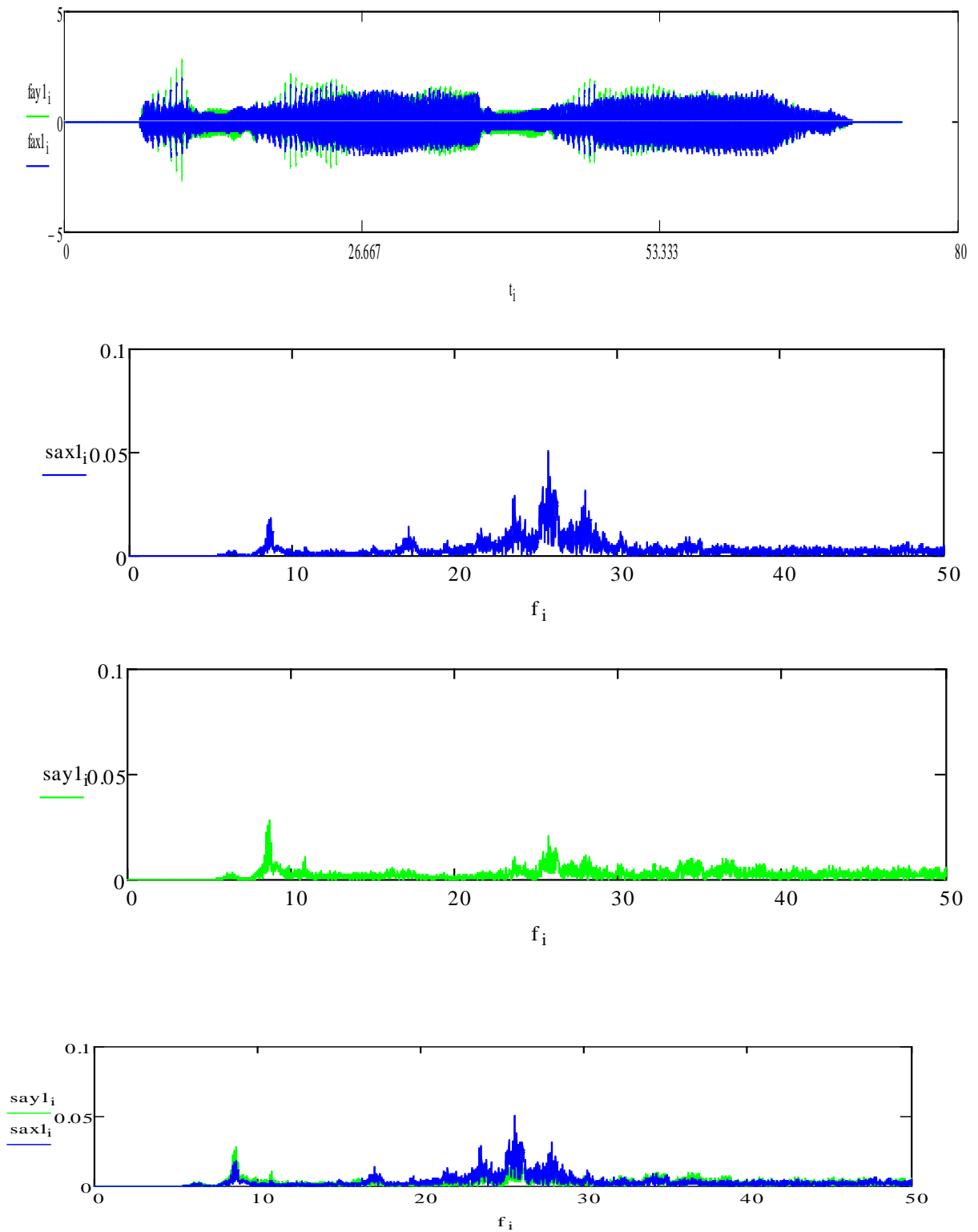


Рисунок 4.15 - Ускорения предлагаемой конструкции, экспериментальные данные амплитуда – мах, платформа -  $2,006 \text{ м/с}^2$ , модель –  $2,81 \text{ м/с}^2$ , спектры  $\text{м/с}^2$ , частота, Гц,





Рисунок 4.16 - Бездемпферная модель на сейсмоплатформе

### **4.3. Теоретические аспекты экспериментальных исследований**

В текущем диссертационном исследовании было произведено физическое моделирование новой конструкции железнодорожного трека с целью проверки соответствия результатов теоретических расчетов к их практическим значениям. Для физического моделирования необходимо определить условия, без выполнения которых экспериментальные натурные испытания не могут быть произведены:

1. физическая модель должен быть тождественен оригиналу;
2. расчетные параметры физичекой модели и оригинальной проектной модели должны быть подобны;

3. статические и динамические воздействия, которые будут приложены к физической модели, в исследовании должны быть близки к реальным.

Первое условие - подобие модели к оригиналу является ключевым при ее создании. Все динамические и кинематические процессы, происходящие в теле модели должны присутствовать в реальной конструкции. В этой связи явления, наблюдаемые в модели должны синхронизироваться с реальными определенными зависимостями из-за большой разницы в масштабах. В этой связи показания тех параметров структурируют экспериментальное моделирование.

Будет достаточным, если соблюдаются аналитические компоненты подобия, происходящих как в модели так и в оригинале. По этой причине соответствие аналитически компонентов должны соответствовать параметрам подобия.

Параметр подобия называется уровнем комплексов величин, которые включаются в описание рассматриваемых процессов с использованием постоянных коэффициентов:

$$\pi_j = \prod_{i=1}^n \alpha_i^{\alpha_{ji}} \quad (4.1)$$

где  $\alpha$ - величины, рассматриваемые в модельном эксперименте  $\alpha = [\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n]$ ;  $\alpha_i^{\alpha_{ji}}$  - вещественные числа.

Формальные условия подобия заключаются в выполнении условий формы для всех критериев подобия

$$\pi_j = idem, \quad (4.2)$$

где  $\pi_j$ -критерий подобия.

Схожим условию (4.1) является условие

$$A_j = \pi_j' / \pi_j'' = 1, j = \overline{1, N} \quad (4.3)$$

где  $A_j$  - показатель подобия.

В этой связи условие (4.1) принимая во внимание (4.3) запишем:

$$\prod_{i=1}^n m_i^{\alpha_{ji}} = 1, j = \overline{1, N} \quad (4.4)$$

где  $m_i$ - масштаб воспроизведения величины  $\alpha_i$  в модели.

В практике небольших экспериментов трудно выполнить условия соответствия при условии соблюдения многих взаимосвязанных параметров. В этом случае устанавливается допустимое значение погрешности при выполнении экспериментальных процессов, которое задается максимально возможным значением, обеспечивающим сходство

$$\mathfrak{Z}(m) \leq \varepsilon \quad (4.5)$$

где  $\mathfrak{Z}$  - заданный параметр;  $\varepsilon$  - его максимально значение.

Иногда существует некий диапазон (нижний  $\Delta_j^-$  и верхний  $\Delta_j^+$  допуски погрешности) условий, в пределах которого выполняется условие (4.5).

Следовательно, диапазон существования погрешности подобия определяют неравенствами

$$\Delta_j^- \leq \Delta_j \leq \Delta_j^+, j = \overline{1, N} \quad (4.6)$$

где  $\Delta_j^- = 1 - \overline{\Delta_j}^+$ ;  $\Delta_j^+ = 1 + \overline{\Delta_j}^+$

Для устойчивости железнодорожного трека будет достаточно, если в смещениях точек поверхности будут указаны граничные условия, поэтому для обеспечения аналогичного состояния необходимо информировать аналогичные точки модели, но это условие сходства действительно только для небольших смещений, когда можно предположить, что геометрическое подобие тел не нарушено.

Экспериментальные исследования проводились на основе теории подобия Назарова, согласно которой

$$L/L_1 = a_L; \quad (4.7)$$

$$\sigma/\sigma_1 = a_\sigma; \quad (4.8)$$

$$\varepsilon/\varepsilon_1 = a_\varepsilon; \quad (4.9)$$

$$\varepsilon/\varepsilon_1 = a_\varepsilon; \quad (4.10)$$

$$\gamma/\gamma_1 = a_\gamma; \quad (4.11)$$

где  $a_T$ - масштаб деформаций.

В этой связи расчетная проекция физической модели на сооружение производится следующим образом:

$$T = a_L \sqrt{a_\rho/a_E T_1} \text{ или } T = a_L \sqrt{a_\rho a_\varepsilon/a_\sigma T_1}, \quad (4.12)$$

для скоростей:

$$v = (a_L a_\varepsilon/a_T) v_1, \text{ или } v = a_\varepsilon \sqrt{a_E/a_\rho} v_1; \quad (4.13)$$

для ускорений

$$a = (a_L a_\varepsilon/a_T^2) a_1 \text{ или } a = [a_E a_\varepsilon/(a_L a_\rho)] a_1 \quad (4.14)$$

Условия подобия:

$$v_n = v_m, \frac{p_n g_{nl_n}}{E_n} = \frac{p_m g_{ml_m}}{E_m}, \frac{F_n}{E_n l_n^2} = \frac{F_m}{E_m l_m^2} \quad (4.15)$$

где  $g$  – гравитационное постоянное.

При моделировании явлений в определенных средах, форма и количество параметров подобия меняются. Например, пластические и вязкопластические условия, среди этих параметров, помимо параметров Фруда и Струаля и параметров, измененных параметром Рейнольдса.

Применительно к железным дорогам сейсмостойкость - это способность конструкции железнодорожного трека выдерживать сейсмические нагрузки без значительной потери несущей способности.

Так:

$$\sigma[\sigma]_{max} \quad (4.16)$$

где  $\sigma_{max}$ - максимальные напряжения,  $[\sigma]$ –допустимые напряжения.

Если железная дорога локализуется на косогорном участке, либо в условиях постоянного давления склона на дорогу, то должно учитываться увеличение сейсмического ускорения грунта. В работе [1] графически показано соотношение нормальной –  $U$  и тангенциальной –  $W$  составляющей смещения

грунта в продольной и поперечной волнах в зависимости от углов падения волн  $e, e'$ .

Для продольных волн, при  $e \approx 0^0$

$$\frac{U_{Р.пов}^0}{U_{Р.пад}^0} \approx 6 \quad (4.17)$$

при

$$\frac{U'_{Р.пов}}{U'_{Р.пад}} \approx 2 \quad (4.18)$$

где  $U_{Р.пад}^0, U_{Р.пов}^0$ - нормальная компонента смещения на поверхности земли и в падающей волне соответственно. Принимаем

$$U_{Р.пад}^0 = U'_{Р.пад} \quad (4.19)$$

Из (4.17) и (4.18) получим

$$U_{Р.пов}^0 \approx 3U'_{пов} \quad (4.20)$$

$$\frac{U_{Р.пов}}{U_{Р.пад}} \approx \frac{W_{S.пов}}{W_{S.пад}} \quad (4.21)$$

где  $W_{S.пов}, W_{S.пад}$ - соответственно тангенциальная составляющая сейсмического смещения грунта в поперечной волне на поверхности земли и в падающей волне.

Принято

$$W_{S.пад}^0 \approx W'_{S.пов} \quad (4.22)$$

Получим

$$W_{S.пов.} \approx 3W'_{S.пов} \quad (4.23)$$

т.е. сейсмическое ускорение грунта на склоне может быть несколько больше, чем на плоском участке, т.е. интенсивность проявления землетрясения зависит от крутизны склона.

Как известно, вдоль склона, помимо увеличения расчетной сейсмичности, существует влияние тангенциальной составляющей инерционной нагрузки, действующей параллельно горному склону.

Материал в отмеченном эксперименте имеет следующие механические свойства:

- коэффициент Пуассона  $\nu_m$  и логарифмический декремент колебаний  $\delta_m$  были такими же, как и в натуральном материале:  $\nu_n$  и  $\delta_n$ . Так как железнодорожные шпалы изготавливаются из железобетона, то

$$\begin{aligned} 0,17 \leq \nu_m \leq 0,23; \\ 0,15 \leq \delta_m \leq 0,35. \end{aligned} \quad (4.24)$$

Модуль упругости материала  $E_m$  натурной модели должен быть меньше, чем физической конструкции, а плотность  $\rho_m$  больше, чтобы иметь возможность максимально снизить скорости упругих волн. По рекомендациям [54] подбираем материал с характеристиками:

$$\begin{aligned} 10 \leq E_m \leq 100; \\ 0,8 \text{ г/см}^3 \leq \rho_m. \end{aligned} \quad (4.25)$$

предел пропорциональности между активным давлением грунта и величиной смещения рельсо-шпальной решетки должен удовлетворять условию:

$$\sigma_{II} \geq 0,05 E_m. \quad (4.26)$$

Широко распространен метод установления законов подобия твердых тел, основанный на прямом сравнении физических моделей с использованием свойств однородных функций и разработанный А. Г. Назаровым [60]. Условия выражены так:

$$\begin{aligned} l_m &= \alpha l; \\ \delta_m &= \beta \delta; \\ \varepsilon_m &= \gamma \varepsilon; \\ \rho_m &= \delta \rho; \\ t_m &= \eta t \end{aligned} \quad (4.27)$$

где

$$\eta = \alpha \sqrt{\frac{\delta\gamma}{\beta}} \quad (4.28)$$

Четыре из коэффициентов (4.27) могут использоваться в зависимости от основной задачи исследования и технической осуществимости реализации подобия.

Цель эксперимента состоит в определении величины и характера деформаций железнодорожного трека с инерционной системой демпфирования при различных степенях интенсивности землетрясений.

Первоначальный сейсмический эффект следует указывать в виде движения в свободной среде достаточно твердого грунта. При наличии дисперсных грунтов, локализованных на твердом скальном основании, уравнения движения поверхности определяются в результате колебаний, которые приходят на поверхность вследствие движений подстилающих твердых пород. Определенные начальные сейсмические воздействия должны быть совместимы с параметрами движения грунта, установленными для Кыргызстана.

В дополнение к спектрам реакции определяемые уравнения движения грунта рассчитываются с учетом акселерации грунта. Также следует в исходную сейсмическую информацию включать альтернативные параметры, представляющие интерес для движения грунтовых масс, такие как пиковые значения движения породы и период сейсмического перемещения. Такие дополнительные факторы необходимы для анализа нелинейных воздействий в грунтовых основаниях (например, при учете эффекта разбавления и влияния порового давления).

Исходная сейсмическая информация должна выглядеть соответственно величинам и расстояниям от очагов де-факто произошедших землетрясений с учетом наибольшего сейсмического риска для данного региона. В целях оценки сейсмического риска в данном конкретном регионе при определении величины

землетрясений и расстояний (от очагов), которые в основном определяют спектры реакции сейсмических колебаний, используются оценки вероятностей.

Спектры двух горизонтальных компонентов могут быть взяты одинаково.

Спектр упругой реакции  $S_e(T)$ :

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B: S_e(T) &= a_g S \cdot [1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1)], \\
 T_B \leq T \leq T_C: S_e T &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5, \\
 T_C \leq T \leq T_D: S_e T &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right], \\
 T_D \leq T \leq 4 \text{ с}: S_e T &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right]
 \end{aligned}
 \tag{4.29}$$

где  $S_e(T)$  – спектр реакции;  $T$  – период колебаний;  $a_g$  – расчетное ускорение грунта основания для горизонтальной компоненты воздействия для грунтовых условий, определяется нормативным ускорением колебаний грунта по следующей формуле:

$$a_g = \gamma_1 A_{gR} g \tag{4.30}$$

где  $\gamma_1$  – коэффициент ответственности сооружения, принимаемый 1,5;  $A_{gR}$  – аналитическая амплитуда акселерации грунтов основания, определенная с учетом реальных грунтовых условий для стран, использующих комплект карт А, В и С определяются по таблице 4.9.

Таблица 4.9. – Значения расчетной амплитуды А (в долях g) [100]

КАТЕГОРИЯ ГРУНТА	$\Gamma^{ИСХ}$ , БАЛЛ							
	7		8		8		9	
	$\Gamma^{РАСЧ}$ , БАЛЛ	$A_{gR}$	$\Gamma^{РАСЧ}$ , БАЛЛ	$A_{gR}$	$\Gamma^{РАСЧ}$ , БАЛЛ	$A_{gR}$	$\Gamma^{РАСЧ}$ , БАЛЛ	$A_{gR}$
I	-	-	7	0,12	8	0,24	9	0,48
I-II	7	0,08	8	0,16	9	0,32	-	-
II	7	0,10	8	0,20	9	0,40	-	-
II-III	8	0,13	9	0,25	-	-	-	-
III	8	0,16	9	0,32	-	-	-	-



$T_B$  – минимальное значение периода на постоянном участке коэффициента динамичности баллов;

$T_C$  - максимальное значение периода на постоянном участке коэффициента динамичности баллов;

$T_D$  - показатель периода на графике коэффициента динамичности баллов;

$S$  – сейсмический коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0; 0,8; 0,6 соответственно для грунтов I, II и III (коэффициент грунтовых условий);

$\eta$  - коэффициент коррекции вязкого демпфирования для железобетонных конструкций  $\xi = 5\%$ ; коэффициент коррекции по демпфированию  $\eta = 1,0$  [98]

Значения периодов  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  и зависят от типа грунтовых условий, определяемых по таблице 4.10.

Таблица 4.10. – Типы грунтовых условий

КАТЕГОРИЯ ГРУНТОВ ПО СЕЙСМИЧЕСКИМ УСЛОВИЯМ	УЧАСТКИ ГРАФИКА (ПЕРИОДЫ)	РАСЧЕТНАЯ ФОРМУЛА	ЗНАЧЕНИЯ СПЕКТР А УПРУГОЙ РЕАКЦИИ $S_E(T)$
IA	$0 \leq T \leq T_B$	$S_E(T) = A_G S \cdot [L +$	$A_G$
	$0 \leq T \leq 0,4$	$\frac{T}{T_B} \cdot (H \cdot 2,5 - 1)]$	
	$T_B \leq T \leq T_C$	$S_E T = A_G \cdot S \cdot$	$2,5 A_G$
	$0,4 \leq T \leq 1,5$	$H \cdot 2,5,$	
$T_C \leq T \leq T_D:$	$S_E T = A_G \cdot S \cdot$	$2,5 A_G \frac{1,5}{T}$	
$1,5 \leq T \leq 2,0$	$H \cdot 2,5 [\frac{T_C}{T}],$		
	$2,0 \leq T \leq 4 \text{ с:}$	$S_E T = A_G \cdot S \cdot$	$2,5 A_G \frac{8}{T^2}$

Продолжение таблицы 4.10.

		$H \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right],$	
IV	$0 \leq T \leq T_B$ $0 \leq T \leq 0,48$	$S_E(T) = A_G S \cdot \left[ L + \frac{T}{T_B} \cdot (H \cdot 2,5 - 1) \right]$	$A_G$
	$T_B \leq T \leq T_C$ $0,48 \leq T \leq 1,5$	$S_E T = A_G \cdot S \cdot H \cdot 2,5,$	$2,5 A_G$
	$T_C \leq T \leq T_D:$ $1,5 \leq T \leq 2,0$	$S_E T = A_G \cdot S \cdot H \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right],$	$2,5 A_G \frac{1,5}{T}$
	$2,0 \leq T \leq 4 \text{ с:}$	$S_E T = A_G \cdot S \cdot H \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right],$	$2,5 A_G \frac{8}{T^2}$
II	$0 \leq T \leq T_B$ $0 \leq T \leq 0,72$	$S_E(T) = A_G S \cdot \left[ L + \frac{T}{T_B} \cdot (H \cdot 2,5 - 1) \right]$	$0,8 A_G$
	$T_B \leq T \leq T_C$ $0,72 \leq T \leq 1,8$	$S_E T = A_G \cdot S \cdot H \cdot 2,5,$	$2,0 A_G$
	$T_C \leq T \leq T_D:$ $1,8 \leq T \leq 2,0$	$S_E T = A_G \cdot S \cdot H \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right],$	$2 A_G \frac{1,8}{T}$
	$2,0 \leq T \leq 4 \text{ с:}$	$S_E T = A_G \cdot S \cdot H \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right],$	$2 A_G \frac{8}{T^2}$

Продолжение таблицы 4.10.

III	$0 \leq T \leq T_B$ $0 \leq T \leq 0,96$	$S_E(T) = A_G S \cdot [$ $L + \frac{T}{T_B} \cdot (H \cdot 2,5 - 1)]$	$0,6 A_G$
	$T_B \leq T \leq T_C$ $0,96 \leq T \leq 2,0$	$S_E T = A_G \cdot S \cdot$ $H \cdot 2,5,$	$0,3 A_G$
	$T_C \leq T \leq T_D:$ $2,0 \leq T \leq 2,5$	$S_E T = A_G \cdot S \cdot$ $H \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right],$	$0,3 A_G \frac{2}{T}$
	$2,5 \leq T \leq 4 \text{ с:}$	$S_E T = A_G \cdot S \cdot$ $H \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right],$	$0,3 A_G \frac{10}{T}$

Угол внутреннего трения грунта основания и акселерация гравитационной силы моделируются

$$\begin{aligned} \phi_m &= \phi; \\ g_m &= g; \end{aligned} \quad (4.31)$$

Известно, что

$$E_m = \frac{\beta}{\gamma} E \quad (4.32)$$

Принимая во внимание (4.32) получим

$$E_m = \frac{\alpha^2 \delta}{\eta^2} E \quad (4.33)$$

Поскольку

$$W = A \frac{4\pi^2}{T^2} \quad (4.34)$$

где  $A$  – амплитуда,  $T$  – период колебаний, определяем

$$W_m = \frac{\gamma W}{\eta^2} \quad (4.35)$$

Мини сейсмическая платформа оптимально обеспечивает моделирование характера сейсмических колебаний при  $W_m=W$ , т.е.  $\eta^2/\alpha=1$ , тогда

$$\eta = \sqrt{\alpha} \quad (4.36)$$

Из (4.35) находим

$$E_m = \alpha \delta E \quad (4.37)$$

Примем  $\delta=1$ , тогда

$$E_m = \alpha E \quad (4.38)$$

Сейсмический эффект моделируется гармоническим эффектом мини-сейсмической платформы с частотой до 10 Гц и ускорением до  $800 \text{ см/с}^2$ , что соответствует 9-балльным землетрясениям по шкале MSK-64. Максимальное движение мини-сейсмической платформы  $A_0 = 0,2 \text{ см}$ , максимальное ускорение мини-сейсмической платформы

$$\ddot{A}_0 = \omega^2 \cdot A_0 = (2\pi f)^2 \cdot A_0 = (2 \cdot 3.14 \cdot 10)^2 \cdot 0,2 = 788,8 \text{ см/с}^2 \quad (4.39)$$

Период собственных колебаний модели  $T_0=0,5 \text{ с}$ , что соответствует периоду собственных колебаний реальных искусственных сооружений.

Показания контрольной колорированной жидкости на модели без демпфера показали, что бездемпферная модель получила резонанс, тогда как контрольная жидкость на модели с демпфером показывала собственные колебания в пределах до резонанса.

Сейсмическое воздействие на сооружение выражается зависимостью:

$$m\ddot{y} + \beta\dot{y} + ky = P(t). \quad (4.40)$$

Разделив обе части уравнения на  $m$  получим:

$$\ddot{y} + \frac{\beta}{m}\dot{y} + \frac{k}{m}y = \frac{P(t)}{m} \quad (4.41)$$

Известно, что частота собственных колебаний системы находится по формуле:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}. \quad (4.42)$$

где  $k$  – жесткость конструкции, Н/м, определяется из выражения  $k = \frac{3EJ}{h^3}$

Коэффициент затухания колебаний:

$$\alpha = \frac{\beta}{2m} \quad (4.43)$$

С учетом (4.42) и (4.43) выражение (4.40) запишется как:

$$\ddot{y} + 2\alpha\dot{y} + \omega^2 y = f(t) \quad (4.44)$$

Вынужденная частота колебаний конструкции:

$$\omega = 2\pi f, \quad (4.45)$$

где  $f$  - частота колебаний, определяемая по формуле:

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \quad (4.46)$$

Искомый период собственных колебаний конструкции:

$$T_0 = \frac{2\pi}{\omega} \quad (4.47)$$

В ходе экспериментальных исследований основывались на теории расширенного подобия А.Г. Назарова [60], соблюдая при этом условие равенства собственных периодов колебаний как натурной модели, так и физической конструкции.

Множители подобия между величинами, характеризующими одинаковые свойства модели и конструкции, будут следующие:

$$\delta = \rho'/\rho = 0,6; (\beta/\gamma = E'/E = 0,83 \cdot 10^{-3}; \xi = C'/C = 0,037; \zeta = \sqrt{\gamma\alpha} = 26,8$$

где  $\delta$  — масштабный множитель для плотности,  $\beta$  — для напряжений,  $\gamma$  — для относительных деформаций,  $\zeta$  — для скоростей,  $\xi$  — для времен,  $\alpha$  — для длин, при этом  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  — независимые величины.

Область спектра реакции сейсмических колебаний грунта, представляющая интерес, находится в пределах 0,05—2,0 с, а диапазон частот колебаний платформы находится в пределах 2—40 Гц, то множитель подобия для времени будет

$$\xi = \frac{T'}{T} = \frac{1/40}{0,09} = \frac{1/2}{1,8} = 0,268$$

Остальные множители подобия примут значения:

$$\alpha = \xi/26,8 = 0,01, \beta = \alpha \beta_{cc\delta} = 0,006, \gamma = \frac{\beta}{E'/E} = 7,23.$$

Размеры моделей в плане:

$$/_1' = /_2' = \alpha l_1 = 0,48 \text{ м}; b_1' = b_2' = \alpha b_1 = 0,25 \text{ м}.$$

Вес моделей:

$$Q_1' = 21 \text{ кг}; Q_2' = 26 \text{ кг}.$$

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ ПО ЧЕТВЕРТОЙ ГЛАВЕ

По итогам четвертой главы получены следующие научно-практические и обоснованные выводы:

– Произведено численное моделирование нового конструктивного решения железнодорожного трека «Инерционный демпфер железнодорожного пути» в программной среде Autodesk Revit с подбором конструктивных элементов, материалов и нормативных Расчетных сочетаний усилий в котором применили следующие нормативные нагрузки: собственный вес конструкции, вес подвижного состава, ветровая нагрузка, временно динамическая нагрузка, температурные нагрузки, сейсмическая нагрузка, снеговая нагрузка, временная ударная нагрузка.

В динамической среде программного обеспечения Autodesk Robot Structural Analysis произведен структурный анализ новой конструкции железнодорожного трека, устойчивость и резистентность конструкции в динамике подвижных и сейсмических компонентов нагружения подтверждается полученными экспериментальными данными, т.к. без гасителя показало ускорение  $281 \text{ см/с}^2$ , а с гасителем  $118 \text{ см/с}^2$  т.е. в 2 раза уменьшили нагрузки, это значит что на 1 балл снижается.

– Произведена постановка натурального лабораторного эксперимента нового конструктивного решения на вибрационной сейсмической платформе,

где испытывались модели конструкций железнодорожного трека как с инерционным демпфером, так и без него, в которой область спектра реакции сейсмических колебаний грунта, представляющая интерес, находится в пределах 0,05—2,0 с, а диапазон частот колебаний платформы находится в пределах 2—40 Гц.

– Полученные экспериментальные данные по численному и физическому моделированию подтверждают ранее полученные теоретические данные о том, что практическое применение предлагаемого конструктивного решения «Инерционный демпфер железнодорожного пути» позволит снизить сейсмическую нагрузку на 1 балл и, снижение усилий при подвижной нагрузке при условии, что подвижной состав проходит с полной массой до 5000 тонн, составит порядка 50%.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

По итогам диссертационного исследования сделаны следующие научно обоснованные выводы:

1. Структурированы материалы исследований, выбрана методология теоретических и экспериментальных научных изысканий, проанализированы природа сейсмических колебаний, теоретические аспекты сейсмостойкого строительства и методология проведения научных исследований в области транспортного строительства.

2. Произведен анализ динамики подвижных нагрузок и получены данные для дальнейшего моделирования конструкций железнодорожного пути, резистентных к сейсмическим и подвижным усилиям.

3. Получены теоретические и методологические данные по активному противодействию сейсмическим силам и подготовлены практические предпосылки к созданию и моделированию динамически устойчивых конструкций железнодорожного пути.

4. Разработано новое конструктивное решение железнодорожного пути «Инерционный демпфер железнодорожного пути» резистентное и устойчивое в динамике подвижных и сейсмических нагрузок, которое отличается тем, что несущее подрельсовое основание жестко заземлено в корпус демпфера – в опорную часть, содержащий внутри металлический цилиндр и являющийся маятником, весом 100 кг, подвешенный на металлических тросах. Конструктивное решение защищено патентом КР.

5. Произведено численное моделирование нового конструктивного решения железнодорожного пути «Инерционный демпфер железнодорожного пути» в программной среде Autodesk Revit/ Autodesk Robot Structural Analysis с подбором конструктивных элементов, материалов и нормативных расчетных сочетаний усилий на основе Метода конечных элементов, отличающиеся тем, что учитывают реальные деформации элементов конструкций



железнодорожного пути и напряжения от сейсмических и подвижных нагрузок по двум предельным состояниям.

6. Произведена постановка натурального лабораторного эксперимента нового конструктивного решения на вибрационной сейсмической платформе, где испытывались модели конструкций железнодорожного пути как с инерционным демпфером, так и без него.

7. Полученные экспериментальные данные по численному и физическому моделированию подтверждают ранее полученные теоретические выводы о том, что практическое применение предлагаемого конструктивного решения «Инерционный демпфер железнодорожного пути» позволит снизить сейсмическую нагрузку в диапазоне от 1 до 3 баллов в зависимости от геологических условий местности и снижение усилий при подвижной нагрузке при условии, что подвижной состав проходит с полной массой до 5000 тонн, составит порядка 50%.

8. При практической реализации конструктивного решения «Инерционный демпфер железнодорожного пути» позволит снизить эксплуатационные затраты на 35%, а срок службы железной дороги увеличивается на 14% (на 2 года) или до 17 лет, в абсолютных числах по грузонапряженности составит 570 млн. т. брутто/км.

## ПРАКТИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

Полученные результаты и выводы в виде нового конструктивного решения железнодорожного трэка и результаты его экспериментального подтверждения, имеют возможность практического применения при строительстве новых железных дорог или реконструкции существующих.

Внедрение результатов научных исследований запланировано при строительстве межгосударственной железной дороги из КНР в Узбекистан через Кыргызстан. Соответствующие акты о принятии результатов научных исследований приняты со стороны Национальной компании «Кыргыз темир жолу». При практическом применении конструктивного решения автора, позволит, повысить сейсмостойкость железной дороги на 1 балл.

На практике применения предлагаемое конструктивное решение даст положительный экономический эффект как более сейсмостойкое сооружение сохраняющее устойчивость объектов инфраструктуры при землетрясениях и сверх высоких подвижных нагрузок. Из чего следует, что экономическая ценность разработок имеет весьма высокие показатели. Более того разработка является интеллектуальной собственностью и защищена патентом КР, что делает его коммерческим продуктом.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Абдужабаров А.Х. Сейсмостойкость автомобильных и железных дорог. – Бишкек: КАСИ, 1996. – 226 с.
2. Абдужабаров А.Х., Рашидов Т. Параметры земляного полотна автомобильных дорог в сейсмических районах//Автомобильные дороги. – 1970, №9. – С. 23-24.
3. Абдужабаров А.Х. Учет сейсмических воздействий при проектировании железобетонных водопропускных труб под насыпями//Транспортное строительство. – 1979. – С. 43-44.
4. Абдужабаров А.Х. Сейсмостойкость лавинозащитных галерей//Автомобильные дороги. – 1981, №10. – С. 8-9.
5. Абдужабаров А.Х. Конструкции лавинозащитных галерей в сейсмических районах//Механика подземных сооружений. – Тула, 1982. – С. 114-116.
6. Абдужабаров А.Х. Конструкции земляного полотна в сейсмических районах//Транспортное строительство. – 1991, №7. – С. 21-22.
7. Абдужабаров А.Х., Иманалиев Т.Б.(Болотбек Т.), Бектенов А. Конструкции водопропускных транспортных сооружений в горной местности//Проблемы проектирования, строительства и эксплуатации транспортных сооружений. Вып. 13. – Бишкек: КГУСТА, 2002. – С. 48-52.
8. Абдужабаров А.Х., Иманалиев Т.Б.(Болотбек Т.), Бектенов А. Конструкции защитных галерей железных дорог в сейсмических районах//Вестник КГУСТА. Вып. 1(1). – Бишкек: КГУСТА, 2002. – С. 110-116.
9. Абдужабаров А.Х., Иманалиев Т.Б.(Болотбек Т.) Определение ударных нагрузок от лавин и камней на защитные галереи железных дорог//Сборник научных трудов республиканской научно-практической

конференции: вопросы повышения качества подготовки инженерно-технических кадров. – Ташкент: ТАДИ, 2004. – С. 4-6.

10. Абдужабаров А.Х., Иманалиев Т.Б.(Болотбек Т.) Влияние конструкции фундаментов на сейсмостойкость транспортных сооружений//Вестник ТашИИТ. Вып. 2. – Ташкент, 2008. – С. 17-21.

11. Абдужабаров А.Х., Иманалиев Т.Б.(Болотбек Т.) Экология и строительство железных дорог//Вестник КГУСТА. Вып. 1 (27). – Бишкек, 2010. – С. 29-31.

12. Абдужабаров А.Х., Иманалиев Т.Б.(Болотбек Т.) Конструкции противолавинных галерей с учетом скорости лавин и сейсмичности района//Вестник КГУСТА. Вып. 1 (27). – Бишкек, 2010. – С. 31-36.

13. Айзенберг Я.М. Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов. – М.: Стройиздат, 1976. – 232 с.

14. Альбом чертежей верхнего строения железнодорожного пути/МПС РФ. – М.:Транспорт, 1995. – 160 с.

15. Аскар к. Н. Новая конструкция железнодорожного пути// Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. Вып. 3. – Москва: РАСС, 2017, – С. 60-63.

16. Аскар к. Н. Новая конструкция большепролетного кабельного крана// Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. Вып. 4. – Москва: РАСС, 2017, – С. 55-58.

17. Аубакирова Д.К. Новая конструкция полурadiaльной опорной стенки в условиях высокой сейсмической активности [Текст]: автореф. дис. к-да техн. наук: 05.23.11 / Д.К.Аубакирова. – Бишкек, 2018. – 23 с.

18. Болотбек Т., Аскар к. Н., Иманалиева А.Б. Анализ внешнеторговых операций Кыргызстана и организация интермодальных железнодорожных перевозок//Вестник КГУСТА. Вып. 3 (45, том 1). – Бишкек: КГУСТА, 2014, – С. 146-154.

19. Болотбек Т., Аскар к. Н., Тургумбаева Б.М. Новые конструктивные решения перспективного метрополитена г. Бишкек//Вестник КГУСТА. Вып. 2 (48). – Бишкек: КГУСТА, 2015, – С. 16-34.
20. Болотбек Т., Аскар к. Н., Тургумбаева Б.М. Инерционное демпфирование железнодорожного пути в целях повышения его сейсмостойкости//Вестник КГУСТА. Вып. 1 (51). – Бишкек: КГУСТА, 2016, – С. 135-140.
21. Болотбек Т., Аскар к. Н., Айтымбетова А.А. Проектирование перспективного метрополитена г. Бишкек// Вестник КГУСТА. Вып. 1 (59). – Бишкек: КГУСТА, 2018, – С. 99-104.
22. Гаскин В.В., Снитко А.Н. Сейсмостойкость зданий и сооружений: Учебное пособие. – Иркутск: ИПИ, 1983. – 72 с.
23. Гаскин В.В., Снитко А.Н., Соболев В.И. Динамика и сейсмостойкость зданий и сооружений. Монография в трех томах. – Иркутск: Изд-во Иркут. ун-та, 1992.
24. Гаскин В.В., Соболев В.И. Имитационное моделирование сейсмических процессов в протяженных сооружениях//Современные технологии. Системный анализ. Моделирование. – Иркутск: ИрГУПС, 2004. № 2. – С. 25-33.
25. Горбунов-Посадов М.П., Маликова Т.А. Расчет конструкций на упругом основании. – М.: Стройиздат, 1973. – 450 с.
26. Гольденблат И.И., Карцивадзе Г.Н., Напетваридзе Ш.Г., Николаенко Н.А. Проектирование сейсмостойких гидротехнических транспортных и специальных сооружений. – М.: Стройиздат, 1971. – 277 с.
27. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. М.: Стройиздат, 1981. – С. 258-266.

28. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия//Под редакцией Б.Г.Коренева. Справочник проектировщика. – М., 1981. – 215 с.
29. Дорман И.Я. Сейсмостойкость транспортных тоннелей. –М.: Транспорт, 1986. – С. 17-26.
30. Жумабаев Р.А. Особенности работы земляного полотна железных дорог на скальных основаниях под динамическими воздействиями поездов, автореферат канд. дисс. – Бишкек, КГУСТА, 2005, – 23 с.
31. Завриев К.С., Назаров А.Г., Айзенберг Я.М. Основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1970. – 222 с.
32. Завриев К.С. Руководство по сейсмостойкому строительству. – Тбилиси: Мецниереба, 1967. – С. 10.
33. Иманалиев Т.Б.(Болотбек Т.). Конструкции лавинозащитных галерей с учетом сейсмического воздействия//Проблемы проектирования, строительства и эксплуатации транспортных сооружений. Вып. 13. – Бишкек: КГУСТА, 2002. – С. 70-77.
34. Иманалиев Т.Б. (Болотбек Т.). Конструкции и расчет труб в насыпи на горных участках трассы железных дорог//Состояние и перспективы технико-экономического развития Кыргызстана: международная научно-практическая конференция. – Бишкек: КГУСТА, 2003. – С. 147-153.
35. Иманалиев Т.Б. (Болотбек Т.). Сейсмостойкость лавинозащитных галерей. – Бишкек: КГУСТА, 2005. – 147 с.
36. Иманалиев Т.Б. (Болотбек Т.). Расчетное обоснование применения стекловолокна в новом конструктивном решении защитных галерей//Вестник КазАТК им. М.Тынышпаева. Вып. 3(3). – Алматы: КазАТК, 2005. – С. 45-52.
37. Иманалиев Т.Б. (Болотбек Т.). Сейсмическое моделирование снегозащитных галерей нового конструктивного типа//Вестник КГУСТА. Вып. 4 (18). – Бишкек: КГУСТА, 2007. – С. 154-159.

38. Иманалиев Т.Б. (Болотбек Т.). Сейсмические силы дорожных искусственных сооружений//Вестник КГУСТА. Вып. 3 (21). – Бишкек: КГУСТА, 2008. – С. 98-100.
39. Иманалиев Т.Б. (Болотбек Т.). Современное состояние сейсмостойкого строительства//Вестник КГУСТА. Вып. 3 (22). – Бишкек: КГУСТА, 2008. – С. 55-59.
40. Иманалиев Т.Б. (Болотбек Т.). Перспективные тоннели//Вестник КГУСТА. Вып. 3 (22). – Бишкек: КГУСТА, 2008. – С. 78-83.
41. Иманалиев Т.Б. (Болотбек Т.). Сейсмостойкая конструкция виадука//Вестник КГУСТА. Вып. 4 (26). – Бишкек: КГУСТА, 2009. – С. 79-82.
42. Иманалиев Т.Б. (Болотбек Т.). Висячая конструкция лавинозащитной галереи//Вестник КРСУ. Том 10. – Бишкек: КРСУ, 2010. – С. 102-106.
43. Иманалиев Т.Б. (Болотбек Т.). Оптимизация конструкции снегозащитной галереи//Вестник КРСУ. Том 10. – Бишкек: КРСУ, 2010. – С. 107-109.
44. Иманалиев Т.Б. (Болотбек Т.). Сейсмостойкость искусственных сооружений. – Бишкек: Илим, 2010. – 210 с.
45. Иманалиев Т.Б. (Болотбек Т.). Вантовое конструктивное решение тоннелей//Техника и технология. Вып. 6 (41). – М., 2010. – С. 35-38.
46. Иманалиев Т.Б. (Болотбек Т.). Новая конструкция подводного тоннеля//Техника и технология. Вып. 6 (41). – М., 2010. – С. 39-43.
47. Иманалиев Т.Б. (Болотбек Т.). Конструкция противолавинной галереи на основе висячей системы//Наука и новые технологии. Вып. 5. – Бишкек, 2010. – С. 29-33.
48. Иманалиев Т.Б. (Болотбек Т.). Вантовое конструктивное решение для перспективного метрополитена г. Бишкек//Наука и новые технологии. Вып. 5. – Бишкек, 2010. – С. 20-23.

49. Иманалиев Т.Б. (Болотбек Т.). Железнодорожный тоннель для высокоскоростного сообщения// Вестник КГУСТА. Вып. 4 (30). – Бишкек: КГУСТА, 2010. – С. 52-56.
50. Иманалиев Т.Б. (Болотбек Т.). Конструкции противолавинных галерей в районах с повышенной сейсмической активностью//Естественные и технические науки. Вып. 1 (51). – М., 2011. – С. 285-287.
51. Иманалиев Т.Б. (Болотбек Т.). Выбор конструкций защитных галерей от геологических условий местности//Наука и новые технологии. Вып.1. –Бишкек, 2011. – С. 28-33.
52. Иманалиев Т.Б. (Болотбек Т.), Аскар к. Н., З.А.Осмоналиева, Б.М.Тургумбаева. Полурадиальная конструкция подпорной стены железных дорог для оптимального распределения горного давления//Вестник КГУСТА. Вып. 2 (40). – Бишкек: КГУСТА, 2013, – С. 38-48.
53. Иманалиев Т.Б. (Болотбек Т.), Аскар к. Н., Б.М.Тургумбаева. Конструкции противолавинных галерей, предлагаемых в условиях Кыргызстана//Вестник КГУСТА. Вып. 4 (42). – Бишкек: КГУСТА, 2013, – С. 184-188.
54. Карцивадзе Г.Н. Сейсмостойкость дорожных искусственных сооружений. – М.: Транспорт, 1974. – 263 с.
55. Карцивадзе Г.Н., Медведев С.В., Напетваридзе Ш.Г. Сейсмостойкое строительство за рубежом. – М.: Госстройиздат, 1962. – 223 с.
56. Кинджебаев В.А., Аскар к. Н., Нурбекова А.Н. Стальные магистрали шелкового пути// Вестник КГУСТА. Вып. 1 (51). – Бишкек: КГУСТА, 2016, – С. 85-92.
57. Маслов Н.Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии. – М.: Авторансиздат, 1961. – С. 20.
58. Медведев С.В. Инженерная сейсмология. – М.: Госстройиздат, 1962. –282 с.



59. Назин В.В. Исследование гравитационной системы сейсмоизоляции с применением эллипсоидов вращения//Сейсмостойкое строительство: Сборник рефератов. Вып. 1. – М., 1974. – С. 38-40.
60. Назаров А.Г. Теория подобия твердых деформируемых тел. – Ереван: АН АрмССР, 1965. – 218 с.
61. Николаенко Н.А. Вероятностные методы динамического расчета. – М.: Машиностроение, 1967. – 366 с.
62. Николаенко Н.А., Назаров Ю.П. Динамика и сейсмостойкость пространственных конструкций и сооружений//Исследование по теории сооружений. – М., 1977, Вып. 23. – С. 69-97.
63. Окамото Ш. Сейсмостойкость инженерных сооружений. –М.: Стройиздат, 1980. – 342 с.
64. Остроумов, Б.В. Геометрические параметры демпфирующих устройств динамических гасителей колебаний Текст. / Б.В. Остроумов, М.А. Гусев, А.В. Бутаков // Промышленное и гражданское строительство. 2008. - №5. -С. 33-33.
65. Остроумов, Б.В. Динамический гаситель колебаний в виде перевернутого маятника с демпфированием Текст. / Б.В. Остроумов // Известия вузов. Строительство. 2002. - № 9. - С. 36-39.
66. Остроумов, Б.В. Исследование, разработка и внедрение высотных сооружений с гасителями колебаний: дисс. докт. техн. наук Текст. / Б.В. Остроумов. М., 2003. - 425с.
67. Повреждения искусственных сооружений и пути в результате землетрясения на Аляске//Экспресс-информация «Путь и строительство железных дорог». – 1986, №8. – С. 5.
68. Ризаев Ш.Р. Теория и методы расчета устойчивости откосов земляных сооружений. – Ташкент: Фан, 1969. – С. 62-88.

69. Рухадзе А.В. Сейсмическое давление грунта на подпорную стену от полезной нагрузки, расположенной на свободной поверхности засыпки//Сейсмостойкость сооружений. – Тбилиси: Мецниереба, 1968. – С. 66-74.
70. Расулов Х.З. Сейсмостойкость лессовых оснований зданий и сооружений//Узбекистан. – 1977. – С. 138-159.
71. Рашидов Т., Абдужабаров А. Дороги в сейсмических районах//Строительство и архитектура Узбекистана. – 1968, №7. – С. 9-10.
72. Рашидов Т. Динамическая теория сложных систем подземных сооружений. – Ташкент: Фан, 1973. – 178 с.
73. Результаты воздействия землетрясений на железнодорожные сооружения//Экспресс-информация «Путь и строительство железных дорог». – 1981, №13. – С. 5.
74. Рухадзе А.В. Определение интенсивности давления на подпорную стенку от сейсмического воздействия: Сб. «Сейсмостойкость сооружений»//Мецниереба. – 1965. – С. 99.
75. Рабинович И.М., Сеницын А.П., Лужин О.В., Теренин В.М. Расчет сооружений на импульсное воздействие. – М.: Стройиздат, 1970. – 301 с.
76. Роза С.А., Зеленский Б.Ф. Исследование механических свойств скальных оснований гидротехнических сооружений. – М.: Энергоиздат, 1967. – 92 с.
77. Современные методы сейсмозащиты зданий и сооружений. Обзорная информация. Сер. 8. Строительные конструкции. Вып. 7. ВНИИС Госстроя СССР. – 1987. – С. 66.
78. Сорокин Е.С. К теории внутреннего трения при колебаниях упругих систем. – М.: Госстройиздат, 1960. – С. 129.

79. Силин К.С., Завриев К.С. Методы расчета фундаментов с вертикальными столбами. В кн.: Вопросы проектирования фундаментов искусственных сооружений. – М.: Трансжелдориздат, 1962. – С. 34-55.
80. Сеницын А.П. Практические методы расчета сооружений на сейсмические нагрузки. – М.: Стройиздат, 1967. – 144 с.
81. СНиП II-7-81 Строительство в сейсмических районах.
82. СНиП 2.02.01-83 Основания зданий и сооружений.
83. СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия.
84. СНиП 2.06.09-84 Тоннели гидротехнические.
85. СНиП 2.06.01-86 Гидротехнические сооружения.
86. СНиП 2.01.15-90 Инженерная защита территорий зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения проектирования.
87. СНиП 52-01-2003 "Бетонные и железобетонные конструкции.
88. СНиП 2.03.04-84 Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур.
89. СНиП 2.05.02-85 (1997, с изменен пункт 5 с 2003) Автомобильные дороги.
90. СНиП 2.06.04-82 (1989, с изм. 2 1995) Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов).
91. СНиП II-23-81 (1990) Стальные конструкции.
92. СНиП 3.02.01-87 Земляные сооружения, основания и фундаменты.
93. СНиП 3.02.03-84 Подземные горные выработки.
94. СНиП 3.06.04-91 Мосты и трубы.
95. СНиП 3.06.07-86 Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний.

96. СНиП 3.07.02-87 Гидротехнические морские и речные транспортные сооружения.
97. СНиП III-44-77 (с изм. 1981) Тоннели железнодорожные, автодорожные и гидротехнические. Метрополитены.
98. СНиП 2.01.02-94 КР Строительство в районах Кыргызской республики с сейсмичностью более 9 баллов. – Бишкек, 1994. – 35 с.
99. СНиП КР 20-01:2003 Нагрузки и воздействия от ветра и гололеда на провода, тросы и опоры воздушных линий. – Бишкек, 2003. – 31 с.
100. СНиП КР 20-02:2004 Сейсмостойкое строительство. – Бишкек, 2004. – 80 с.
101. СНиП КР 32-01:2004 Проектирование автомобильных дорог. – Бишкек, 2004. – 85 с.
102. СНиП КР 20-03:2006 Системы сейсмоизоляции. Основные положения. – Бишкек, 2006. – 13 с.
103. СНиП КР 20-02:2009 Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования. – Бишкек, 2009. – 103 с.
104. СНиП КР 52-01:2009 Несущие и ограждающие конструкции. – Бишкек, 2009. – 200 с.
105. Строительные нормы КР 2019: Оценка сейсмостойкости зданий существующей застройки – <http://cbd.minjust.gov.kg/act/view/ru-ru/200317>
106. Турсунов Х.И. Исследование колебательного процесса в балластной призме железнодорожного пути//Инженерный вестник Дона. – Ростов-на-Дону: Северо-Кавказский научный центр высшей школы федерального государственного автономного образовательного учреждения высшего профессионального образования Южный федеральный университет, Вып. 3 (21), 2012. – С. 358-389.
107. Уразбаев М.Т. Сейсмостойкость упругих и гидроупругих систем//АН УзССР. – Ташкент: Фан, 1966. – 254 с.

108. Целиков Ф.И., Оболенский А.Н. Исследование сейсмостойкости откосов скальных выемок с помощью взрывов//Сейсмостойкость транспортных сооружений. Сборник научных трудов. – М.: Наука, 1980. – С. 121.
109. Целиков Ф.И., Яковлева Е.А. К вопросу проектирования земляного полотна в сейсмических районах: Сб. науч. тр. ЦНИИС. – М.: 1979. Вып. 42. – С. 13-35.
110. Шабалин Н.В. Методы использования инженерно-сейсмологических данных при сейсмическом районировании: В кн. «Сейсмическое районирование СССР». – М.: Наука, 1968. – С. 95-111.
111. Шахунянц Г.М. Железнодорожный путь. –М.: Трансжелдориздат, 1961. – С. 10.
112. Шемякин Е.И. О волнах напряжений в прочных горных породах//ПМТФ. – 1963, №5. – С. 83-93.
113. Шестоперов Г. С. Сейсмостойкость мостов. – М.: Транспорт, 1984. – С. 26-70.
114. Якутин Г.С. Испытание конструкций динамическими методами. – Хабаровск: ДВГУПС, 2005. – 63 с.
115. Пат. KG № 1993, E01B 9/00 (2017.01). Инерционный демпфер жд пути [Текст] / Болотбек Т., Аскар к. Н.; Бишкек. КГУСТА. – 20170032.1; заявл. 23.03.2017; опубл. 31.10.2017, Бюл. № 10 (222). – 5 с. 2 ил.
116. Пат. SU № 2349699, (C1) E01B19/00, Демпфирующий железнодорожный путь, Чудаков И.Б., Кулешов Б.М., Самохин С.А., Абдурашитов А.Ю.
117. Пат. SU № 2557276, (C1) E02D17/18, Конструкция земляного полотна железнодорожного пути, Абдулхасанова З.Р., Скутина О.Л.
118. Пат. SU № 2470201, (C1) F16F15/023, F16F9/49, F16F9/342, F16F9/50 Система демпфирования вертикальных

колебаний кузова железнодорожного пассажирского вагона, Скачков А.Н., Зайцев А.В., Дементьев С.А.

119. Пат. EP № 0463925 A1 (51) E 01 F 7/04, Procédé de réalisation, a franc de montagne, d'une structure semi-enterrée et structure ainsi réalisée.

120. Пат. DE № 1534486 (51) E 01 F 7/00, Schutzvorrichtung zum Schutz von entlang Felswänden geführten Verkehrswegen gegen Steinschlag, Erfinder ist der Anmelder.

121. Пат. RU № E02D29/02, 2006.01 Железобетонная подпорная стена.

122. Пат. KG № 1957, E02D 29/02 (2017.01) Объемная железобетонная подпорная стенка / Аубакирова Д. К.- № 20160032.1, заяв. 25.04.2016; Опубл. 31.05.2017. - Бюл. № 5 (217). - С.8

123. Пат. United States № 4,644,714 Victor A.Zayas . Earthquake protective column support, 1987.

124. Abrahamson, N.A. and W.J. Silva [1997]. "Empirical Response Spectral Attenuation Relations for Shallow Crustal Earthquakes", Seismological Research Letters, Vol. 68, No. 1, 94-127.

125. Briske R.Erdbeden sickerhut von Bauwerken, Berlin,1927,p.15

126. Campbell, K.W., and Y.Bozorgnia [2008]. "NGA ground motion model for the geometric mean horizontal component of PGA, PGV, PGD and 5% damped linear elastic response spectra for periods ranging from 0.01 to 10 s", Earthquake Spectra 24, 139– 171

127. Mononobe H. and Matcuo H. On the Determination of Earth Pressure during Earthquake. Proceeding of the engineering world congress,Tokyo.1929,p.20-30.

128. Jinsuo Nie, Richard J. Morante, Manuel Miranda and Joseph Braverman On the Correct Application of the 100-40-40 Rule for Combining Responses due to Three Directions of Earthquake Loading, Proceedings of the ASME 2010 Pressure

Vessels & Piping Division / K-PVP Conference PVP2010 July 18-22, 2010, Bellevue, Washington, USA

129. Ohno, S., Takahashi, K. and M. Motosaka [2001]. “Empirical estimation of Horizontal and Vertical Motions based on California Earthquake Records and its Application to Japan Inland Earthquakes”, Journal of Struct. Construct. Eng. (Transactions of AIJ), No. 544, 39-46 (in Japanese).

130. ISO 11031 Cranes - Principles for seismically resistant design, p.40,2016

131. Moufida Goucha /Claudia Maresia Section of Human Security, Democracy and Philosophy Social and Human Sciences Sector UNESCO IIRIN, 2004.

132. <http://www.gostrf.com/normadata/1/4294847/4294847205.pdf>

133. [https://ru.wikipedia.org/wiki/%D0%A8%D0%B8%D1%80%D0%B8%D0%BD%D0%B0\\_%D0%BA%D0%BE%D0%BB%D0%B5%D0%B8](https://ru.wikipedia.org/wiki/%D0%A8%D0%B8%D1%80%D0%B8%D0%BD%D0%B0_%D0%BA%D0%BE%D0%BB%D0%B5%D0%B8) **ширина  
колеи**

134. [https://ru.wikipedia.org/wiki/%D0%92%D1%8B%D1%81%D0%BE%D0%BA%D0%BE%D1%81%D0%BA%D0%BE%D1%80%D0%BE%D1%81%D1%82%D0%BD%D0%BE%D0%B9\\_%D0%BD%D0%B0%D0%B7%D0%B5%D0%BC%D0%BD%D1%8B%D0%B9\\_%D1%82%D1%80%D0%B0%D0%BD%D1%81%D0%BF%D0%BE%D1%80%D1%82](https://ru.wikipedia.org/wiki/%D0%92%D1%8B%D1%81%D0%BE%D0%BA%D0%BE%D1%81%D0%BA%D0%BE%D1%80%D0%BE%D1%81%D1%82%D0%BD%D0%BE%D0%B9_%D0%BD%D0%B0%D0%B7%D0%B5%D0%BC%D0%BD%D1%8B%D0%B9_%D1%82%D1%80%D0%B0%D0%BD%D1%81%D0%BF%D0%BE%D1%80%D1%82) **вснт**

135. <http://cbd.minjust.gov.kg/>

**МЕТОДИКА ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОГО ОБОСНОВАНИЯ  
ПРИНЯТЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО  
ТРЕКА**

**П.1.1 Предлагаемый комплекс показателей, для технико-  
экономического обоснования вариантов конструкций железнодорожного  
трека**

Строительство Китайско-Кыргызско-Узбекской железной дороги будет способствовать Евразийскому торгово-экономическому сотрудничеству и торговой связи между странами Восточной Азии, как Китаем, Японией Южной Кореей и внутриматериковыми странами Центральной Азии, Западной Азии и Южной Европы, будет приносить привлеченный транспорт; в качестве другого пути между Азией и Европой, данная линия будет переводить часть транспорта из существующего сухопутного и морского транспортного пути, поэтому Кытайско – Кыргызско - Узбекская железная дорога имеет огромный потенциал транспорта.

Грузооборот на участках Кыргызстана железная дорога между Китаем и Кыргызстаном и Узбекистаном в восточном направлении является тяжелым. Главный товароборот является транзитом, который составляет 80% валового объема транспорта. Проектный объем перевозки данной линии состоит из следующих частей.



Таблица П.1.1. - Проектный объем перевозки

Состав объема перевозки	На восток	Транзитный грузопоток Кыргызстана 1370 тыс. тонн
		Импортно-экспортный объем перевозки между северной частью Кыргызстана и бывшей Центральной Азией Южно-европейскими странами 210 тыс. тонн.
		Обмен товарами между южной и северной частями Кыргызстана и объем местной перевозки данной линии 210 тыс. тонн.
		Обмен товарами между южной и северной частями Кыргызстана и объем местной перевозки данной линии 221 тыс. тонн.
	На запад	Транзитный грузопоток Кыргызстана 1270 тыс. тонн.
		Внешнеторговый объем перевозки между Кыргызстаном восточными странами как Китаем, Японией, южной Кореей и т.д. 230 тыс. тонн
		Импортно-экспортный объем перевозки между северной частью Кыргызстана и бывшей Центральной Азией и Южно-европейскими странами 240 тыс. тонн
		Обмен товарами между южной и северной частями Кыргызстана и объем местной перевозки данной линии 250 тыс. тонн

В связи с введением обобщенного критерия экономической эффективности капиталовложений по отраслям народного хозяйства появилась возможность более обоснованно решать основные вопросы проектирования инженерных сооружений. К таким вопросам относятся: установление целесообразности постройки перехода, выбор типа сооружения (в том числе его материала) и выбор схемы сооружения. Помимо расчета эффективности капитальных вложений необходимо подсчитать и эксплуатационные расходы

строящегося сооружения. К эксплуатационным показателям относятся: интенсивность и состав движения, неравномерность движения сезонная и по часам суток, средняя грузоподъемность и средняя вместимость, скорости потока по железной дороге, уровни загрузки и аварийности.

Экономическая оценка включает показатели: балансовой стоимости железной дороги, дорожно-эксплуатационных расходов и себестоимости перевозок.

### **II.1.2 Экономико-математический анализ структурных сдвигов валового дохода железной дороги**

Структура представляет собой совокупность устойчивых внутренних связей объекта, обеспечивающих его целостность и тождественность самому себе, то есть сохранение основных свойств, при различных внешних и внутренних изменениях.

Основные направления изучения структуры включают:

- характеристику структурных сдвигов отдельных частей совокупности на двух и более периодов;
- обобщающую характеристику структурных сдвигов в целом по совокупности;
- оценку степени концентрации и централизации.

Для статистической оценки структурных сдвигов за два или более периодов используются две группы показателей:

1. Показатели, основывающиеся на разностях между удельными весами одноименных частей совокупности (абсолютный прирост).
2. Показатели, базирующиеся на отношениях удельных весов одноименных частей совокупности (темпы роста).

Абсолютный прирост рассчитывается двумя способами:

1) Базисный абсолютный прирост показывает, на какую величину в долях единицы или процентах возросла или уменьшилась данная структурная часть в текущий или отчетный период по сравнению с базисным периодом

$$\Delta d_i = d_{ij} - d_{i1};$$

2) Цепной абсолютный прирост показывает, на какую величину в долях единицы или процентах возросла или уменьшилась данная структурная часть в текущий или отчетный период по сравнению с предыдущим периодом

$$\Delta d_i = d_{ij} - d_{i-1}.$$

Знак прироста показывает направление изменения удельного веса данной структурной части («+» - увеличение, «-» - уменьшение), а его величина – конкретное значение этого изменения в процентных пунктах.

Темп роста удельного веса рассчитывается:

1) Базисный темп роста показывает, на какую величину в долях единицы или процентах изменилась данная структура в текущий (отчетный) период по сравнению с базисным

$$T.p.б = d_{ij} / d_{i1};$$

2) Цепной темп роста показывает, на какую величину в долях единицы или процентах изменилась данная структурная часть в текущий (отчетный) по сравнению с предыдущим периодом

$$T.p.ц = d_{ij} / d_{i-1}.$$

Темпы роста удельного веса всегда являются положительными величинами. Однако если в совокупности имели место какие-либо структурные изменения, часть темпов роста будет больше, а часть меньше 1.

Показатели валового дохода железной дороги за прогнозируемые 24 года даны в таблице П.1.2.

В таблице П.1.3. отражена структура валового дохода железной дороги с тоннельными переходами за 24 года (в процентах).

Таблица П.1.2. – Валовый доход железной дороги

Показатели	Годы																							
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Валовой доход - всего	815 00	872 70	934 40	934 40	934 40	934 40	934 40	126 330	126 330	126 330	126 33	126 33	161 21	169 270	177 750	186 620	195 950	205 740	216 040	226 850	238 190	250 110	262 600	27572 0
<i>в том числе:</i>																								
Доход от перевозки пассажиров	19 70	219 0	243 0	243 0	243 0	243 0	243 0	31 80	31 80	31 80	31 80	31 80	40 50	42 60	447 0	469 0	49 30	51 70	54 30	57 00	599 0	62 90	66 00	693 0
Доход от сокращения времени при перевозке пассажиров	19 0	210 0	230 0	230 0	230 0	230 0	230 0	31 0	31 0	31 0	31 0	31 0	39 0	41 0	430 450	47 0	50 0	52 0	55 0	580 0	61 0	64 0	670 0	
Доход от перевозки грузов, передающиеся от автодороги	184 10	194 90	206 30	206 30	206 30	206 30	206 30	261 90	261 90	261 90	261 90	261 90	334 20	350 90	368 50	386 90	406 20	426 50	447 90	470 30	493 80	518 50	544 40	57160



Таблица П.1.1.3. – Структура валового дохода железной дороги

Страны	Годы																							
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Всего	10	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Доход от перевозки пассажиров	2,4	2,51	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,52	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,51
Доход от сокращения времени при перевозке пассажиров	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,24	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,24
Доход от перевозки грузов, передающиеся от автодороги	3	4	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
	22,	22,	22,	22,	22,	22,	20,	20,	20,	20,	20,	20,	20,	20,7	20,	20,	20,	20,	20,	20,	20,	20,	20,	20,7
	59	33	07	07	07	07	73	73	73	73	73	73	73	3	73	73	73	73	73	73	73	73	73	3



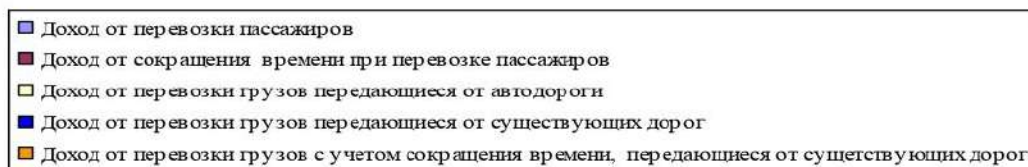
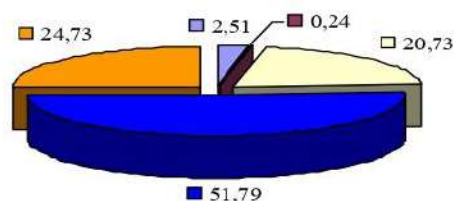


Рисунок II.1.1 - Структура валового дохода железной дороги

На рисунке II.1.1 видно, что наибольшую структурную часть валового дохода от железной дороги с тоннельными переходами занимает доход от перевозки грузов, передающиеся от существующих дорог (51,79 %), доход от перевозки грузов с учетом сокращения времени, передающиеся от существующих дорог (24,73 %) и доход от перевозки грузов, передающиеся от автодороги (20,73 %).

Линейный коэффициент абсолютных структурных сдвигов, квадратический коэффициент относительных структурных сдвигов будут рассчитаны за каждый рассматриваемый прогнозируемый год и показаны ниже в таблицах. Абсолютный прирост и темп роста для каждого вида валовых доходов.

Таблица II.1.4. – Удельный вес дохода от перевозки пассажиров

Годы	Удельный вес, %	Абсолютный прирост		Темп роста	
		базисный	цепной	базисный	цепной
1	2,42				
2	2,51	0,09	0,09	1,04	1,04
3	2,60	0,18	0,09	1,08	1,04
4	2,60	0,18	0,00	1,08	1,00



Продолжение таблицы П.1.4.

5	2,60	0,18	0,00	1,08	1,00
6	2,60	0,18	0,00	1,08	1,00
7	2,60	0,18	0,00	1,08	1,00
8	2,52	0,10	-0,08	1,04	0,97
9	2,52	0,10	0,00	1,04	1,00
10	2,52	0,10	0,00	1,04	1,00
11	2,52	0,10	0,00	1,04	1,00
12	2,52	0,10	0,00	1,04	1,00
13	2,51	0,10	0,00	1,04	1,00
14	2,52	0,10	0,00	1,04	1,00
15	2,51	0,10	0,00	1,04	1,00
16	2,51	0,10	0,00	1,04	1,00
17	2,52	0,10	0,00	1,04	1,00
18	2,51	0,10	0,00	1,04	1,00
19	2,51	0,10	0,00	1,04	1,00
20	2,51	0,10	0,00	1,04	1,00
21	2,52	0,10	0,01	1,04	1,00
22	2,52	0,10	0,00	1,04	1,00
23	2,51	0,10	-0,01	1,04	1,00
24	2,51	0,10	0,00	1,04	1,00
Итого	60,69		0,10		
Средний уровень ряда	2,42				
Средний абсолютный прирост	0,004	0,004	0,004		
Средний темп роста	1,002			1,002	1,002

Средний абсолютный прирост изменения дохода от перевозки пассажиров, составил 0,004 пункта, тогда как средний темп прироста того же показателя составил 1,002 пункта.

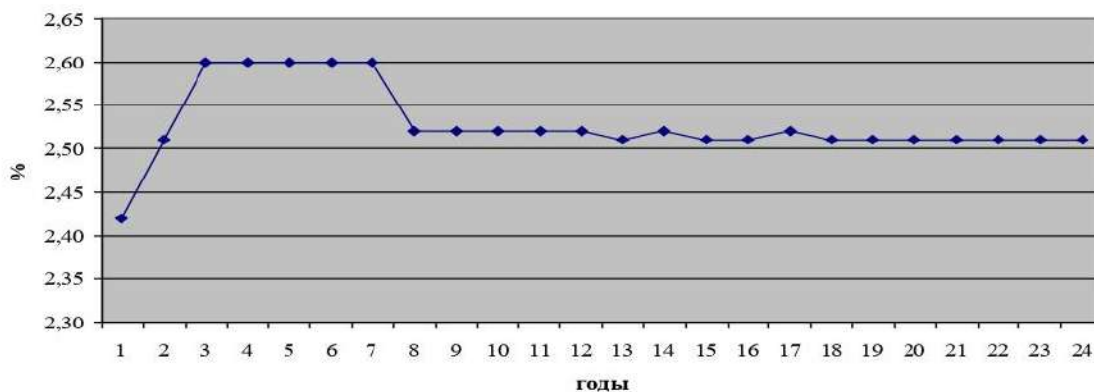


Рисунок П.1.2 - Динамика удельного веса дохода от перевозки пассажиров

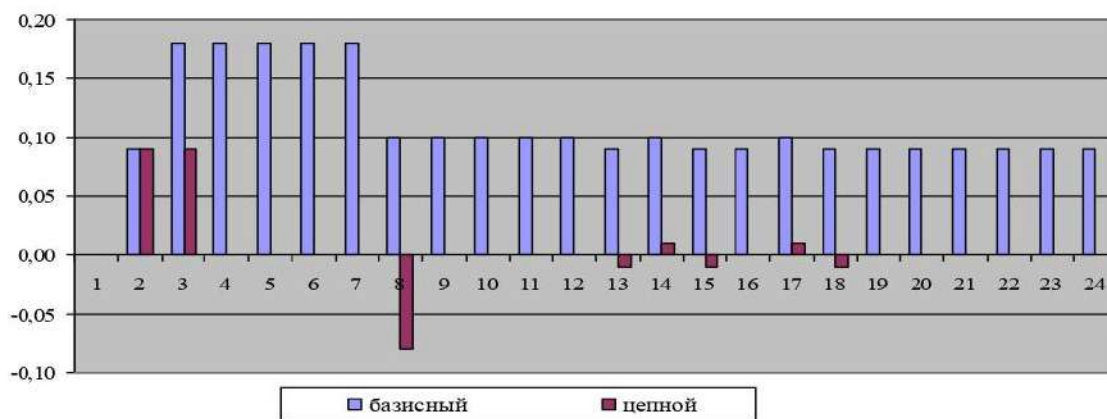


Рисунок П.1.3 - Динамика абсолютного прироста удельного веса дохода от перевозки пассажиров

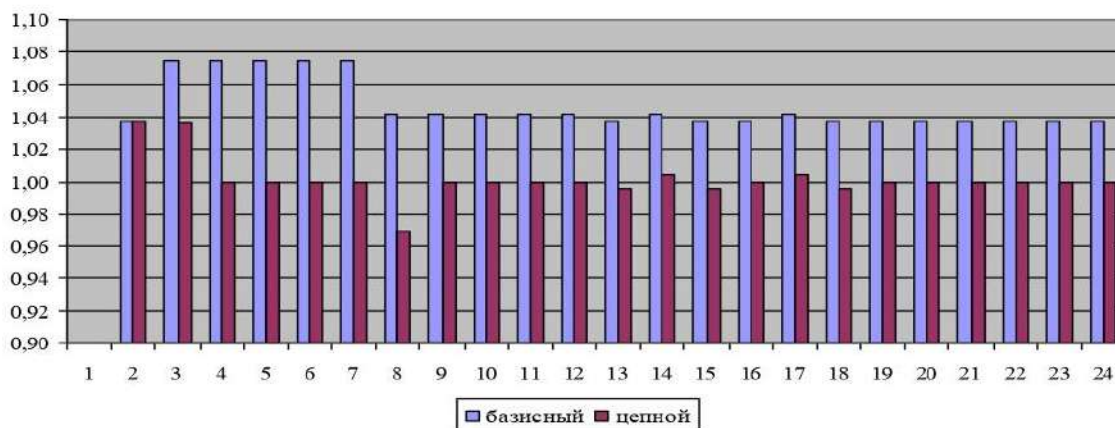


Рисунок П.1.4 - Динамика темпа роста удельного веса дохода от перевозки пассажиров

Проанализировав динамику удельного веса, представленного на рисунке П.1.2 можно сделать вывод, что удельный вес дохода от перевозки возросла, а с 8-го прогнозируемого года падает на 0,08 % по сравнению с 7 годом.

Таблица П.1.5. – Удельный вес дохода от сокращения времени при перевозке пассажиров

Годы	Удельный вес, %	Абсолютный прирост		Темп роста	
		базисный	цепной	базисный	цепной
1	0,23				
2	0,24	0,01	0,01	1,03	1,03
3	0,25	0,01	0,01	1,06	1,02
4	0,25	0,01	0,00	1,06	1,00
5	0,25	0,01	0,00	1,06	1,00
6	0,25	0,01	0,00	1,06	1,00
7	0,25	0,01	0,00	1,06	1,00
8	0,25	0,01	0,00	1,05	1,00
9	0,25	0,01	0,00	1,05	1,00
10	0,25	0,01	0,00	1,05	1,00
11	0,25	0,01	0,00	1,05	1,00
12	0,25	0,01	0,00	1,05	1,00
13	0,24	0,01	0,00	1,04	0,99
14	0,24	0,01	0,00	1,04	1,00
15	0,24	0,01	0,00	1,04	1,00
16	0,24	0,01	0,00	1,03	1,00
17	0,24	0,01	0,00	1,03	0,99
18	0,24	0,01	0,00	1,04	1,01
19	0,24	0,01	0,00	1,03	0,99
20	0,24	0,01	0,00	1,04	1,01
21	0,24	0,01	0,00	1,04	1,00
22	0,24	0,01	0,00	1,05	1,00
23	0,24	0,01	0,00	1,05	1,00
24	0,24	0,01	0,00	1,04	1,00
Итого	5,84		0,01		
Средний уровень ряда	0,24				
Средний абсолютный прирост	0,00	0,00	0,00		
Средний темп роста	1,00			1,00	1,00

Доход от сокращения времени не изменилось ни в среднем абсолютном приросте, ни среднем темпе роста и составили соответственно 0,00 и 1,00.

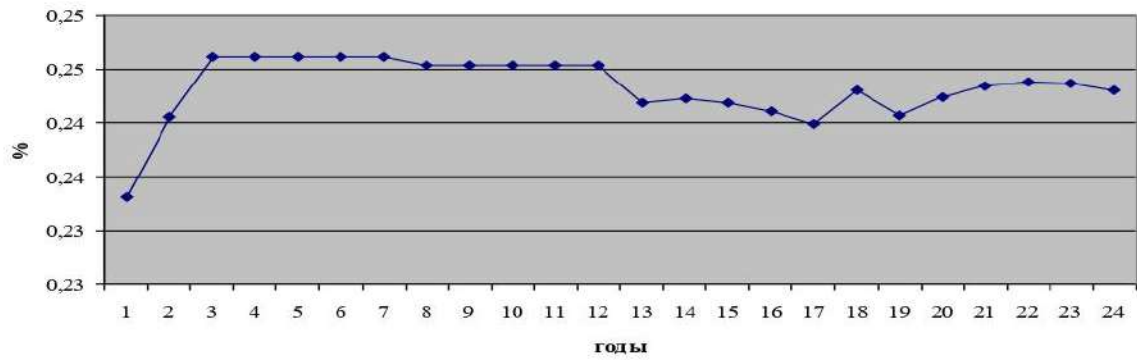


Рисунок П.1.5 - Динамика удельного веса дохода от сокращения времени при перевозке пассажиров

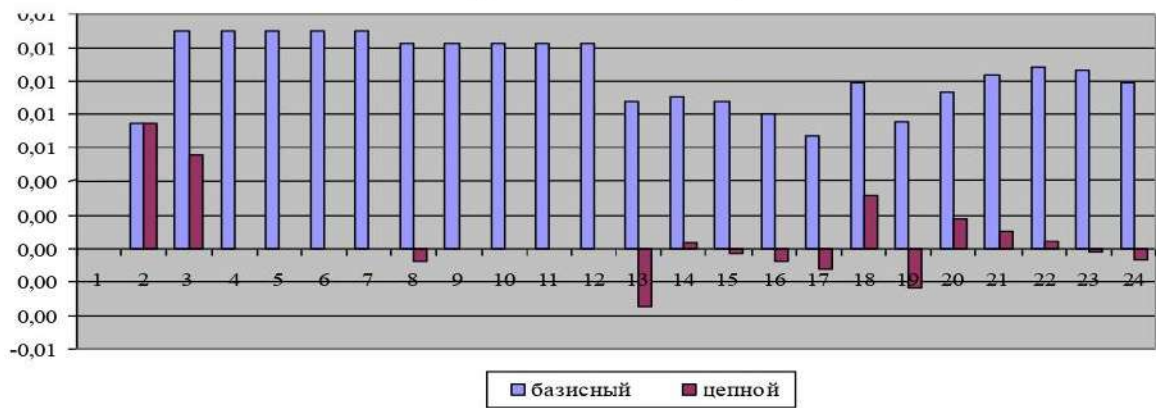


Рисунок П.1.6 - Динамика прироста удельного веса дохода от сокращения времени при перевозке пассажиров

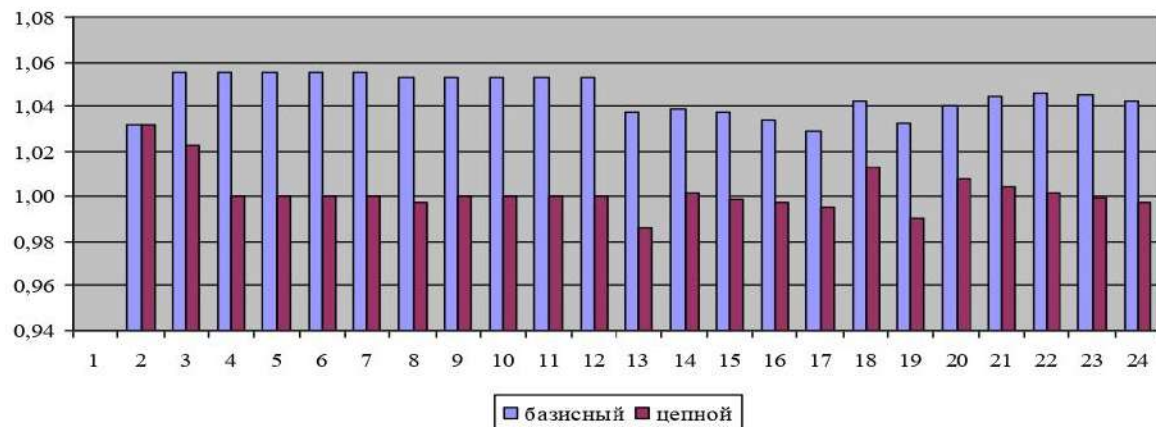


Рисунок П.1.7 - Динамика темпа роста удельного веса дохода от сокращения времени при перевозке пассажиров

Вследствие анализа динамики удельного веса, представленного на рисунке 6., можно сделать вывод, что удельный вес дохода от сокращения времени при перевозке пассажиров за период с 1 по 24 прогнозируемые годы менялась скачкообразно.

Таблица П.1.6. – Удельный вес дохода от перевозки грузов, передающиеся от автодороги

Годы	Удельный вес, %	Абсолютный прирост		Темп роста	
		базисный	цепной	базисный	цепной
1	22,59				
2	22,33	-0,26	-0,26	0,99	0,99
3	22,08	-0,51	-0,25	0,98	0,99
4	22,08	-0,51	0,00	0,98	1,00
5	22,08	-0,51	0,00	0,98	1,00
6	22,08	-0,51	0,00	0,98	1,00
7	22,07	-0,52	-0,01	0,98	1,00
8	20,73	-1,86	-1,34	0,92	0,94
9	20,73	-1,86	0,00	0,92	1,00
10	20,73	-1,86	0,00	0,92	1,00
11	20,73	-1,86	0,00	0,92	1,00
12	20,73	-1,86	0,00	0,92	1,00
13	20,73	-1,86	0,00	0,92	1,00
14	20,73	-1,86	0,00	0,92	1,00
15	20,73	-1,86	0,00	0,92	1,00
16	20,73	-1,86	0,00	0,92	1,00
17	20,73	-1,86	0,00	0,92	1,00
18	20,73	-1,86	0,00	0,92	1,00
19	20,73	-1,86	0,00	0,92	1,00
20	20,73	-1,86	0,00	0,92	1,00
21	20,73	-1,86	0,00	0,92	1,00
22	20,73	-1,86	0,00	0,92	1,00
23	20,73	-1,86	0,00	0,92	1,00
24	20,73	-1,86	0,00	0,92	1,00
Итого	507,74		-1,86		
Средний уровень ряда	21,16				
Средний абсолютный прирост	-0,08	-0,08	-0,08		

Доходы от перевозки грузов, передающиеся от автодороги, уменьшилось в отрицательную сторону, средний и абсолютный прирост составил  $-0,08$ , а средний темп роста  $-1,00$  ровно.

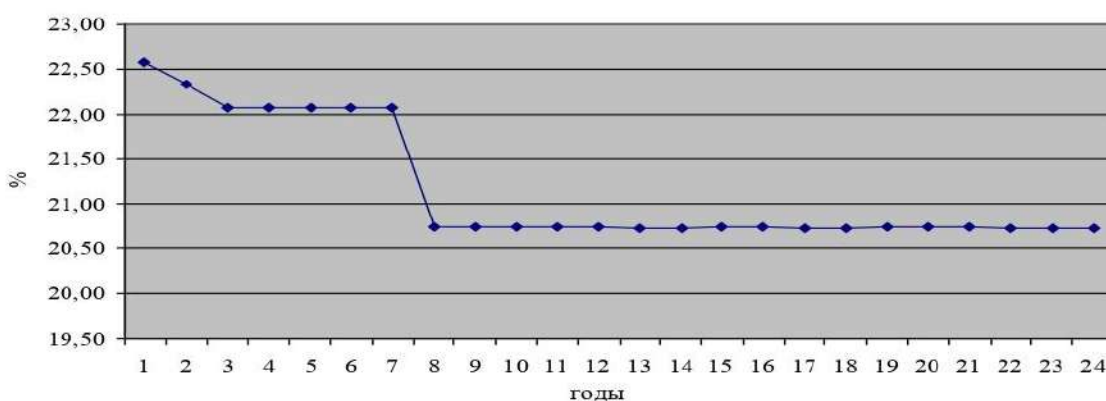


Рисунок П.1.8 - Динамика удельного веса дохода от перевозки грузов, передающиеся от автомобильных дорог

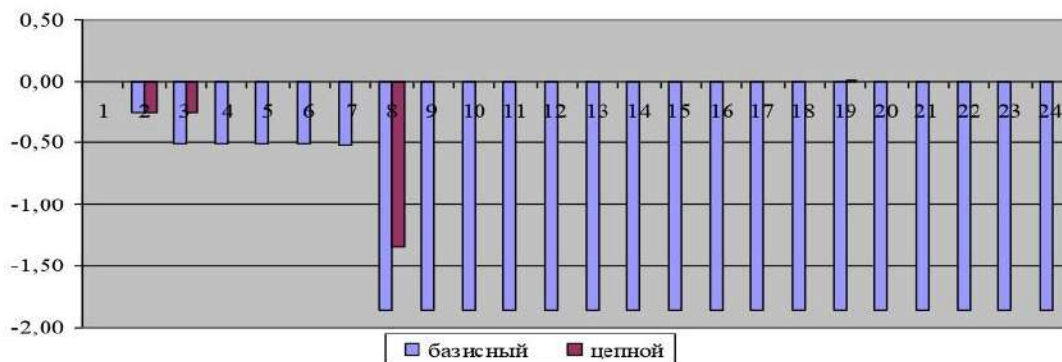


Рисунок П.1.9 - Динамика абсолютного прироста удельного веса дохода от перевозки грузов, передающиеся от автодорог

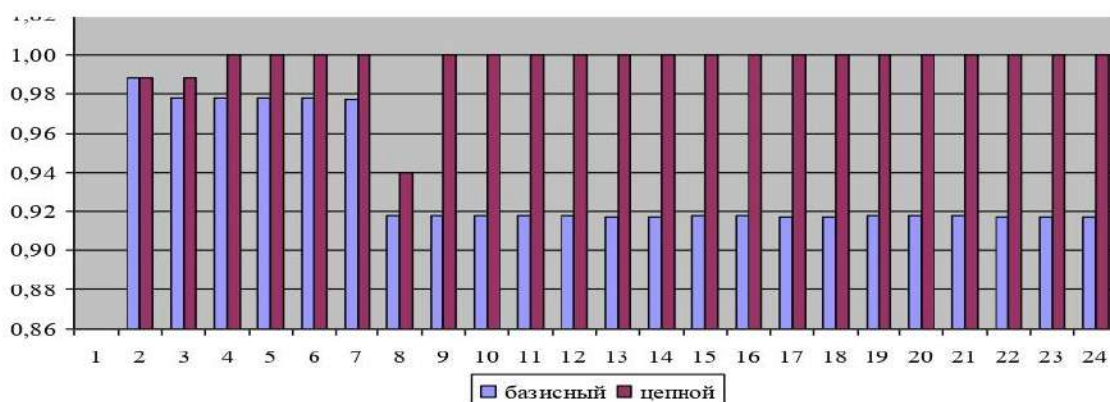


Рисунок П.1.10 - Динамика темпа роста удельного веса дохода от перевозки грузов, передающиеся от автодорог

В результате анализа представленного на рисунке П.1.8, позволяет сделать вывод, что удельный вес дохода от перевозки грузов, передающиеся от автодороги начиная с первого прогнозируемого года падает, начиная с 8 года не будет меняться.

Таблица П.1.7. – Удельный вес дохода от перевозки грузов, передающиеся от существующих дорог

Годы	Удельный вес, %	Абсолютный прирост		Темп роста	
		базисный	цепной	базисный	цепной
1	51,39				
2	51,50	0,11	0,11	1,00	1,00
3	51,61	0,22	0,11	1,00	1,00
4	51,61	0,22	0,00	1,00	1,00
5	51,61	0,22	0,00	1,00	1,00
6	51,61	0,22	0,00	1,00	1,00
7	51,61	0,22	0,00	1,00	1,00
8	51,78	0,39	0,17	1,01	1,00
9	51,79	0,40	0,01	1,01	1,00
10	51,79	0,40	0,00	1,01	1,00
11	51,79	0,40	0,00	1,01	1,00
12	51,78	0,39	-0,01	1,01	1,00
13	51,79	0,40	0,01	1,01	1,00
14	51,79	0,40	0,00	1,01	1,00
15	51,79	0,40	0,00	1,01	1,00
16	51,80	0,41	0,01	1,01	1,00
17	51,78	0,39	-0,02	1,01	1,00
18	51,79	0,40	0,01	1,01	1,00
19	51,79	0,40	0,00	1,01	1,00
20	51,79	0,40	0,00	1,01	1,00
21	51,79	0,40	0,00	1,01	1,00
22	51,78	0,39	-0,01	1,01	1,00
23	51,79	0,40	0,01	1,01	1,00
24	51,79	0,40	0,00	1,01	1,00
Итого	1241,27		0,40		

Продолжение таблицы П.1.7

Средний уровень ряда	51,72				
Средний абсолютный прирост	0,02	0,02	0,02		
Средний темп роста	1,00			1,00	1,00

Доход от перевозки грузов, передающиеся от существующих дорог вырос, по среднему абсолютному приросту на 0,02 пункта, а средний темп роста, в общем, не изменился и составил – 1,00.

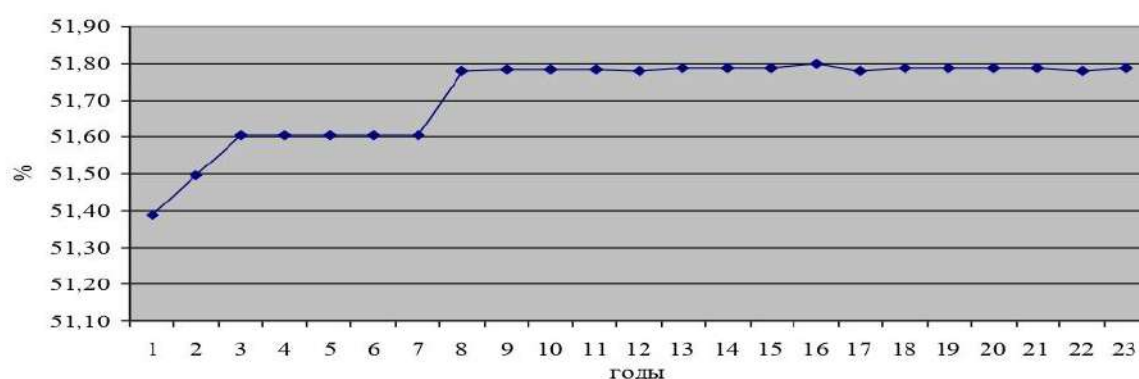


Рисунок П.1.11 - Динамика удельного веса дохода от перевозки грузов, передающиеся от существующих дорог

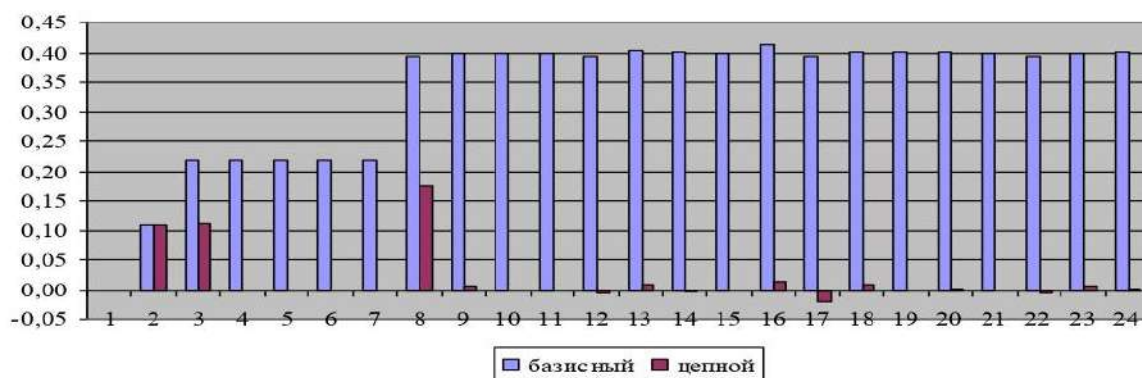


Рисунок П.1.12 - Динамика абсолютного прироста удельного веса дохода от перевозки грузов, передающиеся от существующих дорог



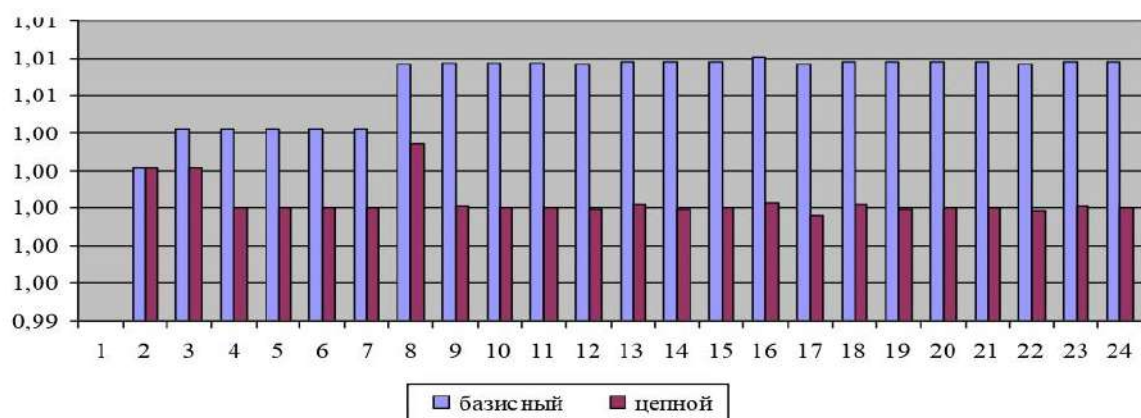


Рисунок П.1.13 - Динамика темпа роста удельного дохода от перевозки грузов, передающиеся от существующих дорог

На рисунке П.1.11 видно, что удельный вес дохода от перевозки грузов, передающиеся от существующих дорог сначала с первого прогнозируемого года растет, а начиная с восьмого года без особых скачков будет приносить доход.

Таблица П.1.8. – Удельный вес дохода от перевозки грузов с учетом сокращения времени, передающиеся от существующих дорог

Годы	Удельный вес, %	Абсолютный прирост		Темп роста	
		базисный	цепной	базисный	цепной
1	23,37				
2	23,42	0,05	0,05	1,00	1,00
3	23,47	0,10	0,05	1,00	1,00
4	23,47	0,10	0,00	1,00	1,00
5	23,47	0,10	0,00	1,00	1,00
6	23,47	0,10	0,00	1,00	1,00
7	23,47	0,10	0,00	1,00	1,00
8	24,72	1,35	1,25	1,06	1,05
9	24,72	1,35	0,00	1,06	1,00
10	24,72	1,35	0,00	1,06	1,00
11	24,72	1,35	0,00	1,06	1,00
12	24,72	1,35	0,00	1,06	1,00

Продолжение таблицы П.1.8.

13	24,73	1,35	0,00	1,06	1,00
14	24,72	1,35	0,00	1,06	1,00
15	24,73	1,35	0,00	1,06	1,00
16	24,72	1,35	0,00	1,06	1,00
17	24,73	1,35	0,00	1,06	1,00
18	24,73	1,35	0,00	1,06	1,00
19	24,73	1,35	0,00	1,06	1,00
20	24,73	1,35	0,00	1,06	1,00
21	24,72	1,35	0,00	1,06	1,00
22	24,73	1,35	0,00	1,06	1,00
23	24,73	1,35	0,00	1,06	1,00
24	24,73	1,36	0,00	1,06	1,00
Итого	584,46		1,36		
Средний уровень ряда	24,35				
Средний абсолютный прирост	0,06	0,06	0,06		
Средний темп роста	1,00			1,00	1,00

Наиболее эффективно вырос средний абсолютный прирост дохода от перевозки грузов с учетом сокращения времени, передающиеся от существующих дорог и составил – 0,06 пункта, а средний темп роста, в общем, не изменился.

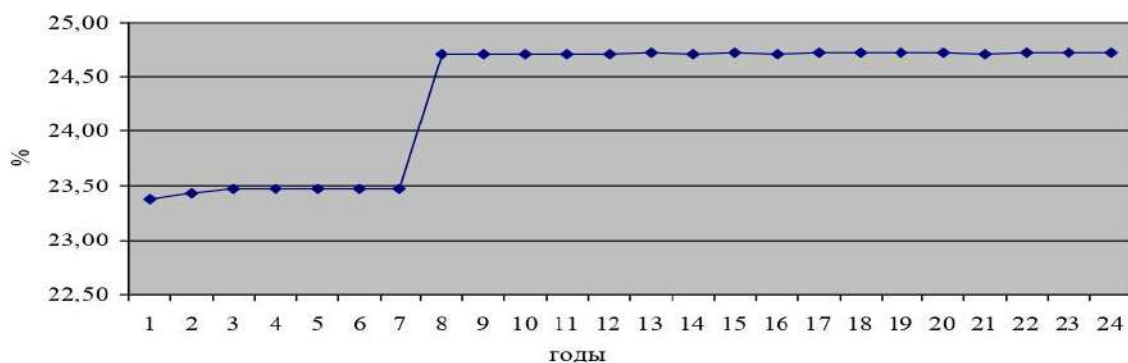


Рисунок П.1.14 - Динамика удельного веса дохода от перевозки грузов с учетом сокращения времени, передающиеся от существующих дорог

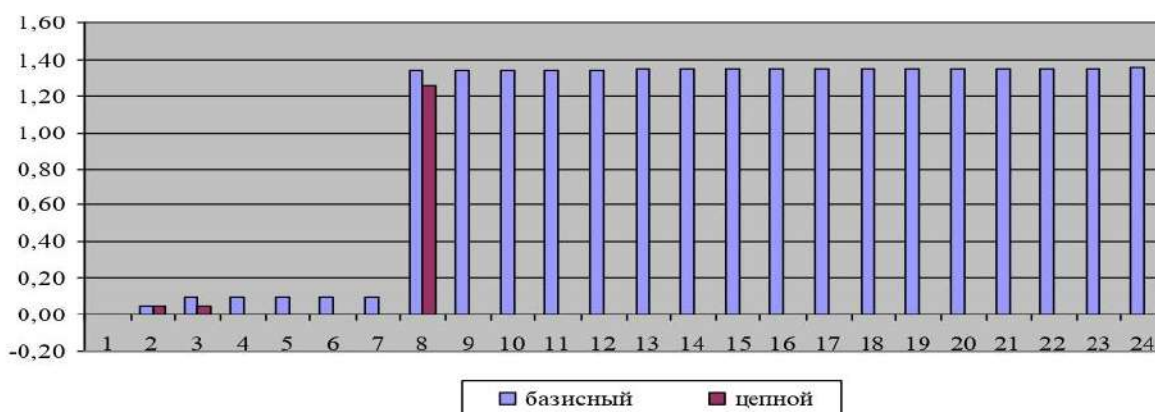


Рисунок П.1.15 - Динамика абсолютного прироста удельного веса дохода от перевозки грузов с учетом сокращения времени, передающиеся от существующих дорог

По данным анализа рисунка П.1.14, можно сделать вывод, что удельный вес дохода от перевозки грузов с учетом сокращения времени, передающиеся от существующих дорог, сначала с первого прогнозируемого года растет незначительно, в седьмом году резко растет, только начиная с восьмого года держится на том же уровне.

Отсюда следует сделать вывод, что наибольший удельный вес во всех анализируемых занимает Доход от перевозки грузов, передающиеся от существующих дорог.



«УТВЕРЖДАЮ»

Начальник филиала по  
путевому хозяйству  
ГП «НК «Кыргыз темир жолу»  
А.А.Доросов

«11» февраля 2019 г.

**АКТ**

о реализации научных результатов, полученных в диссертации соискателя Аскар кызы Нурайым на соискание ученой степени кандидата технических наук по специальности 05.23.11 – проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей на тему: «Устойчивость железнодорожного пути в динамической среде подвижных нагрузок»

Комиссия в составе: председателя, главного инженера филиала государственного предприятия «Национальная компания «Кыргыз темир жолу» (ГП «НК «Кыргыз темир жолу») по путевому хозяйству Грохотова Ю.А.; членов комиссии: зам. начальника филиала ГП «НК «Кыргыз темир жолу» по путевому хозяйству Куралиева Н.О; инженера по искусственным сооружениям филиала ГП «НК «Кыргыз темир жолу» по путевому хозяйству Далиева Б.Е., привлеченная для принятия к внедрению научных разработок и выводов кандидатской диссертации Аскар кызы Нурайым свидетельствует о том, что разработанные соискателем сейсмостойкие и устойчивые в динамике подвижных нагрузок конструкции железнодорожного пути на основе активного демпфирования динамических усилий, полученные в кандидатской диссертации были приняты следующие результаты к внедрению со стороны филиала по путевому хозяйству ГП «НК «Кыргыз темир жолу»:

- Методика расчета линейных инженерных сооружений на основе Метода конечных элементов с применением САПР Revit/Robot.
- Новое конструктивное решение железнодорожного пути с инерционным демпфированием динамических усилий.  
**Реализация материалов диссертации Аскар кызы Нурайым позволила:**
- Получить результаты и выводы в виде нового конструктивного решения железнодорожного пути и результаты его экспериментального подтверждения, имеют возможность практического применения при строительстве новых железных дорог или реконструкции существующих.
- Внедрить результаты научных исследований запланировано при строительстве межгосударственной железной дороги из КНР в

Узбекистан.

**Материалы диссертации использованы в** дирекции по проектированию и строительству железной дороги ГП «НК «Кыргыз темир жолу».

**По результатам реализации получен следующий положительный эффект:**

При практическом применении предлагаемое конструктивное решение даст положительный экономический эффект на **38 %** как более сейсмостойкое сооружение сохраняющее устойчивость объектов инфраструктуры при землетрясениях и сверхвысоких подвижных нагрузках.

Председатель комиссии:



Грохотов Ю.А.

Члены комиссии:



Куралиев Н.О.



Далиев Б.Е.

**«УТВЕРЖДАЮ»**  
Начальник Мостотряда  
ГП "НК "Кыргыз темир жолу"  
Р.К. Юсупов

«12» *февраль* 2019 г.

### АКТ

о внедрении научных результатов, полученных в диссертации соискателя Аскар кызы Нурайым на соискание ученой степени кандидата технических наук по специальности 05.23.11 – проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей на тему: «Устойчивость железнодорожного пути в динамической среде подвижных нагрузок»

Комиссия в составе: председателя, главного инженера Мостотряда государственного предприятия «Национальная компания «Кыргыз темир жолу» (ГП «НК «Кыргыз темир жолу») Сыдыкова А.А.; членов комиссии: начальника производственного технического отдела (ПТО) Мостотряда ГП НК «Кыргыз темир жолу» Дибасовой Л.А.; инженера ПТО Мостотряда ГП НК «Кыргыз темир жолу» Рысбек кызы А., привлеченная для принятия к реализации научных разработок и выводов кандидатской диссертации Аскар кызы Нурайым **свидетельствует о том, что следующие результаты были приняты к реализации со стороны Мостотряда ГП «НК «Кыргыз темир жолу» полученные в кандидатской диссертации Аскар кызы Нурайым, результаты теоретических и экспериментальных исследований отражающие реальные условия работы железнодорожного пути при сейсмических и подвижных нагрузках;**

**Реализация материалов диссертации Аскар кызы Нурайым позволила при практическом применении конструктивного решения автора, повысить сейсмостойкость железной дороги диапазоне от 1 до 3 баллов в зависимости от геологии местности.**

**Материалы диссертации использованы в разработке технико-экономического обоснования новой проектируемой железнодорожной магистрали Кыргызской республики – Китайская народная республика.**

**По результатам реализации получен следующий положительный эффект при реализации материалов диссертации Аскар кызы Нурайым позволит повысить сейсмостойкость и устойчивость железнодорожного пути в динамике подвижных нагрузок на 1-2 балла.**

Председатель комиссии:



Сыдыков А.А.

Члены комиссии:



Дибасова Л.А.



Рысбек кызы А.

КЫРГЫЗ РЕСПУБЛИКАСЫНЫН  
БИЛИМ БЕРҮҮ ЖАНА ИЛИМ  
МИНИСТРЛИГИ

Н. ИСАНОВ АТЫНДАГЫ КЫРГЫЗ  
МАМЛЕКЕТТИК КУРУЛУШ,  
ТРАНСПОРТ ЖАНА АРХИТЕКТУРА  
УНИВЕРСИТЕТИ

720020 Бишкек ш. Малдыбаев көч., 34,б  
тел.: +996 (312) 54-35 -61, факс: + 996 (312) 54-51-36  
E-mail: ksucta@elcat.kg, Website: www.ksucta.kg



МИНИСТЕРСТВО  
ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ  
КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ

КЫРГЫЗСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ  
УНИВЕРСИТЕТ СТРОИТЕЛЬСТВА,  
ТРАНСПОРТА И АРХИТЕКТУРЫ  
ИМЕНИ Н. ИСАНОВА

720020, г. Бишкек, ул. Малдыбаева, 34,б  
тел.: +996 (312) 54-35 -61, факс: + 996 (312) 54-51-36  
E-mail: ksucta@elcat.kg, Website: www.ksucta.kg

28.02.2019 № 120/01

На \_\_\_\_\_ от \_\_\_\_\_

г. \_\_\_\_\_



«УТВЕРЖДАЮ»

Ректор КГУСТА д.т.н. Исанова  
Ч.К. Сыдыкова

#### АКТ

о внедрении результатов диссертационной работы  
в учебный процесс КГУСТА

Настоящий акт составлен о том, что научные результаты и выводы соискателя Аскар кызы Нурайым в рамках кандидатской диссертации на тему: «Устойчивость железнодорожного пути в динамической среде подвижных нагрузок», действительно используются при обучении студентов 1 и 2 цикла по направлениям «Строительство», «Строительство магистральных железных дорог» и «Технология транспортных процессов» при чтении специальных дисциплин, что способствует повышению качества обучения студентов.

Председатель комиссии:  
Проректор по науке КГУСТА  
Н.Ж.Маданбеков

Члены комиссии:  
Начальник Учебно-информационного  
управления КГУСТА  
Р.А.Жумабаев

Директор Института  
магистратуры КГУСТА  
Ч.К.Сыдыкова





КЫРГЫЗСКАЯ РЕСПУБЛИКА



КЫРГЫЗПАТЕНТ

**ПАТЕНТ**

№ 1993

Название изобретения: *Инерционный демпфер железнодорожного пути*

Патентовладелец, страна: *Кыргызский государственный университет строительства, транспорта и архитектуры имени Н. Исанова (КГ)*

Автор (авторы): *Болотбек Темир, Аскар кызы Н. (КГ)*

Заявка № *20170032.1*

Приоритет изобретения: *23 марта 2017 года*

Зарегистрировано в Государственном реестре изобретений Кыргызской Республики: *29 сентября 2017 года*

Патент под ответственность заявителя (владельца) на данное изобретение удостоверяет исключительное право патентовладельца на владение, использование, а также запрещение использования другими лицами на территории Кыргызской Республики

000206



(19) **KG** (11) **1993** (13) **C1** (46) **31.10.2017**

(51) **E01B 9/00** (2017.01)

ГОСУДАРСТВЕННАЯ СЛУЖБА ИНТЕЛЛЕКТУАЛЬНОЙ СОБСТВЕННОСТИ  
И ИННОВАЦИЙ ПРИ ПРАВИТЕЛЬСТВЕ КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ

## (12) ОПИСАНИЕ ИЗОБРЕТЕНИЯ

к патенту Кыргызской Республики под ответственность заявителя

(21) 20170032.1

(22) 23.03.2017

(46) 31.10.2017. Бюл. № 10

(71) (73) Кыргызский государственный университет строительства, транспорта и архитектуры имени Н. Исанова (KG)

(72) Болотбек Темир, Аскар кызы Н. (KG)

(56) Т. Болотбек, Аскар кызы Н.,

Б. М. Тургумбаева. Инерционное

демпфирование железнодорожного пути

в целях повышения его сейсмостойкости //

Вестник КГУСТА. Выпуск 1(51), 2016.

- Бишкек: КГУСТА. - С. 135-140

(54) **Инерционный демпфер железнодорожного пути**

(57) Изобретение относится к строительству железных дорог.

Задачей изобретения является сохранение устойчивости железнодорожного пути в динамике как подвижных, так и сейсмических нагрузок посредством инерционного демпфирования динамических усилий.

Поставленная задача решается тем, что инерционный демпфер железнодорожного пути, включающий земляное полотно, балластную призму и поперечные металлические балки, замещающие собой железнодорожные шпалы с одной стороны, согласно изобретению, металлические балки с другой стороны жестко заземлены в корпус демпфера - опорную часть, опертый на железобетонное основание и обшитый внутри демпфирующим слоем геотекстиля, содержащий внутри металлический цилиндр, являющийся грузом весом в 100 кг, подвешенный на нижние концы металлических тросов, которые верхними концами жестко заземлены в узле сопряжения тросов в верхнем сегменте опорной части и опертый на пружинное основание, которое жестко заземлено в нижнем сегменте опорной части.

1 н. п. ф., 2 фиг.

(19) **KG** (11) **1993** (13) **C1** (46) **31.10.2017**

3

Изобретение относится к строительству железных дорог.

Известна конструкция земляного полотна железнодорожного пути, включает тело земляного полотна, основную площадку земляного полотна, опорные элементы, размещенные на откосе земляного полотна и выполненные в виде металлических труб длиной 2,0-2,5 м, при этом в тело земляного полотна заведено не менее 1/3 длины труб, остальные их части свободно располагаются над поверхностью откоса на расстоянии 1,2-1,5 м друг от друга и между ними размещена сетка двойного кручения, обернутая геотекстилем, которая нижним краем упирается в откос земляного полотна, верхний ее край совпадает с верхом металлических труб, пазухи между сеткой и откосом земляного полотна заполнены дренирующим грунтом, верхняя поверхность которого располагается на уровне основной площадки земляного полотна и образует нормативную обочину земляного полотна (RU № 2557276 С1, кл. E02D 17/18, 2015).

Недостатком указанной конструкции земляного полотна железных дорог является то, что она служит только для уширения основной площадки земляного полотна железных дорог с сохранением целостности земляного полотна. Однако в этой конструкции не решается проблема устойчивости земляного полотна от динамических сил.

Известен демпфирующий железнодорожный путь, включающий рельсы, соединенные со шпалами с помощью креплений и содержащий средство для гашения вибраций и шумов, выполненное в виде накладок из высокодемпфирующих сталей или сплавов, жестко присоединяемых к боковым поверхностям шейки рельсов с одной или с двух сторон (RU № 2349699 С1, кл. E01B 19/00, 2009). Техническим результатом известного изобретения является одновременное эффективное гашение вибраций, возникающих при прохождении подвижного состава по рельсам, гашение шума, его сопровождающего, упрощение вибропоглощающей конструкции и повышение показателей ремонтпригодности.

4

Недостатком указанного демпфирующего железнодорожного пути является то, что конструкция основана на жестком защемлении элементов железнодорожного пути дополнительными скреплениями, что очевидно вызовет развитие дополнительных и опасных напряжений в конструкции, следствием чего станет коллапс железнодорожного пути.

Известен инерционный успокоитель колебаний железнодорожного пути, включающий земляное полотно, балластную призму и поперечные металлические балки, конструктивно представляющий собой цилиндр весом 200 кг, подвешенный на тросы и опертый на пружинное основание (Т. Болотбек, Аскар кызы Н., Б. М. Тургумбаева. Инерционное демпфирование железнодорожного пути в целях повышения его сейсмостойкости // Вестник КГУСТА. Выпуск 1(51), 2016. - Бишкек: КГУСТА. - С. 135-140). Конструкция размещается внутри опоры линии контактной сети железных дорог, реализуемый на электрифицированных железных дорогах, т. к. по условиям конструкции указанный инерционный гаситель локализуется внутри опоры линии контактной сети железных дорог. Передача колебаний от железнодорожного пути к инерционному гасителю осуществляется посредством поперечной балки, которая жестко защемлена в опорной части. Сама поперечная балка с одной стороны защемлена к опоре, с другой стороны замещает собой железнодорожную шпалу и опирается на земляное полотно и является основанием для рельсов.

Недостатком указанной конструкции инерционного гасителя колебаний железнодорожного пути является то, что указанная конструкция возможна только на электрифицированных железных дорогах. Принимая во внимание то, что в Кыргызстане железные дороги не электрифицированы, актуальность этой разработки для Кыргызстана снижается. Также существенным недостатком конструкции является то, что вес гасителя, согласно авторам, рекомендуется в 200 кг, что значительно удорожает стоимость конструкции.

5

Задачей изобретения является сохранение устойчивости железнодорожного пути в динамике как подвижных, так и сейсмических нагрузок посредством инерционного демпфирования динамических усилий.

Поставленная задача решается тем, что инерционный демпфер железнодорожного пути, включающий земляное полотно, балластную призму и поперечные металлические балки, замещающие собой железнодорожные шпалы с одной стороны, согласно изобретению, металлические балки с другой стороны жестко защемлены в корпус демпфера - опорную часть, опертый на железобетонное основание и обшитый внутри демпфирующим слоем геотекстиля, содержащий внутри металлический цилиндр, являющийся грузом весом в 100 кг, подвешенный на нижние концы металлических тросов, которые верхними концами жестко защемлены в узле сопряжения тросов в верхнем сегменте опорной части и опертый на пружинное основание, которое жестко защемлено в нижнем сегменте опорной части.

На фиг. 1 представлен поперечный разрез инерционного демпфера железнодорожного пути и на фиг. 2 - вид сверху.

Инерционный демпфер железнодорожного пути включает земляное полотно 1, имеющего откос 2 и бровку 3, балластную призму 4, уложенную на земляное полотно, которое служит основанием и для шпал 5, и для рельсов 6. Посредством поперечной балки-шпалы 7 осуществляется передача колебаний от железнодорожного пути к инерционному демпферу. Конструктивно инерционный демпфер железнодорожного пути представляет собой металлический цилиндр (груз) 8 весом 100 кг, подвешенный на металлические тросы 9 и опертый на пружинное основание 10. Внутренняя сторона корпуса опорной части 12 обшивается демпфирующим слоем 11 из геотекстиля в целях успокоения и уменьшения ударных нагрузок от груза. Пружинное основание 10 груза 8 жестко защемлено в основании корпуса опорной части 12 в узле сопряжения 13. Металлические тросы 9 верхними концами жестко защемлены в узле сопряжения 14 корпуса и тросов, тогда как

6

нижними концами несут груз 8. Конструкция размещается внутри металлического цилиндрического несущего корпуса опорной части 12 демпфера, который размещен на железобетонном основании 15.

Сама поперечная балка 7 с одной стороны защемлена к опорной части 12, с другой стороны замещает собой железнодорожную шпалу, и оперт на балластную призму 4.

При прохождении подвижных составов и/или при сейсмическом воздействии, возбуждаемые ими продольные и поперечные нагрузки передаются по балкам-шпалам 7 к опорной части 12, где размещен инерционный демпфер. Эти нагрузки воспринимаются опорной частью 12 и передаются через пружинное основание 10 и тросы 9 на груз 8, который колеблется с периодом, формой и частотой колебаний отличными от периодов, форм и частоты колебаний железнодорожного пути, что предотвращает развитие резонансных явлений на теле самого железнодорожного пути. По своей сути инерционный демпфер воспринимает колебания пути на себя, колеблется сам и затухает, при этом происходит, во-первых, гашение опасных колебаний, во-вторых, не возникают опасные резонансные колебания пути. Амплитудно-частотные характеристики напрямую зависят от веса демпфера, величины передаваемой кинетической энергии и физических пределов амплитуды колебаний демпфера. Теоретические исследования и их проверка в численных симуляционных средах показали оптимальный вес груза 8 в 100 кг для железных дорог, где вес брутто подвижных составов не превышает 5000 тонн. При этом размещение инерционных демпферов рекомендуется с шагом в 50 м.

В процессе эксплуатации железнодорожный путь воспринимает наравне со статическими воздействиями сильные динамические нагрузки. В условиях Кыргызстана наиболее актуальным из них является сейсмическая нагрузка. Сейсмические колебания с магнитудой более 6 происходят в Кыргызстане очень часто и вероятность возникновения землетрясений с магнитудой 7-8 очень высока. Деформации железнодорожного пути

7

от действия сейсмических сил довольно хорошо изучены и представляют собой нарушенные геометрии пути, как по вертикали, так и в горизонтальной плоскости. Пластические деформации земляного полотна железных дорог сопряжены с физико-механическими характеристиками осадочных горных пород, из которых, как правило, сооружают земляное полотно железных дорог. Значительное линейное развитие грунтовых сооружений также является фактором повышенного риска развития пластических деформаций. Так как разные участки железных дорог при действии сейсмических сил воспринимают отличные от соседних участков нагрузки по частотным и силовым параметрам. Когда происходят пластические деформации земляного полотна верхнее строение пути или рельсово-шпальная решетка, лишаются основания, следствием чего становится неизбежное нарушение целостности конструкций, что и можно охарактеризовать как деформация пути или нарушение его геометрии. В случаях, когда это происходит при движении по железнодорожному пути подвижных составов, сход с рельсов поездов вполне ожидаемый процесс, результатом чего станут значительные человеческие жертвы.

#### **Формула изобретения**

Инерционный демпфер железнодорожного пути, включающий земляное полотно, балластную призму и поперечные металлические балки, замещающие собой железнодорожные шпалы с одной стороны, о т л и ч а ю щ и й с я тем, что металлические балки с другой стороны жестко зашпалены в корпус демпфера - опорную часть, опертый на железобетонное основание и обшитый внутри

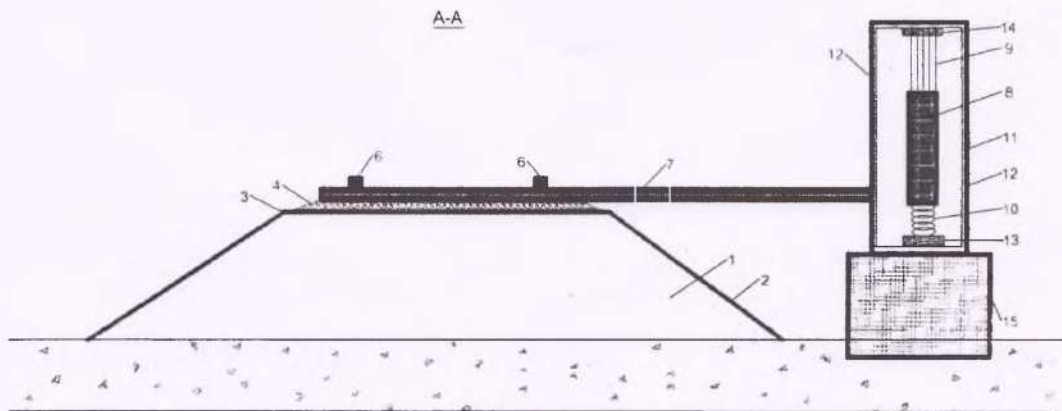
8

Другой актуальной проблемой в обеспечении устойчивости железнодорожного пути является подвижная динамическая нагрузка. Железная дорога и все сопутствующие искусственные сооружения подвергаются постоянной подвижной нагрузке. Степень интенсивности подвижной нагрузки напрямую зависит от транспортно-логистической нагрузки всей сети железных дорог. Действие подвижной нагрузки на железнодорожный путь в первом приближении можно сравнить с действием сейсмических сил. Подобие двух динамических составляющих этих нагрузок можно характеризовать в резонансных колебаниях конструкций сооружений и чем больше вес подвижного состава и его скорость, тем выше значения по критериям подобия к сейсмическим силам.

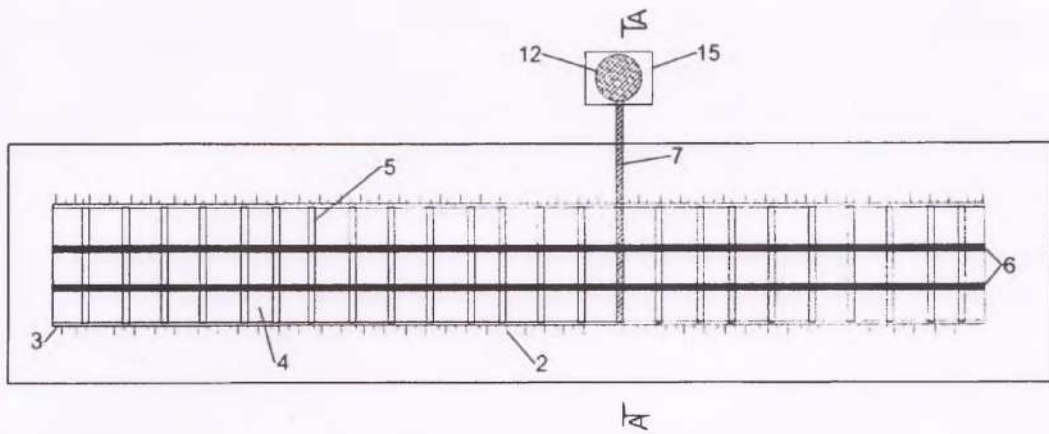
Активное противодействие сейсмическим силам происходит по схеме, согласно которой возбуждаемые колебания передаются из грунтов основания к земляному полотну, далее на поперечные балки-шпалы. Тут происходит вертикальная передача кинетической энергии, что обуславливается механизмами передачи сейсмических сил на вертикальные сооружения.

демпфирующим слоем геотекстиля, содержащий внутри металлический цилиндр, являющийся грузом весом в 100 кг, подвешенный на нижние концы металлических тросов, которые верхними концами жестко зашпалены в узле сопряжения тросов в верхнем сегменте опорной части, и опертый на пружинное основание, которое жестко зашпалено в нижнем сегменте опорной части.

Инерционный демпфер железнодорожного пути



Фиг. 1



Фиг. 2

Выпущено отделом подготовки материалов и перевода

Государственная служба интеллектуальной собственности и инноваций при Правительстве Кыргызской Республики,  
720021, г. Бишкек, ул. Московская, 62. тел.: (312) 68 08 19. 68 16 41; факс: (312) 68 17 03

