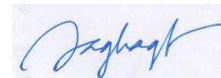


Министерство транспорта Российской Федерации
федеральное государственное автономное образовательное учреждение
высшего образования «Российский университет транспорта РУТ (МИИТ)»



На правах рукописи

ДАНГ НГОК ТХАНЬ

**РАБОТОСПОСОБНОСТЬ МОСТОВОГО ПОЛОТНА БАЛОЧНЫХ
ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ПРИ ВЫСОКОСКОРОСТНОМ ДВИЖЕНИИ**

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, доцент

Поляков Владимир Юрьевич

Москва - 2019 г.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	5
ГЛАВА 1 ИССЛЕДОВАНИЯ И ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ МОСТОВОГО ПОЛОТНА НА ВСМ.....	11
1.1 Развитие высокоскоростной железной дороги в мире.....	11
1.2 Конструкции пути на мосту на ВСМ.....	14
1.2.1 Конструкции пути на мостах.....	14
1.2.2 Конструкции безбалластного мостового полотна, принимаемые на высокоскоростных железнодорожных магистралях в мире.....	19
1.3 Проблемы и конструкции пути переходных участков на подходах к мостам.....	24
1.3.1 Проблема переходных участков на подходах к мостам.....	24
1.3.2 Конструкции переходного пути.....	28
1.4 Требования норм в России, Европе, Японии к устройству пути на мостах и подходах ВСМ.....	39
1.4.1 Требования норм к устройству пути на мостах и подходах в Японии.....	39
1.4.2 Требования норм к устройству пути на мостах и подходах в России.....	41
1.4.3 Требования норм к устройству пути на мостах и подходах в Европе.....	45
1.4.4 Нормы требования безопасности движения.....	46
1.5 Теоретические исследования динамики мостового полотна на ВСМ	49
1.6 Выводы главы 1.....	53

ГЛАВА 2 МОДЕЛИРОВАНИЕ КОЛЕБАНИЙ ПРИ БЕЗБАЛЛАСТНОЙ КОНСТРУКЦИИ МОСТОВОГО ПОЛОТНА	55
2.1 Расчетные модели динамического взаимодействия системы пути, моста и экипажа.....	55
2.2 Математические методы описания колебаний в многокомпонентных системах	56
2.2.1 Аналитические методы и модели.....	56
2.2.2 Явный и неявные численные методы.	59
2.2.3 Дифференциальные уравнения	62
2.2.4 Теория определения контактного усилия между рельсом и колесом.....	67
2.2.5 Конечно – разностная аппроксимация уравнений	69
2.3 Достоверность результатов численного моделирования	73
2.4 Влияние граничных условий на полученные результаты	75
2.5 Выводы главы 2.....	77
ГЛАВА 3 ДИНАМИКА МОСТОВОГО ПОЛОТНА ПРИ ВЫСОКОСКОРОСТНОМ ДВИЖЕНИИ.....	79
3.1 Динамические характеристики мостовых сооружений	79
3.1.1 Основные параметры пролетного строения.....	79
3.1.2 Частоты собственных колебаний пролётных строений.....	82
3.1.3 Демпфирование колебаний пролётных строений	83
3.2 Критические скорости поезда.....	84
3.3 Отрывающие усилия и жесткость прокладного слоя	90
3.3.1 Отрывающие усилия между рельсом и плитой.....	91
3.3.2 Усилия между плитой и балкой	92

3.4 Внутренние усилия в плитах	102
3.5 Выводы главы 3.....	105
ГЛАВА 4 УСТОЙЧИВОСТЬ КОЛЕСА НА РЕЛЬСЕ И БЕЗОПАСНОСТЬ ДВИЖЕНИЯ ПО МОСТАМ ВСМ.	107
4.1 Динамические параметры и безопасность движения.	107
4.2 Ударное воздействие колеса и рельса	113
4.3 Выводы главы 4.....	121
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	123
СПИСОК СОКРАЩЕНИЙ И УСЛОВНЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ.....	127
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	128

ВВЕДЕНИЕ

Сегодня железнодорожный транспорт становится важным видом транспорта национальных транспортных сетей с важными преимуществами, такими как большой объем перевозок, снижение уровня загрязнения окружающей среды, повышение безопасности и комфорта пассажиров по сравнению с другими видами транспорта. Тенденция развития железнодорожного транспорта во Вьетнаме и в России на ближайшую перспективу заключается в строительстве высокоскоростных железнодорожных магистралей (ВСМ) со скоростями движения поездов свыше 250 км/ч. Главные перспективные проекты ВСМ в России это линии Москва – Казань – Екатеринбург с подключением Уфы и Челябинска, Москва – Санкт-Петербург и Москва – Сочи, Москва – Пекин. Создание сети ВСМ и ее интеграция в транспортный коридор Китай-Европа позволит не только расширить транспортные услуги для резидентов РФ, но и для нерезидентов, расширяя экспорт услуг.

Во Вьетнаме, согласно плану развития транспорта на период 2020 –2032 году будет построена высокоскоростная железная дорога, соединяющая север страны с югом, ее примерная стоимость на сегодняшний день около 58 млрд USD. По данным консалтингового консорциума, проводимого вьетнамскими фирмами TEDI, TRICC и TEDIS, дорога из Ханоя в Хошимин будет протяженностью 1545 км в двухпутном исчислении колесей 1,435 м, где будет располагаться 23 станции, в проекте предполагается, что поезда будут двигаться со скоростью 160-200 км/ч после завершения первой модернизации и 350 км/ч после окончания всего проекта.

В отличие от традиционного, балластного пути, будет использован путь с бетонными плитами, который имеет значительные преимущества, такие как сохранение геометрических параметров в течение длительного времени и снижение затрат на обслуживание [1, 2]. Перспективным для высокоскоростных железнодорожных магистралей является безбалластный путь. Поэтому путь с

бетонными плитами широко распространен на ВСМ в Азии. Отличие высокоскоростной железнодорожной магистрали от обычных железнодорожных линий приводит к значительным проблемам при проектировании и строительстве, таким как обеспечение безопасности движения поезда, условие комфорта пассажиров, а также взаимодействие подвижного состава с нижней конструкцией.

Актуальность работы.

Безбалластные пути популярны в Китае, а в Европе доминируют традиционные железные дороги с балластом. Однако, при строительстве железнодорожной линии Москва – Казань – Екатеринбург, конструкция безбалластного мостового полотна на сборных железобетонных плитах принята вместо традиционного балластного пути. Плиты являются эффективными и перспективными с точки зрения эксплуатационной надежности и долговечности верхнего строения пути. Согласно документации СТУ 4 [3] на мостах конструкция верхнего строения пути по всей длине сооружения должна быть одинаковой и такой же, как и на подходах к нему. Однако, существует разница в условиях функционирования верхнего строения на мостах и на земляном полотне и по жесткости пути на переходе к мосту и на мосту, которые повлекли сложное динамическое поведение конструкции верхнего строения пути, особенно поведение самого мостового полотна.

Степень разработанности темы.

Высокоскоростные железнодорожные пути уже давно построены в ряде стран мира, таких как Япония, Франция, Китай, но в России и во Вьетнаме исследования в этой области еще недостаточны, особенно в области мостового полотна с бетонными плитами. Однако были проведены некоторые исследования в этой области, можно упомянуть следующих исследователей: М.Ф. Веригу, И.И. Иванченко, А.Я. Коган, В.В. Кондратов, В.М. Круглов, Е.Н. Курбацкий, Ю.В. Новак, В.Ю. Поляков, А.А. Савин, В.Н. Смирнов, А.М. Уздин, и др. За рубежом аналогичными исследованиями занимались следующие

ученые: Rui Calçada, L.Fryba, Andre Paixao, M. Podwórna, Y. B. Yang, J. D. Yau, Xiaoyan Lei, W.Zhai и другие.

Цель работы – оптимизация динамического взаимодействия подвижного состава, мостового полотна и балочных пролетных строений для обеспечения работоспособного состояния мостового полотна, снижения усилий в нем и безопасного движения по мостам ВСМ.

Для достижения цели были поставлены и решены следующие задачи:

1. Развить цифровую модель взаимодействия системы «мост-путь-поезд» для исследования динамики плит безбалластного полотна и оценить достоверность результатов моделирования сравнением с известными результатами.

2. Определить зависимость напряженно-деформированного состояния мостового полотна с плитами и его динамического поведения от конструктивных параметров мостового полотна на ВСМ.

3. Определить условия, обеспечивающие устойчивость движения колеса без отрыва от рельса при вариациях параметров мостового полотна и скорости поезда для безопасного движения по мостам ВСМ.

4. Исследовать ударное взаимодействие колеса и рельса на мостах для недопущения излома рельса.

Объектом исследования являются безбалластное мостовое полотно балочных пролётных строений мостов, расположенных на высокоскоростных железнодорожных магистралях в условиях движения поездов со скоростями до 400 км/ч.

Предметом исследования является динамическое взаимодействие подвижного состава ВСМ, мостового полотна и балочных пролетных строений

Методы исследования: из-за отсутствия в России и Вьетнаме реализованных высокоскоростных линий применялось математическое моделирование, численные эксперименты на цифровой модели поведения динамической системы «мост-путь-поезд»

Научная новизна исследования состоит в:

- Постановке проблемы взаимодействия безбалластного мостового полотна с плитами и высокоскоростного поезда, отличающейся выраженным динамическим поведением подрельсового основания в виде балочных пролетных строений мостов
- Развитии математической модели системы «мост-путь-поезд» для плитного безбалластного мостового полотна, отличающейся наличием подрельсовых плит с самостоятельным динамическим поведением, описываемом специальными уравнениями колебаний
- Выявлении взаимосвязи динамики элементов системы «мост-путь-поезд» при плитном безбалластном мостовом полотне с динамическими параметрами мостового полотна и некоторыми конструктивными решениями
- Определении зависимости влияния демпфирования и жесткости промежуточных рельсовых скреплений на контактные усилия между рельсом и плитой, плитой и балкой пролетного строения, а также на усилия в контакте колеса и рельса.

Теоретическая и практическая значимость полученных результатов. Практическая значимость заключается в определении параметров мостового полотна (жесткости и демпфировании) которые обеспечивают безопасность движения по устойчивости колеса и рельсе и выявлении параметров колебаний пролетных строений, отрицательно влияющих на работоспособность мостового полотна.

Достоверность и обоснованность. При решении задач используются численные методы в форме общепризнанной аппроксимации дифференциальных уравнений конечно-разностными схемами.

Достоверность исследования подтверждается хорошим совпадением результатов моделирования контрольных задач с ранее опубликованными зарубежными исследованиями.

Положения, выносимые на защиту:

1. Цифровая модель взаимодействия в системе «мост-путь-поезд» для исследования динамики плит безбалластного полотна и оценка достоверности результатов моделирования.

2. Зависимость напряженно-деформированного состояния мостового полотна с плитами и его динамического поведения от конструктивных параметров мостового полотна на ВСМ.

3. Условия, обеспечивающие устойчивость движения колеса без отрыва от рельса при вариациях параметров мостового полотна для безопасного движения по мостам ВСМ.

Апробация работы: Основные результаты работы доложены и одобрены на следующих конференциях:

1. XIV международная научно-практическая конференция "Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации железнодорожного пути". Чтения, посвященные памяти профессора Г.М. Шахунянца. 5 - 6 апреля Москва 2017.

2. Всероссийской научной конференции "Транспорт России XXI века". г. Москва 9 - 12 октября 2018.

3. Международной научно-технической конференции «Современные задачи обеспечения, проектирования, строительства и эксплуатационной надёжности транспортных сооружений», г. Москва, 24-26 апреля 2019.

Публикации: по материалам исследования опубликовано 4 статьи, из которых 3 - в журналах, рекомендованных ВАК РФ для публикации материалов диссертационных работ на соискание степени кандидата технических наук.

1. Данг Нгок Тхань. Взаимодействие подвижного состава и пути в зоне мостов на ВСМ / В.Ю. Поляков, Данг Нгок Тхань // В кн. Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации железнодорожного пути: XIV Международная научно-техническая конференция: труды / РЖД, МИИТ. – М.: – 2017. – С.143 – 153.

2. Данг Нгок Тхань. Безбалластное мостовое полотно на ВСМ / В.Ю. Поляко, Данг Нгок Тхань // Мир транспорта. – 2018. – № 2. – С. 36 – 55. (перечень ВАК).

3. Данг Нгок Тхань. Безопасность движения и динамические свойства мостового полотна на ВСМ / В.Ю. Поляков, Данг Нгок Тхань // Вестник научно-исследовательского института железнодорожного транспорта. – 2018. – № 6. – С. 357 – 367. (перечень ВАК).

4. Данг Нгок Тхань. Ударное взаимодействие колеса и рельса на мостах высокоскоростных магистралей / В.Ю. Поляков, Данг Нгок Тхань // Транспортные сооружения. – 2019. – №1. <https://t s.today/PDF/15SATS119.pdf> (перечень ВАК).

Структура и объем диссертации. Диссертация изложена на 137 страниц машинописного текста, состоит из введения, четыре главы, заключения, список сокращений и условных обозначений и списка литературы. Работа содержит 98 рисунок, 26 таблицы и список литературы из 84 наименований, в том числе -39 на иностранных языках.

ГЛАВА 1 ИССЛЕДОВАНИЯ И ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ МОСТОВОГО ПОЛОТНА НА ВСМ

1.1 Развитие высокоскоростной железной дороги в мире

В первое регулярное движение высокоскоростных поездов началось в 1964 году в Японии по проекту Синкансен [4, 5], затем во Франции в 1981 году. В последнее время высокоскоростные железные дороги непрерывно развиваются по протяженности и скорость движения поезда непрерывно увеличивается, что видно из таблицы 1.1 [4, 6].

Таблица 1.1 Протяженность высокоскоростной железной дороги нескольких стран в мире [4, 6]

Страна	Протяжен ность 1964г (км)	Протяжен ность 1993г (км)	Протяже нность 2010г (км)	Протяжен ность 2014г (км)	Максимальная скорость км/ч
Япония	515,4	1733	2188	2664	320
Франция	-	701	1718	2036	320
Италия	-	237	937.5	923	359
Испания	-	341	1550	3100	348
Китай	-	-	3875	19366	380
Германия	-	-	875	1334	320
США	-	-	-	362	300

1 октября 1964 года ввели в эксплуатацию первую высокоскоростную железную дорогу (ВСМ) в Токио — Осака в Японии длиной 515,4 км, скорость движения составов достигала лишь 210 км/ч [5]. Если в первый финансовый год эксплуатации 1964/65 было перевезено 11 миллионов пассажиров и выполнен объём работы в 3,9 млрд пасс.-км, то через два года — в 1966/67 финансовом

году — объём перевозок удвоился и составил 43,8 млн пассажиров [5]. В последующие годы от 1964 до 1998 были построены много новых линий, например: Осака - Хаката «Санъё Синкансэн», на этой линии скорость движения поезда достигала 300 км/ч; Токио - Мориока - Тохоку «Синкансэн» протяженностью 496,5 км, скорость поезда достигает 275 км/ч и т.д [5].

В 1981 году во Франции была введена в эксплуатацию первая в Евросоюзе высокоскоростная магистраль Париж — Лион длиной 410 км. Для эксплуатации на этой магистрали был создан поезд нового поколения TGV. 26 февраля 1981 г. электропоездом TGV PSE (состав № 16) в экспериментальной поездке по этой магистрали был установлен новый рекорд скорости — 380,4 км/ч. Однако в эксплуатации максимальная скорость поезда лишь достигала 270 км/ч [5]. В 1989 году построена вторая ВСМ Франции «Атлантик» протяжённостью 280 км, со скоростями до 350 км/ч от Парижа в сторону Атлантического побережья. Затем были введены в эксплуатацию ВСМ Север (332 км) — направление на Бельгию и к тоннелю под Ла-Маншем; обходная ВСМ вокруг Парижа (102 км), которая соединила в единую сеть высокоскоростные линии Франции и ряда европейских стран.

В 2001 году высокоскоростная магистраль соединила Лион с Марселем, длина линии составила 250 км. С открытием этой новой линии создан непрерывный коридор для движения поездов TGV по специализированным магистралям от восточного портала тоннеля под Ла-Маншем до Марселя. В последующем планируется строительство второй очереди Средиземноморской ВСМ (45 км) — ответвление в сторону Монпелье, а затем и сооружение южной ВСМ до границы с Испанией для соединения её со строящейся высокоскоростной магистралью Мадрид — Барселона. К 2016г общая суммарная длина ВСМ Франции составляет больше 2000 км.

На сентябрь 2016 года с протяженностью больше 20000 км [7], Китай стал державой, занимающей первое место по протяженности высокоскоростной железнодорожной сети и пассажиропотоку. Высокоскоростные

железнодорожные магистрали Китая бурно развиваются: до 2005 года с протяженностью меньше 500км, однако от 2006 до 2010 года высокоскоростная железнодорожная сеть уже увеличилась на около 4000 км [8] и непрерывно развивается в последнее время. Много новых линий были построены, такие как линия Beijing–Shanghai [7] протяженностью 1,433 км и с максимальной скоростью поезда - 380 км/ч, линия Hangzhou–Fuzhou–Shenzhen с скоростью поезда 250–350 км/ч протяженностью 1,495 км, линия Shanghai–Wuhan–Chengdu с скоростью поезда 200–350 км/ч протяженностью 2,078 км, Lanzhou–Xinjiang - 250 км/ч протяженностью 1776 км, линия Tianjin-Shenyang с скоростью поезда 250 – 350 км/ч протяженностью 665 км, линия Guangxi - Coastal - 250 км/ч протяженностью 261 км. В будущем еще продолжают построить новые линии.

В 1938г в СССР на линии Ленинград - Москва при испытаниях была развита скорость 150 км/ч, в 1963г скорость поезда увеличилась до 160км/ч, в 1984г электропоезд ЭР200 введён в постоянную эксплуатацию на линии Ленинград-Москва, тогда скорость электропоезда достигла 180км/ч[4].

С 1994 года в Российской Федерации осуществляется отраслевая программа развития скоростного движения, в соответствии с которой реализуются проекты по созданию специального подвижного состава, в частности, электровозов ЭП10 на две системы питания, ЭП200 переменного тока, ЭП100 постоянного тока и пассажирских вагонов разного класса для скоростного движения [5]. В 1996-2000 году [6] магистраль Санкт – Петербург - Москва уже реконструировалась для увеличения скоростного движения, благодаря реконструкции скорость движения поезда может достигать 200-250 км/ч. В будущем в России появится целая сеть высокоскоростных железных дорог, включая такие направления, как Москва — Санкт-Петербург, Москва — Нижний Новгород — Казань — Самара, Казань — Екатеринбург и др. со скоростями движения 300 – 400 км/ч [9].

Таким образом, бурное развитие ВСМ в разных странах указывает на актуальность исследований в этой области, а также на актуальность данной работы.

1.2 Конструкции пути на мосту на ВСМ

1.2.1 Конструкции пути на мостах

1.2.1.1 Конструкция мостового полотна с ездой на балласте

На железных дорогах применяют два типа мостового полотна: балластное (с ездой на балласте) и безбалластное. Мостовое полотно с ездой на балласте обычно применяется с железобетонными пролетными строениями длиной до 33 м и сталежелезобетонными длиной более 33 м, показанное на рисунке 1.1. Балластная призма может быть однослойной, состоящей из щебня или двухслойной, состоящей из асбестового балласта и дренирующего слоя щебня [10]. Наименьшая толщина балласта под шпалой превышает 25 см, однако в трудных условиях – 15 см, а максимальная толщина балластного слоя ограничена и не превышает 60 см из-за опасности потери боковой устойчивости пути и одинаковая для всех типов верхнего строения пути [10].

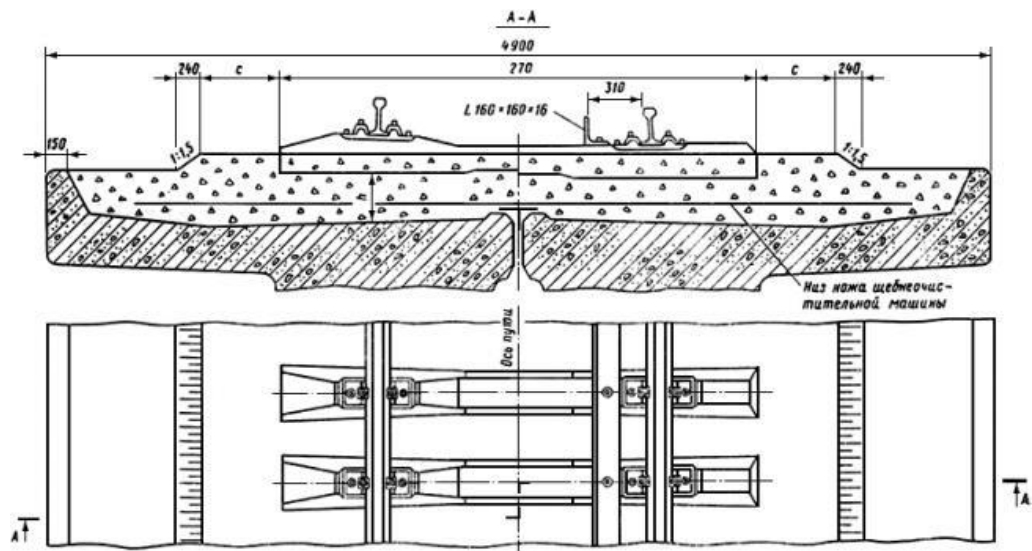


Рисунок 1.1 Мостовое полотно с ездой на щебеночном балласте и железобетонных шпалах

В случае, когда на мостах применяют пролетное строение с ездой на балласте, условие работы пути на подходе к мосту меняется незначительно, изменение жесткости пути между зоной сопряжения и зоной на мосту является нерезким. Жесткость основания пути при проходе на пролетное строение с балластным корытом лишь увеличивается в 1.5-2 раза, однако прогибы рельса уменьшаются вдвое [4]. Таким образом, сохраняется силовая неровность, служащая причиной кинематической возбуждения колебаний подвижного состава. Автор [4] показывает, что конструкция пролетного строения с ездой на балласте возникает опасность сдвига пути, обусловленная особенностями зоны сопряжения.

А.В Савин [1] показал в таблице 1.2 сравнение между балластными и безбалластными конструкциями. Из сопоставления видно, балластный путь имеет низкие затраты на строительство, более универсален для различных условий эксплуатации и в части восстановления после сходов подвижного состава и катастроф, кроме того такой путь лучше уменьшает шум и вибрацию. А безбалластный путь имеет преимущество в части удобства монтажа и эксплуатации на мостах, низких затрат на текущее содержание, по устойчивости бесстыкового пути к температурному выбросу. Следовательно, в настоящее время все чаще безбалластный путь широко используются во многих странах мира при строительстве высокоскоростных железных дорог.

Таблица 1.2 Сравнительный анализ конструкций пути [1]

Свойство конструкции	Балластный путь	Безбалластный путь
Удобство применения на ИССО (тоннели, мосты, эстакады)	-	+
Низкие капитальные затраты на строительство	+	-

Низкие затраты на текущее содержание	-	+
Возможность регулировки геометрии рельсовой колеи	+	-
Восстановление пути после сходов и катастроф	+	-
Гашение шума и вибрации	+	-
Устойчивость бесстыкового пути	-	+
Унификация для различных условий эксплуатации	+	-

1.2.1.1 Конструкция безбалластного мостового полотна.

В 1880 г. мостовое полотно с движением на деревянных поперечинах применялось на первых металлических мостах в Самаре и Сызрани (на рисунке 1.2) [11, 12]. Однако из-за некоторых недочетов, таких, как: низкая долговечность мостового бруса (срок службы мостовых брусьев около 12—15 лет), коррозия металлических балок под брусьями и высокая трудоёмкость при изготовлении, подвижность брусьев в горизонтальной плоскости под поездной нагрузкой [10, 11, 13]. Таким образом, в настоящее время такая конструкция не применяется на практике.

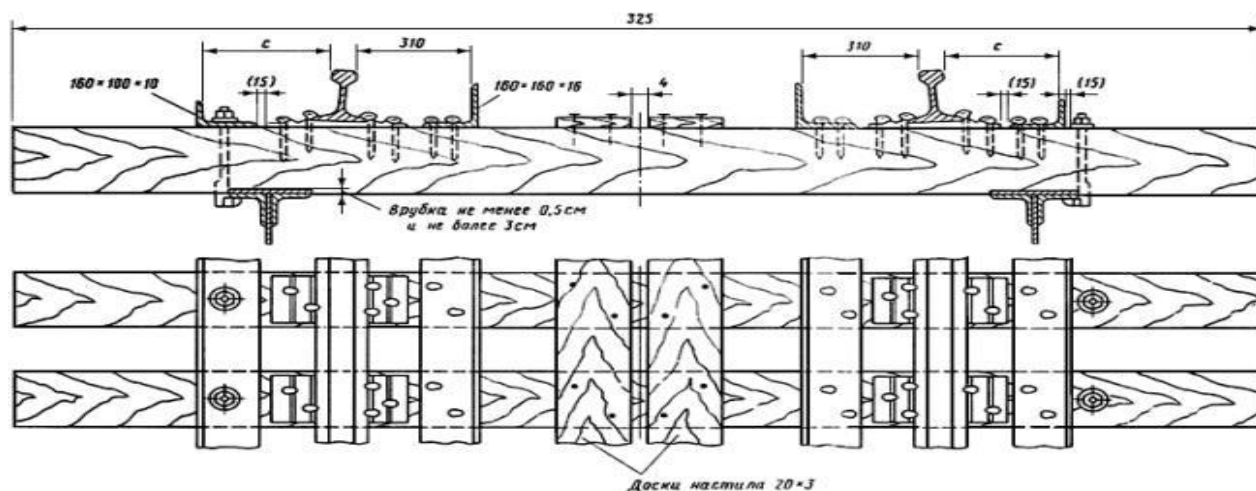


Рисунок 1.2 Мостовое полотно на деревянных поперечинах

Металлическая поперечина состоит из двутавровой балки длиной 2.6м, сделанной из двух сварных или клепанных швеллеров № 20 [10, 13]. Щитовой настил укладывается внутри колеи. Щитовой настил состоит из рифленого железа, покрытого сверху противозумной мастикой, а снизу под настил кладут резиновые прокладки [10, 13]. На мостах должны применяться рельсы типов Р65 и Р75. Детали крепления рельсов и охранных приспособлений показаны на рисунке 1.3. Расстояние между осями металлических поперечин должно быть не более 600 мм [10, 12, 13].

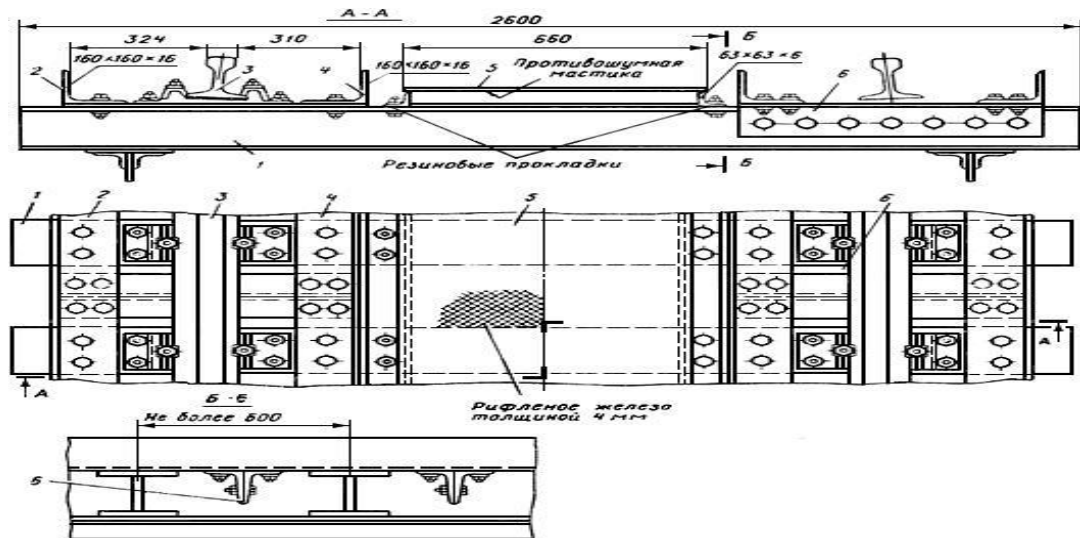


Рисунок 1.3 Мостовое полотно на металлических поперечинах

- 1 - металлическая поперечина; 2 - охранный уголок; 3 - путевой рельс со креплениями; 4 - контруголок; 5 - металлический настил; 6 - подвесной мостик

Конструкция безбалластного мостового полотна из отдельных железобетонных плит, показанная на рисунке 1.4, широко применяется на российских железных дорогах. Плиты мостового полотна, предназначенные для укладки вместо брусьев, запроектированы институтом Ленгипротрансмост двух типов: предварительно напряженные (шифр проекта РЧ 325) и из обычного железобетона (проект РЧ 390) [10]. Конструкция безбалластного мостового полотна имеет несколько достоинств: высокая стабильность, длительный срок службы. Однако исследования ВНИИЖТа показали, что на плитах из обычного железобетона могут появляться продольные трещины [10].

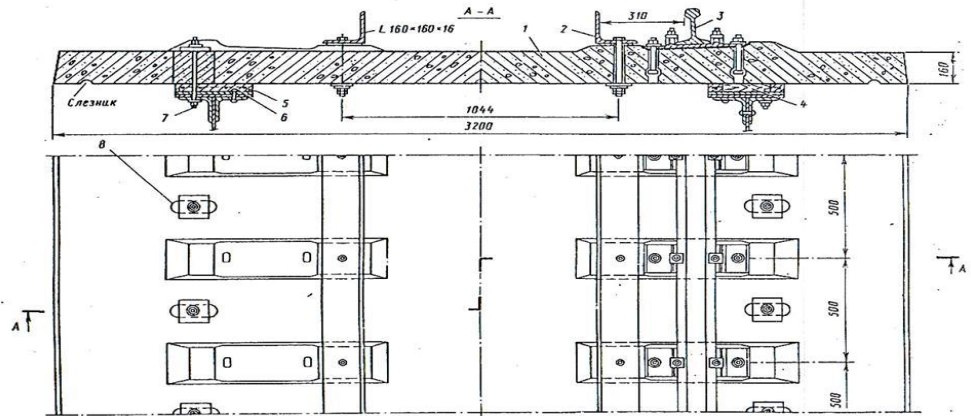


Рисунок 1.4 Мостовое полотно на безбалластных железобетонных плитах
 1-железобетонная плита; 2 - контруголок; 3- путевой рельс со креплениями;
 4-металлическая обойма; 5 заполнение мелкозернистым бетоном;
 6 - высокопрочная шпилька крепления плиты; 7 - главная или продольная
 балка. 8- овальное отверстие для шпильки и нагнетания раствора под
 плиту

Рельсы Р65 или Р75 с отдельными промежуточными креплениями КБ, охранное устройство укладывают непосредственно на железобетонные плиты (на рисунке 1.5) [12, 13].

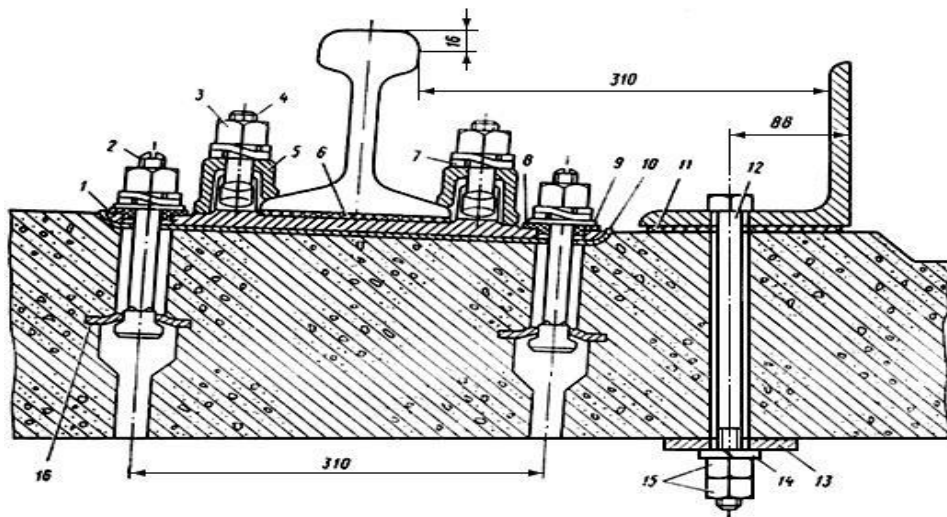


Рисунок 1.5 Крепление рельсов и контруголок к плите

1-рельсовая подкладка КБ-65 (КБ-50); 2 - болт закладной М22 длиной 165 мм; 3 - гайка путевая М22; 4 - болт клеммный М22 длиной 75 мм; 5 - клемма промежуточная; 6 - прокладка резиновая под подошву рельса; 7 - шайба пружинная двухвинтовая; 8 - втулка текстолитовая изолирующая; 9 - скоба для

изолирующей втулки или шайба черная 22; 10 - резиновая прокладка под подкладку; 11 - резиновая прокладка под контруголок; 12 - болт М22 прикрепления контруголка длиной 280 мм; 13 - шайба индивидуальная 100x100x10 мм; 14 - шайба пружинная; 15 - гайка М22; 16 - шайба опорная.

1.2.2 Конструкции безбалластного мостового полотна, принимаемые на высокоскоростных железнодорожных магистралях в мире

По конструктивному исполнению безбалластный путь имеет три основных базовых формы:

1. Монолитные конструкции. Шпалы, забетонированные в дорожную плиту из монолитного бетона со опорой, несущего слой с гидравлической связкой (Rheda, Zublin) или с эластичной оболочкой (например, система LVT).
2. Конструкции со сборными панелями. Сборные бетонные элементы/бетонные плиты (система Bögl, система Pogg) с раствором для заливки, с опорой на несущий слой с гидравлической связкой.
3. Конструкции с опорой. Асфальтовый несущий слой (система Getrac) или изредка бетонный несущий слой, с размещенной на нем напрямую рельсом со шпальной решеткой, с установкой отдельных шпал.

Преимущества конструкций безбалластного мостового полотна определяются следующими аспектами [2]:

1. Статические и динамические нагрузки снижаются благодаря лучшему распределению силовых воздействий.
2. Высота конструкции верхнего строения безбалластного пути меньше, чем на путь на балласте.
3. Обеспечивает стабильное хорошее положение пути в 2–3 раза дольше, чем путь на балласте.
4. Отсутствие вылетающих частиц балласта исключает нанесение повреждений подвижному составу и напольным устройствам.
5. Высокая устойчивость бесстыкового пути к температурному выбросу.
6. Более низкие затраты на текущее содержание.

1.2.2.1 *Tun Rheda*

Тип RHEDA в различных его формах является одним из наиболее часто используемых типов безбалластного мостового полотна на железных дорогах мира, его 400 км в Германии (Bastin31), 150 км в Голландии, 2×26 км на Тайване, 2×28 км в Испании, 40-а километровый испытательный участок около Tschechien в Китае, 22 км в Греции [14]. Конструкция типа Rheda непрерывно развивается в различных структурных вариантах, создаваемых для выполнения различных специальных требований в различных проектах.

Все проекты основаны на оригинальном классическом проекте RHEDA, обладающим следующими общими чертами: заключенные бетонные шпалы, имеющие одинаковую длину 2,6 м, корректировка позиции пути достигается за счет вертикальной и горизонтальной регулировки. Тип RHEDA имеет гидравлический связываемый слой толщиной 30 см и морозный защитный слой (FPL) толщиной около 50 см, для бетонной плиты минимальное качество бетона составляет C30 / 37.

Безбалластный путь RHEDA 2000 состоит из двухблочных железобетонных шпал. Эти шпалы вмонтированы в железобетонную несущую плиту толщиной 0,3 м из бетона марки B40, поперечной и продольной арматуры диаметром 20 мм. Несущая железобетонная плита опирается на гидравлический связующий несущий слой из тощего бетона марки B15 толщиной 0,3 м. На рисунке 1.6, показаны наиболее значимые варианты конструкции типа RHEDA. На рисунке 1.7, система RHEDA 2000 применяется на мосту через Hollandsch DIER.

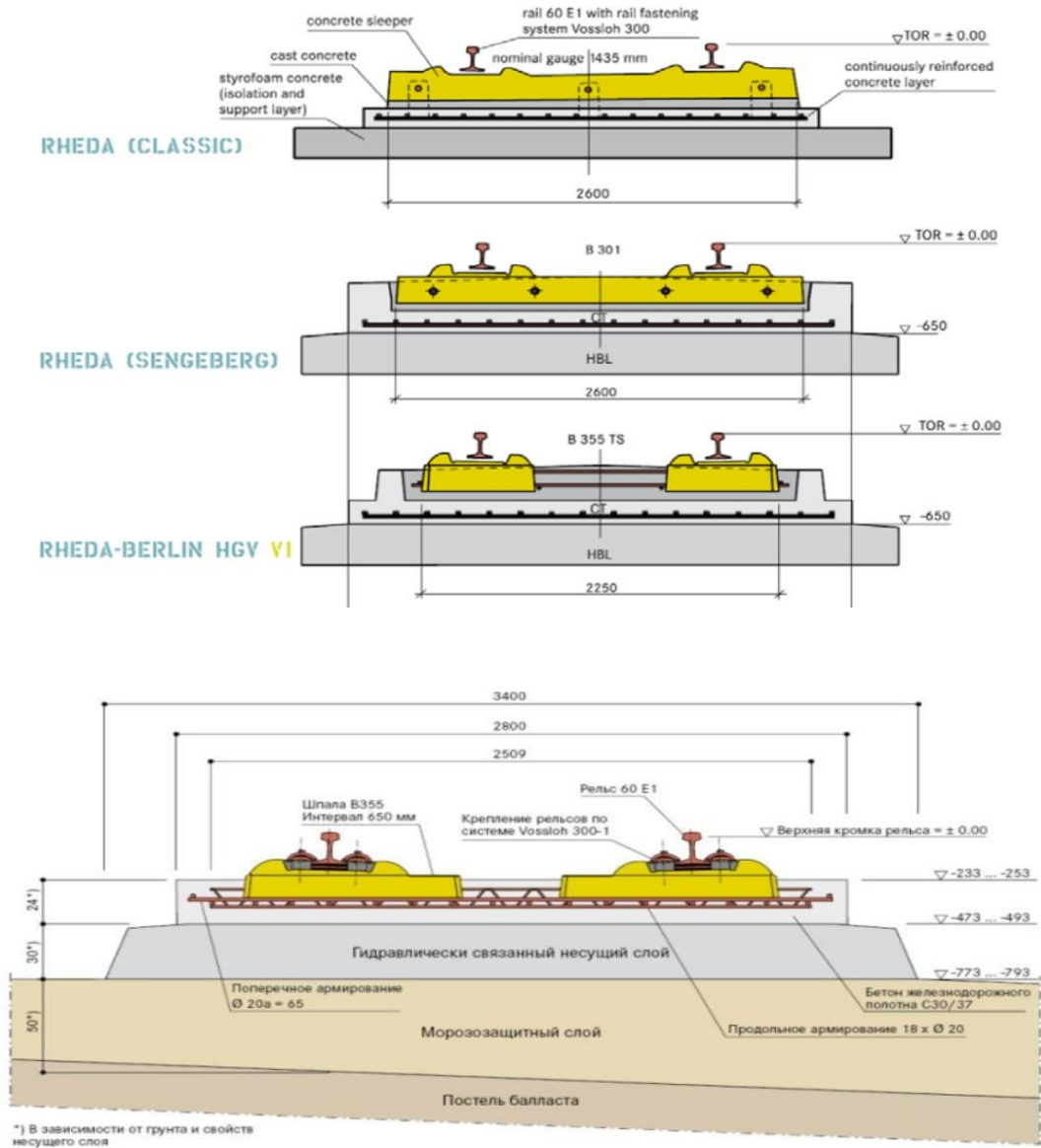


Рисунок 1.6 Безбалластное мостовое полотно типа RHEDA



Рисунок 1.7 Система RHEDA 2000 на мосту через Hollandsch DIEP.

1.2.2.2 Безбалластный путь Züblin

Применение плиты типа Züblin началось в конце 1970-х годов [14]. Тип Züblin (на рисунке 1.8) состоит из бетонных блоков с двойными или моноблочными шпалами, погруженных в монолитную бетонную плиту. Этот тип БМП незначительно отличается от предыдущего, с помощью вибрации шпалы погружают в свежий бетонный раствор. Эта система была разработана с целью модернизации механического оборудования при строительстве с целью увеличить скорость строительства и снизить затраты.

Безбалластный путь züblin – это конструкция, состоящая из железобетонных шпал, размещенных на HBL толщиной 30 см и FPL толщиной 50 см под HBL. Несущий слой бетона (CBL) обычно имеет толщину 28 см и ширину 2,8 м. Две отдельно спроектированные железобетонные шпалы соединены стальными фермами решетки, чтобы сформировать спальное место двойного блока [14].

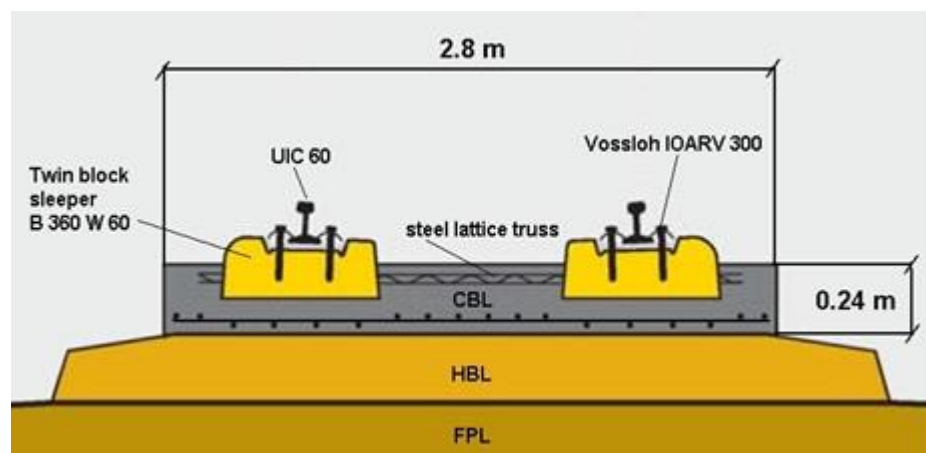


Рисунок 1.8 Мостовое полотно типа Züblin

1.2.2.3 Tun Heitkamp

Базовую конструкцию Heitkamp можно считать модификацией классического проектирования RHEDA с бетонными желобами. Желоб заполняется гравием вместо бетона. Для укладки пути на балласте используют путевые машины. После установки секции пути в лоток и выправки в плане и

профиле пустоты в лотке заполняют щебнем и цементным раствором. Размеры и дальнейшие технические детали этой конструкции показаны на рисунке 1.9

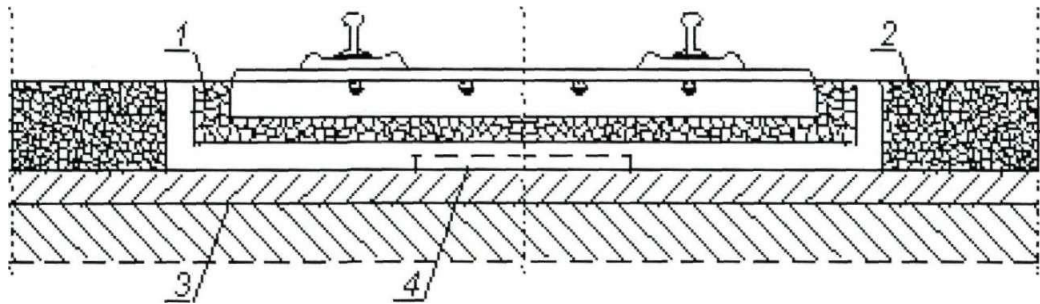


Рисунок 1.9 Система безбалластного пути Heitkamp

1 - щебень с последующей заливкой; 2 - щебень; 3 - гидроизоляция; 4 - фиксирующий выступ

1.2.2.4 Tun Bögl

Безбалластный путь Bögl представляет собой малогабаритные плиты из армированного фибробетона В55 толщиной 20 см и длиной 6,45 м., уложенные на жесткое бетонное основание [1]. В зависимости от категории линии плиты могут изготавливаться под любые типы рельсовых креплений и иметь ширину от 2,55 до 2,8 м. Вес плиты без креплений - приблизительно 9 т. Между плитами и бетонным основанием расположен упругий слой, обеспечивающий демпфирующие свойства конструкции и ее точную геометрию (на рисунке 1.10).



Рисунок 1.10 Безбалластный путь Bögl

Достоинством данной конструкции является более быстрое время строительства, потому что все плиты изготавливаются в заводских условиях с высокой

точностью. Недостатком является сложность в участках кривой и необходимость изготавливать свой набор плит под каждую кривую [1].

1.2.2.5 Конструкция БВСП CRTS тип III в России

Конструкция БВСП тип III состоит из подрельсовой опоры со скреплениями 76мм, рельсовой плиты, самоуплотняющегося бетона 100 мм, изоляционного слоя 2 мм, железобетонного основания 302 мм [Проектная документация. Участок Москва – Казань высокоскоростной железнодорожной магистрали «Москва – Казань – Екатеринбург» (ВСМ 2). Раздел 3. Технологические и конструктивные решения линейного объекта. Искусственные сооружения. Подраздел 2. Железнодорожный путь Часть 5. Верхнее строение без балласта Книга 1. Текстовая часть 25/15-4-ТКР 2.5.1 Том 3.2.5.1. 2016 г] (на рис.1.11). Рельсовая плита изготовлена из преднапряженного железобетона 220 мм. Для этой конструкции характерны односторонние связи между рельсовой плитой и фундаментной плитой.

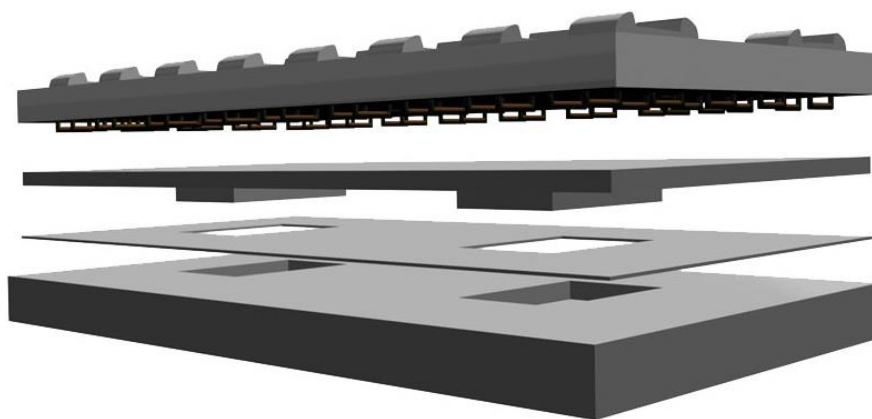


Рисунок 1.11 Конструкция БВСП тип III в России

1.3 Проблемы и конструкции пути переходных участков на подходах к мостам

1.3.1 Проблема переходных участков на подходах к мостам

Увеличение скорости движения поездов приводит к увеличению расходов на техническое обслуживание. Недавние исследования показали, что поддержание положения рельсового пути занимает от 40 до 70% от общего

бюджета, расходуемого на техническое обслуживание ВСМ [15]. Переходные зоны к искусственным сооружениям являются одними из наиболее проблемных мест.

Переходной является зона стыкования разных конструкций нижнего строения пути [18]. Характерной чертой переходных зон является [10, 16, 17, 18, 19, 20, 22, 32]:

- Резкое изменение величины остаточных деформаций на земляном полотне и на искусственном сооружении [23, 24]
- Резкое изменение жесткости пути [21, 23, 24]
- Возбуждение колебаний подвижного состава во время движения по мосту из-за колебаний пролетного строения.
- Колебания рельсо-шпальной решетки на подходах из-за её колебаний на пролетном строении с образованием характерных «ям».

Динамические нагрузки поездов с высокой скоростью, оказывают большое влияние на расстройство пути [17, 24]. Процесс ухудшения качества рельсового пути переходной зоны ярко выражен при разной конструкции пути (на балласте на подходе и безбалластном на мосту), и показанный на рисунке 1.12

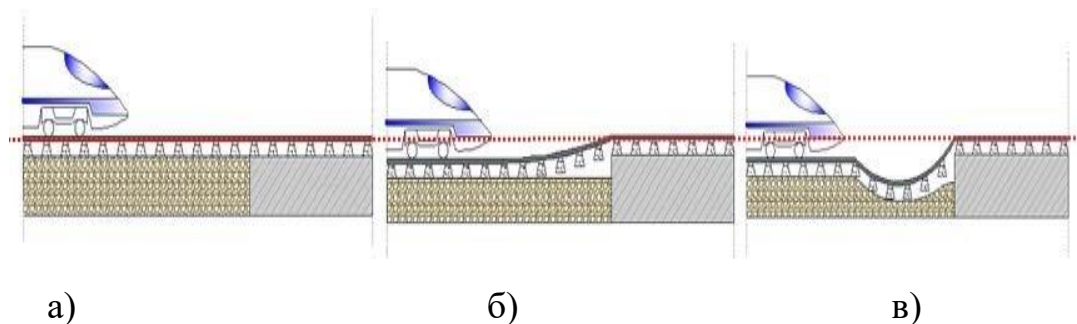


Рисунок 1.12 Процесс ухудшение качества переходной зоны

На рисунке 1.12а показан рельсовый путь с идеальной геометрией. После накопления остаточных деформаций появляются пустоты - люфты под шпалами рядом с мостом, показанные как на рис.1.12б. Позже образуется предмостовая яма [4, 20, 24], показанная на рис.1.12в, вызванная колебаниями рельса и шпал из-за колебаний пролетного строения значительной амплитуды. На рисунке 1.13 показан результат колебаний рельсо-шпальной решетки из-за колебаний пролетного строения – дробление балласта в пыль и образование «ям».



Рисунок 1.13 Образование предмостовой ямы из-за дробления балласта (справа внизу – начало моста) [Optimisation of Transition Zones, Раздел 2. Compensating for Deflection Differences, <https://www.getzner.com/en/latest-news/news/new-brochure-optimisation-of-transition-zones-published>]

Со временем на расстоянии 1-3 м от устоя появляются несколько шпал с люфтами под подошвой до 8 мм, появление люфтов изменяет влажностный режим земляного полотна и балласта, особенно в весенний период [20, 25].

На переходной зоне существуют перемещения торцов пролетных строений под поездами, как следствие - дополнительные вертикальные перемещения путевой решетки, амплитуда достигает 2-10 мм [10]. Кроме того, происходит виброперемещение в контакте грунт - бетон в процессе эксплуатации из-за различий в их виброперемещениях насыпи и устоя при проходе поездов [10].

В результате анализа результатов обследований 62 мостов, проведенных в разное время, вероятность появления "предмостовой ямы" равна 0,8 [20]. Глубина "ямы" у одного устоя может достигать 1 см, у другого устоя 5 см с длиной около 20м [20].

Авторы [17, 26] указывают на уже отмеченные особенности, приведенные на рисунке 1.14, и добавляют относительное горизонтальное смещение Δx верха пролетного строения (рис. 1.14б).

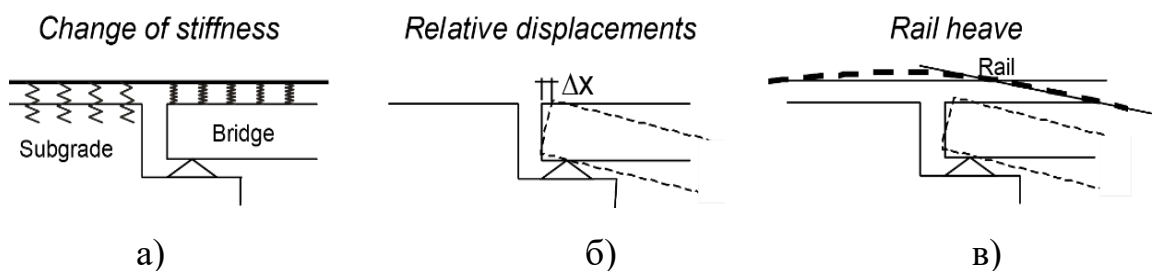


Рисунок 1.14 Причины расстройств пути в переходной зоне

В статье [27] приводятся результаты экспериментов на мосту с предмостовыми ямами и без них на линии с обычными скоростями (на рисунке 1.15).

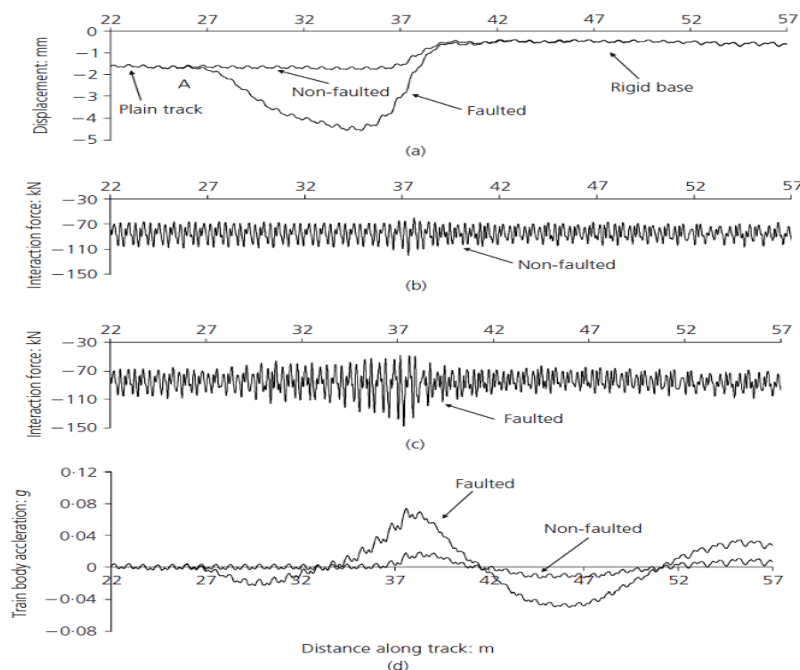


Рисунок 1.15 Результаты натурального эксперимента прохождения вагона по мосту с предмостовой «ямой» и без нее [27]

Как видно, профиль пути под нагрузкой (non-faulted) и после образования «ям» (faulted) различается, при этом вклад неровности-«ям» значителен как в усилии в контакте колеса и рельса (рис.1.14 b, c), так и ускорения кузова (d).

Рациональные конструктивные решения переходной зоны сокращают расходы на содержание и техническое обслуживания пути [16]. Так, например, в Испании в 2015 году 54% затрат по инфраструктуре предназначались железным дорогам, (5199 миллионов евро), остальная часть была распределена между портами (10%), зданиями (7%), аэропортами (6%) и дорогами (23%). Указанные затраты на железные дороги распределены следующим образом: 69% для высокоскоростного движения, 3% для местных линий, 9% для обычных линий, на управление и техническое обслуживание - 11% (585 млн евро), на подвижной состав 5% и другие нужды - 3% [16]. Самая большая часть затрат (более 60%) предназначена для технического обслуживания железнодорожного полотна и инфраструктуры. Однако расходы будут еще возрастать, если не совершенствована конструкция переходных зон [16]. Приведенные затраты

показывают важность конструктивных решений переходной зоны. Для устранения этих проблем, каждая страна имеет свои собственные стандарты для проектирования, и расчета конструкций переходных зон.

Для решения проблемы переходной зоны применяются различные конструктивные решения, такие как установка вспомогательных рельсов, постепенное увеличение длины шпалы, усиление земляного полотна, укладка под балластом железобетонных плит, использование железобетонных коробов, применение габионов или георешеток [10, 20, 21, 25].

Из вышеизложенного можно сделать следующие выводы:

1. Основными проблемами переходной зоны следует считать разность остаточных деформаций пути на земляном полотне и искусственном сооружении, а также колебания пролетного строения, которые вызывают колебания рельсо-шпальной решетки на подходах.

2. При одинаковой конструкции верхнего строения пути на подходах и на искусственном сооружении изменение жесткости подрельсового основания в меньшей степени влияет на образование неровностей в зоне сопряжения. При разных конструкциях пути (например, на балласте и безбалластном) изменение жесткости основания является существенным.

3. Снижение остаточных деформаций пути на земляном полотне с устройством безбалластного пути и снижение прогибов пролетных строений являются, таким образом, главными задачами в решении проблемы переходной зоны.

1.3.2 Конструкции переходного пути

1.3.2.1 Конструкции переходного пути, применяемые в России

Как было известно, изыскание рационального конструктивного решения переходного пути представляет большой практический интерес. В МИИТе была решена задача создания конструкции переходного пути, состоящей из плит различной ширины, на которое укладываются рельсы (схема показана на рисунке 1.16). Для исключения люфтов под плитой, непосредственно примыкающей к

устою моста, один конец ее укладывается на резинометаллические опорные части стандартного исполнения, которые опираются на элементы конструкции моста [20, 28]. Конструкция переменной жесткости из железобетонных плит применялась на подходах к мосту через реку Амур у города Хабаровск [25], в Красноуфимском тоннеле [10]. Такая конструкция осуществляет плавное изменение жесткости при переходе с балластного пути на подходе к безбалластному в тоннеле, плавно изменяются остаточные деформации. К недостаткам следует отнести сложность устройства и текущего содержания. Применение на подходах к мостам представляется неперспективным из-за значительной массы, которая будет участвовать в колебаниях, а также возникновения отрывающих усилий в скреплениях на плитах при колебаниях пролетных строений.

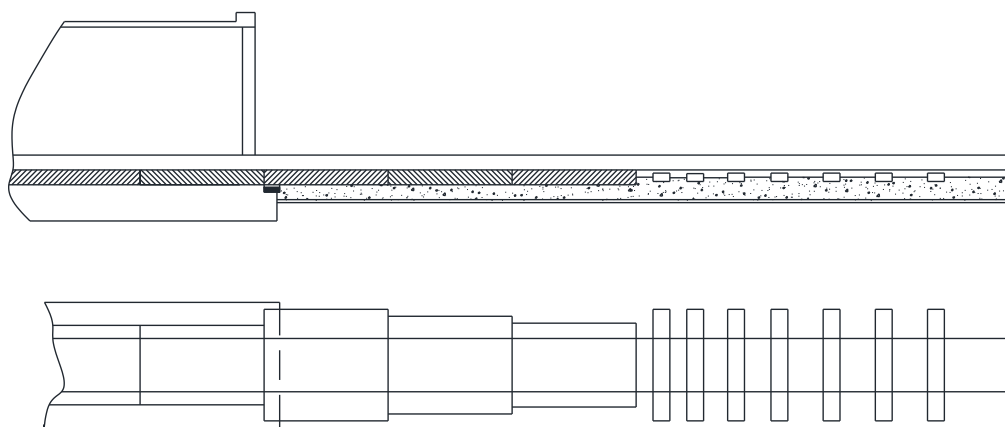


Рисунок 1.16 Конструкция переходного участка пути с плитами

Другая конструкция участка переходного пути состоит из бездонных железобетонных коробов, полости которых засыпаются балластом, как показано на рисунке 1.17. Плавность изменения жесткости пути в данном случае достигается применением конструкции, состоящей из коробов разной высоты по длине переходного участка, от максимальной у устоя моста до минимальной в месте сопряжения с обычным путем [25]. При строительстве железнодорожной магистрали Санкт-Петербург - Москва, конструкция переходного участка пути, состоящая из бездонных железобетонных коробов, укладывалась на подходах к мосту через реку Никулинка. Указанная конструкция позволила сдержать

остаточные деформации пути на земляном полотне. Дальнейшее применение этой конструкции сдерживается технологическими проблемами - трудностями складирования при реконструкции. Однако при новом строительстве такая конструкция может найти применение

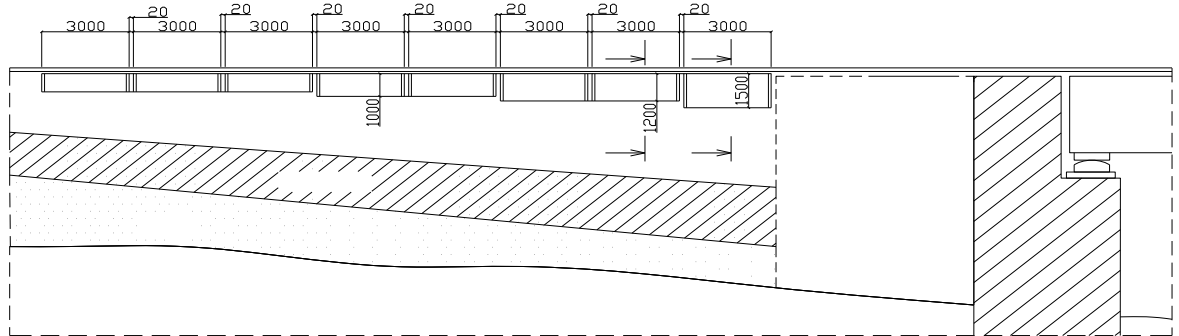
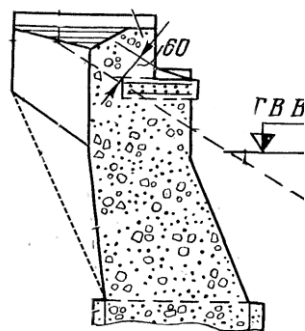


Рисунок 1.17 Схема укладки железобетонных коробов на переходных участках моста

Дальнейшее развитие этого предложения по сдерживанию остаточных деформаций пути на земляном полотне может быть представлено в виде конструкции устоя моста с крыльями на всю высоту устоя. Распространенная конструкция обсыпного устоя обычно имеет крылья небольшой высоты (на рисунке 1.18а). Необсыпные устои имеют обратные стенки на всю высоту устоя, которые фактически играют роль крыльев (на рисунке 1.18 б), т.е. элементов, сдерживающих горизонтальные деформации земляного полотна. Учитывая положительный эффект применения коробов, целесообразно увеличить высоту крыльев для сдерживания горизонтальных деформаций земляного полотна и осыпания балластной призмы (на рисунке 1.18а увеличенные крылья показаны пунктиром).



а) обсыпной устой

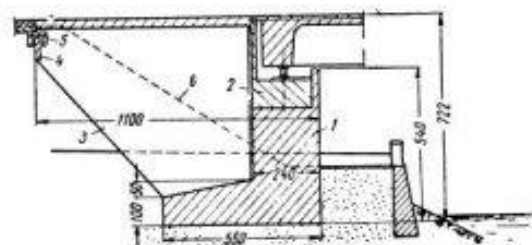


Рис. 72. Опора моста через р. Хавель (продольный разрез)
1 — тело опоры, бетон марки 225; 2 — железобетонная шкафная часть, бетон марки 300; 3 — железобетонные обратные стенки-крылья; 4 — железобетонная связующая стенка; 5 — опорная галсера; 6 — откос моста.

б) необсыпной устой

Рисунок 1.18 Конструкции устоев: а) обсыпной, б) необсыпной

Отметим, что в Европе применяются устои значительной протяженности, в т.ч. обсыпные, с обратными стенками, сдерживающими осадки насыпи (на рисунке 1.19) [29].



Рисунок 1.19 Обсыпной устой значительной протяженности для сдерживания остаточных деформаций.

Конструкция участка переходного пути с применением георешеток и геосеток была разработана в МИИТе [30]. Эта конструкция основана на замене грунтов верхней части насыпи на щебень, показана на рисунке 1.20. Для исключения боковых деформаций балласта и остаточных деформаций подрельсового основания (как балласта, так и земляного полотна) слои щебня армируются полимерными сетками.

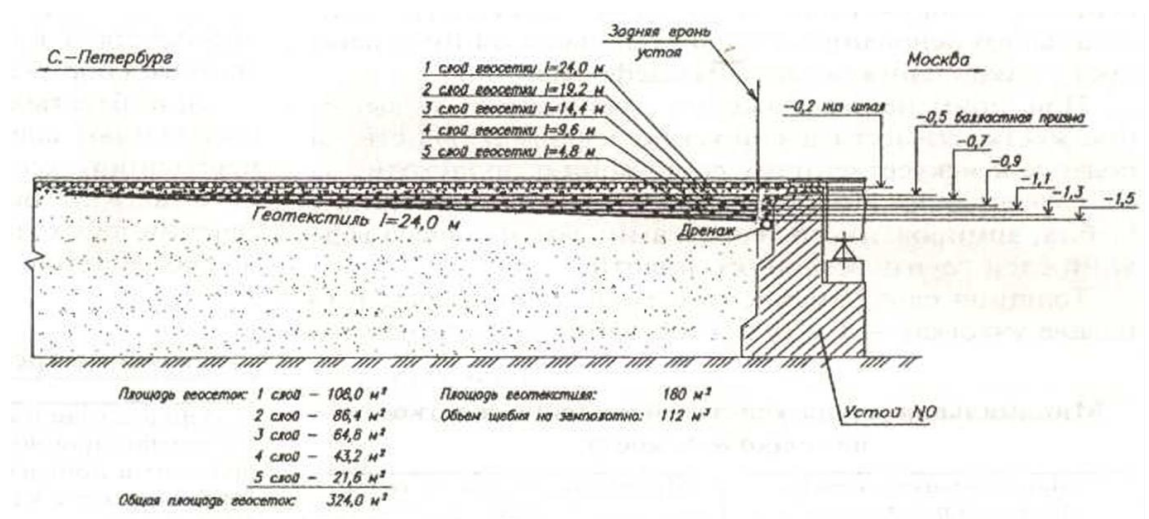


Рисунок 1.20 Переходный участок пути с применением георешеток (геосеток) (Москва - С. Петербург)

Такие полимеры не разлагаются в природных условиях (известна проблема утилизации полимерных отходов), срок службы таких материалов сопоставим со сроком службы пролетных строений и может достигать 100 лет. Опыт применения таких конструкций на скоростной линии Москва - С. Петербург дал весьма положительные результаты [30].

Помимо переходных конструкций на балласте существуют и безбалластные переходные конструкции (на рисунке 1.21) [28]. Конструкция состоит из переходной плиты 1 на опорах 3 и 5, причем опора 5 – регулируемая резинометаллическая. Плита 1 призвана предотвратить образование ямы, т.к. колебания рельса на подходе приходится на плиту. Накопление остаточных деформаций может быть компенсировано опусканием конца плиты, примыкающему к пути на подходе. К недостаткам этой конструкции следует отнести значительную требуемую длину устоя для размещения плиты на опорах, а также значительные отрывающие усилия в скреплениях на плите. Кроме того, перемещения рельса под нагрузкой на плите будут больше, чем на балласте, что приведет к образованию «силовой неровности». По всей видимости, такая конструкция может найти применение в зоне сопряжения соседних пролетов на многопролетных мостах или на подходах к тоннелям, но не в переходной зоне.

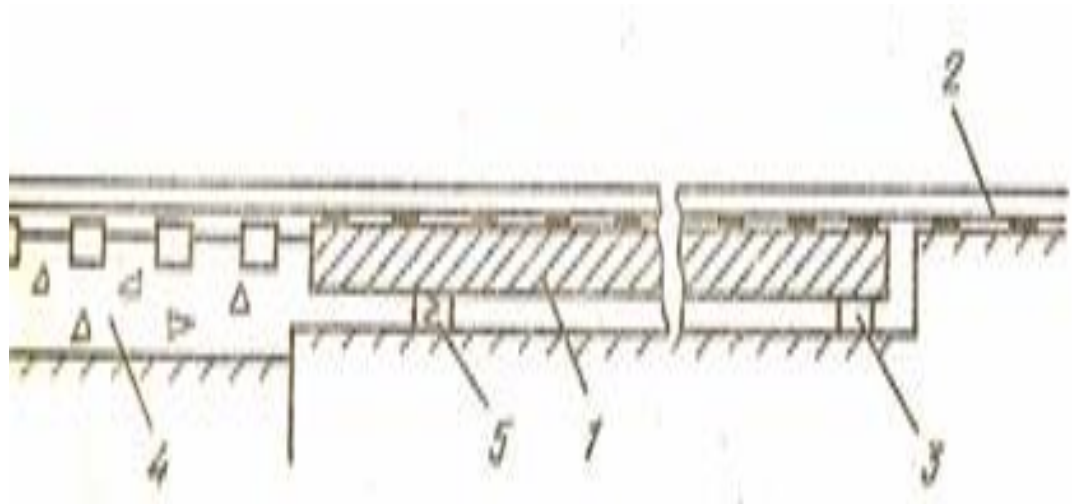


Рисунок 1.21 Безбалластная переходная конструкция

1-рельс; 2-железобетонная плита; 3- металлическая опора; 4-балласт
5- упругий элемент

1.3.2.2 Конструкции переходного пути, применяемые в Японии

Конструкция рельсового пути без балласта, состоящая из монолитных плит, как показана на рисунке 1.22, широко используется в Японии.



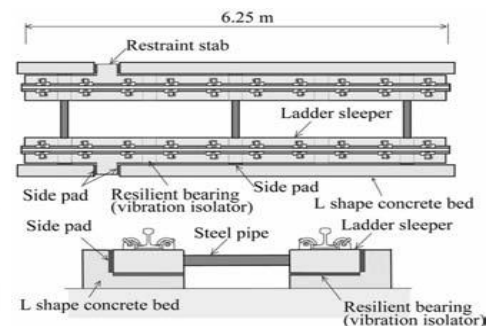
Рисунок 1.22 Конструкция железнодорожного пути без балласта

В 1996 г новая конструкция железнодорожного пути без балласта называется «Плавающей лестницей» [31], показанная на рисунке 1.23.

Конструкция состоит из бетонной L-образной формы, мягкой прокладки и стальной трубки, продольных балок. Продольные балки изготовлены из предварительно напряженного железобетона. Для уменьшения продольной силы в рельсе продольная балка может скользить по бетонной L-форме. Эта конструкция создана для снижения температурного взаимодействия между пролетным строением и рельсом и ее значение для решения проблем переходного пути неясно. Однако, изоляция продольной балки от основания может быть интересна.



(a) Photograph



(b) Plan and section

Рисунок 1.23 Конструкция железнодорожного пути без балласта называется «Плавающей лестницей»

Как известно, конструкция пути на балласте обычно используется для уменьшения вибрации и шума, применяемая на участках со слабым основанием земляного полотна. Однако, в последнее время были разработаны решения для снижения уровня шума и вибрации конструкции пути без балласта. Для снижения шума и вибрации применялись следующие решения [31]:

- (1) Увеличение жесткости рельсов.
- (2) Шлифовка верхней поверхности рельса.
- (3) Снижение жесткости рельсового скрепления, снижение вертикальной жесткости пути.
- (4) Увеличение массы рельсового пути на мосту.
- (5) Уменьшение жесткости опоры для плиты рельсового пути.

Конструкция железнодорожного пути без балласта, как показана на рисунке 1.24, была использована в Японии, чтобы уменьшить вибрацию конструкции.

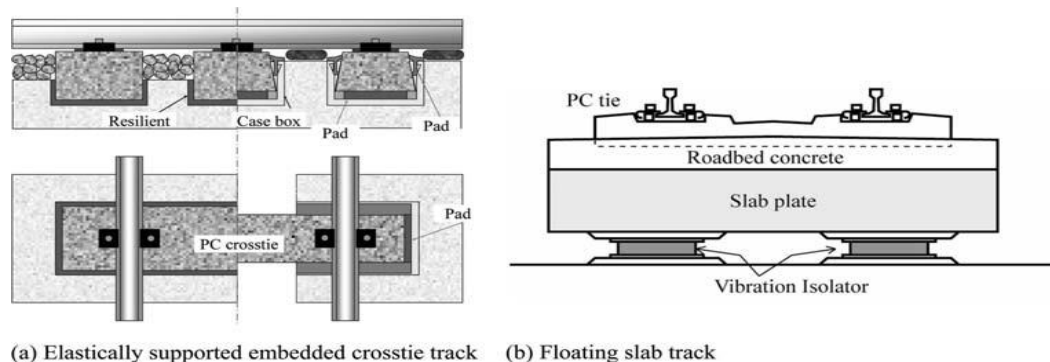


Рисунок 1.24 Конструкция железнодорожного пути без балласта для уменьшения вибраций

Представляет интерес конструкция пути с футлярами (casebox) для шпал (рис 1.24), которая позволяет ликвидировать отрывающие усилия в скреплениях. В футляр можно вкладывать прокладки различной жесткости. Результаты анализа показали, что при применении конструкции пути с футлярами шум уменьшается на 20 dB [31].

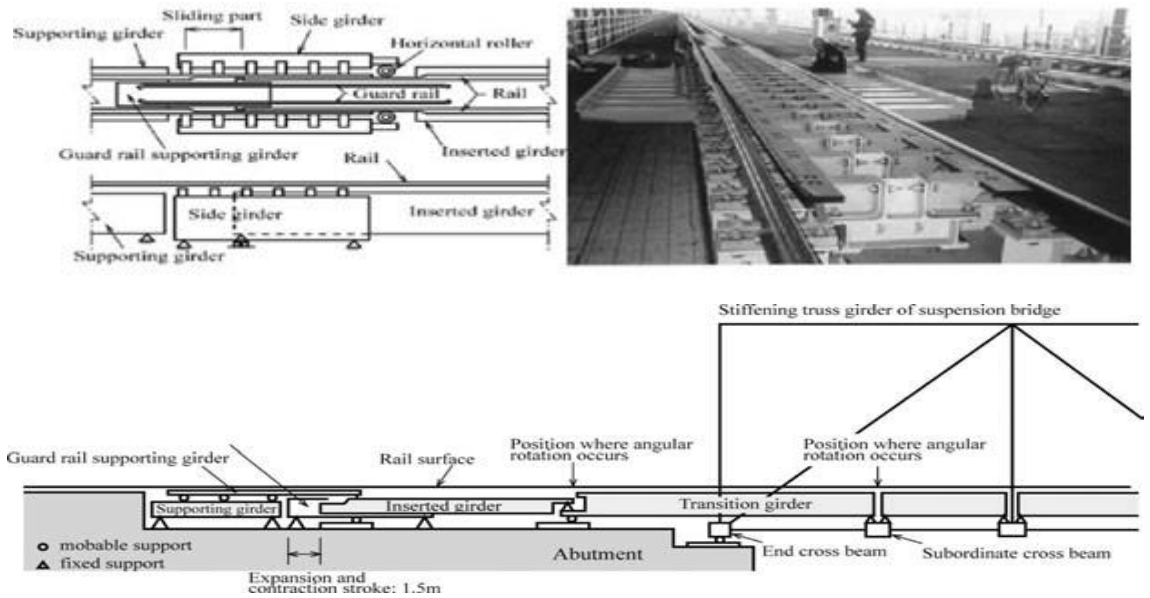


Рисунок 1.25 Тип системы 1500 переход балочный

Переходная балка представляет собой гибкую конструкцию, и имеет много преимуществ по сравнению с другими типами. На рисунке 1.25 представлена конструкция переходной зоны моста "South and North Bisan-Seto Bridges" в Японии [31]. Конструкция переходной зоны имеет переходные балки длиной 15м и может ограничить максимальный угол поворота в пределах $7/1000$ [31].

1.3.2.3 Конструкции переходного пути, применяемые в Нидерландах

В октябре 2007 была построена высокоскоростная железнодорожная магистраль Амстердам – Париж. На этой линии мост через «Hollandsch Diep» является самым длинным мостом 1192 м [32]. Стальная переходная плита (на рисунке 1.26) применена на подходе к этому мосту. Переходные плиты были разработаны и изготовлены чтобы покрыть зоны расширения / сжатия. Переходные плиты состоят из стальных плит с размерами $2700 \times 2380 \times 200$ мм, каждая плита из них поддерживает 2 рельса и 4 пары рельсовых креплений [32]. Расстояние между рельсовыми креплениями может варьироваться от 350 мм до 650 мм. Вместе при применении специальных креплений, которые позволяют рельсу, скользить через зазор.

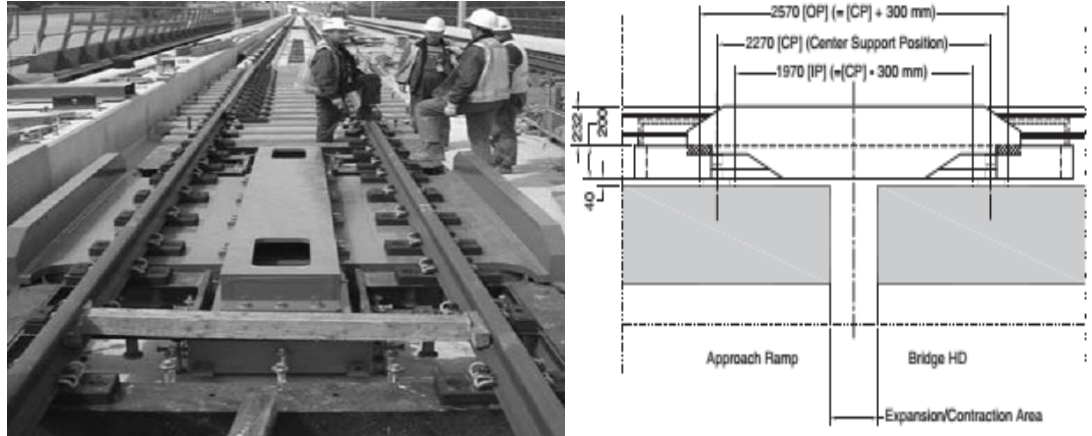


Рисунок 1.26 Стальная переходная плита на мосту через «Hollandsch Diep», Нидерланды

1.3.2.4 Конструкции переходного пути, применяемые в Индии

В любой железнодорожной системе, комфорт пассажиров является важной задачей. Особенно при движении с высокой скоростью, любая незначительная неравномерность дороги ведет к дискомфорту [33]. Когда поезд проходит через область переходной зоны из-за резкого изменения жесткости между этой зоной и мостом появляется причина, которая ведет к дискомфорту [16, 17, 18, 19, 33]. Правильное решение проектирования необходимо. Возможные решения включают в себя; применение более широкой шпалы на подходах (на рисунке 1.27); на подходах применяется подходная плита, показанная на рисунке 1.28 для имитации постепенного роста подхода жесткости. Такая конструкция применяется в Индии [33].

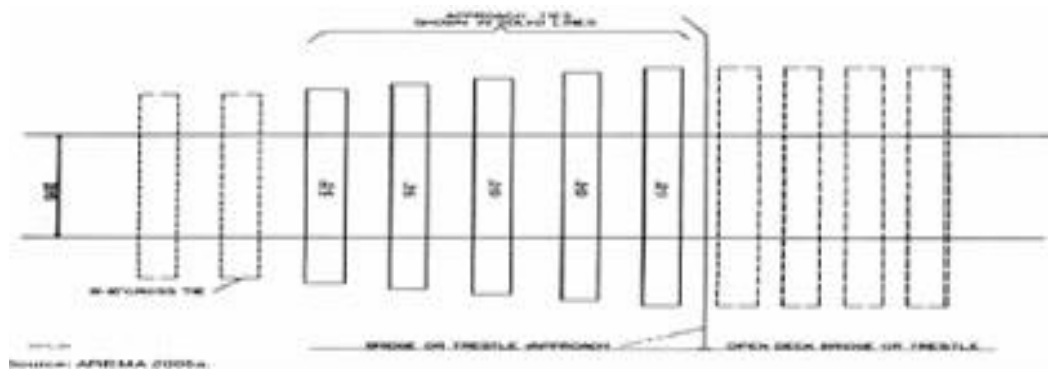


Рисунок 1.27 Более широкая шпала на подходах моста [33]

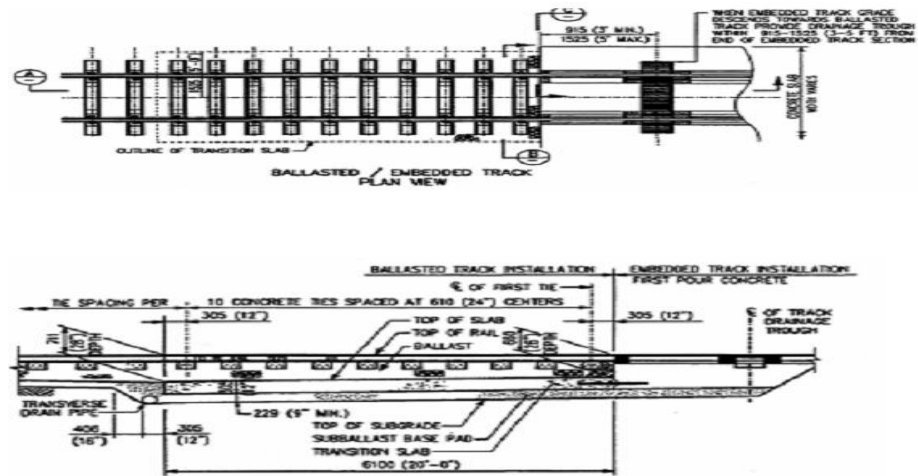


Рисунок 1.28 Подходная плита на подходах моста [33]

1.3.2.5 Конструкции переходного пути, применяемые во Франции

Во Франции применяются два вида конструкции в переходной зоне [34]. В переходную конструкцию входит слой основания, слой балласта и плита. В слое основания уплотненные стандартные гранулированные материалы дополнены цементом. Между балластом и земляным полотном вводится полиуретановый мат, обеспечивающий переход жесткости между плитой и балластом. Переходная зона с матом имеет те же характеристики в первой части перехода, за исключением матов под балластом, жесткость которых увеличивается, чтобы постепенно достичь жесткости пути на искусственном сооружении. На рисунке 1.29 показана переходная конструкция на высокоскоростной линии Париж - Страсбург.

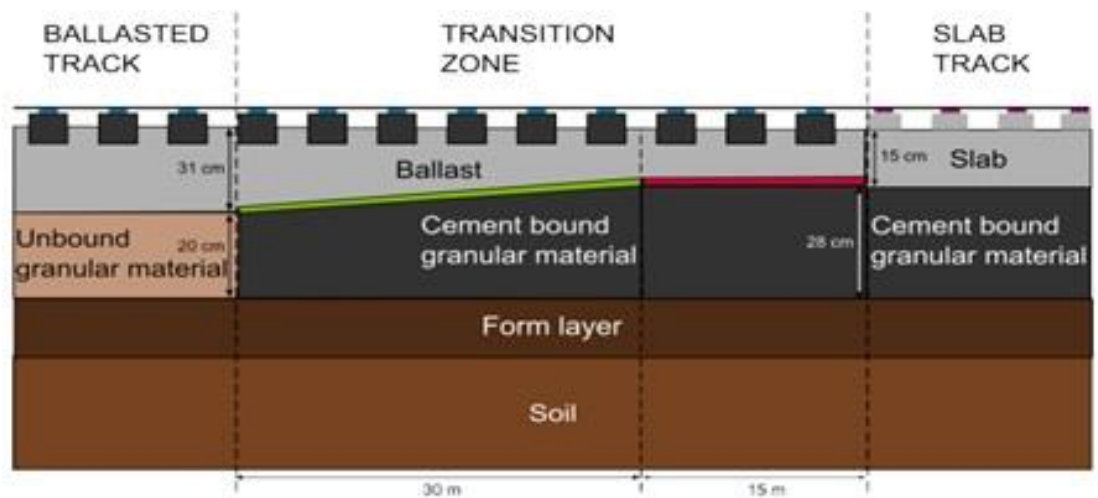


Рисунок 1.29 Описание испытательного полигона Chauconin [34]

В заключение приведем конструкции, связанные с усилением жесткости рельсовой плети контррельсами (контруголками). На рисунке 1.30 показана простейшая конструкция: 20м дополнительных рельсов на балласте и 5 м на безбалластном пути [14]. По мнению авторов [35], наилучшим решением является сочетание 4 рельсов (2контррельсов) со шпалами увеличивающейся длины (переводными брусьями). В работах [4, 36] показана эффективность применения контррельсов вместо контруголков.



Рисунок 1.30 Усиление переходной зоны дополнительными рельсами

Таким образом, можно сделать следующие выводы.

- Проблема переходных участков на подходах к искусственным сооружениям является интернациональной. В разных странах были сделаны попытки снизить расстройтва пути на подходах и расходы по содержанию пути.
- Разность остаточных деформаций на земляном полотне и искусственном сооружении является главной проблемой, которая должна быть устранена. Устройство армированного геосетками щебня в зоне основной площадки является апробированным на скоростной линии решением, значительно сдерживающим развитие остаточных деформаций.
- Устройство высокостабильного безбалластного пути на всем протяжении линии может решить эту проблему

1.4 Требования норм в России, Европе, Японии к устройству пути на мостах и подходах ВСМ

1.4.1 Требования норм к устройству пути на мостах и подходах в Японии

Стандарты и комментарии для железнодорожных конструкций были опубликованы в феврале 2006г. Стандарты предлагают соответствующие установления для определения ограничений перемещения конструкций, основанные на условии по безопасности и комфорту в нормальных условиях или при сейсмическом воздействии.

Таблица 1.3 Предельные расчетные значения балочного прогиба для обеспечения безопасности в обычных условиях [31]

Число пролета	Максимальные скорости (км/ч)	Длина пролета $L_{п}$ (м)	
		$L_{п} \leq 60\text{м}$	$L_{п} \geq 70\text{м}$
Один пролет	260	$L_{п}/700$	
	300	$L_{п}/900$	
	360	$L_{п}/1100$	
Много пролетов	260	$L_{п}/1200$	$L_{п}/1400$
	300	$L_{п}/1500$	$L_{п}/1700$
	360	$L_{п}/1900$	$L_{п}/2000$

Таблица 1.4 Предельные расчетные значения балочного прогиба определяются верхним комфортом [31]

число пролета	Максимальные скорости (км/ч)	Длина пролета (м)				
		$L_{п} \leq 20\text{м}$	30м	40м	50м	$L_{п} \geq 60\text{м}$
один пролет	260	$L_{п}/2200$	$L_{п}/1700$	$L_{п}/1200$	$L_{п}/1000$	
	300	$L_{п}/2800$	$L_{п}/2000$	$L_{п}/1700$	$L_{п}/1300$	$L_{п}/1100$
	360	$L_{п}/3500$	$L_{п}/3000$	$L_{п}/2200$	$L_{п}/1800$	$L_{п}/1500$
много пролетов	260	$L_{п}/2200$	$L_{п}/1700$			
	300	$L_{п}/2800$	$L_{п}/2000$			
	360	$L_{п}/3500$	$L_{п}/2800$	$L_{п}/2200$		

Таблица 1.5 Предельные расчетные значения угла поворота для обеспечения безопасности в обычных условиях [31]

Максимальные скорости (км/ч)	Вертикальные смещения (φ/1000)		Горизонтальные смещения (φ/1000)	
	Линейные смещения	Угловые смещения	Линейные смещения	Угловые смещения
210	4,0	4,0	2,0	2,0
260	3,0	3,0	1,5	2,0
300	2,5	2,5	1,0	1,0
360	2,0	2,0	1,0	1,0

Таблица 1.6 Предельные расчетные значения угла поворота определяется комфортом в обычных условиях [31]

Максимальные скорости (км/ч)	Вертикальные смещения (φ/1000)		Горизонтальные смещения (φ/1000)	
	Линейные смещения	Угловые смещения	Линейные смещения	Угловые смещения
210	4,0	4,0	2,5	2,5
260	3,0	3,5	2,0	2,0
300	2,5	3,0	1,5	1,5
360	2,5	2,5	1,0	1,0

Таблица 1.7 Предельные расчетные значения для угла поворота [31]

Направление смещения	Тип пути	Угол поворота		Неровности δ (мм)	
		Угол поворота	Линейные смещения		
		Рельс 50Н	Рельс 50Н	Рельс 50Н	Рельс 60Н
Вертикальные перемещения	Безбалластной путь	3,5	3,0	3,0	2,0
	Балластной путь	6,0	7,0	3,0	2,0
Горизонтальные поперечные перемещения	Безбалластной путь	4,0	4,0	2,0	2,0
	Балластной путь	5,5	5,5	2,0	2,0

1.4.2 Требования норм к устройству пути на мостах и подходах в России

Конструкция верхнего строения пути по всей длине сооружения должна быть одинаковой и такой же, как на подходах к нему [3]. Конструкция верхнего строения пути на мостах должна разрабатываться по индивидуальному проекту и соответствовать нормам проектирования верхнего строения пути на высокоскоростных железнодорожных линиях. Мостовое полотно на мостах может устраиваться на безбалластных железобетонных плитах.

В [37] показано, что конструкция верхнего строения пути должна обеспечивать требования по высокой точности её укладки и последующей эксплуатации. Неровности рельсовой колеи в вертикальной и горизонтальной плоскости, и ширины колеи не должны превышать следующие предельные значения.

Таблица 1.8 Отклонения рельсовой колеи в плане и продольном профиле, допускаемые при сдаче объекта в эксплуатацию [37]

	Отклонения в плане на протяжении 100 м		Отклонения в продольном профиле на протяжении 100 м	
	Абсолютное отклонение от среднего значения $\Delta u_{0\max}$, мм	Скользящее среднеквадрат ическое отклонение от среднего значения $\Delta u_{0\sigma}$, мм	Абсолютное отклонение от среднего значения $\Delta z_{0\max}$, мм	Скользящее Среднеквадрати ческое отклонение от среднего значения $\Delta z_{0\sigma}$, мм
Максимальн ая скорость движения по участку, v км/ч				
$200 < v \leq 300$	4	0,7	4	1,0
$300 < v \leq 400$	3	0,6	3	0,8

При проектировании мостов необходимо уделять особое внимание динамическим расчётам мостовых конструкций, в том числе контролю резонансных явлений.

Таблица 1.9 Отклонения рельсовой колеи в плане и продольном профиле, допускаемые в процессе эксплуатации [37]

Максимальная скорость движения по участку, v км/ч	Отклонения в плане на протяжении 100 м		Отклонения в продольном профиле на протяжении 100 м	
	Абсолютное отклонение от среднего значения $\Delta y_0 \text{max}$, мм	Скользящее среднеквадратическое отклонение от среднего значения $\Delta y_0 \sigma$, мм	Абсолютное отклонение от среднего значения $\Delta z_0 \text{max}$, мм	Скользящее среднеквадратическое отклонение от среднего значения $\Delta z_0 \sigma$, мм
$200 < v \leq 300$	6	1,0	8	1,3
$300 < v \leq 400$	4	0,7	4	1,0

Таблица 1.10 Предельные значения упругих прогибов, смещений и углов поворота [3]

Тип пролетного строения	Предельные значения	
	От высокоскоростных поездов	От тяжелых поездов С8
Максимальные прогибы	при скорости 350 км/ч $\delta \leq 1/1500L$ при $L \leq 27$ м $\delta \leq 1/2600L$ при $L = 65$ м $\delta \leq 1/2000L$ при $L \geq 100$ м при скорости 200 км/ч $\delta \leq 1/1000L$ при $L \leq 15$ м $\delta \leq 1/1500L$ при $L = 38$ м $\delta \leq 1/600L$ при $L \geq 90$ м	$\delta \leq 1/800L$ независимо от длины пролета

Углы перелома профиля	$\Theta \leq 1,5\%$	$\Theta \leq 4,0\%$
Переломы оси пути в плане	$\Theta \leq 1,0\%$	$\Theta \leq 2,0\%$
Смещения верха опор	$\delta x, \delta y \leq 1/800L$	$\delta x \leq 1/400L$
Горизонтальный прогиб пролетных строений	$\delta y \leq 1/5000L$	-
Скручивание пути на пролетном строении	$\Theta \leq 1$ мм на 3 м пути	-

На рисунке 1.31 показаны ограничения вертикальных прогибов по скорости поезда и пролету [3], аналогичные Еврокоду [38]. Для обеспечения стабильности мостового полотна, гарантирующего устойчивость рельсового пути как требование безопасности железнодорожного движения на мостах ВСМ ограничиваются максимальные вертикальные пиковые ускорения пролетного строения на уровне верхнего строения пути: при устройстве пути на балласте $0,35g$ м/с²; при жестком основании пути (безбалластном пути): $0,50g$ м/с²). Для обеспечения комфорта пассажиров ускорения колебания поезда не должны превышать: вертикальные: $0,15 g$ м/с²; горизонтальные: $0,1 g$ м/с² [3].

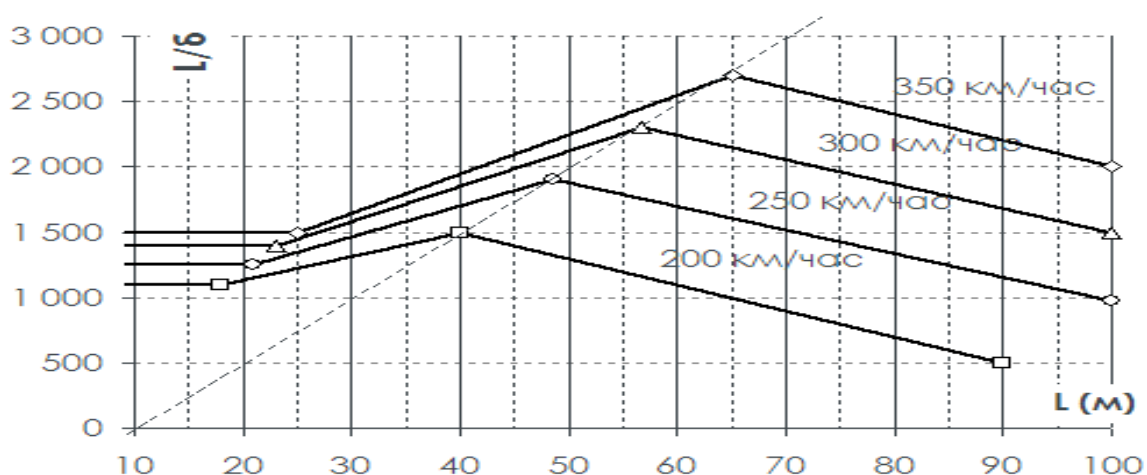


Рисунок 1.31 Ограничение вертикальных прогибов пролета по нормам Еврокода [38] и СТУ4 [3].

В работе [39] автор показывает несколько критериев при проектировании мостов на высокоскоростных железнодорожных магистралях России. Технические требования к плану пути: непогашенное поперечное ускорение на буксе при максимальной скорости движения по условиям комфорта для пассажиров не должно превышать плюс 0,4 м/с²; возвышение наружного рельса в кривой не должно быть более 150 мм. Минимальный радиус кривой при превышении непогашенного ускорения более 0,4 м/с² предлагается определять по формуле (1.1):

$$R = \frac{12.5V_{\text{пс}}^2}{150 + \Delta h_{\text{пс}}} \quad (1.1)$$

$$\Delta h_{\text{пс}} = \frac{s}{g} a_{\text{н}} \quad (1.2)$$

Где:

R – радиус кривой, м;

V – максимальная скорость высокоскоростного поезда в данной кривой, км/ч;

$\Delta h_{\text{пс}}$ – величина недостаточного возвышения наружного рельса в данной кривой, мм;

12,5 – переводной коэффициент, учитывающий в том числе и размерность.

s – расстояние между осями головок наружного и внутреннего рельсов – 160 мм;

g – ускорение свободного падения 9,81 м/с²;

$a_{\text{н}}$ – принятая (допустимая) величина непогашенного поперечного ускорения на буксе при следовании высокоскоростного поезда по данной кривой, м/с².

Кроме того, автор [39] приводит максимально допустимые дифференцированные значения вертикальных прогибов железобетонных разрезных пролетных строений двухпутных мостов с пролетами до 96 м, как показано в таблице 1.11

Таблица 1.11 Максимально допустимые дифференцированные значения вертикальных прогибов железобетонных разрезных пролетных строений двухпутных мостов с пролетами до 96 м [39]

Расчетная скорость, км/ч	Диапазон длины пролетов, $L_{\text{п}}$ (м)		
	$L_{\text{п}} \leq 40$	$40 < L_{\text{п}} \leq 80$	$L_{\text{п}} > 80$
250	$L_{\text{п}}/1400$	$L_{\text{п}}/1400$	$L_{\text{п}}/1000$
300	$L_{\text{п}}/1500$	$L_{\text{п}}/1600$	$L_{\text{п}}/1100$
350	$L_{\text{п}}/1600$	$L_{\text{п}}/1900$	$L_{\text{п}}/1500$

1.4.3 Требования норм к устройству пути на мостах и подходах в Европе

По требованию норм Eurocode [38], значение вертикальных прогибов не превышает $\frac{L}{600}$. Однако для разных скоростей и длин пролетных строений прогибы имеют различные ограниченные значения, показанные на рисунке 1.32

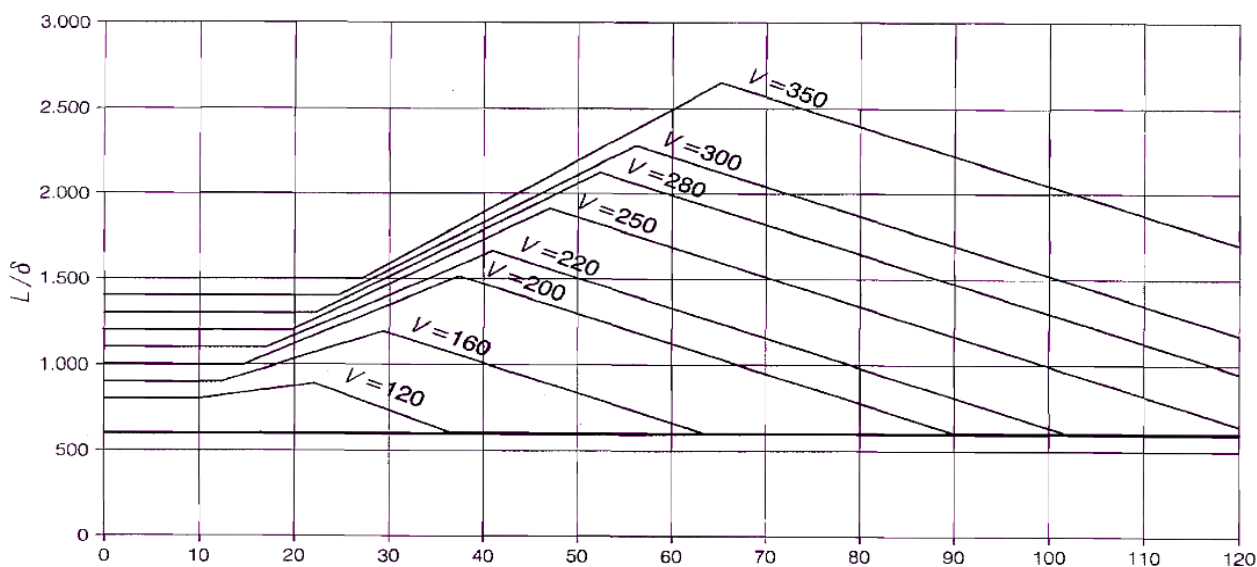


Рисунок 1.32 Ограничение вертикальных прогибов пролета [38]

Требования норм к устройству пути на мостах и подходах в Европе

При движении поездов с высокими скоростями на передний план выходят требования обеспечения комфортности пассажиров, для обеспечения комфорта

пассажиров ограничены вертикальными ускорениями колебания кузова экипажа, показанные на таблице 1.12

Таблица 1.12 Рекомендуемые уровни комфорта [38]

Уровень комфорта	Вертикальные ускорения (м/с ²)
Отлично	1,0
хорошо	1,3
Приемлемо	2,0

Таблица 1.13. Максимальные горизонтальные углы поворота и максимальное изменение радиуса кривизны [38]

Скорость поезда	Максимальные горизонтальные углы поворота	максимальное изменение радиуса кривизны	
		Одиночный настил	Многие настил
$V \leq 120$	α_1	r_1	r_4
$120 < V \leq 200$	α_2	r_2	r_5
$V > 200$	α_3	r_3	r_6
$\alpha_1 = 0,0035; \alpha_2 = 0,002; \alpha_3 = 0,0015$ $r_1 = 1700; r_2 = 6000; r_3 = 14000; r_4 = 3500; r_5 = 9500; r_6 = 17500$			

1.4.4 Нормы требования безопасности движения

При высокоскоростном движении поездов, одной из причин опасности является сход колеса с рельса. Как правило, сход не ведет к тяжелым последствиям если соблюдается скоростной режим (табл.1.14).

Таблица 1.14 Происшествия из-за схода колес на ВСМ [40]

Дата	Скорость, км/ч	Погибло	Пострадало	Описание аварии
14.12. 92	270	-	25 (ушибы)	Сход на стрелке, пострадали люди на платформе из-за облака щебня (http://wiki-org.ru/wiki/TGV)
21.12. 93	300	-	1 (ушибы)	Сход 5 вагонов, размыв зем. полотна (http://wiki-org.ru/wiki/TGV)
05.06. 00	250	-	7 (ушибы)	Сход 4 тележек, в поезде 501 чел. (http://wiki-org.ru/wiki/TGV)
14.11. 15	243	11	16	Сход всего поезда в зоне моста, (53ч.) www.rbc.ru/society/14/11/2015/564753ea9a79478b4c9a8a88
03.06. 98	200	101	88	Сход в зоне путепровода(287ч) (V. Esslinger, R. Kieselbach, R. Koller, Bernhard Weisse The railway accident of Eschede – technical background. Engineering Failure Analysis, 2004, 11, 515–535.)
26.04. 08	215	-	19	сход 12 вагонов в тоннеле (https://www.wecowi.de/view/ICE-Unfall_bei_Fulda)
24.07. 13	180	79	139	Сход поезда в кривой из-за значительного превышения скорости, лимит 80 км/ч. (http://www.bbc.com/news/world-europe-23442018)
13.12. 18	около 80- 90	9	47 (ушибы)	https://ria.ru/20181213/1547912856.html

Три крушения из приведенных имели очень серьезные последствия. Крушение 24.07.2013 г. произошло вследствие более чем двукратного превышения скорости. Крушения 14.11.2015 и 03.06.98 объединяет место происшествия – зона мостов. Для целей данной диссертации крушение 14.11.2015 особенно важно, поскольку оно связано со сходом колес из-за недостаточного вертикального усилия в контакте колеса и рельса [41]. Крушение

в июле 2013 г. произошло вследствие схода второй тележки локомотива. Очевидно, существенное (более чем двукратное) превышение скорости в кривой привело к значительным горизонтальным (направляющим) усилиям в контакте колеса и рельса и вертикальное усилие оказалось недостаточным для удержания колесной пары в колее. Таким образом, вертикальное усилие (точнее, его отношение к направляющей силе) является критерием безопасности движения, особенно в зоне мостов, где колебания вагонов из-за колебаний пролетных строений вызывают снижение вертикального усилия.

Различия в подходах к нормам безопасности движения на ВСМ. В каждой стране, имеющей ВСМ, применяются разные подходы к нормам безопасности движения высокоскоростных поездов. Прежде всего обратим внимание на опыт стран, где высокоскоростное движение давно и широко распространено. В Европе на мостах ВСМ ограничиваются максимальные вертикальные пиковые ускорения пролетного строения на уровне верхнего строения пути [42] для обеспечения безопасности движения в том числе, но в основном для недопущения эффекта «плавающего балласта». Для пути на балласте предельные допустимые ускорения — $3,5 \text{ м/с}^2$, а на безбалластном пути — 5 м/с^2 [42].

Основным критерием обеспечения безопасности движения высокоскоростных поездов, характеризующих колебания подвижного состава, является проверка обезгруживания колёс. По Китайской норме о безопасности движения высокоскоростных поездов, для оценки используются коэффициентом схода с рельсов P/Q и $P/Q < 0.8$ [43, 44, 45, 46]. А в Японии $P/Q < 0.8$ (если время действия сочетания $t > 0.05 \text{ с}$) и $P/Q < 0.04/t$ (если $t < 0.05 \text{ с}$) [43]. Где P – вертикальное усилие в контакте колеса и рельса, Q – боковое усилие между колесом и рельсом. На основе [47], для обеспечения безопасности движения вертикальное усилие взаимодействия колеса и рельса должно быть не менее $23,814 \text{ кН}$ [4], а при безбалластном пути – не менее $26,6 \text{ кН}$ [40]. При усилении вертикального взаимодействия колеса и рельса менее $23,8 \text{ кН}$ безопасность движения не обеспечивается, поскольку при недостаточном прижатии колеса к

рельсу может начаться вкатывание гребня на головку рельса под действием боковой силы с последующим сходом колеса [48].

1.5 Теоретические исследования динамики мостового полотна на ВСМ

Для исследования взаимодействия между подвижными составами и мостами, рассматривалось множество моделей. В 1922 году С.П. Тимошенко [49] вывел простую модель, состоящую из движущихся сил при изучении колебаний мостовых конструкций, под действием временной нагрузки, как в рисунке 1.33. Такая модель применяется для определения основных динамических характеристик мостового сооружения, а влияние эффектов взаимодействия между мостовым сооружением и подвижным составом остаётся без внимания.

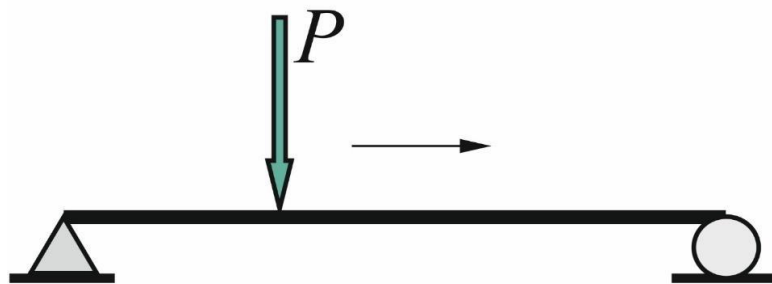


Рисунок 1.33 Модель подвижной силы [50]

Модель «движущейся массы» (рисунок 1.34) - простейшая модель, предложенная Акином, Мофидом при изучении вибрации моста, вызванного поездом [50]. Однако эффект взаимодействия между мостом и движением поезда был проигнорирован. По этой причине модель «движущейся массы» только хорошо для случая, когда масса поезда относительно невелика в сравнении с мостом, и только тогда, когда колебание поезда в задаче не рассматривается [50].

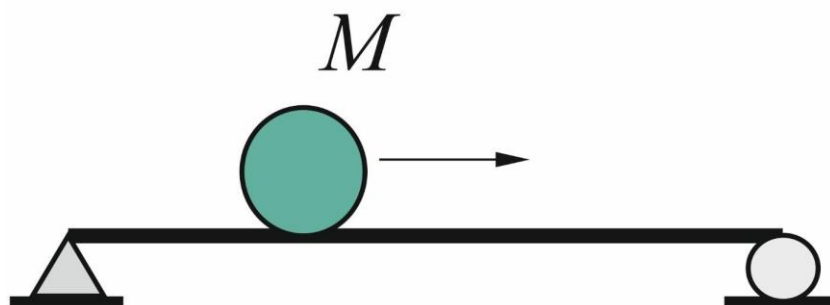


Рисунок 1.34 Модель «движущейся массы» [50]

В тех случаях, когда инерцию транспортного средства нельзя считать малой, модель «движущейся массы» можно заменить на другую, дополненную учётом упругих и демпфирующих характеристик элементов подвески кузова (рис. 1.35).

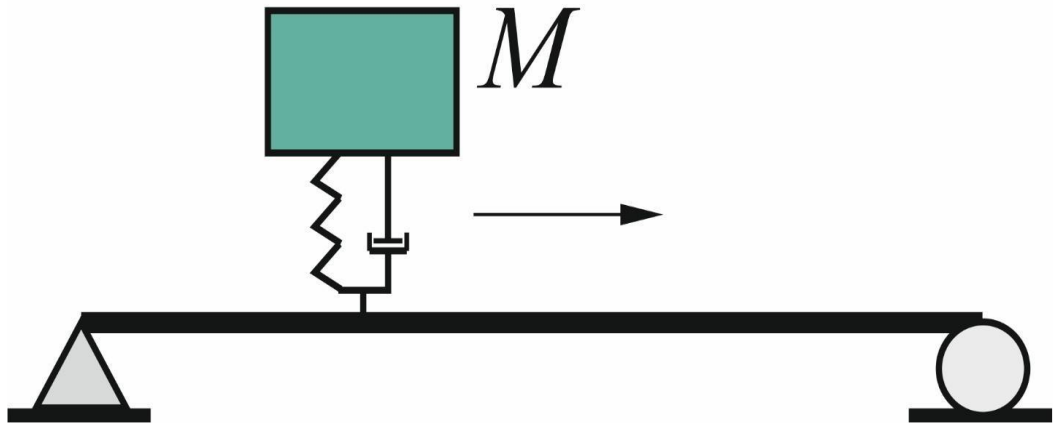


Рисунок 1.35 Модель «Поддресоренная подвижная масса» [50]

При исследовании прохождения высокоскоростного поезда по сооружению необходимо интересоваться не только влиянием инерционных сил воздействия поезда на мост, но и интересоваться условием безопасности и комфорта пассажиров. Тогда применяется модель высокоскоростного поезда, представленная элементами кузова, имеющего изгибную жёсткость, соответствующую поперечному сечению, рамами тележек и колесными парами. При исследовании взаимодействия подвижного состава с элементами мостового перехода при высокоскоростном движении автором В.Ю. Поляковым [4] принята расчетная модель, состоящая из экипажей, пути и моста. В работе [4] модель системы «мост – путь – экипаж» рассматривалась для пути на балласте без плиты, как на рисунке 1.36 для исследования колебаний экипажа, прогибов пролетного строения, колебаний рельса и шпал на балласте и условия безопасности движения поезда по усилиям в контакте колеса и рельса, но поведение плит не рассматривалось. Конструкция пути является балластной, так как в расчетной модели плиты отсутствуют.

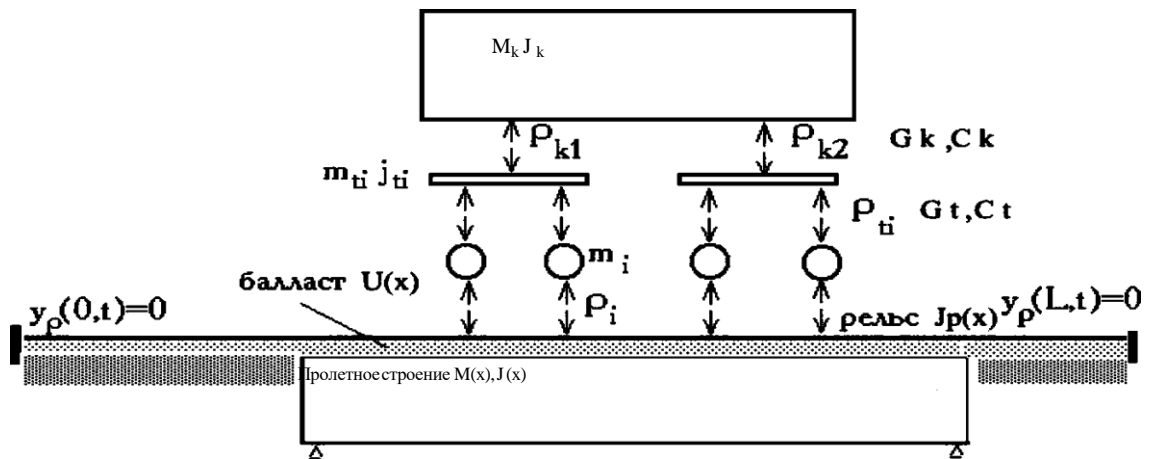


Рисунок 1.36 Модель системы «мост – путь – экипаж» [4]

Для автора Иванченко И.И. [51] основным объектом исследования является поведение моста на ВСМ, так как расчетная модель имеет только мост и подвижной состав «состав – мост» для исследования напряженно-деформированного состояния элементов подвижного состава и мостовых конструкций, показанных на рисунке 1.37. При этом плиты безбалластного пути не рассматриваются.

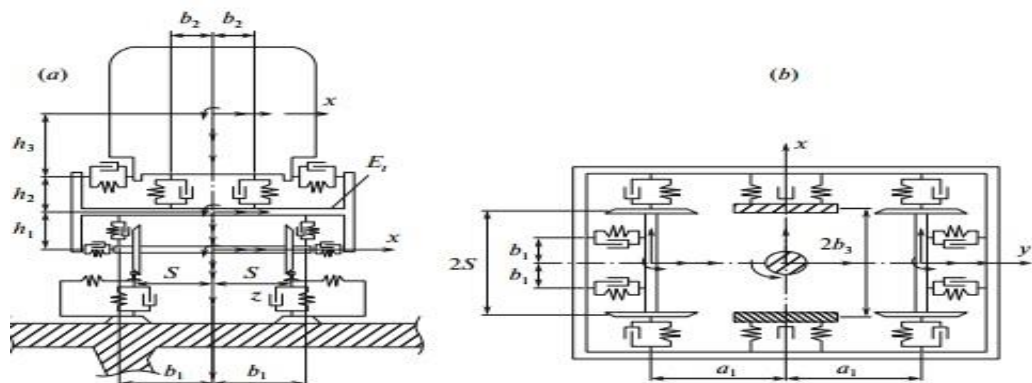


Рисунок 1.37 Пространственные конструкции пролетных строений моделируются, используя элементную дискретизацию сооружения [51]

Для исследования динамического поведения рельса и плиты в своих исследованиях Xiaoyan Lei [43] использовал модель взаимодействия между экипажей и путем, в котором экипаж представлен как динамическая нагрузка, действующая на нижнюю конструкцию, состоящую из рельса и плиты. Однако исследовательская модель Xiaoyan Lei используется только для изучения поведения конструкции пути на земле, поведение на мосту в его модели отсутствует, как показано в рисунке 1.38.

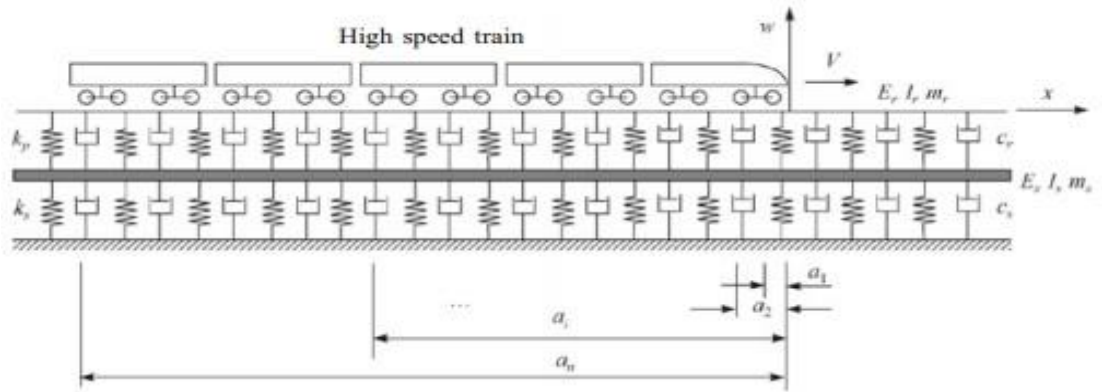


Рисунок 1.38 Двухслойная непрерывная упругая балка модели пути [43]

При исследовании динамического взаимодействия высокоскоростных поездов с пролетными строениями мостов автор В.В. Кондратов [52] использовал сокращенную модель при расчете, как показано на рисунке 1.39.

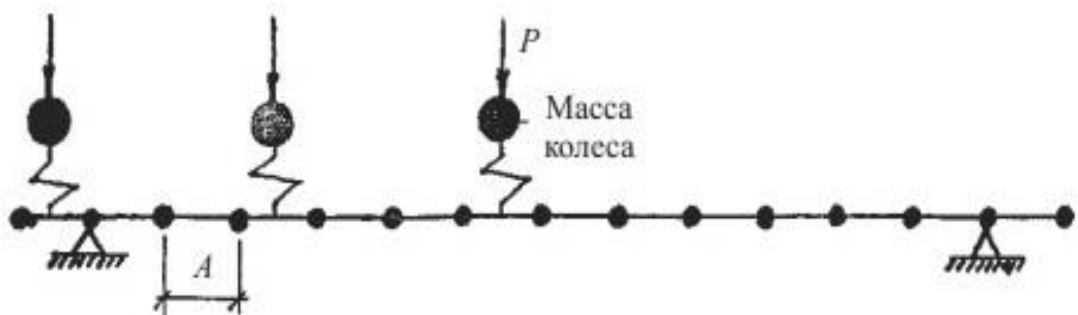


Рисунок 1.39 Расчетная схема системы мост–поезд [52]

Модель экипажей поезда была упрощена и рассматривалась в виде системы масс m , показывающих ходовые части экипажей, пригруженных силами P , соответствующими частям веса экипажа, приходящегося на данную колесную пару [52]. Масса балласта и путевой структуры присоединялась к массе пролетного строения, каждая масса m имела упругую связь с балкой, жесткость которой определялась жесткостью контакта колеса-рельса. Такая модель сократит время вычисления, однако невозможность конкретно рассчитать поведения рельса и плиты, как усилия между колесом и рельсом, усилия в промежуточных рельсовых скреплениях, изгибающие моменты и поперечных усилиях в плитах.

В Работе [53] показывается влияние жесткости прокладного слоя на динамику мостового полотна. Показано, что снижение жесткости подрельсового основания или прокладного слоя БМП приводит к снижению динамических нагрузок, вызванных неровностями рельсового пути и дефектами колесных пар [53].

Для более полного изучения динамики мостового полотна в этой диссертации используется полная исследовательская модель «мост-путь-поезд», которая состоит из экипажа, рельсов и плиты, расположенных на мосту. Где контакт колеса и рельса моделируется пружинной с линейной жесткостью, рассчитанной в соответствии с теорией контакта Герца. Каждые прокладки между рельсом и плитой, плитой и пролетными строениями моста моделируются пружинами, имеющими демпфирования и линейные жесткости.

1.6 Выводы главы 1

1. В конструкции БВСП CRTS тип III для облегчения ремонта и обслуживания, связь между рельсовой и нижней плитой односторонняя. Тогда при вычислении контактных усилий между верхней и нижней плитой, применение гипотезы Винклера неоправдано. Для учета одностороннего характера связи в конструкции БВСП CRTS тип III необходимо применение численных методов.

2. Разработаны требования норм различных стран для высокоскоростных магистралей: Предельные значения упругих прогибов, смещений и углов поворота по критерию комфорта определены в Японии, в Китае и в Европе. Требования обеспечения комфортности пассажиров, для обеспечения комфорта пассажиров ограничены вертикальными ускорениями колебания кузова экипажа.

3. Опыт эксплуатации ВСМ в разных странах показал, что есть проблема устойчивости колеса на рельсе. Для оценки условия безопасности поездов в каждой стране применяются разные критерии оценки, и коэффициенты

схода (P/Q) ограничиваются разными значениями. Однако ни в какой стране не допускается падение усилия колесо-рельс до 0. В Японии нормы ограничивают коэффициент схода по времени, но вертикальное усилие должно быть всегда больше 0.

4. Нормы проектирования в России (СТУ) указывают на одинаковую конструкцию пути на мосту и подходах, но это не соответствует условиям эксплуатации, они разные на насыпи и мосту. При этом во всех странах существует проблема соединения насыпи и моста.

5. Взаимодействие поезда и мостовых конструкций рассматривалось многими авторами, однако пока не была сделана полная постановка задачи взаимодействия поезда с мостовым полотном с учетом колебаний балочных пролетных строений для обеспечения работоспособности полотна, в том числе учитывающая одностороннюю связь колеса и рельса, мостового полотна и балки.

6. Работоспособность в данной работе понимается как обеспечение выполнения требований норм в отношении безопасности движения, равнопрочности и одинаковой стабильности мостового полотна и верхнего строения пути на подходах.

ГЛАВА 2 МОДЕЛИРОВАНИЕ КОЛЕБАНИЙ ПРИ БЕЗБАЛЛАСТНОЙ КОНСТРУКЦИИ МОСТОВОГО ПОЛОТНА

2.1 Расчетные модели динамического взаимодействия системы пути, моста и экипажа

В данном исследовании в связи с поставленными задачами необходимо рассматривать колебания плит мостового полотна, усилия в промежуточных рельсовых скреплениях, изгибающие моменты и поперечные усилия в плитах, а также усилие в контакте колеса и рельса. Поэтому модель, представленная в [4], была дополнена плитами безбалластного пути (рисунок 2.1).

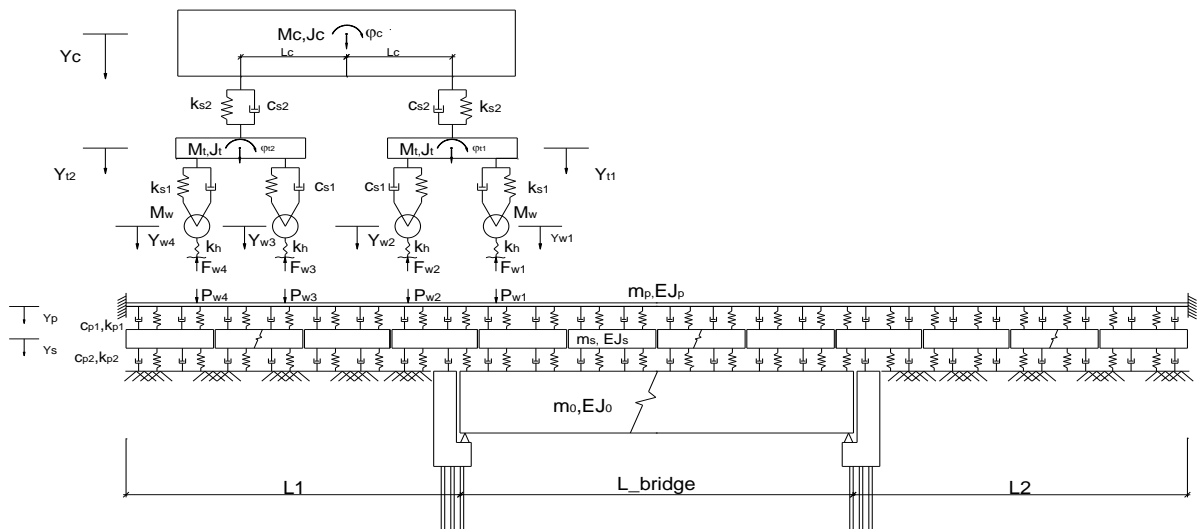


Рисунок 2.1 Модель «мост – путь – экипаж» для безбалластного пути на
плитах

В этой модели экипаж и железнодорожный путь считаются симметричным относительно оси пути. В случае двухпутного пролетного строения при загрузении одного пути возможны также крутильные колебания. Однако в соответствии с нормами проектирования [3] при загрузении высокоскоростным поездом необходимо рассматривать случай двух поездов, тогда кручением балки можно пренебречь. Воздействие поездов будет синфазным при одновременном входе на мост двух поездов (что нельзя исключать) или с интервалами, кратными

времени прохода расстояния между колесами (около 3м). При скорости 100 м/с эти интервалы кратны 0.03с, тогда возбуждение колебаний от двух поездов будет синхронным и будет суммироваться после незначительного по времени переходного процесса. Рассмотрим поэтому только вертикальные колебания экипажа, движущегося по рассматриваемому участку пути. При этом принимаем следующие допущения [4, 54]:

1. Кузова, тележки и колеса не деформируемы.
2. Рассматриваются колебания подпрыгивания и галопирования. Именно такие колебания возбуждаются в подвижном составе при загрузке двухпутных пролетных строений двумя поездами.
3. Сцепные приборы не препятствуют рассматриваемым колебаниям.
4. Экипаж имеет двухступенчатое подвешивание.
5. Расчетный участок с рельсом за пределами моста ограничен заделками, обеспечивающими относительно плавный вход поезда на расчетный участок. Влияние таких граничных условий на результаты рассмотрено в п.2.4

2.2 Математические методы описания колебаний в многокомпонентных системах

2.2.1 Аналитические методы и модели

Преобразование Фурье - операция, сопоставляющая одной функции вещественной переменной другую функцию вещественной переменной. Эта новая функция описывает коэффициенты «амплитуды» при разложении исходной функции на элементарные составляющие гармонические колебания с разными частотами. Преобразование Фурье функции вещественной переменной является интегральным и задается следующей формулой [55]:

$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (2.1)$$

Обратное преобразование

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) e^{-i\omega t} dt \quad (2.2)$$

Преобразование Фурье широко применяют для решения задач строительной механики, особенно в динамике сооружений. В диссертации на соискание доктора технических наук профессор Курбацкий Е.Н [56] основан на свойствах изображений Фурье финитных функций для решения задач строительной механики и теории упругости. Автор [57] использовал преобразование Фурье для расчета прогибов балки Тимошенко на сплошном упругом основании при воздействия постоянной силы, движущейся с постоянной скоростью (рисунок 2.2).

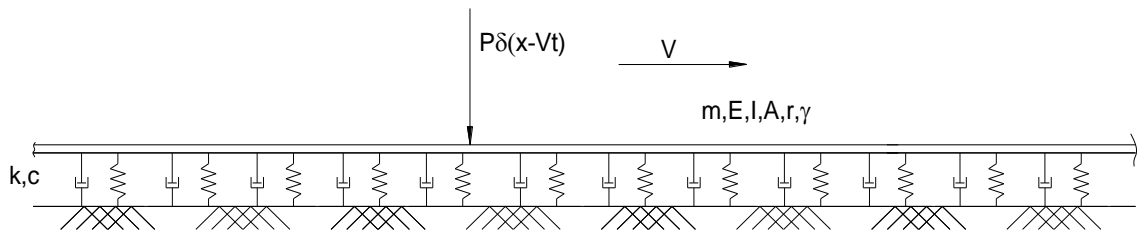


Рисунок 2.2 Балка на сплошном упругом основании с учетом демпфирования

Формула [57] прогибов балки была получена преобразованием Фурье

$$u(x, t) = \frac{1}{(2\pi)^2} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\exp[-i(x-Vt)v]}{\left[EI + \frac{m^2 r^2 V^4}{\gamma GA} - m r^2 V^2 \left(1 + \frac{E}{\gamma G} \right) v^4 - m V^2 v^2 + i c v V + k \right]} dv \quad (2.3)$$

Где: m , E , G – погонная масса и модули упругости при растяжении и сдвиге материала балки. I , A , r – момент инерции, площадь, радиус инерции поперечного сечения балки; $\gamma = \frac{A}{A_{cm}}$ – коэффициент, учитывающий влияние формы сечения на деформацию сдвига элемента балки; A_{cm} – площадь стенки, k – коэффициент постели упругого основания, c – вязкое демпфирование основания.

В монографии «High Speed Railway Track Dynamics. Models, Algorithms and Applications» [43] профессор Xiaoyan Lei применяет преобразование Фурье для динамического анализа железнодорожной пути. Автором [43] показана формула для расчета прогибов балки Эйлера на сплошном упругом основании при воздействии экипажа, движущегося с постоянной скоростью V . Смещения балки определяются по формуле:

$$u(x, t) = \tilde{u}(x, t)e^{i\phi} \quad (2.4)$$

$$\tilde{u}(x, t) \approx \frac{\Delta\beta}{2\pi} e^{-i(N-1/2)(m-N)\pi/N} \sum_{k=1}^{2N} u(\beta_k, t) e^{i(k-1)(m-N)\pi/N} \quad (2.5)$$

Где $u(x, t)$ - смещение балки; ϕ - фазовой угол смещения балки; β - обозначается как волновое число колебания (рад/м).

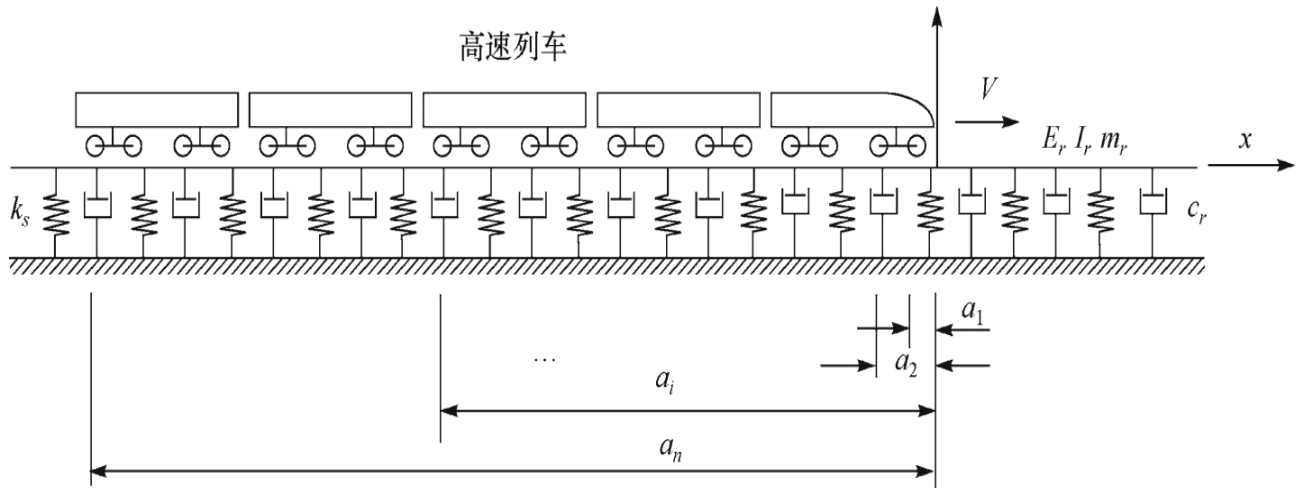


Рисунок 2.3 Модель балки на сплошном упругом основании при воздействии экипажа

Преимущества метода преобразование Фурье: с помощью преобразования Фурье, дифференциальное уравнение во временной области преобразуется в алгебраические уравнения в частотной области, это преобразование переведет задачу из сложной в простую, так как этот метод позволяет получать точные решения дифференциальных уравнений. В настоящее время алгоритмы быстрого обратного преобразования поддерживаются встроенным программным обеспечением, как в комплексе МАТЛАБ, так как решения задач более удобно получаются. Решение задач методом преобразования Фурье не только получено во временной области, но также результаты в виртуальной частотной области. Полученные результаты в виртуальной частотной области также помогают нам понять диапазон амплитуды колебания в частотной области (на основе спектра смещения, спектра скорости или спектра ускорения). Однако метод преобразования является оптимальным и дает точные результаты при решении линейных задач, а для нелинейных задач он будет сложным и приведет к неточным результатам.

Конструкция верхнего строения пути и мостового полотна предполагает свободное опирание рельсовой плиты на нижнюю плиту для обеспечения быстрой замены рельсовой плит в случае излома. Поэтому необходимо рассмотрение односторонних связей между рельсовой плитой и нижней плитой, что означает нелинейную задачу о колебаниях. Таким образом, метод преобразования Фурье не является подходящим методом для решения проблем задачи в диссертации.

2.2.2 Явный и неявные численные методы.

При решении задач строительной механики на ЭВМ наибольшее распространение получили вариационно-разностные методы и, в частности, метод конечных элементов (МКЭ), который занимает ведущее положение и является наиболее универсальным среди численных методов. Численные методы решают задачи путем замены дифференциальных уравнений на алгебраические уравнения и их решения, полученные из решений алгебраических уравнений. Однако в процессе преобразования могут возникать погрешности, приводящие к отклонению результатов, тогда результаты задачи не сходятся к какому-либо решению. Возможна также потеря устойчивости вычислительного процесса, это приводит к остановке вычислений из-за переполнения. Поэтому нужно контролировать погрешность полученных решений. При анализе точности одним из важнейших критериев является сходимость численного метода которая позволяет оценить достоверность результата [4]. Численный метод обычно делится на две типа: явный и неявные численные методы [58]. Любой численный метод решения динамической задачи подразумевает разбиение исследуемого отрезка времени на весьма малые шаги Δt и рассмотрение перехода системы из состояния для момента t к состоянию момента $t + \Delta t$. Формулы, обеспечивающие такой переход, составляют тот или иной метод решения. Если для осуществления одного шага по времени не нужно решать систему линейных уравнений на каждом шаге, соответствующая вычислительная схема называется явной, а противном случае – неявной [58].

2.2.2.1 Неявные численные методы - Метод Ньюмарка

Метод Ньюмарка является одним из наиболее распространенных численных методов, популярно используемых при решении дифференциальных уравнений в области механики, особенно очень эффективен для динамических задач. Как и было сказано ранее, в основе методов прямого интегрирования лежат две идеи: уравнение динамического равновесия удовлетворяется на одном шаге и положения, скорости, ускорения аппроксимируются на этом шаге некоторыми простыми формулами [59]. В пошаговом нелинейном анализе нас интересует поведение структуры в шаге по времени t до $t + \Delta t$, где Δt обозначает небольшое приращение времени. Ниже приводятся следующие уравнения движения для конструкций в момент времени $t + \Delta t$. Метод Ньюмарка является расширением метода линейного ускорения и основан на следующие предположения о скорости и смещении [50, 59, 60]:

$$\dot{U}_{t+\Delta t} = \dot{U}_t + [(1 - \delta)\dot{U}_t + \delta\ddot{U}_{t+\Delta t}]\Delta t \quad (2.6)$$

$$U_{t+\Delta t} = U_t + \dot{U}_t\Delta t[(1/2 - \alpha)\dot{U}_t + \alpha\ddot{U}_{t+\Delta t}]\Delta t^2 \quad (2.7)$$

Где α и δ - параметры, определяющие точность и устойчивость интегрирования. Параметр δ обозначает изменение ускорения во время шага от t до $t + \Delta t$.

Исследование точности метода показывает, метод Ньюмарка безусловно устойчив при $\alpha > 0.25(\delta + 0.5)^2$ и $\delta \geq 0.5$ [50, 59, 60], когда $\alpha = 1/4$ - метод с постоянным средним ускорением, а $\alpha = 1/6$ - метод линейного ускорения. Необходимыми условиями любого численного метода являются его устойчивость и точность. Для большинства систем метод не является безусловно устойчивым, расчет сходится только если шаг интегрирования меньше критического значения $\Delta t_{к р}$. При этом критическое значение метода Ньюмарка обычно оказывается заметно больше ограничений на шаг интегрирования всевозможных явных методов интегрирования типа Рунге–Кутта, Адамса и других. Общее время расчета нередко удается сократить в десятки раз без потери его точности [59]. Однако, для оценки устойчивости движения колеса надо

учитывать высокочастотные колебания в подсистеме «колесо-рельс». Учет высокочастотных колебаний требует очень маленький шаг Δt . Неявные методы (метод Ньюмарка) требуют на каждом временном шаге решение системы линейных уравнений, что при малом шаге Δt делает численное моделирование очень громоздким и длительным. Для таких задач лучше подходят явные методы, которые не требуют решения систем уравнений на каждом шаге.

2.2.2.2 Метод центральных разностей (МЦР)

Одной из широко применяемых процедур при решении задач динамики является МЦР [4, 60]. Методом центральных разностей является замена частных производных на конечно – разностные отношения [4, 60, 61].

$$\dot{U}_t = \frac{U_{t+\Delta t} - U_{t-\Delta t}}{2\Delta t} \quad (2.8)$$

$$\ddot{U}_t = \frac{U_{t+\Delta t} - 2U_t + U_{t-\Delta t}}{\Delta t^2} \quad (2.9)$$

Аналогично для высокого порядка [60,61]

$$\ddot{\ddot{U}}_t = \frac{U_{t+2\Delta t} - 2U_{t+\Delta t} + 2U_{t-\Delta t} - U_{t-2\Delta t}}{2\Delta t^3} \quad (2.10)$$

$$U_t^{IV} = \frac{U_{t+2\Delta t} - 4U_{t+\Delta t} + 6U_t - 4U_{t-\Delta t} + U_{t-2\Delta t}}{\Delta t^4} \quad (2.11)$$

Вычисление перемещений $U_{t+\Delta t}$ основано на выполнении условий равновесия для момента времени t . Точность и устойчивость решения метода центральных разностей сходятся только если шаг по времени должен быть достаточно маленьким. В диссертации шаг по времени должен быть меньше значения критического шага по времени, который зависит от массы балки, жесткости балки, жесткости основания, шага по времени [4].

При использовании метода центральных разностей все частные производные дифференциальных уравнений и граничных условий, приближенно заменяются соответствующими разностными отношениями по формуле (2.8), (2.9), (2.10), (2.11), таким образом, выражаются через неизвестные узловые значения искомой функции. В результате приходим к системе алгебраических уравнений относительно значений функций в узлах сетки [62]. Решение этих

уравнений с последующей интерполяцией результатов в промежутках между узлами позволяет получить приближенное решение. При этом результаты решения слабо зависят от граничных условий задачи. Недостатком является высокий порядок систем алгебраических уравнений, что становится проблемой, если уравнения нелинейные. Для МКР также характерны затруднения при учете смешанных граничных условий, рассмотрении многосвязных областей и стыковок областей, описываемых различными дифференциальными уравнениями, что имеет место в нашем случае. Устойчивость и точность этого метода сильно зависят от шага пространственной сетки Δx и шага времени Δt . При расчете сходимость решений требует меньшего шага времени, чем другие численные методы, такие как метод Ньюмарка, Рунге–Кутты, Адамса и других, что увеличивает время расчета.

2.2.3 Дифференциальные уравнения

2.2.3.1 Дифференциальные уравнения для экипажа

Необходимость рассмотрения совместных колебаний поезда, рельса, подрельсовых плит и пролетного строения требует разработки уточненной модели. Экипаж состоит из кузова, двух тележек и четырех колесных пар, соединенных пружинами и амортизаторами. Колесная пара и тележка соединены первичной подвеской, а кузов поддерживается на тележке вторичной подвеской. Каждое колесо имеет 1 степень свободы, рама тележки – 2, кузов – 2. Таким образом, экипаж имеет 10 степеней свободы. В соответствии принципом Д’Аламбера.

❖ Для кузова, получены следующие уравнения [4]:

$$M_c \ddot{y}_c = k_{s2}(y_{t1} - y_c - l_c \varphi_c) + c_{s2}(\dot{y}_{t1} - \dot{y}_c - l_c \dot{\varphi}_c) + k_{s2}(y_{t2} - y_c + l_c \varphi_c) + c_{s2}(\dot{y}_{t2} - \dot{y}_c + l_c \dot{\varphi}_c) \quad (2.12)$$

$$J_c \ddot{\varphi}_c = \left[\begin{array}{l} k_{s2}(y_{t1} - y_c - l_c \varphi_c) + c_{s2}(\dot{\varphi}_{t1} - \dot{y}_c - l_c \dot{\varphi}_c) \\ -k_{s2}(y_{t2} - y_c + l_c \varphi_c) - c_{s2}(\dot{y}_{t2} - \dot{y}_c + l_c \dot{\varphi}_c) \end{array} \right] l_c \quad (2.13)$$

Где: M_c и J_c - масса и момент инерции кузова.

k_{s2} и c_{s2} - коэффициенты жесткости и демпфирования вторичной подвески.

φ_c - угол поворота кузова.

l_c - расстояние между центрами тележек.

y_c - вертикальное смещение центра кузова.

Поставляем:

$$P_{kt1} = -[k_{s2}(y_{t1} - y_c - l_c\varphi_c) + c_{s2}(\dot{y}_{t1} - \dot{y}_c - l_c\dot{\varphi}_c)] \quad (2.14)$$

$$P_{kt2} = -[k_{s2}(y_{t2} - y_c + l_c\varphi_c) + c_{s2}(\dot{y}_{t2} - \dot{y}_c + l_c\dot{\varphi}_c)] \quad (2.15)$$

Где: P_{kt1} - контактные усилия между кузовом и первой тележкой

P_{kt2} - контактные усилия между кузовом и второй тележкой

Подставляя выражение (2.14) и (2.15) в уравнение (2.13) и (2.12), получим уравнение:

$$M_c\ddot{y}_c = -P_{kt1} - P_{kt2} \quad (2.16)$$

$$J_c\ddot{\varphi}_c = (-P_{kt1} + P_{kt2})l_c \quad (2.17)$$

❖ Аналогично для тележек [4]

Для первой тележки

$$M_t\ddot{y}_{t1} = k_{s1}(y_{w1} - y_{t1} - l_t\varphi_{t1}) + c_{s1}(\dot{y}_{w1} - \dot{y}_{t1} - l_t\dot{\varphi}_{t1}) + k_{s1}(y_{w2} - y_{t1} - l_t\varphi_{t1}) + c_{s1}(\dot{y}_{w2} - \dot{y}_{t1} + l_t\dot{\varphi}_{t1}) - k_{s2}(y_{t1} - y_c - l_c\varphi_c) - c_{s2}(\dot{y}_{t1} - \dot{y}_c - l_c\dot{\varphi}_c) \quad (2.18)$$

$$J_t\ddot{\varphi}_{t1} = \left[\begin{array}{l} k_{s1}(y_{w1} - y_{t1} - l_t\varphi_{t1}) + c_{s1}(\dot{y}_{w1} - \dot{y}_{t1} - l_t\dot{\varphi}_{t1}) \\ -k_{s1}(y_{w2} - y_{t1} + l_t\varphi_{t1}) - c_{s1}(\dot{y}_{w2} - \dot{y}_{t1} + l_t\dot{\varphi}_{t1}) \end{array} \right] l_t \quad (2.19)$$

Для второй тележки

$$M_{t2}\ddot{y}_{t2} = k_{s1}(y_{w3} - y_{t2} - l_t\varphi_{t2}) + c_{s1}(\dot{y}_{w3} - \dot{y}_{t2} - l_t\dot{\varphi}_{t2}) + k_{s1}(y_{w4} - y_{t2} + l_t\varphi_{t2}) + c_{s1}(\dot{y}_{w4} - \dot{y}_{t2} + l_t\dot{\varphi}_{t2}) - k_{s2}(y_{t2} - y_c + l_c\varphi_c) - c_{s2}(\dot{y}_{t2} - \dot{y}_c + l_c\dot{\varphi}_c) \quad (2.20)$$

$$J_t\ddot{\varphi}_{t2} = \left[\begin{array}{l} k_{s1}(y_{w3} - y_{t2} - l_t\varphi_{t2}) + c_{s1}(\dot{y}_{w3} - \dot{y}_{t2} - l_t\dot{\varphi}_{t2}) \\ -k_{s1}(y_{w4} - y_{t2} + l_t\varphi_{t2}) - c_{s1}(\dot{y}_{w4} - \dot{y}_{t2} + l_t\dot{\varphi}_{t2}) \end{array} \right] l_t \quad (2.21)$$

Где: M_w - масса колесной пары; k_{s1} и c_{s1} - коэффициенты жесткости и демпфирования первичной подвески.

y_{t1} - вертикальное смещение центра первой тележки, φ_{t1} - угол поворота первой тележки.

y_{t2} - вертикальное смещение центра второй тележки, φ_{t2} - угол поворота второй тележки.

l_t - расстояние между осями тележки

y_{w1} - вертикальное смещение центра первого колеса.

y_{w2} - вертикальное смещение центра первого колеса.

y_{w3} - вертикальное смещение центра первого колеса.

y_{w4} - вертикальное смещение центра первого колеса.

Поставляем:

$$P_{tw1} = -[k_{s1}(y_{w1} - y_{t1} - l_t\varphi_{t1}) + c_{s1}(\dot{y}_{w1} - \dot{y}_{t1} - l_t\dot{\varphi}_{t1})] \quad (2.22)$$

$$P_{tw2} = -[k_{s1}(y_{w2} - y_{t1} + l_t\varphi_{t1}) + c_{s1}(\dot{y}_{w2} - \dot{y}_{t1} + l_t\dot{\varphi}_{t1})] \quad (2.23)$$

$$P_{tw3} = -[k_{s1}(y_{w3} - y_{t2} - l_t\varphi_{t1}) + c_{s1}(\dot{y}_{w3} - \dot{y}_{t1} - l_t\dot{\varphi}_{t2})] \quad (2.24)$$

$$P_{tw4} = -[k_{s1}(y_{w4} - y_{t2} + l_t\varphi_{t1}) + c_{s1}(\dot{y}_{w3} - \dot{y}_{t1} + l_t\dot{\varphi}_{t2})] \quad (2.25)$$

Подставляя выражение (2.22), (2.23), (2.24) и (2.25) в соответствии по очереди в уравнение (2.18), (2.19), (2.20) и (2.21), получим уравнение:

$$M_t\ddot{y}_{t1} = -P_{tw1} - P_{tw2} + P_{kt1} \quad (2.26)$$

$$J_t\ddot{\varphi}_{t1} = (-P_{tw1} + P_{tw2})l_t \quad (2.27)$$

$$M_t\ddot{y}_{t2} = -P_{tw3} - P_{tw4} + P_{kt2} \quad (2.28)$$

$$J_t\ddot{\varphi}_{t2} = (-P_{tw3} + P_{tw4})l_t \quad (2.29)$$

➤ Для колеса

Для первого колеса

$$M_w\ddot{y}_{w1} = F_{w1} - k_{s1}(y_{w1} - y_{t1} - l_t\varphi_{t1}) - c_{s1}(\dot{y}_{w1} - \dot{y}_{t1} - l_t\dot{\varphi}_{t1}) \quad (2.30)$$

Для второго колеса

$$M_w\ddot{y}_{w2} = F_{w2} - k_{s1}(y_{w2} - y_{t1} + l_t\varphi_{t1}) - c_{s1}(\dot{y}_{w2} - \dot{y}_{t1} + l_t\dot{\varphi}_{t1}) \quad (2.31)$$

Для третьего колеса

$$M_w\ddot{y}_{w3} = F_{w3} - k_{s1}(y_{w3} - y_{t2} - l_t\varphi_{t2}) - c_{s1}(\dot{y}_{w3} - \dot{y}_{t2} - l_t\dot{\varphi}_{t2}) \quad (2.32)$$

Для четвертого колеса

$$M_w\ddot{y}_{w4} = F_{w4} - k_{s1}(y_{w3} - y_{t2} + l_t\varphi_{t2}) - c_{s1}(\dot{y}_{w4} - \dot{y}_{t2} + l_t\dot{\varphi}_{t2}) \quad (2.33)$$

Где: F_{w1} – динамические усилия в контакте первого колеса и рельса.

F_{w2} – динамические усилия в контакте второго колеса и рельса.

F_{w3} – динамические усилия в контакте третьего колеса и рельса.

F_{w4} – динамические усилия в контакте четвертого колеса и рельса.

$$\text{Начальные условия (t=0) для экипажа:} \quad \left\{ \begin{array}{l} y_c(t=0) = 0 \\ \varphi_c(t=0) = 0 \\ y_{t1}(t=0) = 0 \\ \varphi_{t1}(t=0) = 0 \\ y_{t2}(t=0) = 0 \\ \varphi_{t2}(t=0) = 0 \\ y_{w1}(t=0) = 0 \\ y_{w2}(t=0) = 0 \\ y_{w3}(t=0) = 0 \\ y_{w4}(t=0) = 0 \end{array} \right. \quad (2.34)$$

2.2.3.2 Дифференциальные уравнения для рельса

Модель рельса должна рассматриваться как балки на упругом основании. По сравнению с длиной эта балка имеет небольшие поперечные размеры. Дифференциальное уравнение движения простой балки формулируется в виде: [4, 63, 64, 65]:

$$E_p J_p \frac{\partial^4 y_p(x,t)}{\partial x^4} + m_p \frac{\partial^2 y_p(x,t)}{\partial t^2} + c_{p1} \left(\frac{\partial y_p}{\partial t} - \frac{\partial y_s}{\partial t} \right) + k_{p1} (y_p - y_s) = \sum_{i=1}^{4m} P_i \delta(x - vt) \quad (2.35)$$

$$P_i = F_{wi} + (0.25M_c + 0.5M_t + M_w)g \quad (2.36)$$

ГДЕ:

P_i – нагрузки от колес на рельс

Граничные условия для рельса

$$\left\{ \begin{array}{l} y_p(t, x=0) = 0 \\ y_p(t, x=L_p) = 0 \\ \frac{\partial y_p(t, x=0)}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial y_p(t, x=L_p)}{\partial x} = 0 \end{array} \right. \quad (2.37)$$

Где L_p - общая длина рельса на расчетном участке (м)

Начальные условия (при $t=0$) для рельса

$$\begin{cases} y_p(t=0,x) = 0 \\ \frac{\partial y_p(t=0,x)}{\partial x} = 0 \end{cases} \quad (2.38)$$

2.2.3.3 Дифференциальные уравнения для плиты

Дифференциальные уравнения плиты на переходной зоне

$$E_s J_s \frac{\partial^4 y_s(x,t)}{\partial x^4} + m_s \frac{\partial^2 y_s(x,t)}{\partial t^2} + c_{p2} \frac{\partial y_s}{\partial t} + k_{p2} y_s = c_{p1} \left(\frac{\partial y_p}{\partial t} - \frac{\partial y_s}{\partial t} \right) + k_{p1} (y_p - y_s) \quad (2.39)$$

Дифференциальные уравнения плиты на мосту

$$E_s J_s \frac{\partial^4 y_s(x,t)}{\partial x^4} + m_s \frac{\partial^2 y_s(x,t)}{\partial t^2} + c_{p2} \left(\frac{\partial y_s}{\partial t} - \frac{\partial y_k}{\partial t} \right) + k_{p2} (y_s - y_k) = c_{p1} \left(\frac{\partial y_p}{\partial t} - \frac{\partial y_s}{\partial t} \right) + k_{p1} (y_p - y_s) \quad (2.40)$$

Плиты считаются свободными стержнями на обоих концах, поэтому граничные условия для плиты:

$$\begin{cases} M_s(t,x=0) = 0 \\ Q_s(t,x=0) = 0 \\ M_s(t,x=L_s) = 0 \\ Q_s(t,x=L_s) = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{\partial^2 y_s(t,x=0)}{\partial x^2} = 0 \\ \frac{\partial^3 y_s(t,x=0)}{\partial x^3} = 0 \\ \frac{\partial^2 y_s(t,x=L_s)}{\partial x^2} = 0 \\ \frac{\partial^3 y_s(t,x=L_s)}{\partial x^3} = 0 \end{cases} \quad (2.41)$$

Где L_s - длина плиты (м)

Начальные условия (при $t=0$) для плиты

$$\begin{cases} y_s(t=0,x) = 0 \\ \frac{\partial^2 y_s(t=0,x)}{\partial x^2} = 0 \\ \frac{\partial^3 y_s(t=0,x)}{\partial x^3} = 0 \end{cases} \quad (2.42)$$

2.2.3.4 Дифференциальные уравнения для пролетного строения

$$E J_0 \frac{\partial^4 y_k(x,t)}{\partial x^4} + m_0 \frac{\partial^2 y_k(x,t)}{\partial t^2} + c_0 \frac{\partial y_k}{\partial t} = c_{p2} \left(\frac{\partial y_s}{\partial t} - \frac{\partial y_k}{\partial t} \right) + k_{p2} (y_s - y_k) \quad (2.43)$$

Пролетное строение считается балкой Бернулли-Эйлера, граничные условия для пролетного строения:

$$\begin{cases} y_k(t, x=0) = 0 \\ y_k(t, x=L_0) = 0 \\ \frac{\partial^2 y_k(t, x=0)}{\partial x^2} = 0 \\ \frac{\partial^2 y_k(t, x=L_0)}{\partial x^2} = 0 \end{cases} \quad (2.44)$$

Начальные условия (при $t=0$) для пролетного строения

$$y_k(t=0, x) = 0 \quad (2.45)$$

Как видно, поведение вагона и остальных элементов системы описывается разными классами дифференциальных уравнений (обыкновенными и в частных производных). Эта особенность упоминалась ранее

2.2.4 Теория определения контактного усилия между рельсом и колесом

При движении колеса, движущегося по рельсам, в контакте между колесом и рельсом появляются контактные усилия. Силы, возникающие между колесами и рельсовым путем, являются важнейшими параметрами, характеризующими движение подвижного состава. Анализ контактного взаимодействия используется как для оценки безопасности, так и для анализа поведения полотна.

Существуют два разных допущений для определения этого усилия. Первая гипотеза предполагает совместность перемещения рельса и колеса в одном моменте времени, тогда считаем, что контактная жесткость между рельсами и колесами бесконечно большая [4, 66].

Из условия равновесия усилия определены по формулам [4]:

$$\begin{cases} F_{w1i} = M_w \ddot{y}_{w1i} + k_{s1}(y_{w1i} - y_{t1i} - l_t \varphi_{t1i}) + c_{s1}(\dot{y}_{w1i} - \dot{y}_{t1i} - l_t \dot{\varphi}_{t1i}) \\ F_{w2i} = M_w \ddot{y}_{w2i} + k_{s1}(y_{w3i} - y_{t1i} + l_t \varphi_{t1i}) + c_{s1}(\dot{y}_{w2i} - \dot{y}_{t1i} + l_t \dot{\varphi}_{t1i}) \\ F_{w3i} = M_w \ddot{y}_{w3i} + k_{s1}(y_{w3i} - y_{t2i} - l_t \varphi_{t2i}) + c_{s1}(\dot{y}_{w3i} - \dot{y}_{t2i} - l_t \dot{\varphi}_{t2i}) \\ F_{w4i} = M_w \ddot{y}_{w4i} + k_{s1}(y_{w4i} - y_{t2i} + l_t \varphi_{t2i}) + c_{s1}(\dot{y}_{w4i} - \dot{y}_{t2i} + l_t \dot{\varphi}_{t2i}) \end{cases} \quad (2.46)$$

где: i - число вагонов экипажа

F_{w1i} – динамические усилия в контакте первого колеса i -ого вагонов и рельса.

F_{w2i} – динамические усилия в контакте второго колеса i -ого вагонов и рельса.

F_{w3i} – динамические усилия в контакте третьего колеса i -ого вагонов и рельса.

F_{w4i} – динамические усилия в контакте четвертого колеса i -ого вагонов и рельса.

Генрих Герц широко известен своей работой по упругим контактам. В 1881 году [67] он упоминает проблему контакта колеса и рельса. В настоящее время теория Герца нашла широкое применение в железнодорожном машиностроении. Предположения Герца о контакте рельса и колеса, все еще очень распространены при анализе связи колеса и рельса. Вторая гипотеза, рассматриваемая здесь, – контакт между колесом и рельсом описывается теорией Герца, и контакт колеса с рельсом представлен упругим элементом, обладающим жесткостью, которая определена в [43, 68].

$$k_h = \frac{3}{2G} P_{static}^{1/3} \quad (\text{н/м}) \quad (2.47)$$

$$G = 3.86R^{-0.115} \cdot 10^{-8} (\text{м/н}^{2/3}) \quad (2.48)$$

$$P_{static} = (0.25M_c + 0.5M_t + M_w)g \quad (2.49)$$

Где:

k_h - Линейная жесткость в контакте рельса и колеса по теории Герца

G - Коэффициент отклонения контакта

P_{static} - Статическая нагрузка поезда

Динамические усилия вычисляются с помощью линейной контактной теории Герца [43, 68]

$$F_{wm}^j = k_h * (y_{wm}^j(x, t) - y_{pwm}^j(x, t)) \quad (2.50)$$

где k_h - коэффициент жесткости на контакте рельса и колес.

$y_{wm}^j(x, t)$ - вертикальное смещение m -ого колеса в момент времени ‘ j ’,

$y_{pwm}^j(x, t)$ вертикальное смещение рельса в положении m -ого колеса в момент времени ‘ j ’.

2.2.5 Конечно – разностная аппроксимация уравнений

2.2.5.1 Конечно – разностная аппроксимация уравнений для экипажа

Для кузова

$$\frac{\partial^2 y_c}{\partial t^2} = \frac{y_c^{t+\Delta t} - 2y_c^t + y_c^{t-\Delta t}}{(\Delta t)^2} \quad (2.51)$$

$$\frac{\partial^2 \varphi_c}{\partial t^2} = \frac{\varphi_c^{t+\Delta t} - 2\varphi_c^t + \varphi_c^{t-\Delta t}}{(\Delta t)^2} \quad (2.52)$$

Уравнение равновесия в слой ‘ j ’ для кузова [4]

$$\begin{cases} M_c \frac{y_c^{j+1} - 2y_c^j + y_c^{j-1}}{(\Delta t)^2} = -P_{kt1}^j - P_{kt2}^j \\ J_c \frac{\varphi_c^{j+1} - 2\varphi_c^j + \varphi_c^{j-1}}{(\Delta t)^2} = (-P_{kt1}^j + P_{kt2}^j)l_c \end{cases} \quad (2.53)$$

Из уравнения равновесия в слой ‘ j ’, мы получим уравнения для слоя ‘ $j+1$ ’

$$\begin{cases} y_c^{j+1} = \left[-P_{kt1}^j - P_{kt2}^j + (2y_c^j - y_c^{j-1}) \frac{M_c}{(\Delta t)^2} \right] \frac{(\Delta t)^2}{M_c} \\ \varphi_c^{j+1} = \left[-P_{kt1}^j - P_{kt2}^j + (2\varphi_c^j - \varphi_c^{j-1}) \frac{J_c}{(\Delta t)^2} \right] \frac{(\Delta t)^2}{J_c} \end{cases} \quad (2.54)$$

Для тележек [4]

$$\begin{cases} M_t \frac{y_{t1}^{j+1} - 2y_{t1}^j + 2y_{t1}^{j-1}}{(\Delta t)^2} = -P_{tw1}^j - P_{tw2}^j + P_{kt1}^j \\ J_t \frac{\varphi_{t1}^{j+1} - 2\varphi_{t1}^j + 2\varphi_{t1}^{j-1}}{(\Delta t)^2} = (-P_{tw1}^j - P_{tw2}^j)l_t \\ M_t \frac{y_{t2}^{j+1} - 2y_{t2}^j + 2y_{t2}^{j-1}}{(\Delta t)^2} = -P_{tw3}^j - P_{tw4}^j + P_{kt2}^j \\ J_t \frac{\varphi_{t2}^{j+1} - 2\varphi_{t2}^j + 2\varphi_{t2}^{j-1}}{(\Delta t)^2} = (-P_{tw3}^j - P_{tw4}^j)l_t \end{cases} \quad (2.55)$$

Из уравнения равновесия в слой ‘ j ’, получим уравнения для слоя ‘ $j+1$ ’

$$\begin{cases} y_{t1}^{j+1} = \left[-P_{tw1}^j - P_{tw2}^j + P_{kt1}^j + (2y_{t1}^j - y_{t1}^{j-1}) \frac{M_t}{(\Delta t)^2} \right] \frac{(\Delta t)^2}{M_t} \\ \varphi_{t1}^{j+1} = \left[(-P_{tw1}^j - P_{tw2}^j)l_t + (2\varphi_{t1}^j - \varphi_{t1}^{j-1}) \frac{J_t}{(\Delta t)^2} \right] \frac{(\Delta t)^2}{J_t} \\ y_{t2}^{j+1} = \left[-P_{tw3}^j - P_{tw4}^j + P_{kt2}^j + (2y_{t2}^j - y_{t2}^{j-1}) \frac{M_t}{(\Delta t)^2} \right] \frac{(\Delta t)^2}{M_t} \\ \varphi_{t2}^{j+1} = \left[(-P_{tw3}^j - P_{tw4}^j)l_t + (2\varphi_{t2}^j - \varphi_{t2}^{j-1}) \frac{J_t}{(\Delta t)^2} \right] \frac{(\Delta t)^2}{J_t} \end{cases} \quad (2.56)$$

Где

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{kt1}^j = - \left[k_{s2}(y_{t1}^j - y_c^j - l_c \varphi_c^j) + c_{s2} \left(\frac{y_{t1}^j - y_{t1}^{j-1}}{\Delta t} - \frac{y_c^j - y_c^{j-1}}{\Delta t} - l_c \frac{\varphi_c^j - \varphi_c^{j-1}}{\Delta t} \right) \right] \\ P_{kt2}^j = - \left[k_{s2}(y_{t2}^j - y_c^j + l_c \varphi_c^j) + c_{s2} \left(\frac{y_{t2}^j - y_{t2}^{j-1}}{\Delta t} - \frac{y_c^j - y_c^{j-1}}{\Delta t} - l_c \frac{\varphi_c^j - \varphi_c^{j-1}}{\Delta t} \right) \right] \\ P_{tw1}^j = - \left[k_{s1}(y_{w1}^j - y_{t1}^j - l_t \varphi_{t1}^j) + c_{s1} \left(\frac{y_{w1}^j - y_{w1}^{j-1}}{\Delta t} - \frac{y_{t1}^j - y_{t1}^{j-1}}{\Delta t} - l_t \frac{\varphi_{t1}^j - \varphi_{t1}^{j-1}}{\Delta t} \right) \right] \\ P_{tw2}^j = - \left[k_{s1}(y_{w2}^j - y_{t1}^j + l_t \varphi_{t1}^j) + c_{s1} \left(\frac{y_{w2}^j - y_{w2}^{j-1}}{\Delta t} - \frac{y_{t2}^j - y_{t2}^{j-1}}{\Delta t} - l_t \frac{\varphi_{t2}^j - \varphi_{t2}^{j-1}}{\Delta t} \right) \right] \\ P_{tw3}^j = - \left[k_{s1}(y_{w3}^j - y_{t2}^j - l_t \varphi_{t2}^j) + c_{s1} \left(\frac{y_{w3}^j - y_{w3}^{j-1}}{\Delta t} - \frac{y_{t2}^j - y_{t2}^{j-1}}{\Delta t} - l_t \frac{\varphi_{t2}^j - \varphi_{t2}^{j-1}}{\Delta t} \right) \right] \\ P_{tw4}^j = - \left[k_{s1}(y_{w4}^j - y_{t2}^j + l_t \varphi_{t2}^j) + c_{s1} \left(\frac{y_{w4}^j - y_{w4}^{j-1}}{\Delta t} - \frac{y_{t2}^j - y_{t2}^{j-1}}{\Delta t} + l_t \frac{\varphi_{t2}^j - \varphi_{t2}^{j-1}}{\Delta t} \right) \right] \end{array} \right. \quad (2.57)$$

Для колеса [4]

$$\left\{ \begin{array}{l} M_w \frac{y_{w1}^{j+1} - 2y_{w1}^j + 2y_{w1}^{j-1}}{(\Delta t)^2} = -F_{w1}^j + P_{tw1}^j \\ M_w \frac{y_{w2}^{j+1} - 2y_{w2}^j + 2y_{w2}^{j-1}}{(\Delta t)^2} = -F_{w2}^j + P_{tw2}^j \\ M_w \frac{y_{w3}^{j+1} - 2y_{w3}^j + 2y_{w3}^{j-1}}{(\Delta t)^2} = -F_{w3}^j + P_{tw3}^j \\ M_w \frac{y_{w4}^{j+1} - 2y_{w4}^j + 2y_{w4}^{j-1}}{(\Delta t)^2} = -F_{w4}^j + P_{tw4}^j \end{array} \right. \quad (2.58)$$

Из уравнения равновесия в слой “j” (2.58), мы получим уравнения для слоя “j+1”

$$\left\{ \begin{array}{l} y_{w1}^{j+1} = \left[-F_{w1}^j + P_{tw1}^j + (2y_{w1}^j - y_{w1}^{j-1}) \frac{M_w}{(\Delta t)^2} \right] \frac{(\Delta t)^2}{M_w} \\ y_{w2}^{j+1} = \left[-F_{w2}^j + P_{tw2}^j + (2y_{w2}^j - y_{w2}^{j-1}) \frac{M_w}{(\Delta t)^2} \right] \frac{(\Delta t)^2}{M_w} \\ y_{w3}^{j+1} = \left[-F_{w3}^j + P_{tw3}^j + (2y_{w3}^j - y_{w3}^{j-1}) \frac{M_w}{(\Delta t)^2} \right] \frac{(\Delta t)^2}{M_w} \\ y_{w4}^{j+1} = \left[-F_{w4}^j + P_{tw4}^j + (2y_{w4}^j - y_{w4}^{j-1}) \frac{M_w}{(\Delta t)^2} \right] \frac{(\Delta t)^2}{M_w} \end{array} \right. \quad (2.59)$$

Где

F_w^j – Динамические усилия в контакте рельса и колеса в момент времени “j”

Начальное условие для экипажа:

$$\left\{ \begin{array}{l} y_c(t=0) = \dot{y}_c(t=0) = 0 \\ \phi_c(t=0) = \dot{\phi}_c(t=0) = 0 \\ y_{t1}(t=0) = \dot{y}_{t1}(t=0) = 0 \\ \phi_{t1}(t=0) = \dot{\phi}_{t1}(t=0) = 0 \\ y_{t2}(t=0) = \dot{y}_{t2}(t=0) = 0 \\ \phi_{t2}(t=0) = \dot{\phi}_{t2}(t=0) = 0 \\ y_{w1}(t=0) = \dot{y}_{w1}(t=0) = 0 \\ y_{w2}(t=0) = \dot{y}_{w2}(t=0) = 0 \\ y_{w3}(t=0) = \dot{y}_{w3}(t=0) = 0 \\ y_{w4}(t=0) = \dot{y}_{w4}(t=0) = 0 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} y_c^{j=1} = y_c^{j=2} = 0 \\ \phi_c^{j=1} = \phi_c^{j=2} = 0 \\ y_{t1}^{j=1} = y_{t1}^{j=2} = 0 \\ \phi_{t1}^{j=1} = \phi_{t1}^{j=2} = 0 \\ y_{t2}^{j=1} = y_{t2}^{j=2} = 0 \\ \phi_{t2}^{j=1} = \phi_{t2}^{j=2} = 0 \\ y_{w1}^{j=1} = y_{w1}^{j=2} = 0 \\ y_{w2}^{j=1} = y_{w2}^{j=2} = 0 \\ y_{w3}^{j=1} = y_{w3}^{j=2} = 0 \\ y_{w4}^{j=1} = y_{w4}^{j=2} = 0 \end{array} \right. \quad (2.60)$$

2.2.5.2 Конечно – разностная аппроксимация уравнений для рельса [4]

$$\frac{\partial^4 y_p(x,t)}{\partial x^4} = \frac{y_p^{j,n-2} - 4y_p^{j,n-1} + 6y_p^{j,n} - 4y_p^{j,n+1} + y_p^{j,n+2}}{(\Delta x)^4} \quad (2.61)$$

$$\frac{\partial^2 y_p}{\partial t^2} = \frac{y_p^{j+1,n} - 2y_p^{j,n} + y_p^{j-1,n}}{(\Delta t)^2} \quad (2.62)$$

Из граничных условий рельса, применяя левой и правой производственной, получим уравнения для первого, второго, NN-ого и NN+1-ого

$$\left\{ \begin{array}{l} y_p(t,x=0) = 0 \\ y_p(t,x=L_p) = 0 \\ \frac{\partial y_p(t,x=0)}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial y_p(t,x=L_p)}{\partial x} = 0 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} y_p^{j,1} = 0 \\ y_p^{j,NN+1} = 0 \\ \frac{y_p^{j,2} - y_p^{j,1}}{\Delta x} = 0 \\ \frac{y_p^{j,NN+1} - y_p^{j,NN}}{\Delta x} = 0 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} y_p^{j,1} = 0 \\ y_p^{j,2} = 0 \\ y_p^{j,NN} = 0 \\ y_p^{j,NN+1} = 0 \end{array} \right. \quad (2.63)$$

Уравнение равновесия в остальные слои “j” для рельса

$$E_p J_p \frac{y_p^{j,n-2} - 4y_p^{j,n-1} + 6y_p^{j,n} - 4y_p^{j,n+1} + y_p^{j,n+2}}{(\Delta x)^4} + m_p \frac{y_p^{j+1,n} - 2y_p^{j,n} + y_p^{j-1,n}}{(\Delta t)^2} + P_{rs}^{j,n} = P_i^{j,n} \quad (2.64)$$

$$\text{Где } P_{rs}^{j,n} = c_{p1} \left(\frac{y_p^{j,n} - y_p^{j-1,n}}{\Delta t} - \frac{y_s^{j,n} - y_s^{j-1,n}}{\Delta t} \right) + k_{p1} (y_p^{j,n} - y_s^{j,n}) \quad (2.65)$$

Из уравнения равновесия в слой “j”, мы получим уравнения для слоя “j+1”

Для $n=3 \dots NN-1$ - узлы элементов на рельсе и $NN = \frac{L_p}{\Delta x}$

$$y_p^{j+1,n} = \left(P_i^{j,n} - E_p J_p \frac{y_p^{j,n-2} - 4y_p^{j,n-1} + 6y_p^{j,n} - 4y_p^{j,n+1} + y_p^{j,n+2}}{(\Delta x)^4} + m_p \frac{2y_p^{j,n} - y_p^{j-1,n}}{(\Delta t)^2} - P_{rs}^{j,n} \right) \frac{(\Delta t)^2}{m_p} \quad (2.66)$$

Где $P_i^{j,n}$ - усилия, расположенные в узлах “n” в момент времени “j”

$P_{rs}^{j,n}$ – усилия в контакте между рельсом и плитам, расположенные в узлах “n” в момент времени “j”.

2.2.5.3 Конечно – разностная аппроксимация уравнений для плиты

Из граничных условий плиты

$$\frac{\partial^2 y_s(j,x=0)}{\partial x^2} = 0 \rightarrow \frac{\partial^2 y_s(j,n_s=1)}{\partial x^2} = 0 \quad (2.67)$$

Применяя центральные разности, получим следующие уравнения равновесия:

Для первой точки ($ns = 1$)

$$Y_S^{j+1,ns} = 2Y_S^{j,ns} - Y_S^{j-1,ns} + \frac{Prs^{ns,j} - Pks^{ns,j}}{ms(\Delta t)^2} - \frac{E_s J_s (\Delta t)^2}{ms(\Delta s)^4} (2Y_S^{j,ns} - 4Y_S^{j,ns+1} + 2Y_S^{j,ns+2}) \quad (2.68)$$

Для второй точки ($ns = 2$)

$$Y_S^{j+1,ns} = 2Y_S^{j,ns} - Y_S^{j-1,ns} + \frac{Prs^{ns,j} - Pks^{ns,j}}{ms(\Delta t)^2} - \frac{E_s J_s (\Delta t)^2}{ms(\Delta s)^4} (-2Y_S^{j,ns-1} + 5Y_S^{j,ns} - 4Y_S^{j,ns+1} + Y_S^{j,ns+2}) \quad (2.69)$$

Для точки ($ns = Ns$)

$$Y_S^{j+1,ns} = 2Y_S^{j,ns} - Y_S^{j-1,ns} + \frac{Prs^{ns,j} - Pks^{ns,j}}{ms(\Delta t)^2} - \frac{E_s J_s (\Delta t)^2}{ms(\Delta s)^4} (Y_S^{j,ns-2} - 4Y_S^{j,ns-1} + 5Y_S^{j,ns} - 2Y_S^{j,ns+1}) \quad (2.70)$$

Для последней точки ($ns = Ns + 1$)

$$Y_S^{j+1,ns} = 2Y_S^{j,ns} - Y_S^{j-1,ns} + \frac{Prs^{ns,j} - Pks^{ns,j}}{ms(\Delta t)^2} - \frac{E_s J_s (\Delta t)^2}{ms(\Delta s)^4} (2Y_S^{j,ns-2} - 4Y_S^{j,ns-1} + 2Y_S^{j,ns}) \quad (2.71)$$

Для остальных точек ($ns=3\dots Ns-1$)

$$Y_S^{j+1,ns} = 2Y_S^{j,ns} - Y_S^{j-1,ns} + \frac{Prs^{ns,j} - Pks^{ns,j}}{ms(\Delta t)^2} - \frac{E_s J_s (\Delta t)^2}{ms(\Delta s)^4} (Y_S^{j,ns-2} - 4Y_S^{j,ns-1} + 6Y_S^{j,ns} - 4Y_S^{j,ns+1} + Y_S^{j,ns+2}) \quad (2.72)$$

Где:

Δs - шаг пространства на плите

N_s – число точек на каждой плите $N_s = L_s / (\Delta s)$

Prs - контактные усилия между рельсом и плитой

Pks - контактные усилия между балкой и плитой

2.3 Достоверность результатов численного моделирования

Для проверки точности метода было сделано сравнение с известным решением, в котором рассматривался путь со шпалами. Очевидно, что эта конструкция может быть представлена нашей моделью, в которой масса и жесткость плиты равна 0. В этой контрольной задаче [66] рассматривался однопролетный мост с пролетом $L_0 = 30,0$ м. Распределенная масса балки $m_0 = 3,3147 \cdot 10^4$ кг/м. Изгибная жесткость балки моста равна $EJ_0 = 1,0703358 \cdot 10^{11}$ Нм². Жесткость прокладки под плитой и над плитой $k_{p1} = k_{p2} = \frac{1,1 \cdot 10^8}{2}$ Н/м², а коэффициент демпфирования прокладки $c_{p1} = c_{p2} = \frac{2,8667 \cdot 10^5}{2}$ Нс/м², длина переходных участков $L_1 = L_2 = 100$ м. Жесткость пути, представляющего два рельса, равна $E_p J_p = 1,2831 \cdot 10^7$ Н.м² и распределенная масса $m_p = 1,21 \cdot 10^2$ кг/м. Масса полностью нагруженного кузова равна $M_c = 3,60 \cdot 10^4$ кг, масса тележки $M_t = 4,95 \cdot 10^3$ кг и масса колесной пары $M_w = 2,40 \cdot 10^3$ кг. Центральные моменты инерции кузова $J_c = 1,894 \cdot 10^6$ кг.м² и тележки $J_t = 6,50 \cdot 10^3$ кг.м², коэффициенты жесткости и демпфирования первичной подвески $k_{s1} = 8,870 \cdot 10^5$ Н/м, $c_{s1} = 4,335 \cdot 10^4$ Нс/м, k_{s2} и c_{s2} – коэффициенты жесткости и демпфирования вторичной суспензии $k_{s2} = 2,540 \cdot 10^6 \frac{H}{M}$ и $c_{s2} = 1,963 \cdot 10^4$ Нс/м, $L_c = 8,25$ м $L_t = 1,25$ м. На рис.2.4

представлены результаты контрольной задачи моделирования колебаний рельса и пролетного строения.

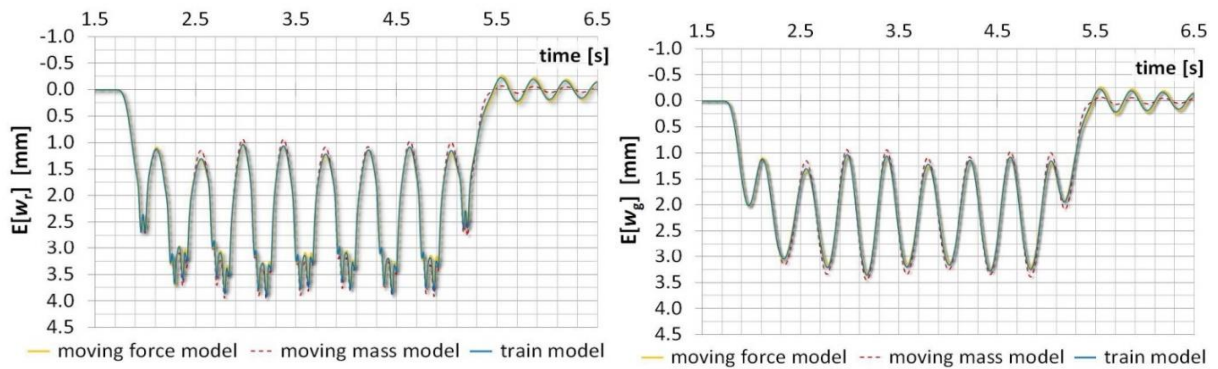


Рисунок 2.4 Колебания балки $E[w_g]$ и рельса $E[w_r]$ в середине пролетного строения по контрольной задаче[66]

На рис.2.5 представлены результаты моделирования колебаний рельса и пролетного строения по разработанному методу.

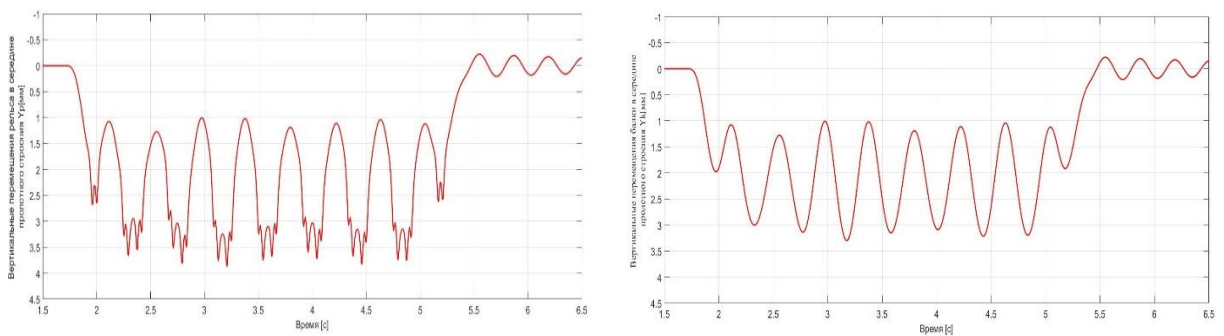


Рисунок 2.5 Колебания балки $E[w_g]$ и рельса $E[w_r]$ в середине пролетного строения по разработанному методу[63]

Таблица 2.1 Сравнение результатов контрольной задачи и по разработанному методу

	Результаты контрольной задачи [66]	Результаты по разработанному методу
Прогиб балки в середине пролетного строения $E[w_g]$	3,36 мм	3,319 мм
Перемещения рельса под колесами в середине пролетного строения $E[w_r]$	3,91 мм	3,917 мм

По результатам моделирования на основе разработанной методики максимальное перемещение балки составляет 3,319 мм и максимальное перемещение рельса равно 3,917 мм в середине пролетного строения. Различия в прогибах пролетного строения и перемещениях рельса с использованием разработанной методики не превышает 1,3% в сравнении с решениями по методу конечных элементов [66].

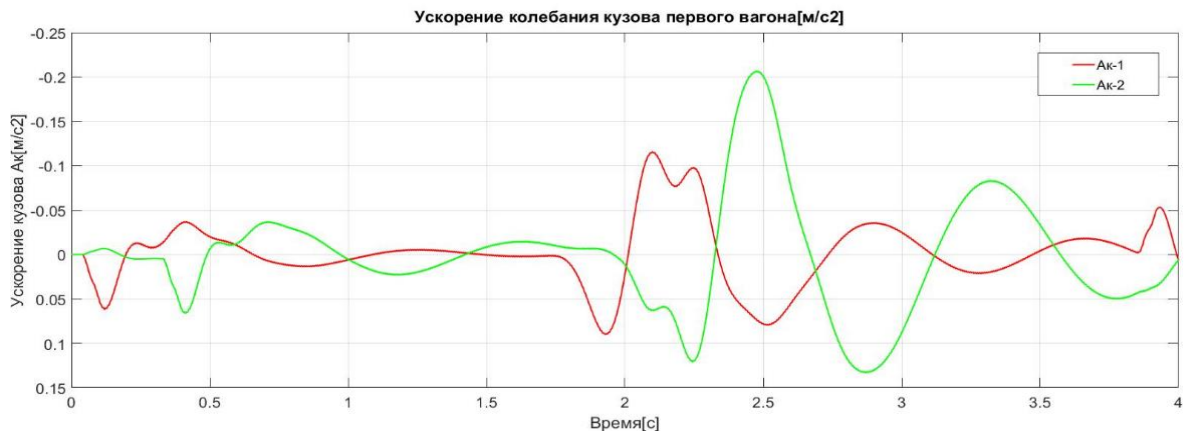


Рисунок 2.6 Ускорение колебания кузова в первого вагона

Полная модель путь-экипаж-мост позволяет также оценивать параметры колебаний элементов экипажа (колеса, тележки, кузов) и усилия взаимодействия в системе «мост-путь-поезд» при безбалластном пути для оценки колебаний всех элементов модели и условий безопасности по устойчивости движения колеса. Эти параметры могут быть приняты также для оценки комфорта пассажиров по ускорению кузова. На рис. 2.6 представлена оценка ускорений на передней и задней грани кузова, которые для данной задачи удовлетворительны.

2.4 Влияние граничных условий на полученные результаты

По исследованию [4], сходимость решений не только зависит от шага времени Δt , а еще от шага пространственной сетки (страница 138). Поэтому мы будем определить сначала шаг сетки по пространственной переменной из соображений точности и сходимости решений, а затем определять шаг по времени Δt в зависимости от полученных сведений относительно шага пространства [4]. Однако, мы можем видеть, что еще один параметр может

сильно повлиять на точность и сходимость полученных результатов-это граничные условия задачи. На рисунке 2.7 и рисунке 2.8, можно видеть, что значения максимального контактного усилия между плитой и рельсом имеет четкую разницу по сравнению с другими положениями. Вблизи границы, максимальные значения его увеличивается 1.3 раз и амплитуда сильно изменяется, потом значения усилия постепенно стабилизируются на расстоянии 20 м от граничной точки. Вначале (слева) влияние очень сильное, в конце участка (справа) влияние граничных условий мало заметно.

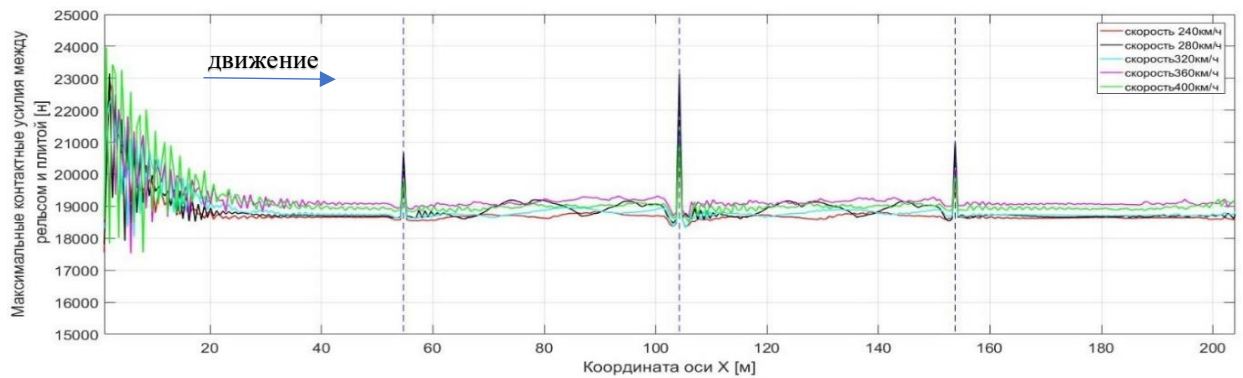


Рисунок 2.7. Влияние граничных условий ограничено по длине.

Максимальные контактные усилия между плитой и рельсом при отсутствии прокладного слоя (односторонние) с длиной пролета 50 м.

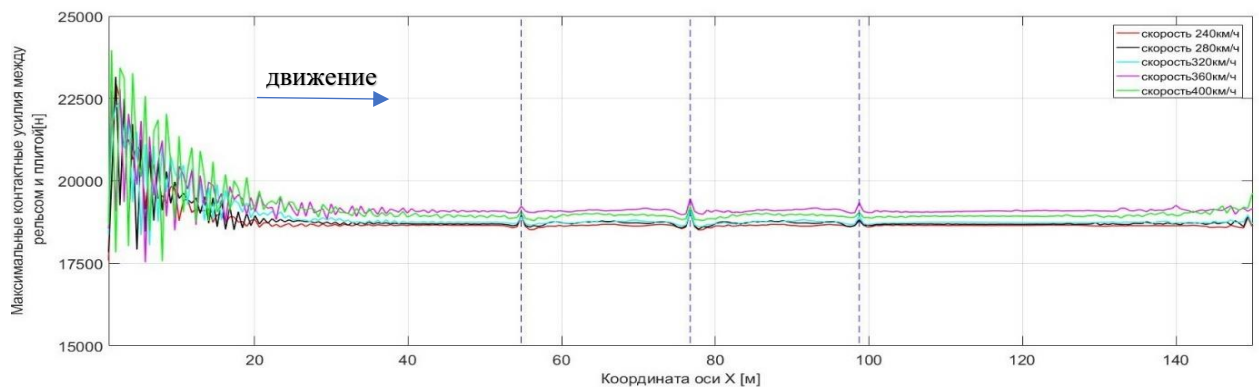


Рисунок 2.8 Максимальные контактные усилия между плитой и рельсом при отсутствии прокладного слоя (односторонние) с длиной пролета 23.6 м.

Показано влияние граничных условий

Рисунки 2.7 и 2.8 хорошо демонстрируют устойчивость метода вычислений, потому что несмотря на сильное влияние граничных условий на

начальном участке, после 40м эти сильные колебания затухают. Если метод неустойчив, колебания быстро достигают бесконечно больших значений. Это еще один довод в пользу достоверности результатов, полученных с использованием данной модели.

2.5 Выводы главы 2

1. Разработанные в [4] модели взаимодействия в системе «мост-путь-поезд» дополнены плитами безбалластного пути на упруго-вязком основании для моделирования динамического взаимодействия подвижного состава и мостового сооружения в условиях высокоскоростного движения по безбалластному мостовому полотну.

2. Разработана математическая модель колебаний плит безбалластного мостового полотна в форме дифференциальных уравнений в частных производных, которые учитывают упруго-вязкие связи с переменными свойствами по длине между пролетным строением и плитами, а также между плитами и рельсами.

3. Учитывая поставленную в главе 1 задачу оценки устойчивости колеса на рельсе в условиях высокочастотных колебаний колеса и рельса, выбрана конечно-разностная аппроксимация уравнений колебаний по явной схеме метода центральных разностей. Эта схема позволяет избежать решения систем нелинейных уравнений на каждом шаге по времени. При этом из-за небольшого шага по времени для обеспечения устойчивости вычислений можно учитывать высокочастотные колебания подсистемы «колесо-рельс».

4. Сравнение результатов численного моделирования на разработанной модели с известными решениями частной задачи позволило установить высокую степень достоверности результатов с помощью разработанной методики. Достоверность также подтверждается устойчивостью метода и затуханием колебаний, вызванных граничными условиями.

5. Граничные условия в виде запрета на вертикальные перемещения и угол поворота в начале и в конце расчетного участка имеют ограниченное влияние на результаты моделирования. Это влияние заметно на протяжении 30-35м расчетного участка, а затем влияние не наблюдается. Таким образом необходимо рассмотрение подходов к мосту такой длины, при которой влияние граничных условий отсутствует на мосту

ГЛАВА 3 ДИНАМИКА МОСТОВОГО ПОЛОТНА ПРИ ВЫСОКОСКОРОСТНОМ ДВИЖЕНИИ

3.1 Динамические характеристики мостовых сооружений

3.1.1 Основные параметры пролетного строения

По проектной документации ВСМ2 «Москва-Казань» основными типами конструкций пролётных строений для мостовых сооружений приняты унифицированные двухпутные железобетонные и сталежелезобетонные коробчатые разрезные конструкции пролётных строений (ОАО «Институт «Гипростроймост» и АО «ТРАНСМОСТ»), длиной до 50 м. Разрезные балочные пролетные строения мостовых сооружений ВСМ2, предназначенные для условий движения поездов со скоростями до 350 км/час из предварительно-напряженного железобетона, представлены балочными пролетными строениями с ездой поверху полными длинами 23,6; 34,2 м и 50 м [69]. Необходимо сказать, что в соответствии с нормами [3 и EN 1991-2 (2003) (English): Eurocode : Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges. – Brussels, 2003 -164 p] расчетная скорость для мостов должна быть 420 км/ч.

Балка пролетного строения полной – 23,6м, расчетной длиной – 22,5м, изготовлена из предварительно - напряженного железобетона с натяжением на бетон. Бетон балки проектного строения В40. Поперечное сечение балки пролетного строения показывается в рисунке 3.1

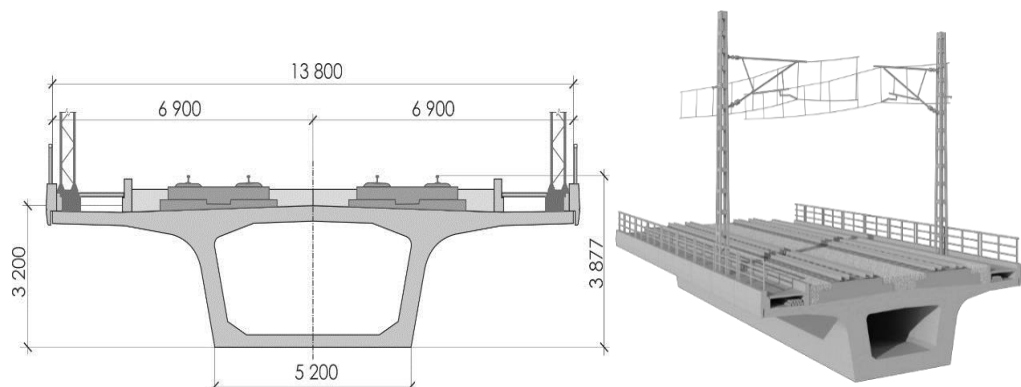


Рисунок 3.1 Поперечное сечение пролетного строения полной длиной
23,6 м

Балка пролетного строения коробчатого сечения из предварительно напряженного железобетона с натяжением на бетон. Полная длина – 34,2м, расчетный пролет – 33,1м, высота – 3,2м [69]. Поперечное сечение балки пролетного строения показывается в рисунке 3.2

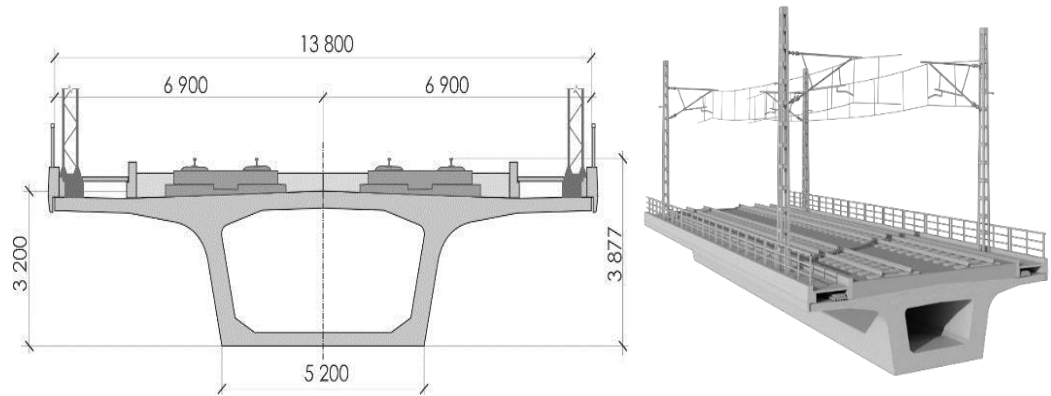


Рисунок 3.2 Поперечное сечение пролетного строения полной длиной 34,2 м

Балка пролетного строения полной длиной 50м изготовлена из предварительно напряженного железобетона с ездой поверху коробчатого сечения. Поперечное сечение балки пролетного строения (рисунок 3.3) выполнено в виде коробки с наклонными стенками (8,09:1), нижней плитой шириной 5,2м и верхней плитой с консолями общей шириной 13,8м [69].

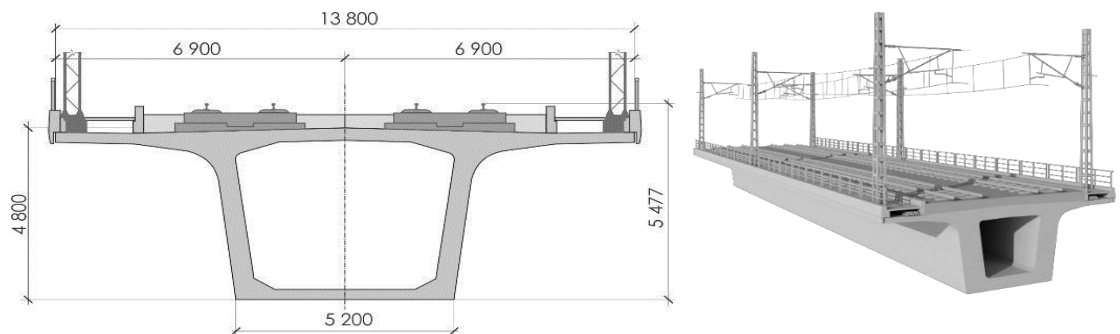


Рисунок 3.3 Поперечное сечение пролетного строения полной длиной 50 м

Параметры пролетного строения длиной 23,6м; 34,2м; 50м показывается в таблице 3.1.

Таблица 3.1. Параметры пролетного строения длиной 23,6м; 34,2м, 50м

Полная длина (м)	Расчетный пролет (м)	Площадь сечения (м ²)	Жпролет (м ⁴)	ЕЖ x 10 ⁹ (н. м ²)	Масса (кг/м)
23.6	22.5	9.12	6.81	104.6	7997.56
34.2	33.1	9.58	11.62	104.6	7785
50	48.9	11.41	32.96	296.64	9298

- ЕЖ балки и масса пролетного строения приведены к одному рельсу

Параметры плит, укладываемых на мосту приведены в табл. 3.2

Таблица 3.2. Параметры плит мостового полотна

№	Площадь сечения, (м ²)	ЕЖ, (н. м ²)	Масса, (кг/м)
1-плита (верхняя плита)	0,832	3,55e ⁻³	1040
2-плита (нижняя плита)	0,9	3,4 e ⁻³	1125

- ЕЖ и масса плиты приведение к одному рельсу

Вторая плита (изготавливаемая на месте) прикреплена к пролетному строению с помощью выпусков арматуры, поэтому расчетная масса пролетного строения рассчитывается как сумма балки и массы второй плиты.

Таблица 3.3. Расчетная масса пролетного строения

Полная длина Lп (м)	Расчетная масса пролетного строения, приведенная к рельсу, (кг/м)

23,6	9122
34,2	8910
50	10423

3.1.2 Частоты собственных колебаний пролётных строений

Наиболее важными динамическими характеристиками мостовых сооружений являются частоты их собственных колебаний, которые фактически характеризуют степень чувствительности конструкции к динамическим нагрузкам [65]. Собственные частоты измеряются количеством колебаний в единицу времени (поэтому единица измерения равна Гц). Для балки, уравнение формы колебаний описывается в виде [52]:

$$Y(x, t) = \sum_{j=0}^{\infty} A_j \sin \frac{j\pi x}{L} \sin(w_j t + \varphi_j) \quad (3.1)$$

Где: A_j – произвольные константы, которые представляют собой коэффициенты разложения функции прогибов в ряд Фурье.

$w_j = 2\pi f_j$ - круговая частота.

f_j - частоты свободных колебаний в форме “j”.

$$Y_1(x) = \sin(\pi x / L)$$



$$Y_2(x) = \sin(2\pi x / L)$$



$$Y_3(x) = \sin(3\pi x / L)$$



Рисунок 3.4 Первые три формы собственных колебаний разрезной балки

Собственная частота колебания пролетного строения может быть определена, как [54, 65]:

$$f_j = \frac{\lambda_j^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{EJ}{m}} \quad (3.2)$$

Где: EJ – параметр изгибной жёсткости пролётного строения [н. м²]

m – погонная масса пролётного строения [кг/м]

j – номер формы колебания

λ_j^2 – безразмерный частотный параметр для простой балки $\lambda_j = j\pi$

L – длина пролетного строения [м]

3.1.3 Демпфирование колебаний пролётных строений

Важным параметром в динамическом анализе является демпфирование, уменьшающее отклик пролетного строения на динамическое воздействие. Существует множество источников демпфирования мостовых конструкций. Он включает внутреннее трение строительных материалов, трещины, а также трение в опорных частях, аэродинамическое сопротивление конструкции или вязкоупругие свойства грунтов оснований. Величина демпфирования зависит также от амплитуды колебаний [65]. Поэтому невозможно предсказать точное значение демпфирования для новых мостов. Однако оценки значений демпфирования могут быть выполнены для существующих мостов. В зарубежных и российских нормативных документах по проектированию мостовых сооружений на ВСМ расчет демпфирования основан на коэффициенте затухания ζ . Коэффициент затухания определяется с помощью коэффициентов неупругого сопротивления γ и логарифмического декремента δ по выражениям [69]:

$$\gamma = \delta f l \text{ и } \delta = 2\pi\zeta \quad (3.3)$$

Коэффициенты затухания ζ зависят от типа пролетного строения и длины пролета. Значительные экспериментальные исследования динамики мостов в СССР отражены в книге [70]. В целях нашего исследования параметры демпфирования в уравнениях колебаний (2.54) подбираются так, чтобы получить

совпадение с декрементом затухания свободных колебаний пролетных строений, полученных в [70]. Кроме того, могут быть использованы параметры демпфирования, применяемые в Европе [42]. Эти значения представлены в таблице 3.4 [3]:

Таблица 3.4 Демпфирование несущих конструкций пролетных строений

Типы пролетного строения	Нижнее предельное значения коэффициента затухания ζ %	
	$L < 20$	$L \geq 20$
Стальные и сталежелезобетонные	$\zeta = 0,5 + 0,125(20-L)$	$\zeta = 0,5$
Железобетонные предварительно напряженные	$\zeta = 1,0 + 0,07(20-L)$	$\zeta = 1,0$
Балки из обычного железобетона и с бетонным наполнителем*	$\zeta = 1,5 + 0,07(20-L)$	$\zeta = 1,5$

*Так указано в [3]. Следует читать «балки с жесткой арматурой»

3.2 Критические скорости поезда

Одним из важных параметров, сильно влияющих на динамическое поведение пути, является скорость движения поезда. Если скорость поезда увеличивается и приближается к критической скорости, возможны очень большие отклонения рельса при этом скорость может привести даже к крушению поезда, что представляет серьезную проблему для безопасности [71].

Частота возбуждения колебаний изменяется линейно в зависимости от скорости движения поезда. Резонанс моста возникает, когда частота возбуждения от поезда приближается к собственным частотам пролётного строения.

Частота возбуждения колебаний при одинаковой длине вагонов, что всегда встречается на ВСМ, может быть определена, как [65, 69, 72]:

$$f_{\text{возб}} = \frac{V}{l_{\text{ваг}}} \quad (3.4)$$

Где $f_{\text{возб}}$ - частота возбуждения колебаний (Гц)

V - скорость движения поезда (км/ч)

$l_{\text{ваг}}$ - длина одного вагона (м)

Резонанс пролетного строения возникает, если

$$f_{\text{возб}} = f_1 \quad (3.5)$$

Где: f_1 - Собственная частота колебания первой формы пролетного строения.

Согласно [65, 69, 72] критическая скорость поезда для моста

$$V_{\text{кр}} = f_1 \cdot l_{\text{ваг}} \quad (3.6)$$

Для демонстрации указанного явления при расчете применяется прототип поезда для ВСМ2 (на основе Siemens Velaro) с основными параметрами на таблице 3.5

Таблица 3.5 Основные параметры поезда с осевой нагрузкой 18 т

Название	Значение
Масса кузова M_c (кг)	53920
Масса тележки M_t (кг)	5856
Масса колесной пары M_w (кг)	2010
Центральные моменты инерции кузова J_c (кг. м ²)	2350000
Центральные моменты инерции тележки J_t (кг. м ²)	3096
Коэффициент жесткости первичной подвески k_{s1} (Н/м)	2,03e6
Коэффициент демпфирования первичной подвески c_{s1} (Нс/м)	3,08e4
Коэффициент жесткости вторичной суспензии k_{s2} (Н/м)	6,88e5

Коэффициент демпфирования вторичной суспензии c_{s2} (Нс/м)	6,42e4
Расстояние между центрами тележек l_c (м)	17,375
Расстояние между осями тележки l_t (м)	2,6
Длина одного вагона $l_{\text{ваг}}$ (м)	24,825

По формуле (3.6) для разных длин пролета, получим разную критическую скорость.

На диссертации автором были выполнены динамические расчёты пролётного строения с тремя вариантами полной длины 23,6м; 34,2м и 50м. Используя формулу (3.4) и (3.5), получим собственную частоту колебания первой формы пролетного строения длиной 23,6м; 34,2м и 50м [50]:

Таблица 3.6 Собственная частота f_1 колебания первой формы пролетного строения с разными длинами 23,6м; 34,2м; 50м.

Длина пролетного строения (м)	Собственная частота f_1 (Гц)
23,6	9,55
34,2	4,6
50	3,35

Применяя формула (3.6), получим критическую скорость для пролетного строения длиной 23,6м; 34,2м; 50м.

Таблица 3.7 Критическая скорость для пролетного строения длиной 23,6м; 34,2м; 50м.

Длина пролетного строения (м)	Критическую скорость (км/ч)
23,6	853

34,2	411
50	299

Из графика (3.5) изменения вертикальных перемещений в середине пролёта можно увидеть, что максимальное значение вертикальных перемещений пролёта достигает 3 мм при скорости поезда 395-400 км/ч. При 400 км/ч проявляются околорезонансные колебания пролетного строения. Как видно, масса поезда вносит коррективы в собственные частоты колебаний системы и критическую скорость для стержневой модели, применяемой далее. Для этой модели скорость 400 км/ч оказывается ближе к резонансу [54].

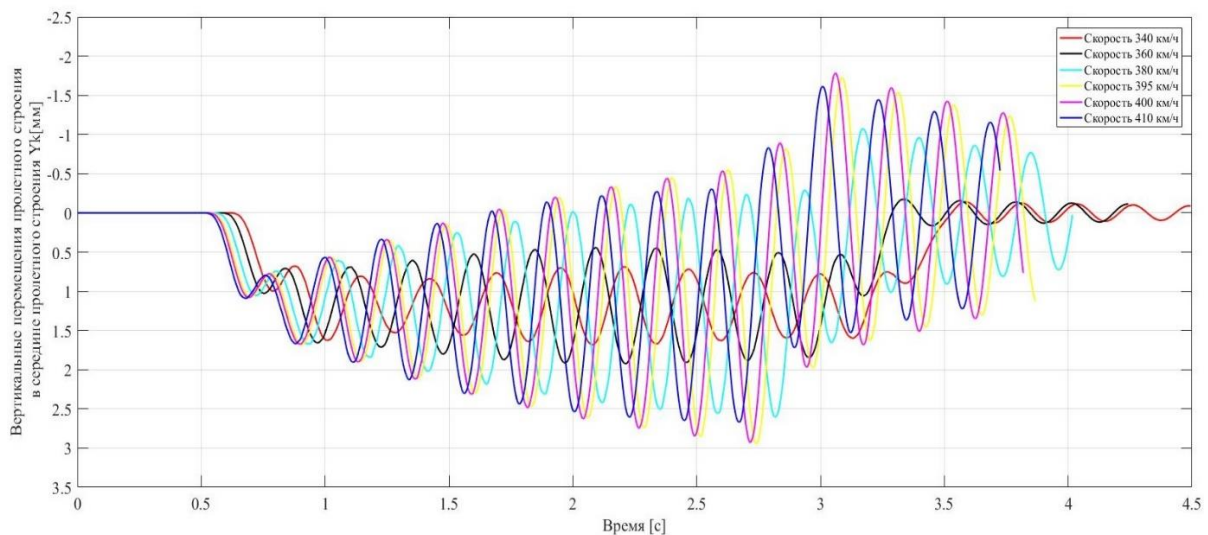


Рисунок 3.5 График колебаний середины пролёта балочного железобетонного пролётного строения, длиной 34.2 м при прохождении поезда «Сименс» с разными скоростями.

По таблице 3.8 скорость 853 км/ч является критической для пролетного строения длиной 23,6м, но такая скорость поезда «Сименс» пока не встречается на практике. Поэтому при расчете максимальная скорость поезда не превышает 400 км/ч. В соответствии с российскими нормами [3] расчетная скорость на ВСМ на 20% больше конструкционной скорости 350 км/ч, то есть расчетная скорость составляет 420 км/ч. По таблице 3.1 мост длиной 23,6м имеет высокую

изгибающую жесткость EJ , совпадающую с мостом длины 34,2м. Таким образом, из графика (рисунок 3.6) можно увидеть, что вертикальные перемещения в середине пролёта было малым и постепенно увеличивается с увеличением скорости поезда. Из графика (рисунок 3.6) заметно, что резонанс не появляется со скоростью менее 400км/ч

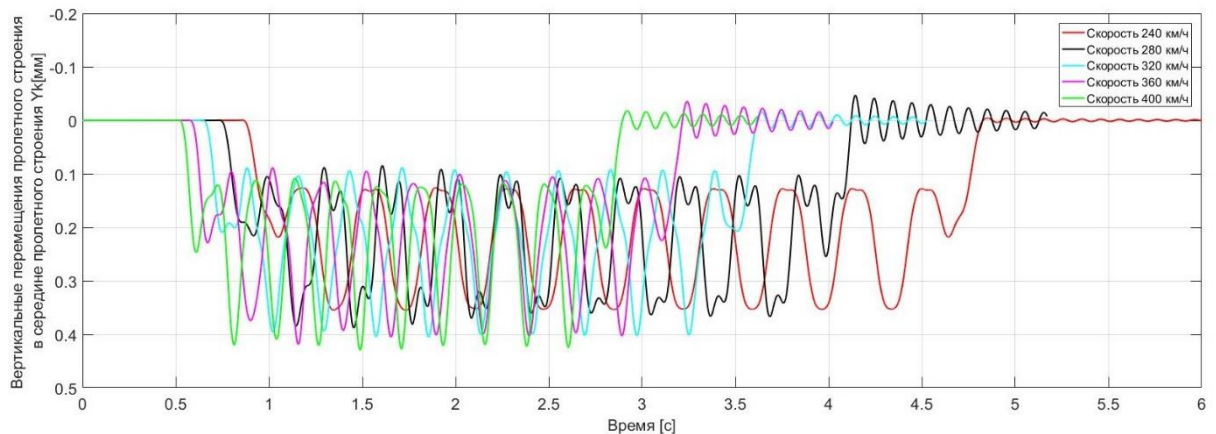


Рисунок 3.6 График колебаний середины пролёта балочного железобетонного пролётного строения, длиной 23,6м при прохождении поезда «Сименс» с разными скоростями.

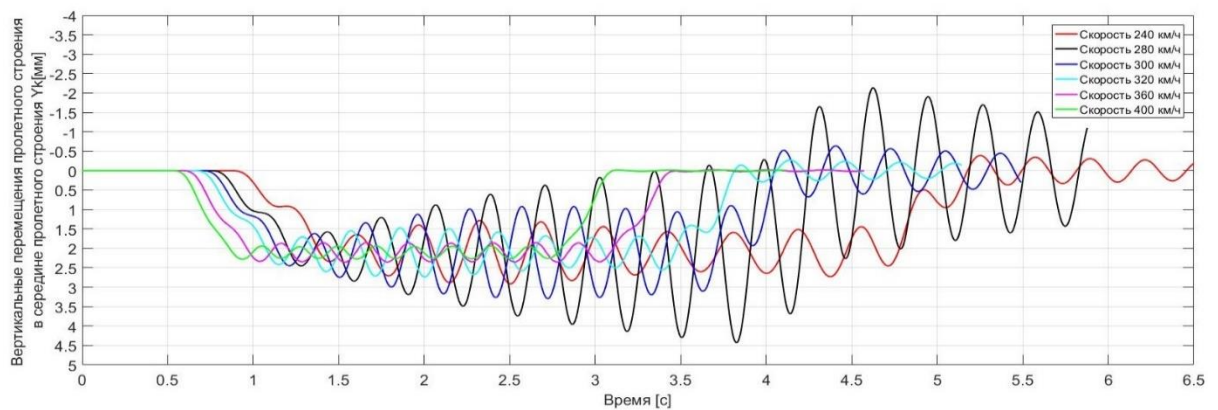


Рисунок 3.7 График колебаний середины пролёта балочного железобетонного пролётного строения, длиной 50м при прохождении поезда «Сименс» с разными скоростями.

На рисунке 3.7 приведены графики изменения вертикальных перемещений в середине пролёта балочного железобетонного пролётного строения, длиной 50м при прохождении поезда «Сименс» с резонансной скоростью 280 км/ч. Тогда максимальное значение вертикальных перемещений пролета достигает 4,5 мм.

Таким образом, сравнивая критическую скорость, полученную из программы, со скоростью, полученной по формуле (3.6), находим, что отклонение составляет 6.4%.

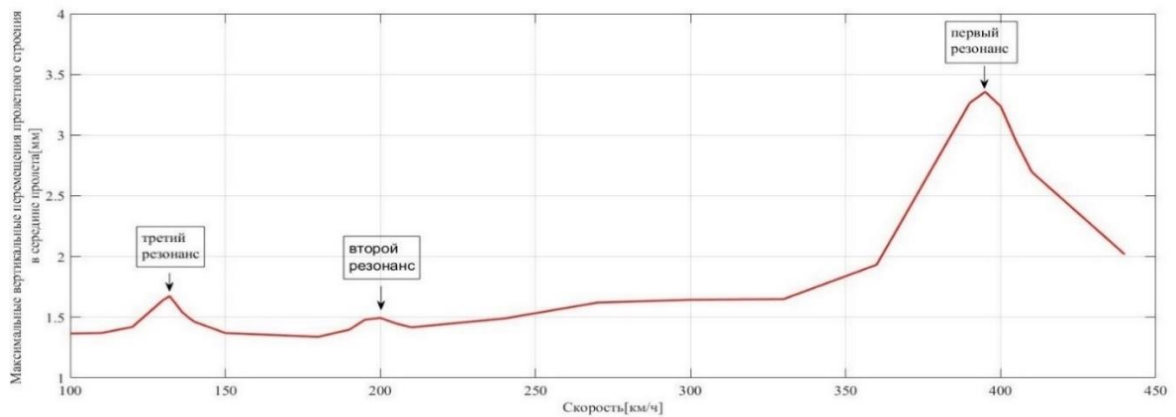


Рисунок 3.8 Зависимость перемещения пролетного строения в середине пролета длиной 34,2 м от скорости поезда.

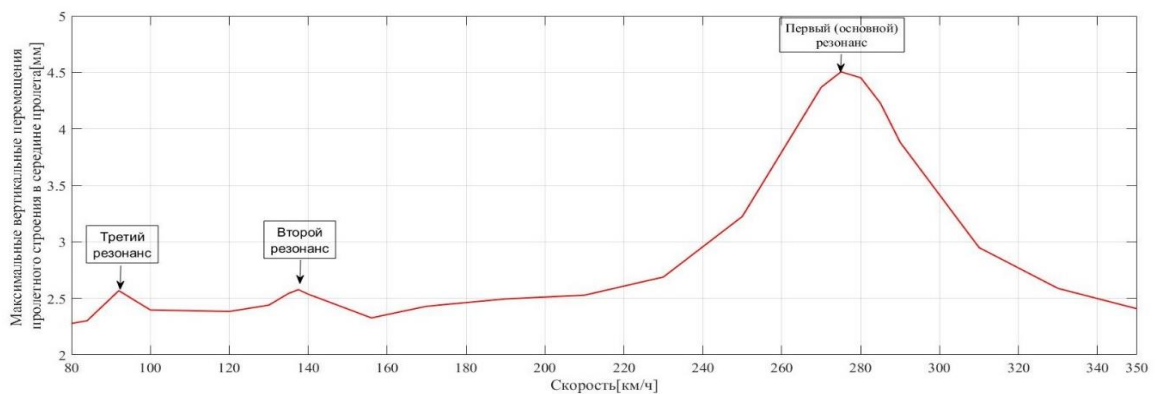


Рисунок 3.9 Зависимость перемещения пролетного строения в середине пролета длиной 50 м от скорости поезда.

В результате приведены зависимости перемещения пролетного строения в середине пролета длиной 34,2 м (рисунок 3.8) и длиной 50 м (рисунок 3.9) от скорости поезда, можно видеть, перемещения пролётного строения резко изменяются в положениях пиков, соответствующих резонансным режимам колебаний пролётного строения. Когда первый резонанс возникает, то перемещение пролётного строения достигает максимального значения, и амплитуда изменения является наибольшей. А для второго и третьей резонанса амплитуда изменения является незначительным. Поэтому первый резонанс называется основным, а второй и третий – кратные резонансы. Важно отметить,

что кратные резонансы учитываются нормами проектирования [СП 35.13330.2011] для обычных скоростей движения.

3.3 Отрывающие усилия и жесткость прокладного слоя

Безбалластное верхнее строение пути широко применяется на ВСМ, в Китае более 80% высокоскоростных железных дорог – это путь с бетонными плитами [54, 64]. В отличие от традиционного, балластного, путь с бетонными плитами имеет многие преимущества, такие как сохранение геометрических параметров в течение длительного времени и снижение затрат на обслуживание [1, 2], поэтому путь с бетонными плитами широко распространен на ВСМ в некоторых странах (Китай, Япония).

Применение безбалластного пути приводит к значительным отрывающим усилиям в промежуточных скреплениях. Первые опыты применения безбалластных конструкций пути в тоннелях привели к отрыву шпал, омоноличенных в путевом бетоне тоннеля в зонах сопряжения с земляным полотном [23] из-за разной жесткости пути.

В этой диссертации рассматривается безбалластная конструкция верхнего строения пути на ВСМ. Верхние плиты уложены на нижнюю плиту мостового полотна, которая прикреплена к балке пролетного строения выпусками арматуры, и присоединена к балке двусторонними связями.

Рассматривались разные конструкции соединения верхних и нижних плит безбалластного пути на мосту и подходах: модель с двусторонними связями применялась в случае прикрепления верхней плиты к нижней (т.е. к балке, поскольку нижняя плита прикрепляется к балке с помощью выпусков арматуры). Модель с односторонними связями применялась в случае свободного опирания верхней плиты на нижнюю (фундаментную) плиту (т.е. балку). В случае связей между рельсом и плитой это соответствует усилиям в промежуточных скреплениях. В случае усилий между плитой и балкой корректнее рассматривать напряжения, однако для удобства сопоставления результатов для разных

моделей анализируются положительные и отрицательные (отрывающие) усилия в связях, соответствующих модели подрельсовых плит и пролетного строения (т.е. несущей системы [73])

3.3.1 Отрывающие усилия между рельсом и плитой

Контактные усилия в промежуточном рельсовом скреплении (нагрузка от рельса на плиту) практически не зависит от характера связей между плитой и основанием и жесткости контакта плиты с основанием, это воздействие остается сравнительно равномерным по длине зоны моста. Можно лишь отметить заметный рост нагрузки на подрельсовое основание во второй половине пролетного строения из-за центробежного ускорения экипажа (рис. 3.10) [54].

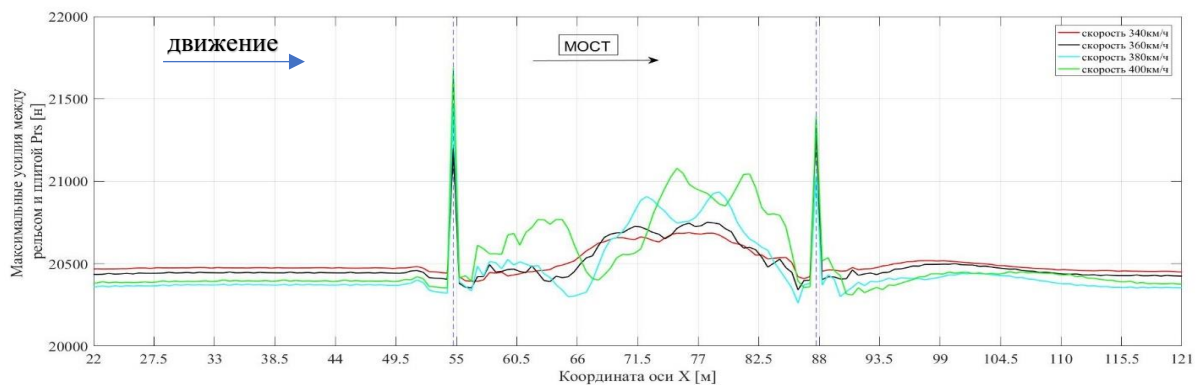


Рисунок 3.10 Максимальные контактные усилия между плитой и балкой при отсутствии прокладного слоя (односторонние связи) с длиной пролета 34,2м

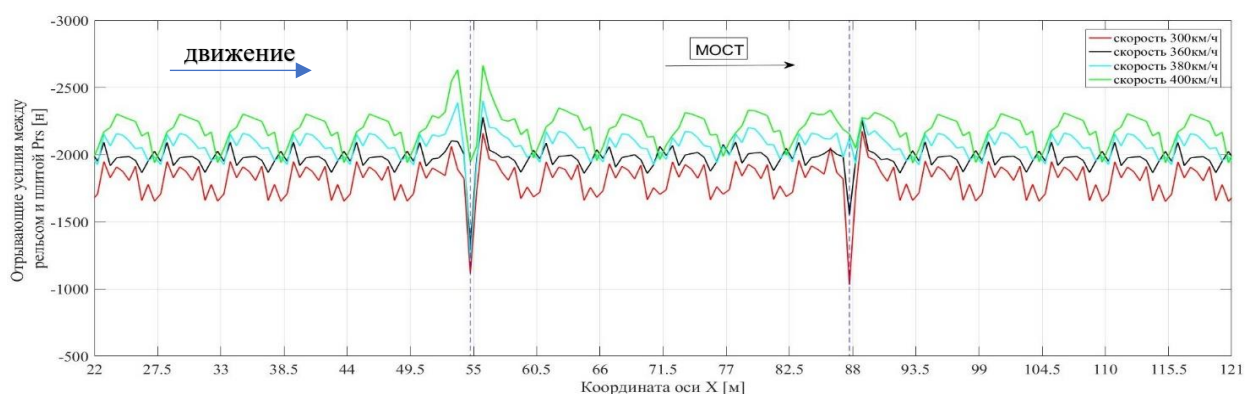


Рисунок 3.11 Отрывающие усилия между плитой и рельсом с коэффициентом жесткости прокладки под плитой $3 \cdot 10^8 \text{ Н/м}$ (односторонние связи) с длиной пролета 34,2м

Заслуживают внимания усилия, которые могут оторвать дюбель в рельсовой плите или способствовать образованию трещин в месте расположения закладных болтов (анкеров). Такое воздействие характерно для промежуточных рельсовых скреплений, где связь рельса с плитой имеет всегда двусторонний характер. На рис. 3.11 показаны огибающие максимумы отрывающих усилий в скреплениях по длине перехода для «мягкого» прокладного слоя и в его отсутствие (рис.3.12). Эти два типа диаграмм характерны и для других вариантов конструкции: с разными типами связей и жесткостями слоев. Диаграммы слабо различаются по максимальным значениям в местах сопряжения балок с подходами.

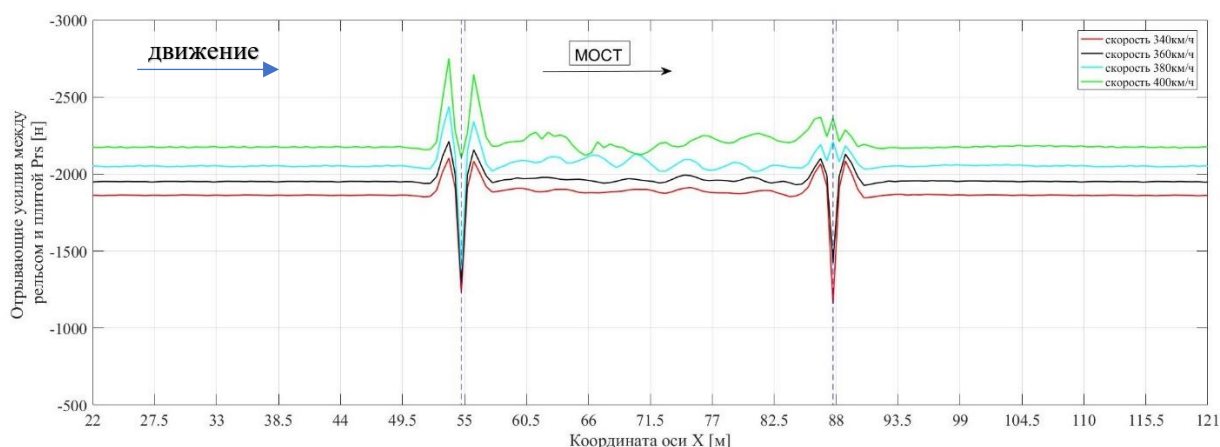


Рисунок 3.12 Отрывающие усилия между плитой и рельсом при отсутствии прокладного слоя (односторонние связи) с длиной пролета 34,2 м

3.3.2 Усилия между плитой и балкой

Значительный интерес представляют «отрывающие» усилия между плитой и ее основанием. Если связи здесь имеют двусторонний характер, то физическая природа этих усилий понятна. Если же связи односторонние, наличие такого усилия означает разгрузку связи пока не преодолевается собственный вес плиты и рельса со скреплением. Прокладкой между плитой и балкой является цемент. По исследованию профессора Lei, X [43] (страница 350) жесткость цемента обычно имеют такие значения: $3 \cdot 10^8$ Н/м, $6 \cdot 10^8$ Н/м, $9 \cdot 10^8$ Н/м, $1,2 \cdot 10^9$ Н/м, $1,5 \cdot 10^9$ Н/м и $3,0 \cdot 10^9$ Н/м. демпфирование цемента находится в диапазоне: $2 \cdot 10^4$

Нс/м, $4 \cdot 10^4$ Нс/м, $8,3 \cdot 10^4$ Нс/м, $1,6 \cdot 10^5$ Нс/м и $3,2 \cdot 10^5$ Нс/м. Для оценки влияния жесткости прокладного слоя, рассмотрим три случая: первый случай – прокладка с минимальной жесткостью («мягкий слой»), второй случай – прокладка с максимальной жесткостью и третий случай - прокладки с очень большой жесткостью, равной и $3,0 \cdot 10^{10}$ Н/м (практически отсутствие каких-либо прокладок, кроме слоя цемента).

На рис. 3.13 – 3.15 представлены огибающие диаграммы нагрузки на основание верхней плиты, т.е. максимальные усилия в связях модели за все время похождения 10-вагонного состава. Связи – двусторонние, диапазон жесткости прокладного слоя приведен в [43].

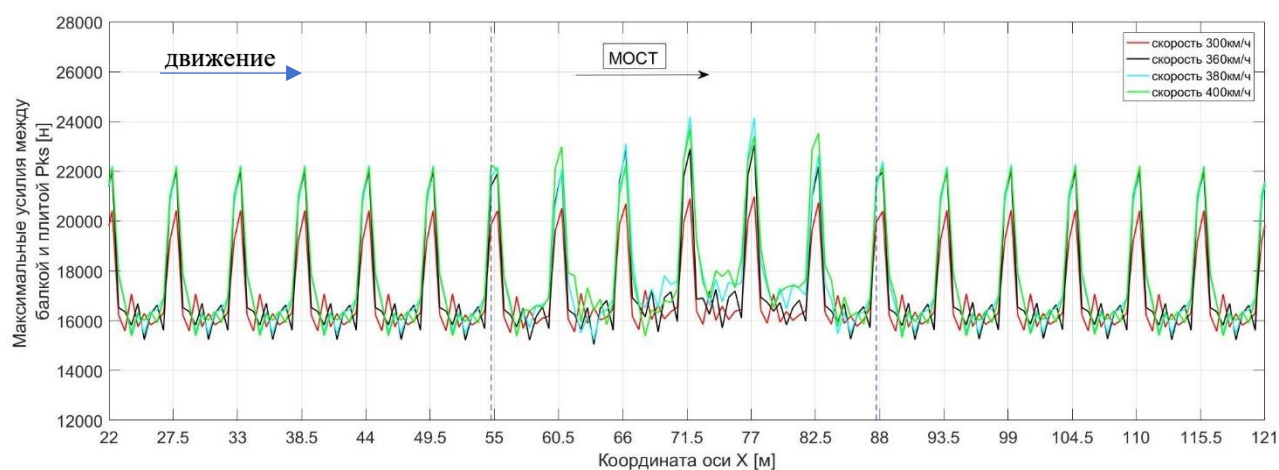


Рисунок 3.13 Максимальные контактные усилия между плитой и балкой с коэффициентом жесткости прокладки под плитой $3 \cdot 10^8$ Н/м (двусторонние связи) с длиной пролета 34,2м

Из сопоставления диаграмм видно, что изменение жесткости прокладного слоя не ведет к монотонному изменению нагрузки на основание плиты. При изменении жесткости меняется сам характер взаимодействия, но во всех случаях заметны стыки плит. При минимальной жесткости слоя наблюдается концентрация усилий в зоне стыков плит (рост усилий на 38%), что является условием расстройств в зоне стыков. Наибольшая нагрузка отмечается при жесткости связи $3 \cdot 10^9$ Н/м, которая в 1,5 раза больше, чем в отсутствии слоя.

Мягкий слой между плитой и основанием (рис. 3.13, 3.14) делает мост практически незаметным с точки зрения нагрузки на основание плиты. В случае жесткого опирания путевой плиты наблюдается заметный рост нагрузки на основание во всем диапазоне скоростей на 11-12% (рис 3.15)

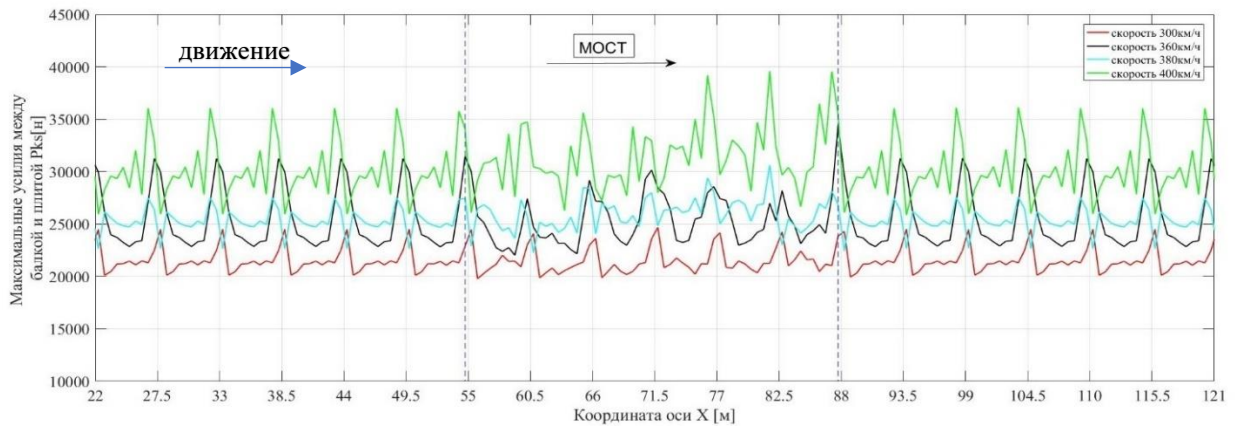


Рисунок 3.14 Максимальные контактные усилия между плитой и балкой с коэффициентом жесткости прокладки под плитой $3 \cdot 10^9$ Н/м. (двусторонние связи) с длиной пролета 34,2м. Видно, что при околорезонансной скорости усилия значительно возрастают

Необходимо отметить, что учет одностороннего характера связей между плитой и ее основанием не вносит существенных изменений в рассматриваемый параметр, кроме случая жесткого опирания: усилия на мосту и подходах отличаются на 25% (рис.3.16), а максимумы при разных связях отличаются на 11% (рис.3.15, 3.16).

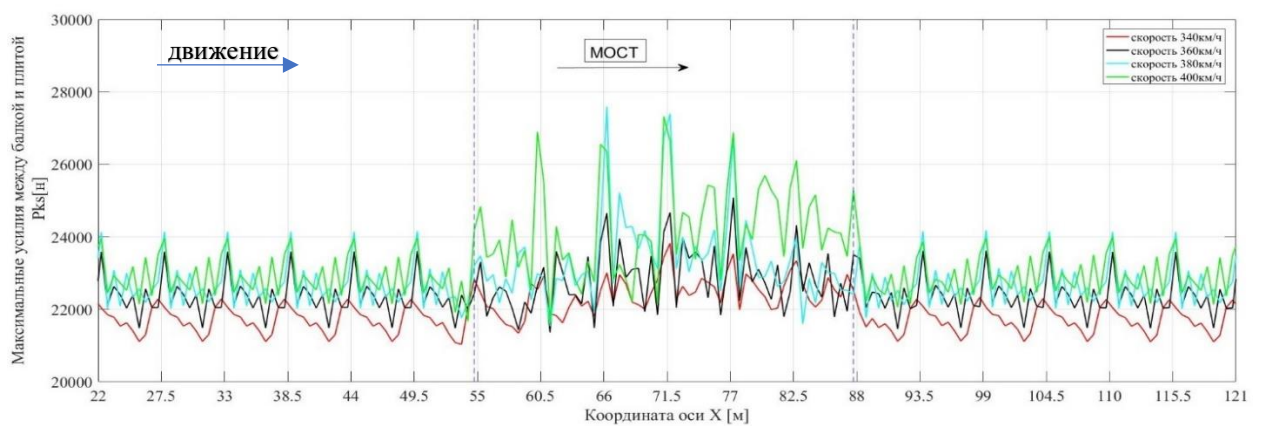


Рисунок 3.15 Максимальные контактные усилия между плитой и балкой при отсутствии прокладного слоя (двусторонние связи) с длиной пролета 34,2м

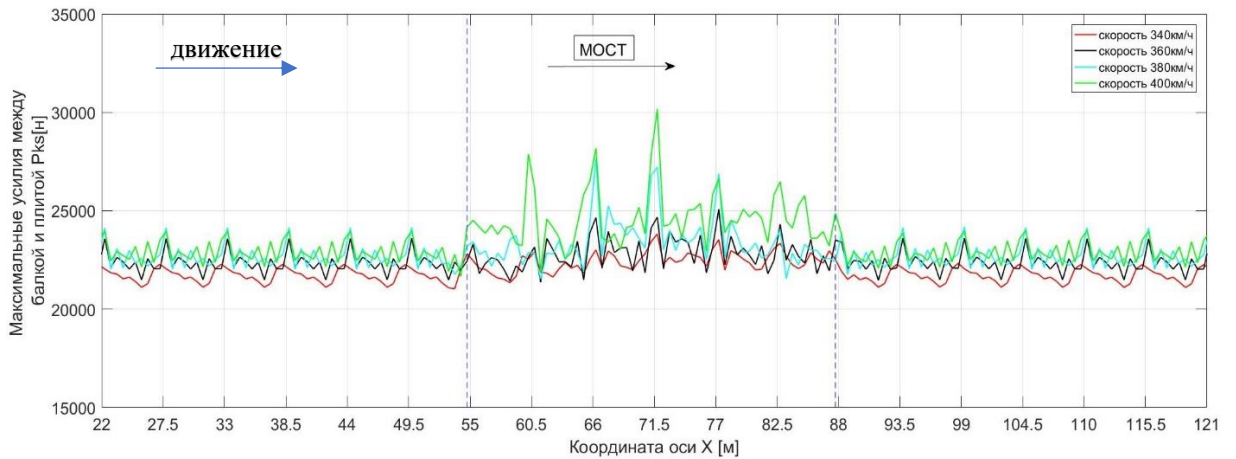


Рисунок 3.16 Максимальные контактные усилия между плитой и балкой при отсутствии прокладного слоя (односторонние связи) с длиной пролета 34,2м. Видно, что при околорезонансной скорости усилия значительно возрастают

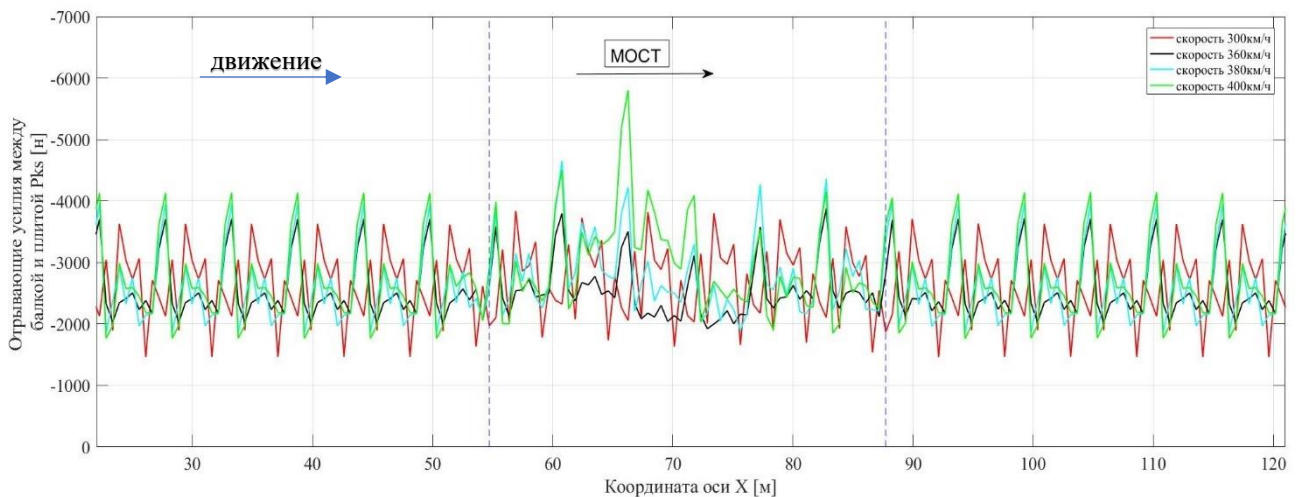


Рисунок 3.17 Отрывающие контактные усилия между плитой и балкой с коэффициентом жесткости прокладки под плитой $3 \cdot 10^8$ Н/м (односторонние и двусторонние связи) с длиной пролета 34,2м

Для «мягкого» прокладного слоя (рис.3.17) тип связи не имеет значения – односторонние связи не проявляются, ибо вес плиты не преодолевается. Для более жесткого основания плиты диаграммы огибающих усилий значительно отличаются для различного характера связей (рис.3.18, 3.19).

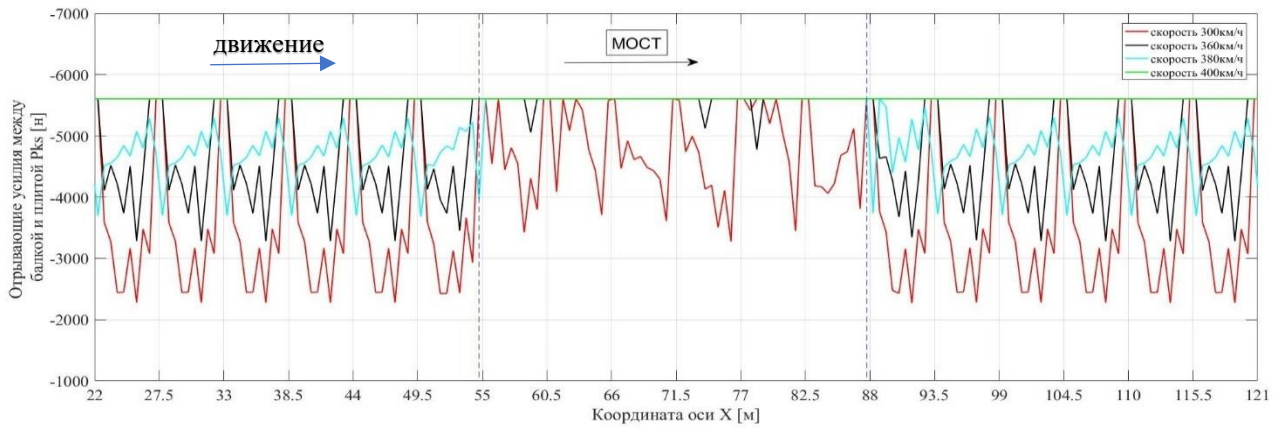


Рисунок 3.18 Отрывающие контактные усилия между плитой и балкой с коэффициентом жесткости прокладки под плитой $3 \cdot 10^9$ Н/м (односторонние связи) с длиной пролета 34,2м. Видно, что при околорезонансной скорости усилия значительно возрастают

Если на скорости 300 км/ч отрыв плиты от основания происходит лишь в отдельных местах (рис.3.18), то при более высоких скоростях отрыв плит на мосту происходит почти повсеместно, а на скорости 400 км/ч – повсюду, включая и подходы на земляном полотне. Величина отрыва ограничена рельсом, вероятно, не представляет угрозы. Обратим внимание, что на скорости 380 км/ч плиты на подходе не отрываются, и эта скорость оказывается наиболее благоприятной для пути на земляном полоне.

Таблица 3.8 Отрывающие относительные перемещения плиты и балки с жесткостью слоя $3 \cdot 10^9$ Н/м (односторонние связи).

Скорость поезда (км/ч)	300	360	380	400
Перемещения плиты (мм)	-0.0040	-0.0138	-0.0218	-0.0407

Таблица 3.9 Отрывающие относительные перемещения плиты и балки при разных скоростях поезда с жесткостью прокладки $3 \cdot 10^8$ Н/м(односторонние связи).

Скорость поезда (км/ч)	300	360	380	400
Перемещения плиты (мм)	-0.0126	-0.0128	-0.0154	-0.0193

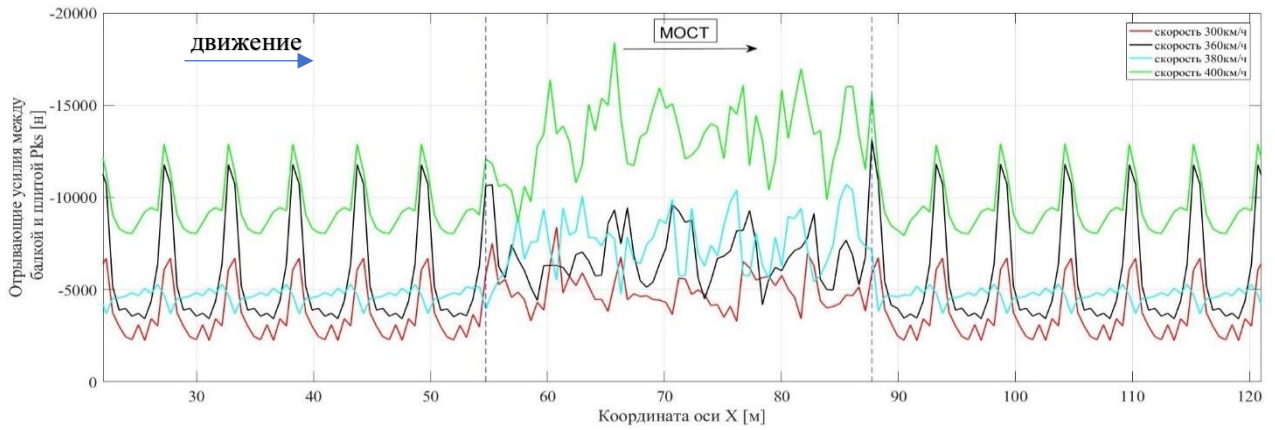


Рисунок 3.19 Отрывающие контактные усилия между плитой и балкой с коэффициентом жесткости прокладки под плитой $3 \cdot 10^9 \text{ Н/м}$ (двухсторонние связи) с длиной пролета 34,2м. Видно, что при околорезонансной скорости усилия значительно возрастают

При конструкции верхнего строения с двухсторонними связями отрывающие усилия оказываются сопоставимыми по абсолютному значению с максимальной нагрузкой (рис.3.14 и 3.19). Такие особенности динамического поведения плит БВСП в зоне мостов ставит задачу применения усиленных плит. Это означает, что мостовое полотно должно отличаться от БВСП на земляном полотне.

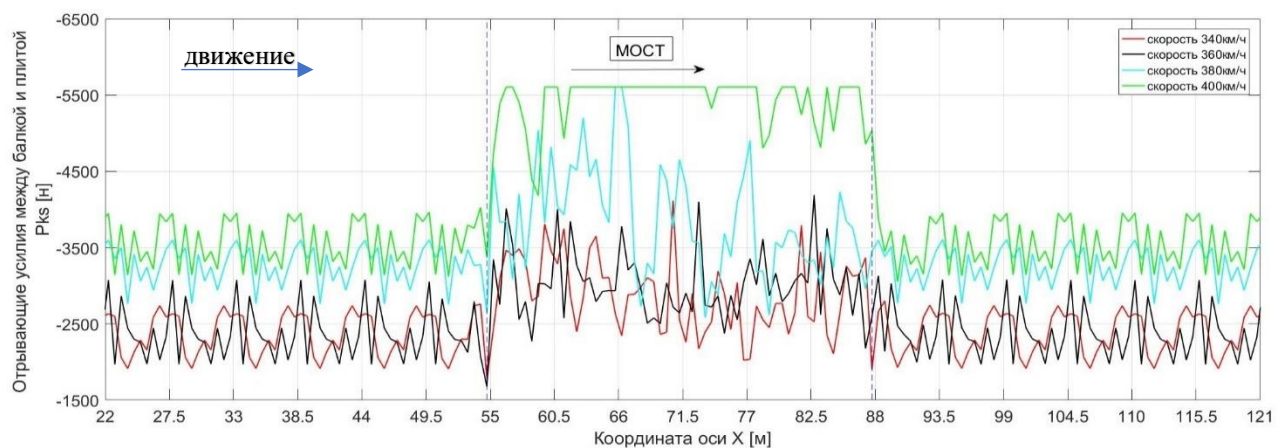


Рисунок 3.20 Отрывающие усилия между плитой и балкой при отсутствии прокладного слоя (односторонние связи) с длиной пролета 34,2м.

Видно, что при околорезонансной скорости усилия значительно возрастают

Для односторонних связей жесткость не имеет значения, т.к. предел таких усилий в этом случае – вес плиты. Отрывающие контактные усилия между

плитой и балкой не превышает силы тяжести плиты. Кроме критической скорости 400 км/ч (на рис 3.20).

Сравнивая диаграммы на рис.3.17, 3.19, 3.21 для двусторонних связей, отметим, что жесткость $3 \cdot 10^9$ Н/м оказывается наихудшей по отрывающим усилиям: максимум в два раза больше, чем при жестком опирании плиты и более, чем в 3 раза при «мягком».

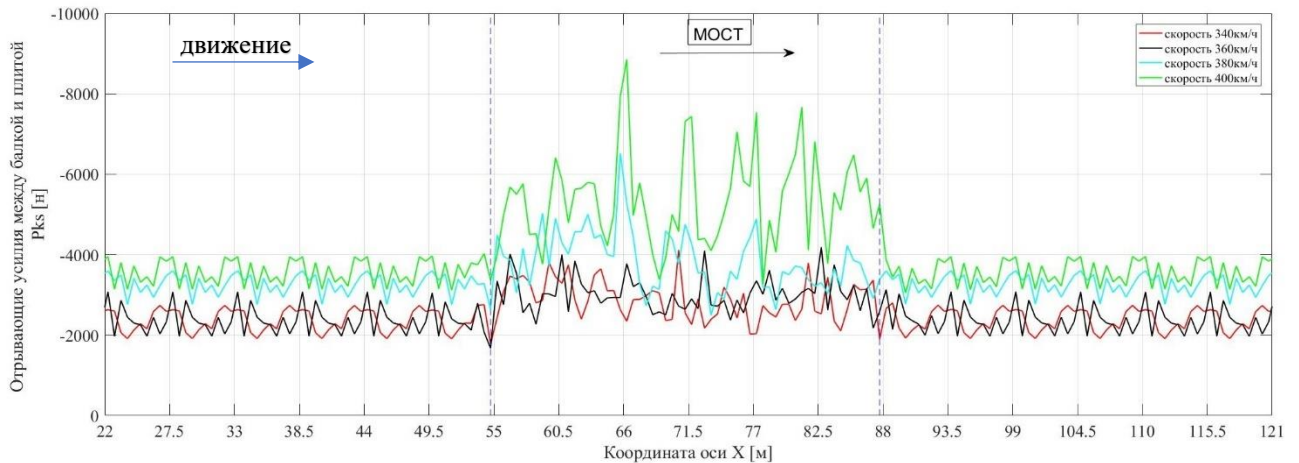


Рисунок 3.21 Отрывающие усилия между плитой и балкой при отсутствии прокладного слоя (двухсторонние связи) с длиной пролета 34,2м. Видно, что при околорезонансной скорости усилия значительно возрастают

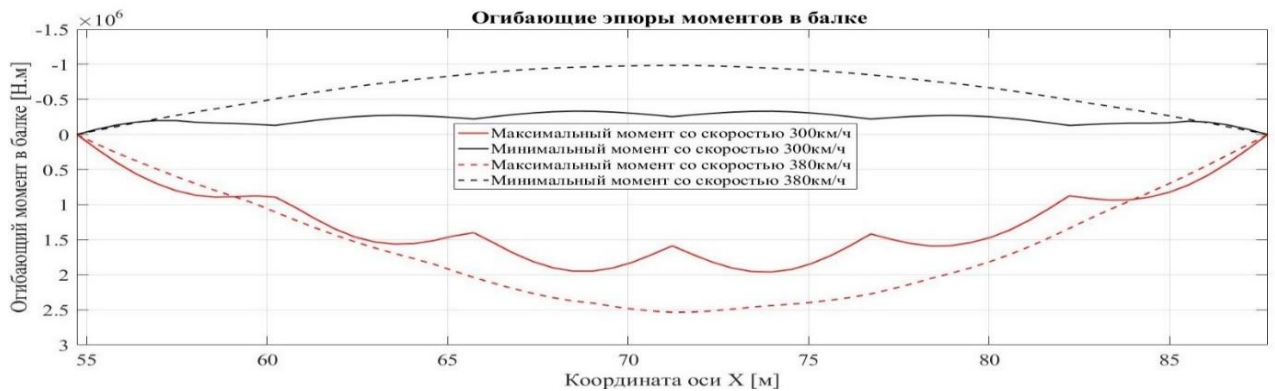


Рисунок 3.22 Огибающие эпюры моментов в балке. При скорости 300 км/ч видно влияние старших собственных форм колебаний, которые вызывают значительные перегрузки плит.

Отдельно следует оценить поведение системы «мост-путь-экипаж» при скорости 300 км/ч. На рисунке 3.23—видно, что нагрузка на нижнюю плиту (балку) значительно отличается от других случаев. При такой скорости в

пролетном строении возбуждаются полигармонические колебания с участием старших собственных форм. На рис. 3.22 видно, что на скорости 380 км/ч максимальные изгибающие моменты в балке [50] формируются преимущественно первой формой собственных колебаний с максимумом момента в середине пролета (показан индекс момента, приведенный к одному рельсу). При скорости 300 км/ч значительный вклад вносят другие собственные формы с более высокой частотой колебаний. По существу, вдоль балки распространяются волны деформаций, что сильно влияет на поведение плит безбалластного пути.

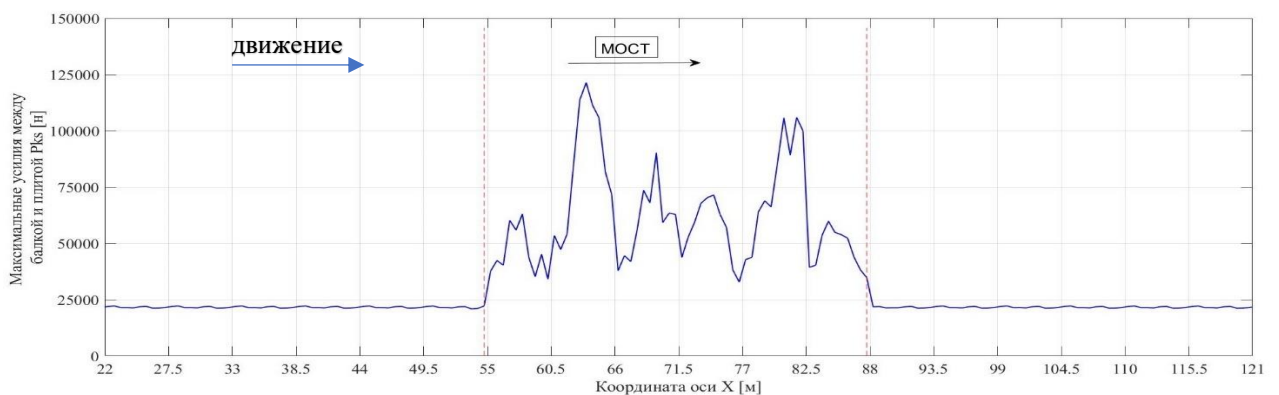


Рисунок 3.23 Максимальные контактные усилия между плитой и балкой при отсутствии прокладного слоя при скорости 300 км/ч (односторонние связи)

На рис. 3.23 представлена огибающая эпюра усилий между плитой и балкой, где эти усилия превышают максимумы при других скоростях (рис. 3.16) в четыре раза. При двухсторонних связях между плитой и балкой усилия на скорости 300 км/ч (рис. 3.23) увеличиваются на 90% по сравнению с другими скоростями (рис.3.21).

На рис. 3.24 видно, что граничные условия плиты имеют сильное влияние на значение контактных усилий между плитой и балкой. В граничном положении контактные усилия между плитой и балкой увеличиваются в 14% по сравнению с другим положением

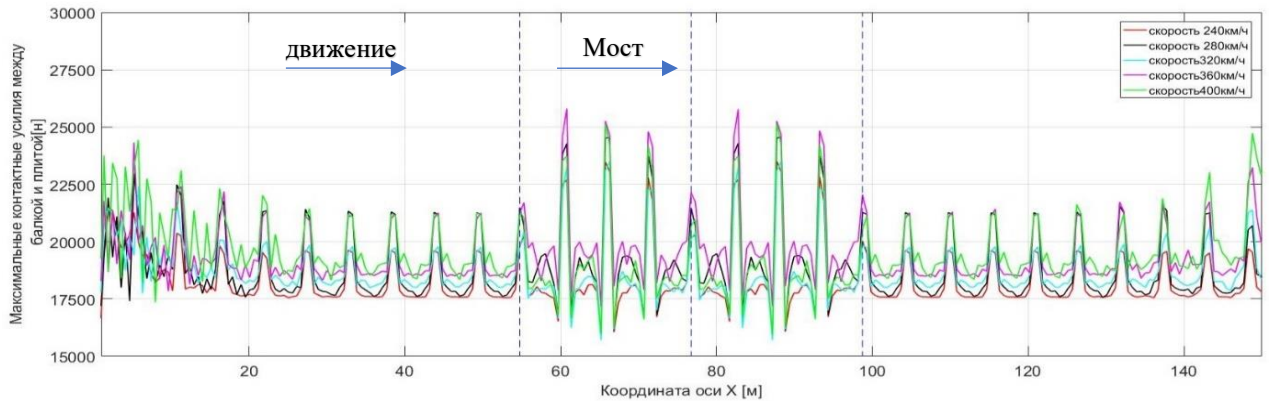


Рисунок 3.24 Максимальные контактные усилия между плитой и балкой при отсутствии прокладного слоя (односторонние) с длиной пролета 23,6 м. Показано влияние граничных условий

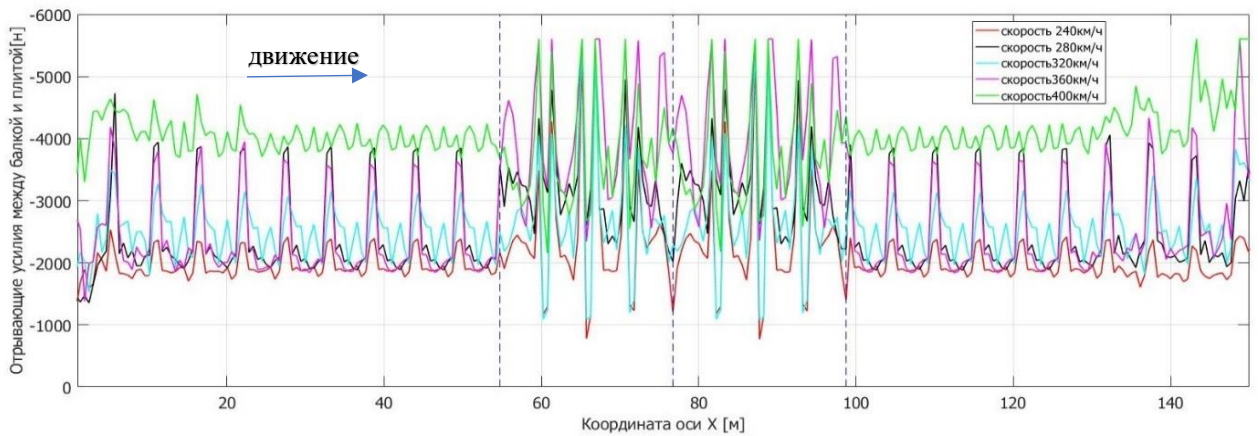


Рисунок 3.25 Отрывающие усилия между плитой и балкой при отсутствии прокладного слоя (односторонние связи) с длиной пролета 23,6 м

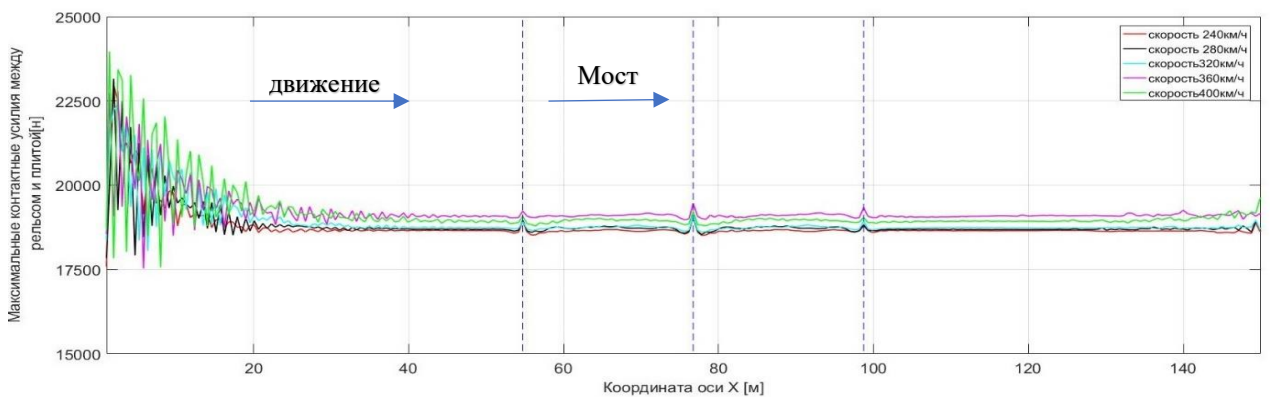


Рисунок 3.26 Максимальные контактные усилия между плитой и рельсом при отсутствии прокладного слоя (односторонние связи) с длиной пролета 23,6 м. Показано влияние граничных условий

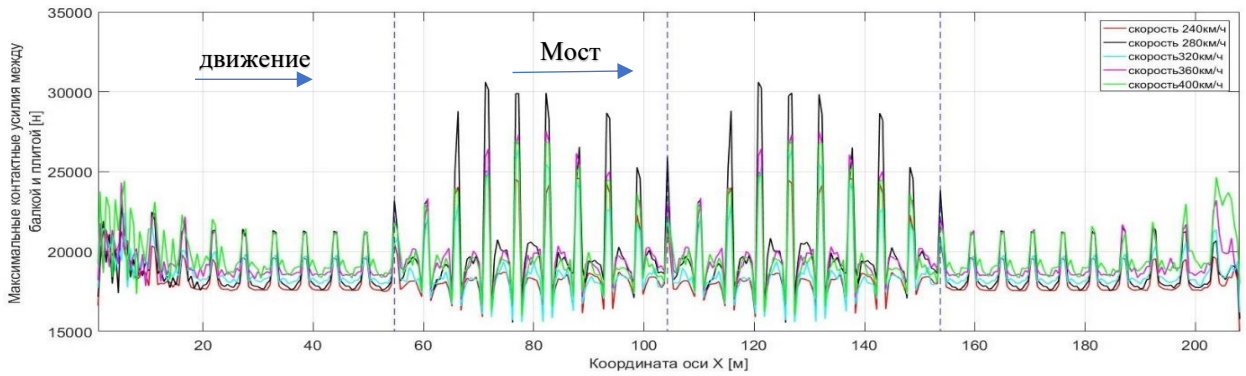


Рисунок 3.27 Максимальные контактные усилия между плитой и балкой при отсутствии прокладного слоя (односторонние связи) с длиной пролета 50 м. Видно, что при околорезонансной скорости (280 км/ч) усилия даже больше, чем при максимальной скорости. Показано влияние граничных условий

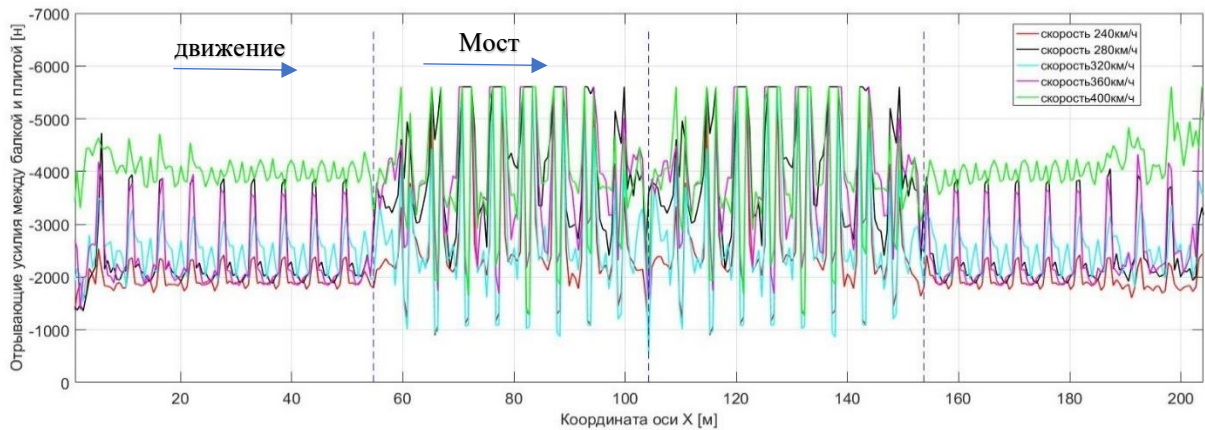


Рисунок 3.28 Отрывающие усилия между плитой и балкой при отсутствии прокладного слоя (односторонние) с длиной пролета 50 м

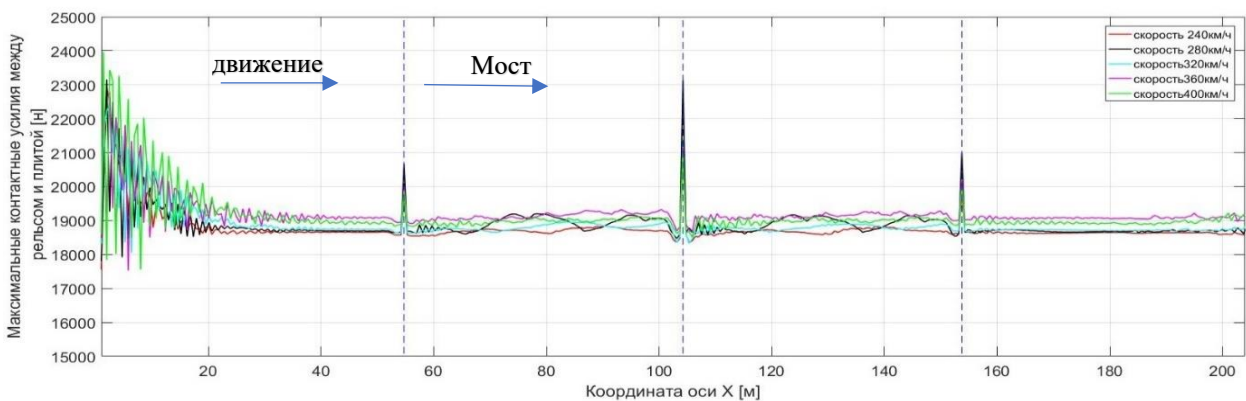


Рисунок 3.29 Максимальные контактные усилия между плитой и рельсом при отсутствии прокладного слоя (односторонние) с длиной пролета 50 м.

Показано влияние граничных условий

3.4 Внутренние усилия в плитах

Внутренние усилия в плитах характеризуются изгибающим моментом и поперечной силой. На диаграммах в этом разделе приведены огибающие значения усилий, приведенные к одному рельсу, по длине зоны мостового перехода. Было выявлено, что характер связи плиты с основанием не оказывает заметного влияния на максимальные изгибающие моменты и поперечные силы в плитах безбалластного пути при минимальной жесткости прокладного слоя (рис.3.30 и 3.31). При максимальной жесткости прокладного слоя характер огибающих эпюр изменяется, но максимумы остаются прежними (рис.3.32).

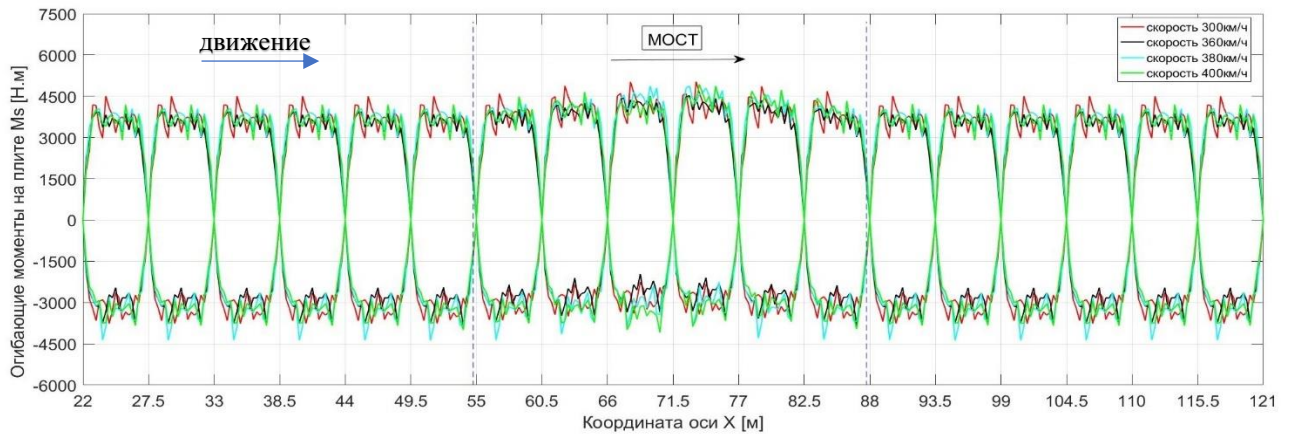


Рисунок 3.30 Огибающие моменты на плите с коэффициентом жесткости прокладки под плитой $3 \cdot 10^8 \text{ Н/м}$ (односторонний) с длиной пролета 34,2 м

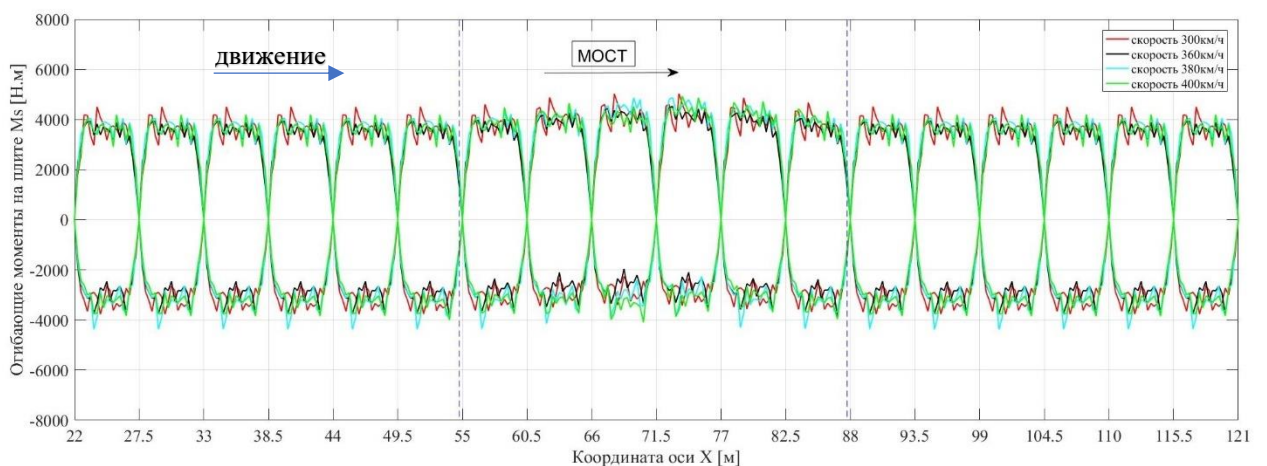


Рисунок 3.31 Огибающие моменты на плите с коэффициентом жесткости прокладки под плитой $3 \cdot 10^8 \text{ Н/м}$ (двухсторонний) с длиной пролета 34,2 м

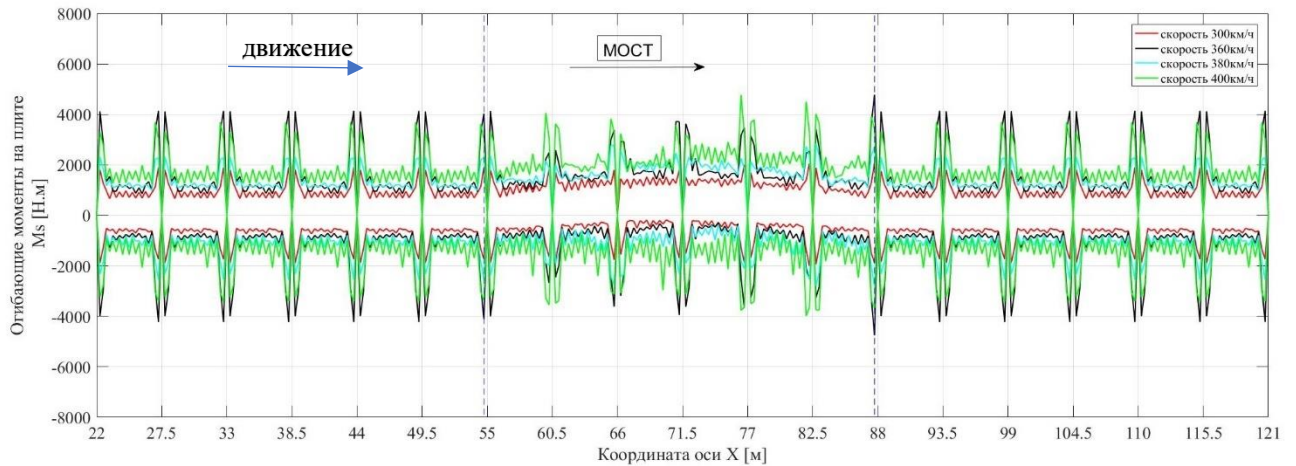


Рисунок 3.32 Огибающие моменты в плите с коэффициентом жесткости прокладки под плитой $3 \cdot 10^9$ Н/м (двухсторонние) с длиной пролета 34,2 м

На скорости 300 км/ч, при которой в балке развиваются полигармонические колебания, в плитах пути без прокладного слоя (жесткость слоя $30 \cdot 10^9$) изгибающие моменты (рис.3.33) возрастают примерно в 10 раз до 10 кНм. Также значительно возрастают и поперечные силы (рис.3.34). Применение двухсторонних связей между плитой и балкой значительно снижает эффект таких колебаний (рис.3.35).

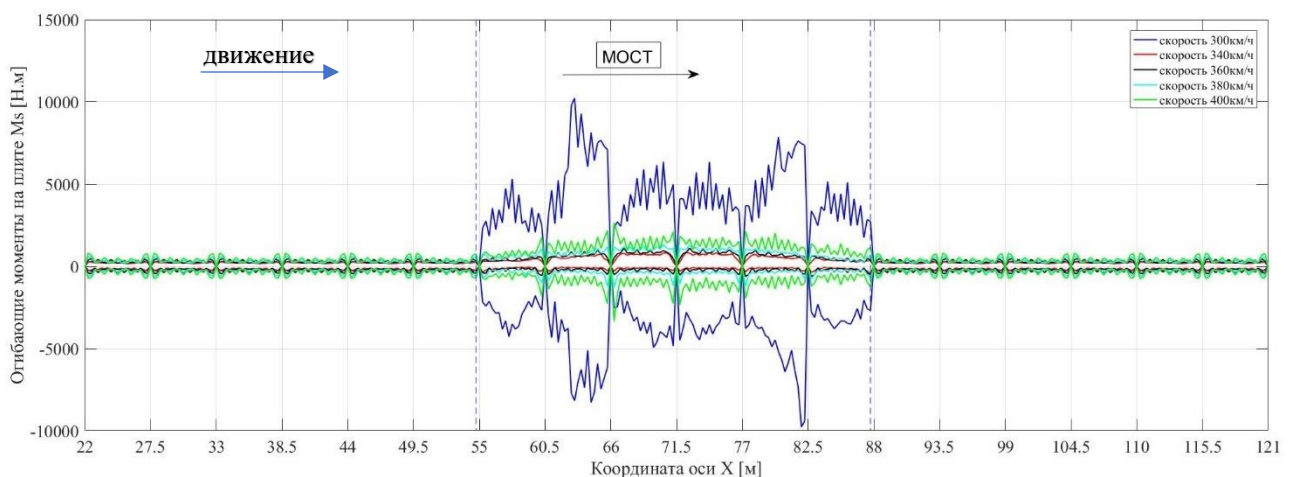


Рисунок 3.33 Огибающие моменты в плите при отсутствии прокладного слоя (Односторонние связи) с длиной пролета 34,2 м

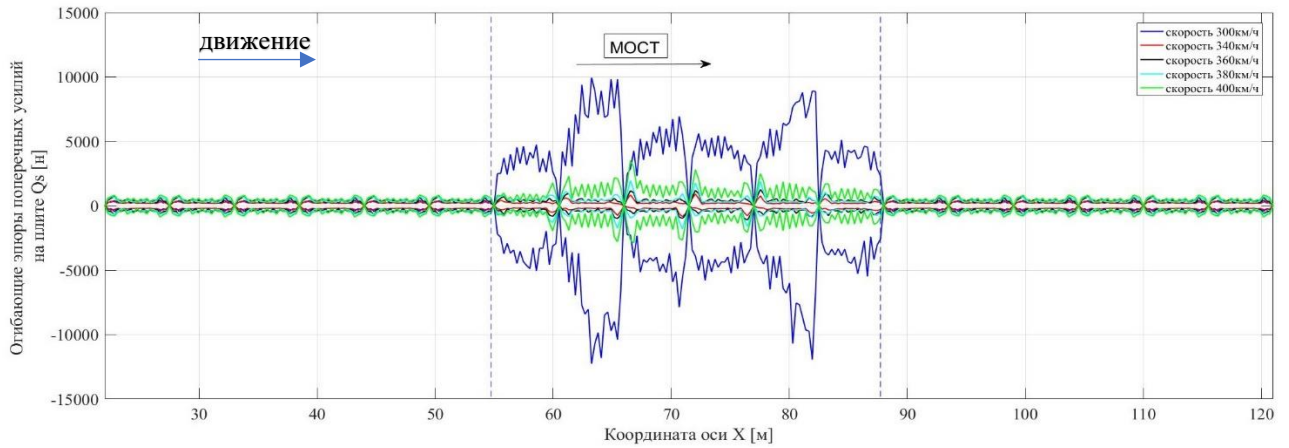


Рисунок 3.34 Огибающие эпюры поперечных сил в плите при отсутствии прокладного слоя (Односторонние связи) с длиной пролета 34,2 м

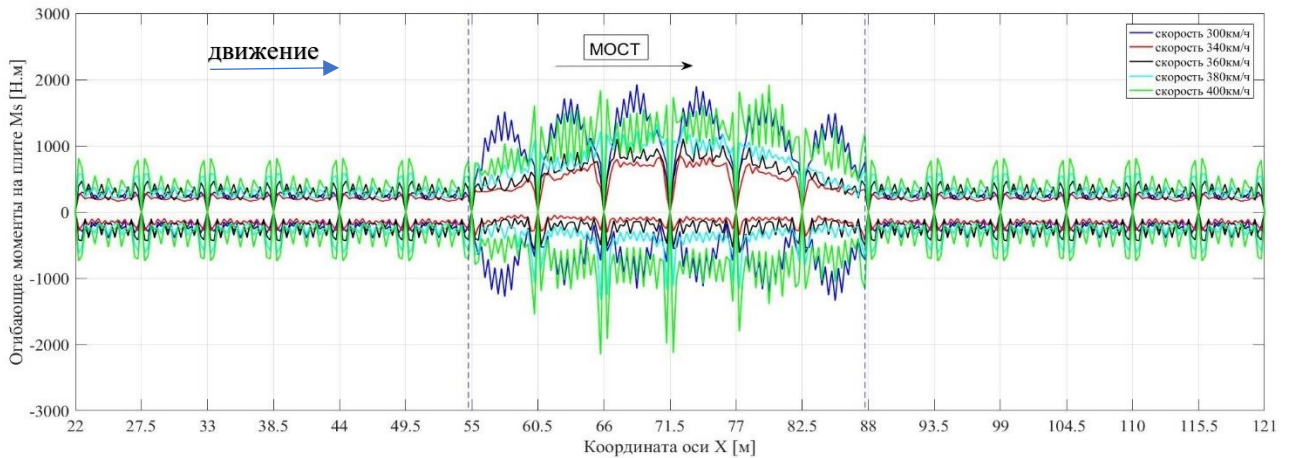


Рисунок 3.35 Огибающие моменты плите при отсутствии прокладного слоя (двухсторонние связи) с длиной пролета 34,2 м

С применением других балочных пролетных строений различие в динамическом поведении мостового полотна и пути на подходах не уменьшается. На рис.3.36 показаны огибающие эпюры изгибающих моментов в плитах мостового полотна 50м пролетных строений и на подходах. Видно, что изгибающие моменты от подвижной нагрузки в мостовом полотне и для этих пролетных строений значительно больше. Чем на насыпи. Особенно выделяются моменты при движении с критической скоростью 280 км/ч, вызывающие резонанс пролетных строений.

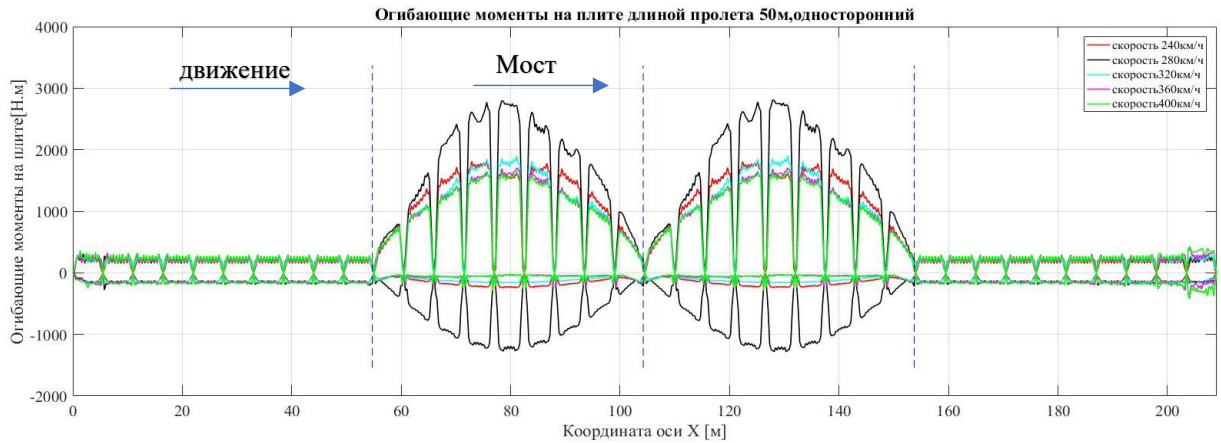


Рисунок 3.36 Максимальные изгибающие моменты в рельсовых плитах мостового полотна (балка 50м)

3.5 Выводы главы 3

1. Резонанс балочных пролетных строений возникает, когда поезд движется с критической скоростью. Критическая скорость зависит от собственной частоты колебаний балки и длины вагона. Критические скорости на ВСМ могут быть меньше расчетных скоростей с резонансными режимами колебаний пролетных строений.
2. Модель мост – путь – экипаж дает возможность исследовать поведение столь сложной системы, взаимодействие ее элементов и решить задачи исследования, поставленные в первой главе.
3. Внутренние усилия в плитах мостового безбалластного полотна в отсутствие прокладного слоя при полигармонических колебаниях балки в несколько раз превышают усилия при других скоростях. При этом прикрепление плит к балке двусторонними связями или применение упругого прокладного слоя между верхней и нижней плитой серьезно снижает уровень усилий при полигармонических колебаниях.
4. Упругий слой в виде матов между плитами безбалластного пути делает мост практически незаметным с точки зрения нагрузки на основание подрельсовой плиты.

5. Полигармонические колебания пролетных строений ведут к значительному (в несколько раз) увеличению внутренних усилий в плитах мостового полотна.

6. Напряженно - деформированное состояние плит верхнего строения пути, его динамическое поведение на мостах и земляном полотне сильно отличаются. Поэтому конструкцию мостового полотна рекомендуется принимать отличной от верхнего строения пути на насыпи. Может быть рекомендовано применение упругих матов в мостовом полотне. Могут быть рекомендованы двусторонние связи между плитами пути и балкой, которые значительно уменьшают усилия в рельсовых плитах при отсутствии прокладного слоя между рельсовой и нижней плитами, однако изгибающие моменты от динамической нагрузки в плитах мостового полотна остаются в два раза больше, чем на насыпи подхода к мосту.

7. С увеличением скорости движения внутренние усилия и взаимодействие между элементами мостового полотна монотонно возрастают. При этом резонансные и околорезонансные колебания приводят к значительному росту усилий, поэтому следует не допускать такие колебания пролетных строений.

8. Анализ динамического поведения верхнего строения пути на мосту и подходах не дает оснований для выделения особенностей переходных участков с насыпи на мост при безбалластном плитном пути. При этом упругие деформации и отсутствие осадок земляного полотна в зоне мостов очень важны, что обеспечивается маленькими допусками на осадку.

9. Отрывающие усилия в промежуточных рельсовых скреплениях в мостовом полотне от динамической нагрузки значительно (до 2 раз) больше, чем на земляном полотне, что приведет к снижению срока службы мостового полотна и повышению расходов на его ремонт. Это подтверждает вывод о необходимости специальной конструкции мостового полотна, отличающейся от верхнего строения пути на насыпи.

ГЛАВА 4 УСТОЙЧИВОСТЬ КОЛЕСА НА РЕЛЬСЕ И БЕЗОПАСНОСТЬ ДВИЖЕНИЯ ПО МОСТАМ ВСМ.

4.1 Динамические параметры и безопасность движения.

Одна из главных задач работоспособного мостового полотна — обеспечение безопасного прохода поездов. Поэтому актуальной является задача обеспечения устойчивого движения колеса по рельсу на мостах в условиях высокоскоростного движения. Особенностью высокоскоростных магистралей (ВСМ) является практическое достижение критических скоростей, вызывающих резонанс пролетных строений мостов. Случаи схода подвижного состава на ВСМ не часты и обычно не ведут к тяжелым последствиям, за исключением схода в зоне мостов. Земляное полотно, его основание и балласт являются сильными демпферами, которые отсутствуют на мостах. Таким образом, один из важнейших динамических параметров — демпфирование — является проблемой для безбалластного пути на мостах ВСМ.

На безопасность и устойчивость движения колеса влияют многие параметры конструкции. Рассмотрим два параметра мостового полотна — жесткость подрельсового основания (верхнего строения пути) и демпфирование в нем. Если жесткость узла крепления регламентируется ГОСТ 34078–2017 «Прокладки рельсовых креплений железнодорожного пути Технические условия», то демпфирование в креплении не регламентируется. Учет и нормирование демпфирования особенно важны, поскольку демпфирование в земляном полотне, основании невысокой насыпи и балласте составляет до 95 % от общего демпфирования в железнодорожном пути [4]. Эти элементы пути отсутствуют на пролетных строениях (в том числе балласт на ВСМ). Специфика ВСМ состоит не только в высоких скоростях движения, но и в значительно больших скоростях деформирования. В таких условиях роль демпфирования возрастает.

В литературных источниках встречаются чрезмерные значения демпфирования в пути, вызванные, на наш взгляд, неверной трактовкой демпфирования. Если речь идет о рассеянии механической энергии, то, действительно, при многослойной конструкции общее демпфирование будет представлено суммой рассеяния энергии во всех элементах. Однако сущность коэффициента демпфирования в уравнениях колебаний [74] — это жесткость на единицу скорости деформации, а не собственно демпфирование. В случае последовательного расположения элементов конструкции пути суммарная жесткость определяется как обратная величина суммы податливостей. Податливость — величина обратная к жесткости, в итоге для определения суммарной жесткости, связанной с демпфированием, необходимо складывать обратные величины жесткости демпфирования. Тогда результат суммирования будет существенно отличаться от простой суммы, пропорциональной суммарному рассеянию энергии, но не жесткости. Воспользуемся [75], где приведены данные о демпфировании различных элементов пути, кроме креплений.

Согласно [75] в рельсе, плитах безбалластного пути, тощем бетоне, заменяющем на переходном участке земляное полотно, в ЩПГС и основании насыпи (без скрепления) погонное «демпфирование» (указана размерность жесткости, пропорциональной скорости деформации) соответственно составляет 17, 29, 65, 69 и 73 кН·с/м². Простая сумма, представляющая общее «демпфирование», составит 253 кН·с/м², что близко к значениям демпфирования в [75]. Сложение жесткостей, пропорциональных скоростям деформации, дает в итоге 7 кН·с/м², что значительно меньше заявленных параметров. В дальнейшем будем ориентироваться на это значение жесткости от демпфирования на подходах к мостам. Поскольку демпфирование в узле скрепления неизвестно, величина погонной жесткости демпфирования в скреплениях C_c (Н·с/м²) варьировалась с целью определения достаточного демпфирования при

определенной жесткости скрепления, соответствующего условию безопасности по устойчивости движения колеса.

На рис. 4.1– 4.4 показаны характерные диаграммы усилия в контакте «колесо — рельс» при проходе прототипа поезда для ВСМ из 20 вагонов в результате численных экспериментов на модели, описанной в [63,74] с учетом ранее высказанных соображений. Жесткость узла скрепления мостового полотна и переходной зоны принимается различной в разных экспериментах. Величина C (приведенная к рельсу) под плитой на подходах — $7,5 \text{ кН}\cdot\text{с}/\text{м}^2$, на мосту это демпфирование равно 0. Приведенная к рельсу жесткость основания плиты во всех экспериментах на подходе $80 \text{ МН}/\text{м}$. Основание плиты на мосту деформируется в силу деформаций пролетного строения. Скорость поезда была принята около резонансной ($390 \text{ км}/\text{ч}$), что менее расчетной скорости, предусмотренной специальными техническими условиями [3]. Использовались параметры прототипа подвижного состава для ВСМ и унифицированных пролетных строений длиной $34,2 \text{ м}$, указанных в проектной документации. Вертикальные линии показывают два пролетных строения моста, участки справа и слева от моста — зоны сопряжения.

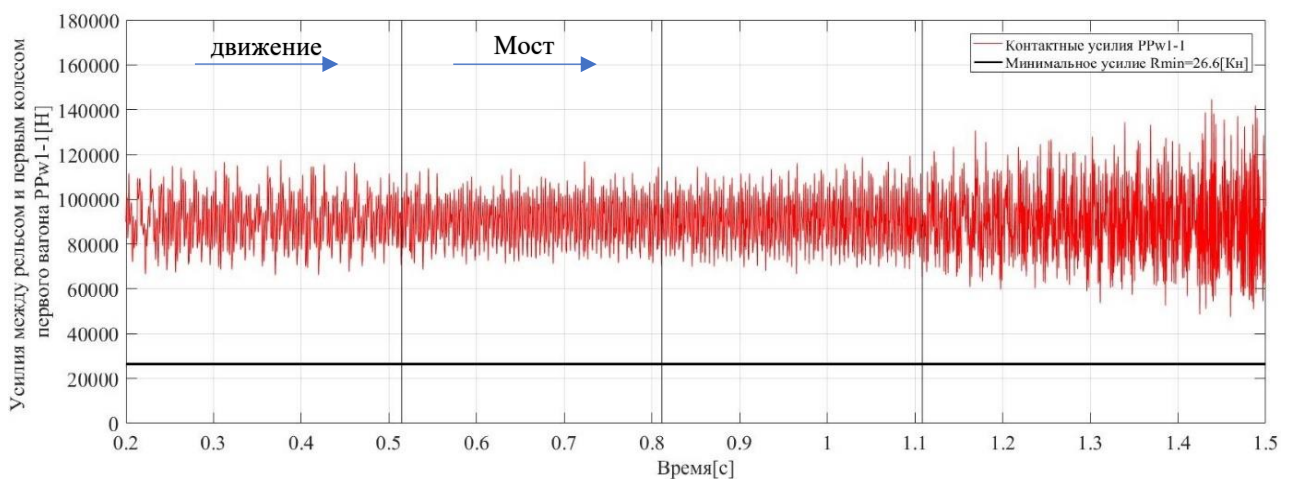


Рисунок 4.1 Диаграмма усилия взаимодействия с рельсом первого колеса первого вагона $K= 60 \text{ МН}/\text{м}$, $C_c = 500 \text{ Н}\cdot\text{с}/\text{м}^2$ [40], до развития резонанса условие безопасности соблюдается всюду. Небольшое демпфирование не является проблемой

На рис. 4.1 представлена диаграмма усилия взаимодействия с рельсом первого колеса первого вагона. Для этого колеса характерно движение по «невозмущенным» пролетным строениям, деформации которых под одной тележкой сравнительно невелики, поэтому минимальное усилие в контакте R_{min} всюду удовлетворяет условию безопасности $R_{min} > 26,6$ кН [40]. За мостом амплитуды колебаний этого усилия нарастают из-за увеличения колебаний пролетных строений под нагрузкой в резонансном режиме, которые через рельс передаются на подходы.

Нарастающие резонансные колебания пролетных строений приводят к тому, что уже под третьим вагоном усилие в контакте не только падает ниже допустимого предела — 26,6 кН (рис. 4.2), но и происходит отрыв колеса (усилие падает до 0). Заметен эффект жесткого пути на участках примыкания насыпи к мосту. Деформации основной площадки под временной нагрузкой при безбалластном пути — не более 0,5 мм, а на мосту деформации основания мостового полотна (пролетных строений) достигают нескольких миллиметров. Когда колеблющееся колесо переходит на более жесткое подрельсовое основание, усилие в контакте возрастает. Это заметно и на подходе к мосту.

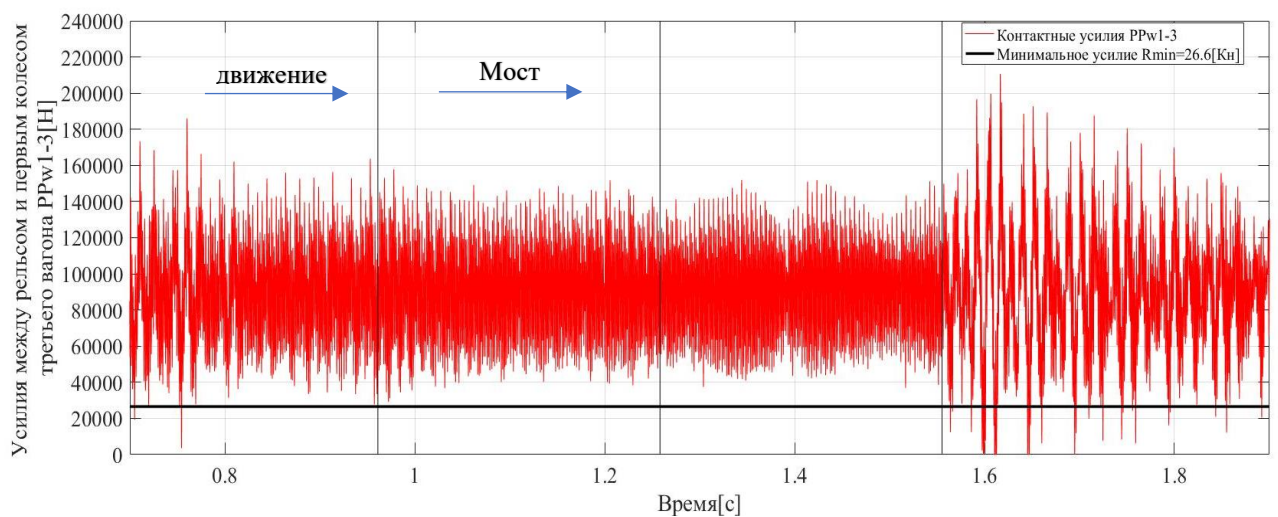


Рисунок 4.2 Диаграмма усилия взаимодействия с рельсом первого колеса третьего вагона $K=60$ МН/м, $C_c=500$ Н*с/м² [40]

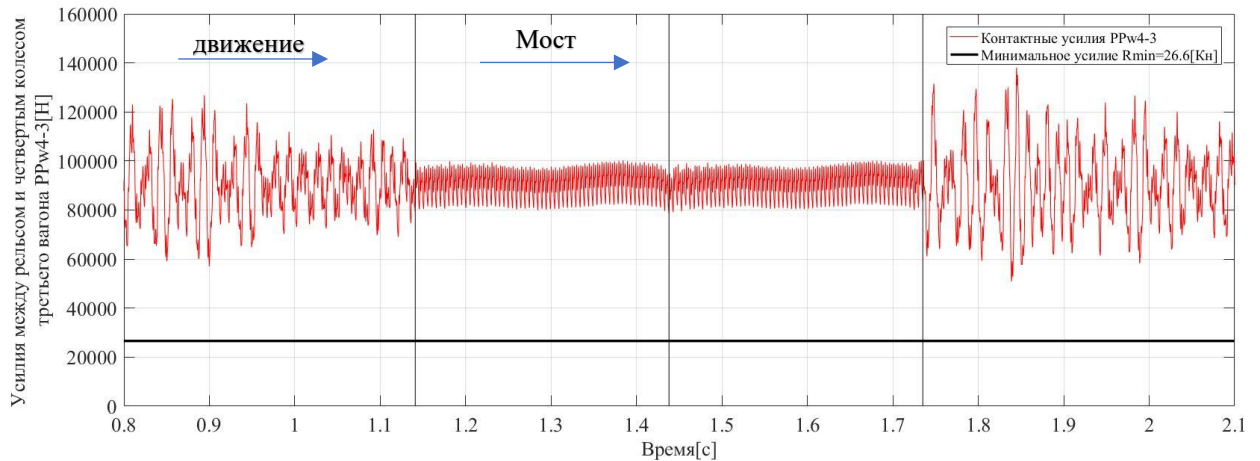


Рисунок 4.3 Диаграмма усилия взаимодействия с рельсом четвертого колеса третьего вагона $K=80$ МН/м, $C_c=23$ кН*с/м² [40]

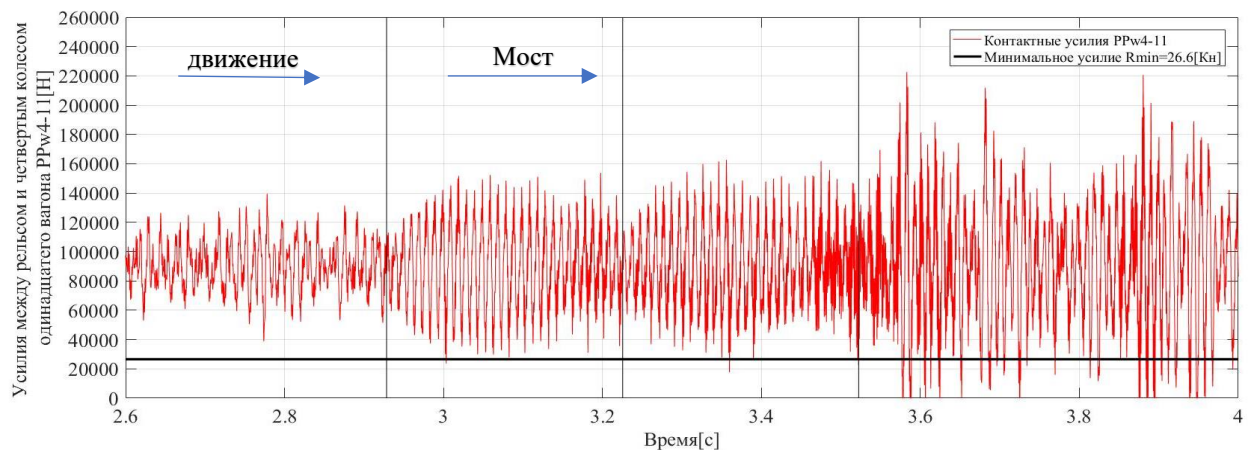


Рисунок 4.4 Диаграмма усилия в контакте колес-рельс $K=150$ МН/м, $C_c=800$ Н*с/м² [40]

Важность демпфирования в мостовом полотне при возросшей жесткости узла скрепления и слишком оптимистическая оценка безопасности при завышенном демпфировании отображены на рис. 4.3. Наконец, при максимальной жесткости подрельсовых прокладок (150 МН/м по ГОСТ 34078–2017) взаимодействие колеса и рельса приводит к многочисленным отрывам колеса от рельса в зоне мостов, где увеличение жесткости пути нежелательно (рис.4.4). Минимальные значения усилия в контакте R_{min} в различных численных экспериментах представлены в табл.4.1. Прочерк показывает, что эксперимент не производился. Ноль означает, что хотя бы в один интервал

времени длительностью не менее 0,0001 с происходит отрыв колеса поезда от рельса.

Таблица 4.1 Зависимость минимальных усилий взаимодействия колеса-рельса R_{\min} (кН) от демпфирования и жесткости прокладки под рельсом [40].

Жесткость демпфирования C_c , Н*с/м ²	Жесткость K , МН/м			
	60	70	80	90
700	9,79	0	0	0
900	23,59	0	-	0
1000	25,58	0	-	-
1100	29,18*	0	-	-
1200	> 26,6	0	-	-
4500	-	11,36	-	-
8000	-	23,53	-	-
9000	-	25,90	-	-
9500	-	27,06*	7,08	-
15000	-	> 26,6	11,60	-
20000	-	-	23,71	-
23000	-	-	30,46*	18,57
25000	-	-	> 26,6	20,34
33000	-	-	-	26,94*
34000	61,98	56,08	42,52	28,99
35000	62,09	56,43	43,60	31,22

*Пороговое значение, при котором обеспечивается устойчивость колеса на рельсе. Из данных табл. 4.1 следует, что увеличение вертикальной жесткости узла скрепления на мостовом полотне и переходной зоне требует значительного увеличения демпфирования. Так, например, для жесткости прокладки в скреплении (под рельсом) 60 МН/м минимальное усилие за все время прохождения поезда через мостовой переход (включая подходы) становится больше критического значения (26,6 кН) при показателе демпфирования C_c не менее 1100 Н·с/м², а при жесткости 90 МН/м демпфирование требуется не менее 33 кН·с/м². Этого можно добиться при использовании в верхнем строении пути подрельсовых прокладок с очень высоким демпфированием, в том числе при низких температурах, однако сегодня возможности российских изготовителей в этом отношении неясны.

4.2 Ударное воздействие колеса и рельса

С момента появления и развития до настоящего времени высокоскоростные железнодорожные пути играли важную роль в национальной транспортной сети. С превосходными преимуществами по сравнению с другими видами транспорта, такими как безопасность движения, объем грузов и его удобство и комфорта пассажиров, несмотря на особые условия движения колеса по рельсу. Однако рост грузонапряженности и скорости движения приводит к существенному износу техники и пути, повышению вероятности аварий из-за растущего силового взаимодействия колес и рельсов [76].

Уровень безопасной эксплуатации подвижного состава на железных дорогах определяется в основном наличием запаса устойчивости рельсового экипажа от схода с рельсов.

Согласно документам ассоциации железных дорог США крушения произошли за интервал 2001–2010 гг. Статистический анализ был проведен для исследования причин, приведенных к крушению и сходу с рельсов. Анализ показал, что изломы рельсов были главными причинами [44]. Следовательно, недопущение излома рельса является одним из решений для повышения безопасности движения поездов.

Ударное взаимодействие колеса и рельса приводит к серьезнейшим последствиям. Так, в результате многолетних наблюдений установлено, что поперечный излом рельса является наиболее распространенной причиной схода подвижного состава с долей 15,3% от всех случаев схода [77]. В классификации дефектов рельса [78] поперечный излом по рис.4.8 связывается с ударным воздействием колес с дефектами поверхности катания (плоские выбоины, ползуны), хотя в России излом не является наиболее распространенной причиной изъятия рельсов. Необходимо отметить, что указанные дефекты колес, а также рельсов на высокоскоростной магистрали (ВСМ) недопустимы: за рубежом поезда ВСМ перед выходом из депо тщательно обследуются, рельсы

регулярно подвергаются шлифовке для недопущения коротких неровностей на поверхности катания.

В исследованиях проблемы взаимодействия подвижного состава и пути (мостового полотна) велика роль адекватной модели системы, которая обязательно должна включать рельс. В отсутствии рельса в модели делать выводы об усилении в контакте колесо-рельс, очевидно, бессмысленно, так же, как и вводить в расчет упругое рельсовое крепление и демпфирование в нем. Тем не менее, такие выводы делаются, что совершенно не соответствует природе рассматриваемых колебаний. Значительно более гибкий по сравнению с пролетным строением рельс отделен от балки упруго-вязкими подрельсовыми опорами, и связан с колесом очень жестким контактом, в результате чего колебания подсистемы «колесо-рельс» происходит с частотой, на порядок большей, чем первые собственные частоты балок, определяющие ее колебания.

Рассмотрим возможность ударного взаимодействия колеса и рельса при проходе высокоскоростного поезда через мосты. Численные эксперименты проводились на модели [63,74], включающей рельс, плиты безбалластного мостового полотна и пути, пролетные строения, подвижной состав, модель которого учитывает колебания подпрыгивания и галопирования. Основные свойства подвижного состава, достаточные для моделирования колебаний, представлены в технических требованиях [79]. Рассматривался поезд обычного формирования (10 вагонов) и сдвоенный (20 вагонов). Предполагалось, что колеса и рельсы идеально ровные (круглые) и не имеют каких-либо дефектов на поверхности катания.

Особенностью унифицированных пролетных строений, спроектированных для ВСМ Москва-Казань (технический проект), являются сравнительно низкие значения собственных частот колебаний, вследствие чего резонанс этих пролетных строений [80] происходит на скоростях движения меньше расчетных (420 км/ч), определенных в СТУ [3]. Рассматриваемые пролетные строения соответствуют указанным СТУ, в соответствии с которыми требуемый диапазон

частот пролетных строений должен находиться в интервале 3-7Гц для балок 34,2м (таблица). Критические скорости V_{cr} (м/с) получаются умножением длины волны возбуждения (длины вагона, 24,85м [79]) на значение соответствующей собственной частоты.

Таблица 4.2 Требования СТУ [3] к первым собственным частотам f_1 и критические скорости V_{cr} , соответствующие этим частотам

L, м	f_1 min, Гц	f_1 max, Гц	V_{cr}, min, км/ч	V_{cr}, max, км/ч
23,6	3,73	9,23	333	824
34,2	2,97	6,91	265	617
50	2,35	5,16	210	461

Как видно из таблицы 4.2, минимальные критические скорости значительно могут быть меньше расчетной скорости 420 км/ч [3], что создает угрозу резонанса пролетных строений при скоростях движения менее расчетных. Критические скорости для балок 23,6м; 34,2м и 50м составили соответственно 585, 391, 280 км/ч. Рассматриваемые пролетные строения являются унифицированными, т.е. применяемыми всюду на линии ВСМ, при разных скоростных режимах и ускорениях поезда, поэтому избежать резонанса не удастся. Резонанс пролетных строений ведет к ударному взаимодействию колеса и рельса. На рис.4.5 представлены диаграммы колебаний середины пролетного строения полной длиной 34,2м при проходе 10-вагонного перспективного состава для ВСМ (аналог Сапсан). Видно, что скорость 400 км/ч является околорезонансной, на скорости 380 км/ч резонанс менее выражен, а на скорости 360 км/ч резонанс отсутствует – наблюдаются биения при вынужденных колебаниях, при которых амплитуда при проходе поезда сначала возрастает, затем убывает, оставаясь ограниченной и менее максимальной резонансной в 1,5 раза. Каждый пик колебаний на всех диаграммах соответствует проходу очередного вагона.

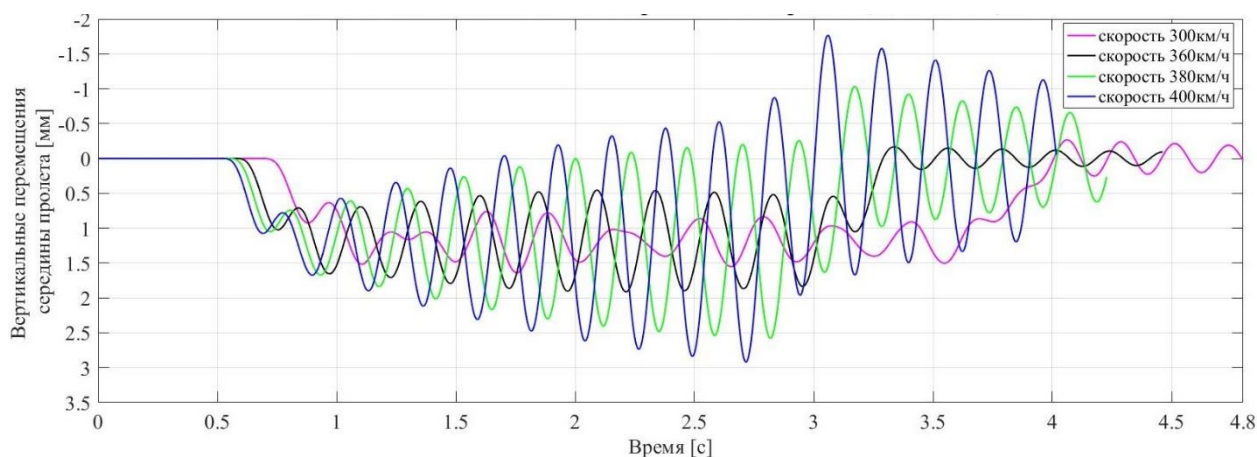


Рисунок 4.5 График колебаний середины пролетного строения 34,2м при различных скоростях поезда

Важно отметить, что при резонансных колебаниях соблюдается ограничение на предельный прогиб балки – 2см – в соответствии с [3]. Однако, как будет показано далее, условия взаимодействия при выполнении этого ограничения неудовлетворительны, поскольку предельный прогиб в [3] определен не по условию безопасности, а по условию комфорта пассажиров (ускорению в кузове вагона).

На рис.4.6 – 4.15 представлены диаграммы усилия в контакте разных колес поезда и рельса в зоне мостового перехода, включая подходы. Движение на всех диаграммах происходит слева направо.

Проход первых вагонов даже с критической, резонансной скоростью не представляет проблемы [40], поскольку колебания пролетных строений еще невелики (рис.4.5). Под вагоном №10 (рис.4.6) колебания пролетного строения уже настолько значительны, что наблюдается не только недопустимое по сходу (менее 26,6кН) падение усилия в контакте [40], но и отрыв колеса от рельса, причем за мостом. Отрыв колеса после прохода моста объясняется значительно большей общей жесткостью пути на насыпи, чем на мосту: деформации пролетного строения, достигающие нескольких миллиметров, на порядок больше деформаций основной площадки земляного полотна (доли миллиметра). Возбужденное проходом через мост колеблющееся колесо, попадая на жесткое подрельсовое основание, начинает отрываться от рельса, «отскакивать».

Необходимо отметить, что с развитием резонанса отрыв колеса от рельса начинается уже на пролетном строении, например, для вагона №12 (рис.4.9).

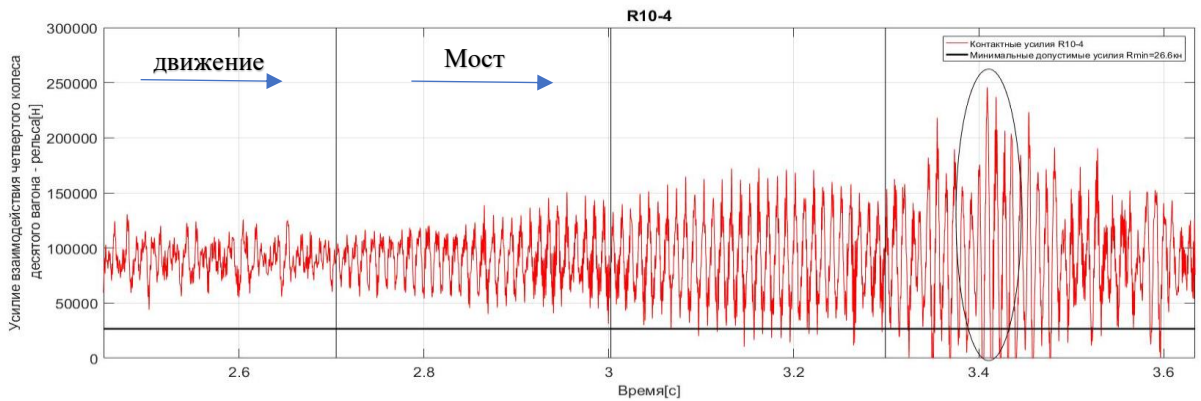


Рисунок 4.6 Отрыв колеса 4 вагона №10 после прохода моста [81]

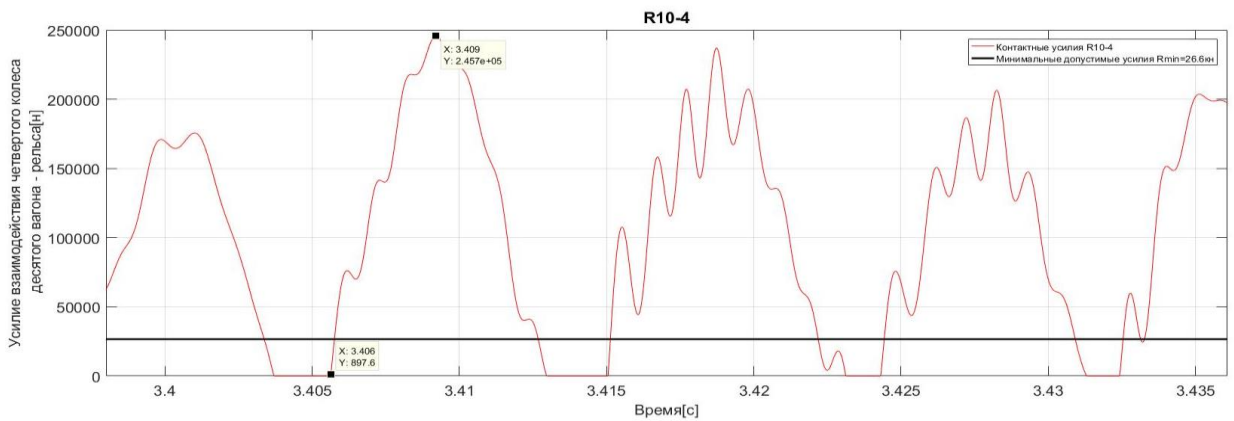


Рисунок 4.7 Неоднократный отрыв колеса 4 вагона №10 после прохода моста (увеличенный фрагмент, отмеченный на рис.4.6) [81]

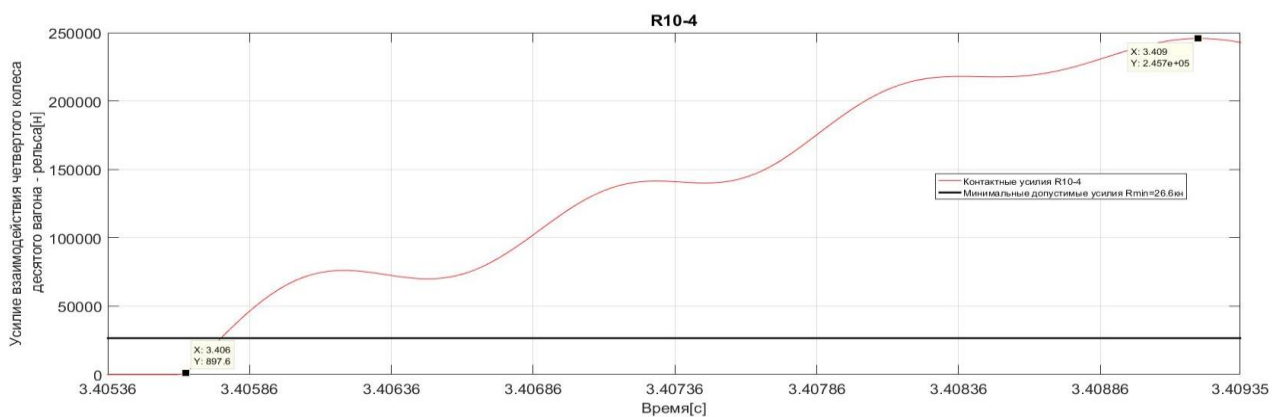


Рисунок 4.8 Удар колеса 4 вагона №10 в интервале 3,405-3,409с
в течение 0,004с [81]

Как видно из рис.4.8 воздействие колеса на рельс после отрыва возрастает от 0 до 247,7кН за 0,004с, что квалифицируется как удар, при котором

максимальное усилие превышает статическое значение почти в 3 раза! Еще более значительный удар производит колесо 2 вагона №11 (рис. 4.10 – 4.12): 303кН за 0,002с (рис.4.12), что в 3,5 раза больше статического значения. Оценка этого ударного воздействия дается далее. Отметим здесь, что описанное ударное воздействие отмечается в случае резонанса пролетных строений. Если движение осуществляется со скоростью, существенно отличающейся от критической, то усилие в контакте того же колеса 2 вагона №11 оказывается приемлемым (рис.4.13). Уменьшение колебаний усилия на пролетных строениях объяснено ранее уменьшенной жесткостью подрельсового основания на мосту по сравнению с подходами. В итоге можно констатировать, что именно резонансные колебания пролетных строений вызывают ударное взаимодействие колеса и рельса. Необходимо отметить, что спроектированные пролетные строения соответствуют условиям проектирования [3] по прогибам пролетных строений. Это свидетельствует о необходимости корректировки норм.

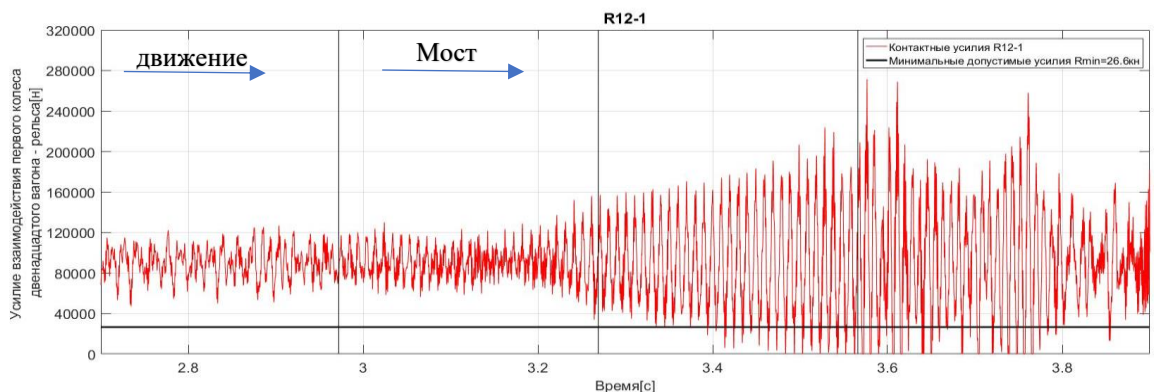


Рисунок 4.9 Отрыв колеса 1 вагона №12 начинается еще на мосту [81]

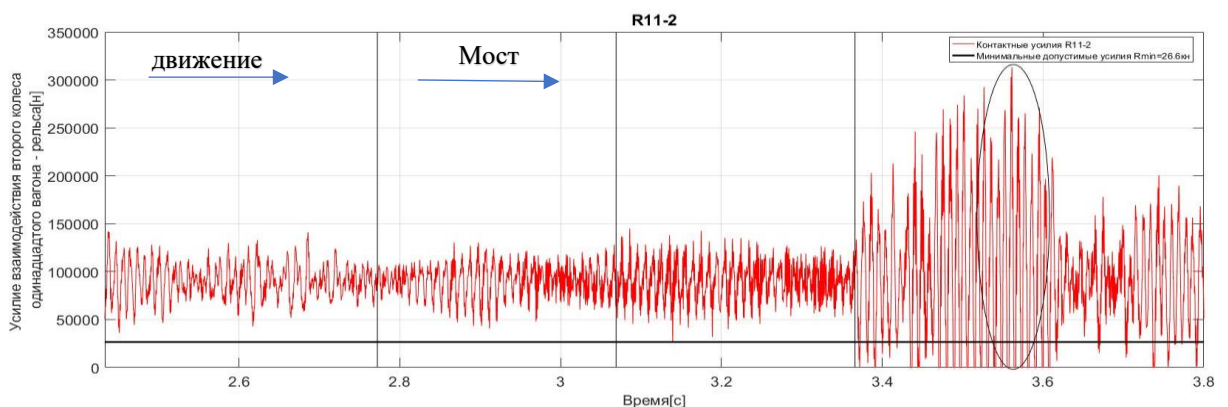


Рисунок 4.10 Отрыв колеса 4 вагона №11 [81]

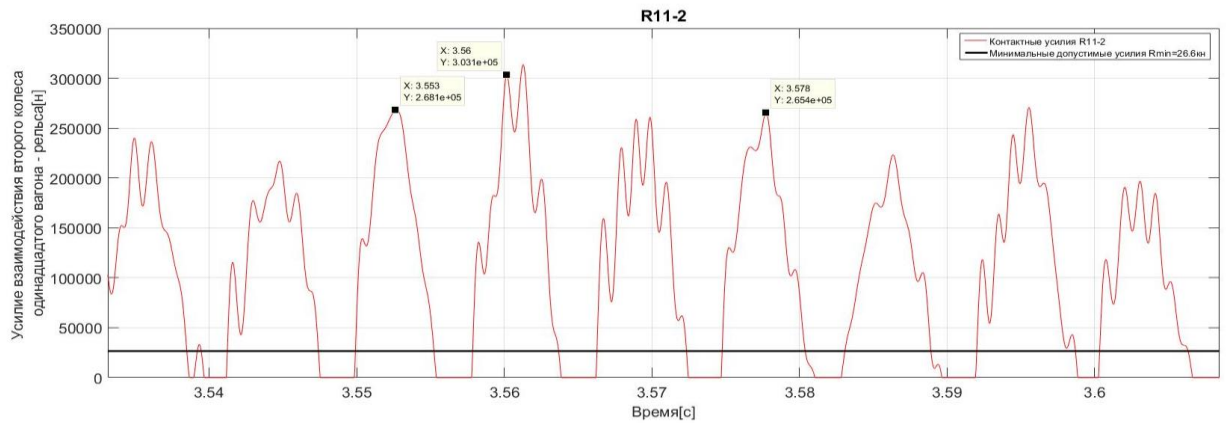


Рисунок 4.11 Неоднократный отрыв колеса 2 вагона №11 после прохода моста (увеличенный фрагмент, отмеченный на рис.4.10) [81]

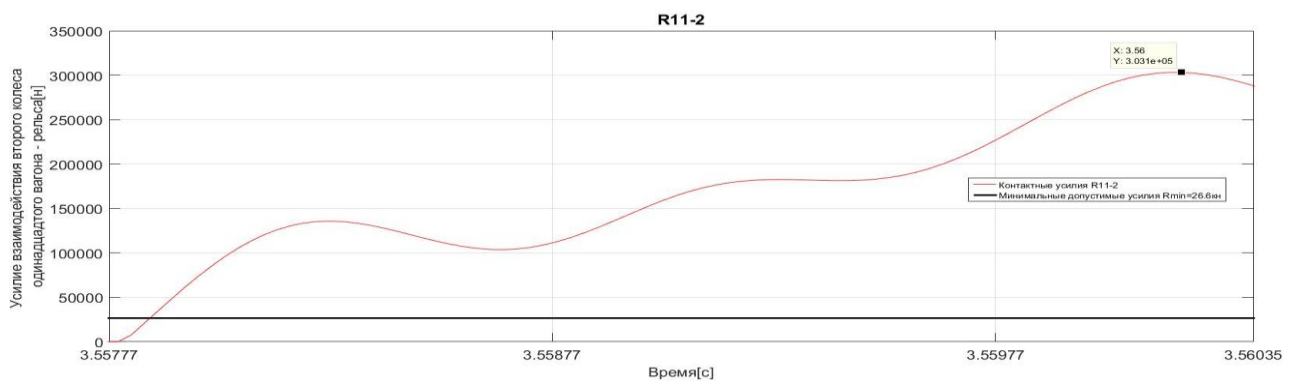


Рисунок 4.12 Усилие в контакте колеса 2 вагона №11 возрастает от 0 до 303кН за 0,002с [81]

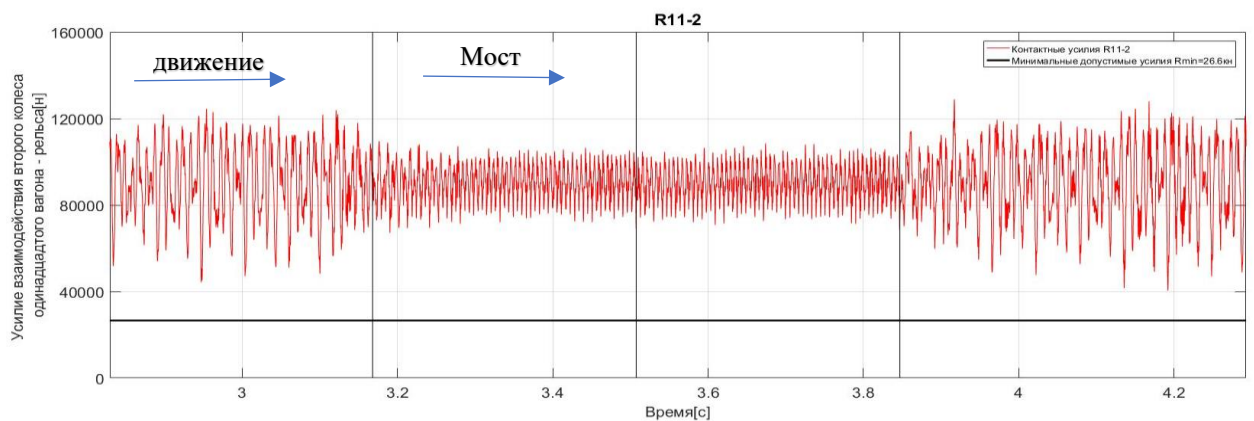


Рисунок 4.13 Усилие в контакте колеса 2 вагона №11 при скорости, меньше критической [81]

Рисунок 4.13 указывает на важную тенденцию для снижения ударного взаимодействия, связанную с жесткостью подрельсового основания. Рассмотрим взаимодействие колеса и рельса при минимальных значениях жесткости

прокладок в промежуточном рельсовом скреплении, предусмотренных нормативным документом 1 - 50 МН/м (рис 4.14 – 4.15). Можно отметить, что снижение жесткости подрельсового основания значительно снижает максимальные усилия при ударе (до 154кН, что, однако, в 1,8 раза больше статического значения), при этом не происходит отрыв колеса. Однако, несмотря на снижение жесткости основания до минимума, вертикальное усилие в контакте падает ниже допустимого предела 26,6кН [40].

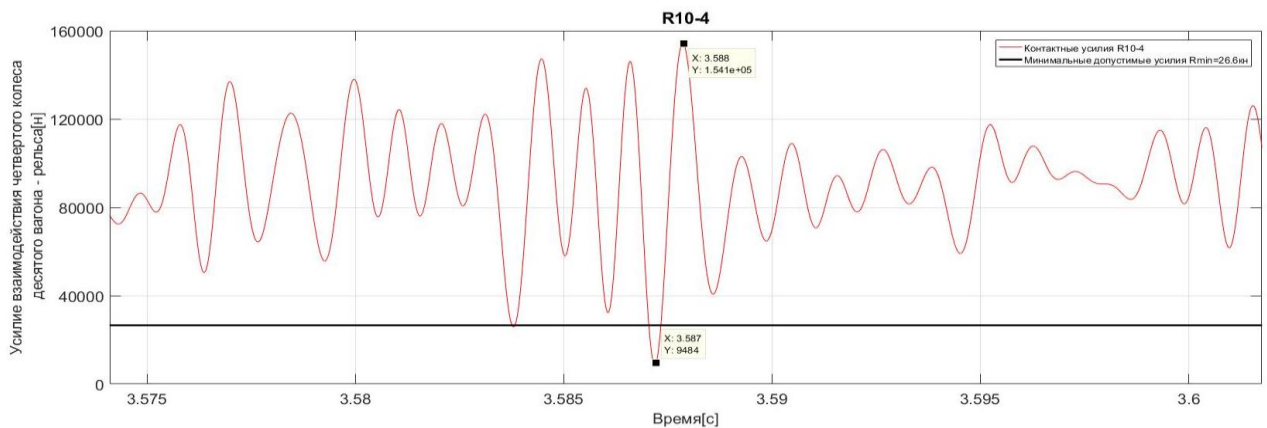


Рисунок 4.14 Взаимодействие колеса и рельса при минимальной жесткости подрельсовых прокладок [81]

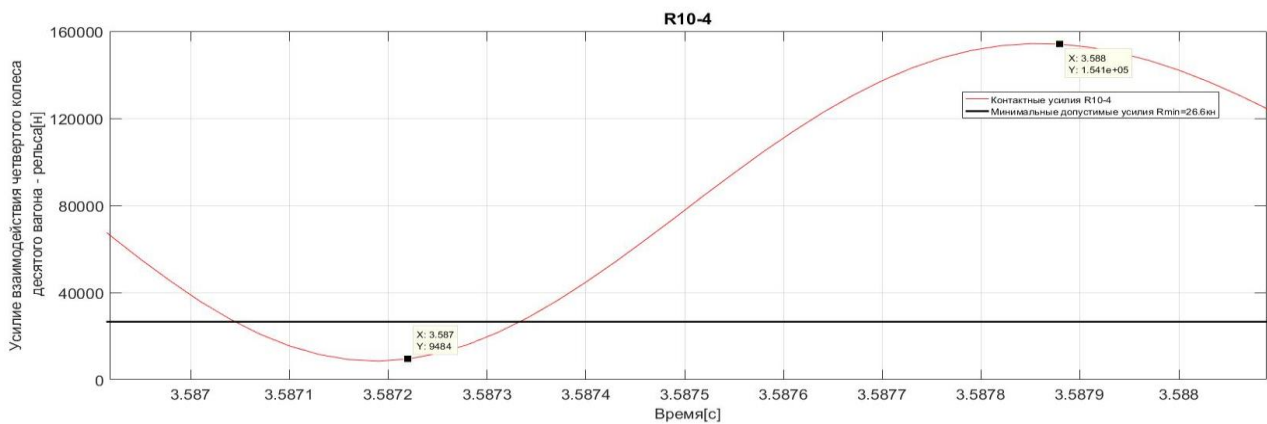


Рисунок 4.15 Снижение жесткости подрельсового основания уменьшает ударное взаимодействие, но не отменяет риск схода [81]

Таким образом, отрыв колеса от рельса представляет собой значительный риск для безопасности движения. Насколько серьезны выявленные удары? В

исследовании [82] приведены результаты натуральных измерений и численного моделирования прохода колеса с «закатанным ползуном», при этом ударное воздействие характеризуется ростом контактного усилия от 0 до 250 кН за примерно 0,005с. А в [83] приводится информация о росте максимального усилия с увеличением скорости от 100-120 кН при скорости 40 км/ч до 350 кН при скорости 160 км/ч. С другой стороны, наличие короткой неровности на рельсе глубиной 0,2 мм приводит к росту контактного усилия с 50 кН до 297 кН за время удара. Моделировалось прохождение поезда Синкансен 300 на скорости 250 км/ч на плитном пути [84] (осевая нагрузка значительно меньше - 11,315т). Таким образом, ударное взаимодействие колеса и рельса при проходе мостов на высокоскоростных железных дорогах при резонансе пролетных строений может быть эквивалентно ударам от взаимодействия колес или рельса с недопустимыми на ВСМ дефектами.

4.3 Выводы главы 4

1. На мостах ВСМ Москва—Казань отсутствуют многие элементы пути, являющиеся сильными демпферами — земляное полотно, его основание и балласт. Из-за недостатка демпфирующих элементов большое значение приобретают демпфирующие свойства мостового полотна. При движении по мосту с критическими скоростями, вызывающими околорезонансные колебания, возможно падение усилия в контакте «колесо—рельс» до нуля с риском схода. Недостаточное демпфирование представляет угрозу безопасности движения. Отсутствие норм демпфирования в верхнем строении пути требует разработки требований к демпфированию в мостовом полотне. Выявлено, что разработанные требования к демпфированию зависят от вертикальной жесткости узла скрепления, причем с ростом жесткости узла скрепления на 50% демпфирование в нем должно увеличиться более чем в 30 раз.

2. Обнаруженные ударные воздействия при численном моделировании прохода высокоскоростного поезда через мост с критической скоростью,

вызывающей резонанс пролетного строения, сопоставимы с ударом от дефектов колес и рельса, недопустимых на ВСМ. Именно с целью недопущения указанных дефектов на зарубежных ВСМ осуществляется тщательный мониторинг состояния поверхностей катания колес и рельсов, производится регулярная шлифовка рельсов. Резонанс пролетных строений ведет к ударному взаимодействию даже при идеальном состоянии колес и рельсов. Несмотря на выполнение норм проектирования пролетных строений, в которых не рассматривается устойчивость колеса на рельсе для балочных пролетных строений, резонанс следует считать недопустимым.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Работоспособность в данной работе понимается как обеспечение выполнения требований норм в отношении безопасности движения, равнопрочности и одинаковой стабильности мостового полотна и верхнего строения пути на подходах.

2. Модель взаимодействия в системе «мост-путь-поезд» дополнена плитами безбалластного пути на упруго-вязком основании с самостоятельным динамическим поведением для моделирования динамического взаимодействия подвижного состава и мостового сооружения в условиях высокоскоростного движения по безбалластному мостовому полотну.

3. Для оценки динамики мостового полотна в условиях высокочастотных колебаний колеса и рельса, выбрана конечно-разностная аппроксимация уравнений колебаний по явной схеме метода центральных разностей. Эта схема позволяет избежать решения систем нелинейных уравнений на каждом шаге по времени. При этом из-за небольшого шага по времени для обеспечения устойчивости вычислений можно учитывать высокочастотные колебания подсистемы «колесо-рельс».

4. Граничные условия в виде запрета на вертикальные перемещения и угол поворота рельса в начале и в конце расчетного участка имеют ограниченное влияние на результаты моделирования. Это влияние заметно на протяжении 30-35м расчетного участка, а затем влияние не наблюдается. Таким образом необходимо рассмотрение подходов к мосту такой длины, при которой влияние граничных условий отсутствует на мосту.

5. Резонанс балочных пролетных строений возникает, когда поезд движется с критической скоростью. Критическая скорость зависит от собственной частоты колебаний балки и длины вагона. Критические скорости на ВСМ с резонансными режимами колебаний пролетных строений могут быть меньше расчетных скоростей.

6. При скоростях меньше критических возможно развитие полигармонических колебаний в балочных пролетных строениях. Такие колебания приводят к многократному росту внутренних усилий в плитах мостового полотна.

7. Внутренние усилия в плитах мостового безбалластного полотна в отсутствие прокладного слоя при полигармонических колебаниях балки в несколько раз превышают усилия при других скоростях. При этом прикрепление плит к балке двусторонними связями или применение упругого прокладного слоя между верхней и нижней плитой серьезно снижает уровень усилий при полигармонических колебаниях. Упругий слой в виде матов между плитами безбалластного пути делает мост практически незаметным с точки зрения нагрузки на основание подрельсовой плиты.

8. Напряженно-деформированное состояние плит верхнего строения пути, его динамическое поведение на мостах и земляном полотне сильно отличаются. Поэтому конструкцию мостового полотна рекомендуется принимать отличной от верхнего строения пути на насыпи. Может быть рекомендовано применение упругих матов в мостовом полотне между верхней и нижней плитой. Могут быть рекомендованы двусторонние связи между плитами пути и балкой, которые значительно уменьшают усилия в рельсовых плитах при отсутствии прокладного слоя между рельсовой и нижней плитами, однако изгибающие моменты от динамической нагрузки в плитах мостового полотна остаются в два раза больше, чем на насыпи подхода к мосту.

9. Анализ динамического поведения верхнего строения пути на мосту и подходах не дает оснований для выделения особенностей переходных участков с насыпи на мост при безбалластном плитном пути. При этом упругие деформации и отсутствие осадок земляного полотна в зоне мостов очень важны, что обеспечивается маленькими допусками на осадку пути.

10. Отрывающие усилия в промежуточных рельсовых скреплениях в мостовом полотне от динамической нагрузки значительно (до 2 раз) больше, чем

на земляном полотне, что приведет к снижению срока службы мостового полотна и повышению расходов на его ремонт. Это подтверждает вывод о необходимости специальной конструкции мостового полотна, отличающейся от верхнего строения пути на насыпи.

11. Для оценки условия безопасности поездов в каждой стране применяются разные критерии оценки, и коэффициенты схода (P/Q) ограничиваются разными значениями. Однако ни в какой стране не допускается падение усилия колесо-рельс до 0.

12. На мостах ВСМ Москва—Казань отсутствуют многие элементы пути, являющиеся сильными демпферами — земляное полотно, его основание и балласт. Из-за недостатка демпфирующих элементов большое значение приобретают демпфирующие свойства мостового полотна. При движении по мосту с критическими скоростями, вызывающими околорезонансные колебания, возможно падение усилия в контакте «колесо—рельс» до нуля с риском схода. Недостаточное демпфирование представляет угрозу безопасности движения. Отсутствие норм демпфирования в верхнем строении пути требует разработки требований к демпфированию в мостовом полотне. Выявлено, что разработанные требования к демпфированию зависят от вертикальной жесткости узла скрепления, причем с ростом жесткости узла скрепления на 50% демпфирование в нем должно увеличиться более чем в 30 раз.

13. Обнаруженные ударные воздействия при численном моделировании прохода высокоскоростного поезда через мост с критической скоростью, вызывающей резонанс пролетного строения, сопоставимы с ударом от дефектов колес и рельса, недопустимых на ВСМ. Именно с целью недопущения указанных дефектов на зарубежных ВСМ осуществляется тщательный мониторинг состояния поверхностей катания колес и рельсов, производится регулярная шлифовка рельсов. Резонанс пролетных строений ведет к ударному взаимодействию даже при идеальном состоянии колес и рельсов. Несмотря на выполнение норм проектирования пролетных строений, в

которых не рассматривается устойчивость колеса на рельсе для балочных пролетных строений, резонанс следует считать недопустимым.

14. Исследование взаимодействия подвижного состава ВСМ, мостового полотна и балочных пролетных строений на безбалластном основании следует продолжить для трехмерной модели. В будущем результаты диссертации могут найти практическое применение при строительстве первой скоростной железной дороги во Вьетнаме.

СПИСОК СОКРАЩЕНИЙ И УСЛОВНЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ

ВСМ - высокоскоростная железнодорожная магистраль

БМП- безбалластное мостовое полотно

СВЛ- Несущий слой бетона

БВСП- Безбалластная конструкция верхнего строения пути

ВСП- балластная конструкция верхнего строения пути

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Савин, А.В. Выбор конструкции безбалластного пути / А.В. Савин // Вестник научно-исследовательского института железнодорожного транспорта. – 2014. – № 1. – С. 55 – 59.
2. Колос, А.Ф. Современные конструкции верхнего строения пути для строительства скоростных и высокоскоростных железнодорожных линий / А.Ф. Колос, И.С. Козлов // Бюллетень результатов научных исследований. – № 1-2 (6-7). – 2013. – С. 16 – 21.
3. Специальные технические условия. Сооружения искусственные участка Москва – Казань – Екатеринбург высокоскоростной железнодорожной магистрали. Технические нормы и требования к проектированию и строительству. Санкт-Петербург. – 2016. – 38 с.
4. Поляков, В.Ю. Взаимодействие подвижного состава с элементами мостового перехода при высокоскоростном движении. Дисс... докт. техн. Наук / В.Ю. Поляков. – М., 1994. – 395 с.
5. Киселев, И.П. Высокоскоростные железные дороги / И.П. Киселев, Е.А. Сотников, В.С. Суходоев // Санкт-Петербург, 2001. – 59 с. ISBN 5-7641-0081-X.
6. Морозова, И.Н. Скоростные железнодорожные магистрали / И.Н. Морозова // Молодой ученый. – 2016. – №5. – С. 51 – 54.
7. https://en.wikipedia.org/wiki/High_speed_rail_in_China/28.05.2018
8. Amos, P . High-Speed rail: the fast track to economic development / P. Amos, D. Bullock, J. Sondhi // 6th Floor, China World Office 2 No. 1 Jianguomenwai Avenue Beijing 100004 China. Washington, DC: World Bank. – 2010. – 28 p.
9. Акулов, М.П. Развитие высокоскоростного железнодорожного движения / М.П. Акулов // Саморегулирование и бизнес. – 2011. – № 7 (15). – С. 5 – 6.
10. Клинов, С.И. Железнодорожный путь на искусственных сооружениях / С.И. Клинов. – М. Транспорт. – 1990. – 142 с.

11. Орешкин, А.И. Совершенствование методов расчета и технических решений безбалластного мостового полотна железнодорожных мостов. Дисс... канд. техн. Наук / А.И. Орешкин. – М., 2011. – 132 с.
12. Указания по устройству и конструкции мостового полотна на железнодорожных мостах. – М. Транспорт, 1989. –120 с.
13. Тановицкии, Ю.Ю. Напряженно-деформированное состояние элементов проезжей части на безбалластном мостовом полотне металлических мостов. Дисс... канд. техн. Наук / Ю.Ю. Тановицкии. – М., 2010. – 188 с.
14. Michas, G. Slab Track Systems for High-Speed Railways. Division of Highway and Railway Engineering. Master Degree Project / G. Michas. – Stockholm. Sweden. 2012. – 107 p.
15. Coelho, B.E.Z. Dynamic behaviour of transition zones in railways / B.E.Z. Coelho, P. Hölscher, F.B.J. Barends // Ebook: Geotechnical Engineering: New Horizons. Netherlands. – P. 133 – 138.
16. Sañudo, R. Track transitions in railways: A review/ R. Sañudo, L. dell'Olio, J.A. Casado, I.A. Carrascal, S. Diego // Construction and Building Materials. June 2016. Volume 112. – P. 140 – 157.
17. Bronsert, J. Numerical modeling of train-track-interaction at bridge transition zones considering the long-term behavior / J. Bronsert, M. Baeßler, P. Cuellar, W. Rucker // 11th International Conference on Vibration Problems. Lisbon, Portugal, 9 –12 September 2013.
18. Gallage, C. State-of-the-art: track degradation at bridge transitions / C. Gallage, B. Dareeju, S. Dhanasekar // In Pathirana, K.P.P. (Ed.) Proceedings of the 4th International Conference on Structural Engineering and Construction Management. – 2013. – P. 40 – 52.
19. Li, W. Dynamic Performance of Pile-Supported Bridge Embankment Transition Zones Under High-Speed Train Moving Loads / W. Li, W. Bian // Procedia Engineering. – 2016. Volume 143. – P.1059 – 1067.

20. Поляков В.Ю. Напряженно-деформированное состояние верхнего строения пути на подходах к искусственным сооружениям / В.Ю. Поляков // Дисс... канд. техн. Наук / В.Ю. Поляков. – М., 1985. – 235 с.
21. Shahraki, M. Numerical study of transition zone between ballasted and ballastless railway track / M. Shahraki, C. Warnakulasooriya, K.J. Witt // *Transportation Geotechnics*. – 2015. Volume 3. – P. 58 – 67.
22. Paixao, A. Transition zones to railway bridges: Track measurements and numerical modeling / A. Paixao, E. Fortunato, R. Calçada // *Engineering Structures* 80 (2014). – P. 435 – 443.
23. Поляков, В.Ю. О некоторых особенностях работы верхнего строения пути на подходах к искусственным сооружениям / В.Ю. Поляков // Сб.науч.тр., МИИТ, 1983, – Вып. 739, – С. 103 –107.
24. Wang, H. Analysis of the Long-Term Behaviour of Track Transition Zones / H. Wang, V.L. Markine // Civil-Comp Press, Proceedings of the Third International Conference on Railway Technology: Research, Development and Maintenance, J. Pombo. August 2016. – P. 203 – 220. DOI: 10.4203/ccp.110.203.
25. Серебряков, Д.В. Прочность насыпей при вибродинамическом воздействии поездов в зоне сопряжения земляного полотна с мостами, Дисс... канд. техн. Наук / Д.В. Серебряков. – Санкт-Петербург. – 2005. – 158 с.
26. Hess, J. Rail expansion joints - the underestimated track work material / J. Hess // *Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways*, Taylor & Francis Group, London, UK. – 2009. – P. 149 –164.
27. Kaewunruen, S. Effectiveness of Soft Baseplates and Fastenings to Mitigate Track Dynamic Settlement at Transition Zones on Railway Bridge Approaches / S. Kaewunruen, A.M. Remennikov, A. Aikawa // *Proceedings of the Third International Conference on Railway Technology: Research, Development and Maintenance*, J. Pombo, (Editor), Cagliari. – 2016. – № 2 – 5. – P.197 – 214.
28. Носарев, А.В. Подрельсовое основание ж.д. пути в зоне примыкания к искусственным сооружениям с безбалластным путем / А.В. Носарев, С.И.

Клинов, В.Ю. Поляков // А.с.1114715 СССР, МКИ E01B 2/00. Оpubл. 23.09.84, Бюл. – № 35. – 3 с.

29. RTSE: International Workshop. Ballast: Issues and Challenges. UIC Paris, 5– 6 Dec 2013. – 65 p. ISBN: 978 – 0 – 9565951 – 9 – 5.

30. Технические условия для конструкций пути на подходах к искусственным сооружениям. Утв. Департаментом пути и сооружений МПС 16.12.2003, – М. Транспорт. – 2004. – 24 с.

31. Matsumoto, N. Some experiences on track-bridge interaction in Japan / N. Matsumoto, K. Asanuma // Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways. Taylor & Francis Group, London, UK. – 2009. – P. 80 – 97.

32. Tünnissen, J.T.F.M. Dynamic aspects of the high-speed railway bridge across the Hollandsch Diep / J.T.F.M. Tünnissen // Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways. Taylor & Francis Group, London, UK. – 2009. – P. 165 – 184.

33. Sri Dipak Roy. Design load for bridges on high speed routes of 250-350 KMPH / Sri Dipak Roy, Sri Sudhir Parihar // Course No.724 Sr. Professional Course (Bridge & General). India.

34. Arlaud, E. A Numerical Study of Railway Track Dynamics: The Case of a Transition Zone / E. Arlaud, S.C. D'Aguiar, E. Balmes, G. Faussurier // Proceedings of the Third International Conference on Railway Technology: Research, Development and Maintenance. Apr 2016, Cagliari, Italy. – P. 1 – 20.

35. Dell'Olio, V.L. The Effect of Increasing Train Speed on Track Transition Performance / V.L. Dell'Olio, L. Sañudo, R. Markine // Proceedings of the Third International Conference on Railway Technology: Research, Development and Maintenance", Civil-Comp Press, Stirlingshire, UK. 2016.

36. Поляков, В.Ю. Воздействие на путь подвижного состава в зоне моста на ВСМ / В.Ю. Поляков // Путь и путевое хозяйство. – 2014. – №10. – С. 24 –27.

37. Специальные технические условия. Верхнее строение пути участка Москва – Казань – Екатеринбург высокоскоростной железнодорожной

магистрали. Технические нормы и требования к проектированию и строительству. Санкт-Петербург. 2014. – 32 с.

38. EN 1990 (2002) (English): Eurocode - Basis of structural design [Authority]: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC.

39. Круглов, В.М. О проектировании мостов на высокоскоростных железнодорожных магистралях России / В.М. Круглов, Е.С. Ашпиз // Интернет-журнал «науковедение». – Выпуск 5 (24), сентябрь – октябрь 2014. – С. 1–11.

40. Поляков, В.Ю. Безопасность движения и динамические свойства мостового полотна на ВСМ / В.Ю. Поляков, Данг Нгок Тхань // Вестник научно-исследовательского института железнодорожного транспорта. – 2018. – № 6. – С. 357 – 367.

41. Deraillement du Train D’essai N°814521 sur le Raccordement de Vendenheim de la LGV Est Europeenne en Constructionle 14 Novembre 2015/ Rapport D’enquête Immediate N° 2015 - AS – 67. Paris, 2015.

42. EN 1991-2 (2003): Eurocode 1: Actions on structures. P. 2: Traffic loads on bridges. Brussels, 2003.

43. Lei, X. High Speed Railway Track Dynamics: Models, Algorithms and Applications / X. Lei. China 2015. – 431 p. ISBN: 978 – 981–10 – 2039 –1.

44. TB10621-2014 (2015). Code for design of high-speed railway [S]. Beijing, China Railway Press, 2015.

45. TJS2005-140 (2005). Interim provisions on design of 200–250 km/h new special passenger railways. Beijing, China Railway Publishing House, 2005.

46. TJS2005-285 (2005). Interim Provisions on Design of 200 km/h New Railways for Passenger and Freight Trains. Beijing, China Railway Publishing House, 2005.

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

48. Поляков, В.Ю. Безопасность при высоких скоростях на мосту / В.Ю. Поляков // Мир транспорта. – 2014. – №6. – С.182 –188.
49. Timoshenko S. P. On the forced vibrations of bridges / S. P. Timoshenko. 08 Apr 2009. Volume 43 (257) . – P. 1018 –1019.
50. Yang, Y.B. Vehicle-Bridge Interaction Dynamics With Applications to High-Speed Railways / Y.B. Yang, J. D. Yau, Y.S. Wu. London. – 565 p. ISBN: 981–238 – 847 – 8.
51. Иванченко, И.И. Динамика транспортных сооружений. Высокоскоростные подвижные, сейсмические и ударные нагрузки / И.И. Иванченко. – Москва, 2011. – 574 с. ISBN: 978 – 5 – 02 – 037488 –1.
52. Кондратов, В.В. Особенности динамического взаимодействия высокоскоростных поездов с пролетными строениями мостов / В.В. Кондратов // Современные технологии – транспорту. – 2013. – № 3. – С. 28 –37.
53. Уздин А.М. Влияние жесткости прокладного слоя на динамику мостового полотна / В.В. Кондратов, Орешкин А.И, Уздин А.М. // Проблематика транспортных систем. – 2006. – № 2. – С. 120 – 126.
54. Поляков, В.Ю. Безбалластное мостовое полотно на ВСМ / В.Ю. Поляков, Данг Нгок Тхань // Мир транспорта. – 2018. – № 2. – С. 36 – 55.
55. Bracewell, R.N. The fourier transform and its applications / Bracewell R.N. 3 edition (June 8, 1999). – 630 p. ISBN: 0 – 07 – 303938 –1.
56. Курбацкий, Е.Н. Метод решения задач строительной механики и теории упругости, основанный на свойствах изображений Фурье финитных функций: дисс. ... д-ра техн. Наук / Е.Н. Курбацкий – М.: МИИТ, 1995. – 205 с.
57. Нгуен, Ч.Т. Воздействие высокоскоростных подвижных нагрузок на балки, плиты и полупространство. Дисс... канд. техн. Наук / Ч.Т. Нгуен. – М., 2015. – 122 с.
58. Александров, А.В, Строительная механика. «Динамика и устойчивость упругих систем: Учеб. пособие для вузов / А. В. Александров, В.Д. Потапов, В.Б. Зылёв. – М., 2008. – 383 с.

59. Юдаков, А.А. Численные методы интегрирования уравнений движения многокомпонентных механических систем, основанные на методах прямого интегрирования уравнений динамики метода конечных элементов / А.А. Юдаков, В.Г. Бойков // Вестник удмуртского университета. – 2013. – Вып.1. – С. 131– 144.

60. Иванченко, И.И. Динамическое взаимодействие мостов и высокоскоростных железнодорожных составов / И.И. Иванченко // Механика твердого тела. – 2011. – № 3. – С146 – 160.

61. Jaluria, Y. Computer methods for engineering with Matlab applications / Y. Jaluria. CRC Press Taylor & Francis Group. ISBN: 978-1-4398-9727-0.

62. Лукашевич, А.А. Современные численные методы строительной механики / А.А. Лукашевич. Издательство Хабаровского государственного технического университета. – 2003. – 134 с. ISBN: 5 – 7389 – 0250 – 5.

63. Поляков, В.Ю. Взаимодействие подвижного состава и пути в зоне мостов на ВСМ / В.Ю. Поляков, Данг Нгок Тхань // В кн. Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации железнодорожного пути: XIV Международная научно-техническая конференция: труды / РЖД, МИИТ. – М.: 2017, – С.143 – 153.

64. He, X.H. Recent developments of high-speed railway bridges in China / X.H. He, H. Guo, Z. Yu // Structure and Infrastructure Engineering. March 2017. Volume13, Issue number 12. – P. 1584 – 1595.

65. Fryba, L. Dynamic of railway bridges / L. Fryba. Academia, Praha, 1996. – 330 p. ISBN: 0 – 7277 – 2044 – 9.

66. Bryja, D. Railroad vehicle modelling in probabilistic vibration analysis of a railway bridge with randomly fluctuating track ballast stiffness. with randomly fluctuating track ballast stiffness / D. Bryja, R. Hołubowski, I. Gisterek // Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, EUROLYN 2014. Porto, Portugal, 30 June - 2 July 2014. – P. 2737 – 2744.

67. Lei, X. Dynamic analysis of the high speed train and slab track nonlinear coupling system with the cross iteration algorithm / X. Lei, S. Wu, B. Zhang // Journal of Nonlinear Dynamics. vol 2016, Article ID 8356160, 17 p. <http://dx.doi.org/10.1155/2016/8356160>.

68. Герц, Г. Принципы механики изложенные в новой связи / Г. Герц. Издательство: АН СССР, 1959. – 386 с.

69. Дьяченко, Л.К. Взаимодействие разрезных балочных пролетных строений мостов и подвижного состава на высокоскоростных железнодорожных магистралях. Дисс... канд. техн. Наук / Л.К. Дьяченко. Санкт – Петербург, 2017. – 216 с.

70. Бондарь, Н.Г. Взаимодействие железнодорожных мостов с подвижным составом / Н.Г. Бондарь, Ю.Г. Козьмин, З.Г. Ройтбурд, В.П. Тарасенко, Г.Н. Яковлев. Под ред. Н.Г. Бондарь. –М: Транспорт.1984. – 272 с.

71. Krylov, V.V. Track-soil critical velocities and their effects on railway-generated ground vibrations / Krylov V.V // Conference: The International Seminar on High Speed Lines on Soft Ground: Dynamic Soil-Track Interaction and Ground Borne Vibration, At Gothenburg, Sweden. March, 2000.

72. Podworna, M. Vertical vibrations of composite bridge/track structure/high-speed train systems. Part 1: Series-of-types of steel-concrete bridges / M. Podworna, M. Klasztorny // Bulletin of the Polish academy of sciences technical sciences. – 2014. Vol 62, No.1. – P. 165 –179.

73. Poliakov V. Interaction Optimization in Multibody Dynamic System / V. Poliakov // International Journal of Theoretical and Applied Mechanics. – 2017. Volume 2. – P. 43 – 51.

74. Поляков, В.Ю. Численное моделирование взаимодействия подвижного состава с мостовыми конструкциями при высокоскоростном движении / В.Ю. Поляков // Строительная механика и расчет сооружений. – 2016. – № 2. – С. 54 – 60.

75. Савин, А.В. Условия применения безбалластного пути: дис. ... д-ра техн. наук: 05.22.06 / А.В. Савин. – М., 2017. – 444 с.
76. Димитров, А.И. Боковой износ головки рельса и устойчивость колеса / А.И. Димитров // Мир транспорта. – 2013. – № 3. – С. 38 – 52.
77. Christopher P. L. Barkan et al. Analysis of Causes of Major Train Derailment and Their Effect on Accident Rates. //Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 2289, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C. – 2012. – P. 154 –163.
78. Яковлева, Т.Г. Железнодорожный путь / Т.Г. Яковлева, С.И. Карпущенко, Н.Н. Клинов, Н.Н. Путря, М.П. Смирнов / – М.П. Издательство Транспорт,1999. – 405 с.
79. Высокоскоростной железнодорожный подвижной состав для ВСМ. Изменение №1. Технические требования, утв. Первым вице-президентом ОАО РЖД А.С. Мишариным 14.04.2017. – М., 2017.
80. Поляков, В.Ю. Антирезонанс пролетных строений железнодорожных мостов при высокоскоростном движении / В.Ю. Поляков // Транспортное строительство. – 2018. – №10. – С. 2 – 5.
81. Поляков, В.Ю. Ударное взаимодействие колеса и рельса на мостах высокоскоростных магистралей / Поляков В.Ю, Данг Нгок Тхань // Транспортные сооружения. – 2019. – №1. <https://ts.today/PDF/15SATS119.pdf> (доступ свободный). Загл. с экрана. Яз. рус., англ. DOI: 10.15862/15SATS119.
82. Zhai, W. Dynamic effects of vehicles on tracks in the case of raising train speeds / W. Zhai // Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers Part F Journal of Rail and Rapid Transit. – 2001. Vol 215, Issue 2. – P. 125 – 135.
83. Newton, S.G. An investigation into the dynamic effects on the track of wheel flats on railway vehicles / S.G. Newton, R.A. Clark // Journal of Mechanical Engineering Science. – 1979. – № 21. – P. 287 – 297.

84. Yang, X. Effect of track irregularity on the dynamic response of a slab track under a high-speed train based on the composite track element method / X. Yang // *Applied Acoustics*. – 2015. Volume 99. – P. 72 – 84.