

Камчатский государственный технический университет

Профессорский клуб ЮНЕСКО (г. Владивосток)

**Е.К. Борисов, С.Г. Алимов, А.Г. Усов
Л.Г. Лысак, Т.В. Крылова, Е.А. Степанова**

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ ДИНАМИКА СООРУЖЕНИЙ.
МОНИТОРИНГ ТРАНСПОРТНОЙ ВИБРАЦИИ**

Издательство



КамчатГТУ

Петропавловск-Камчатский
2007

УДК 624.131.551.4+699.841:519.246
ББК 38.58+38.112
Б82

Рецензенты:

И.Б. Друзь,
доктор технических наук, профессор

Н.В. Земляная,
доктор технических наук, профессор

В.В. Юдин,
доктор физико-математических наук, профессор,
заслуженный деятель науки России

Борисов, Евгений Константинович

Б82 Экспериментальная динамика сооружений. Мониторинг транспортной вибрации: Монография / Е.К. Борисов, С.Г. Алимов, А.Г. Усов и др. – Петропавловск-Камчатский: КамчатГТУ, 2007. – 128 с.

ISBN 978–5–328–00160–1

Приведены методология, методика и практика мониторинга уровней колебаний грунта и конструкций зданий, генерированных движением автомобильного, трамвайного и железнодорожного транспорта, разработанные и выполненные на базе обработки и анализа экспериментальных измерений методами статистической динамики сооружений.

Книга предназначена для специалистов в области экспериментальной динамики сооружений и может быть полезна для аспирантов и магистрантов, интересующихся анализом экспериментально полученных информационных массивов современными статистическими методами.

УДК 624.131.551.4+699.841:519.246
ББК 38.58 + 38.112

ISBN 978–5–328–00160–1

© КамчатГТУ, 2007
© Профессорский клуб ЮНЕСКО
(г. Владивосток), 2007
© Авторы, 2007

Оглавление

Предисловие научных рецензентов	4
Предисловие авторов	6
Введение	7
Глава 1. Исследования транспортной вибрации	13
1.1. Автомобильная вибрация	14
1.2. Трамвайная вибрация	16
1.3. Железнодорожная вибрация	23
Выводы	29
Глава 2. Методология исследования	34
2.1. Общая характеристика типов транспортных потоков	35
2.2. Методика проведения экспериментальных измерений, обработки и анализа результатов	38
2.3. Передаточные функции	43
2.4. Оценка риска. Допустимость колебаний	45
Выводы	48
Глава 3. Экспериментальное исследование вибрации грунта, генерированной транспортными потоками	49
3.1. Автомобильное движение	49
3.2. Трамвайное движение	53
3.3. Железнодорожное движение	55
Выводы	60
Глава 4. Экспериментальные исследования вибрации конструкций зданий от движения автомобильного транспорта и трамваев	63
4.1. Здание торгового центра (владивостокский ГУМ)	63
4.2. Здание Академии народного творчества (АНТ)	73
4.3. Учебный корпус (строение № 1) Дальневосточного государственного технического университета (ДВГТУ)	86
Выводы	95
Глава 5. Экспериментальные исследования вибрации конструкций зданий от движения железнодорожного транспорта	98
5.1. Здание железнодорожного вокзала станции Владивосток	98
5.2. Здание товарной конторы станции Владивосток	112
5.3. Учебный корпус (строение № 2) ДВГТУ	117
Выводы	120
Заключение	122
Литература	124

ПРЕДИСЛОВИЕ НАУЧНЫХ РЕЦЕНЗЕНТОВ

Воздействие на сложные строительные сооружения случайных шумов и волн той или иной природы является актуальной проблемой для нашего энергонасыщенного мира. Однако сложность входных и выходных процессов приводит к необходимости применять для их обработки и анализа неординарный математический аппарат – теорию случайных процессов, нелинейной фильтрации и выделения сигналов из шумовых воздействий в сочетании с современными системами компьютерной математики.

Для Владивостока рассматриваемая в монографии проблема достаточна типичная. Можно вспомнить хотя бы прохождение трамваев по Светланской – главной улице города – и вибрации, которые они вызывают в близкорасположенных зданиях.

Авторы рассматривают действия, генерированные отдельными видами транспортного движения: автомобильного, трамвайного и железнодорожного – в отдельности и в сочетаниях, а также действия динамических полей в грунте на ряд объектов, являющихся в основном зданиями постройки начала XX в.

Для этого используется физическая модель, в которой вибрационное транспортное воздействие понимается как квазидетерминированный процесс, имеющий многомодовую широкополосную структуру. Для выявления собственных частот колебаний отдельных конструктивных элементов сооружений как откликов на соответствующие воздействия на достаточно серьезном математическом уровне используется спектральный анализ Фурье. Грунты и фундаменты различного типа приближенно, что вполне допустимо, рассматриваются как некоторые избирательные демпферы, изменяющие спектр воздействия. При анализе спектральных откликов конструкций зданий последние представляются как узкополосные фильтры, которые вырезают моды в исходных спектрах.

В традиционной динамике строительных сооружений в настоящее время господствует концепция собственных частот колебаний строительных элементов, совпадения которых с частотой нагружения приводят к резонансным явлениям. Однако все чаще мы сталкиваемся как в нашей стране, так и за рубежом с катастрофическими разрушениями достаточно сложных, пространственно развитых сооружений, яркими примерами которых могут являться здания Трансваальпарка и Басманного рынка. Маловероятно, что причиной этих событий являются статические нагрузки. Скорее всего, такие сложные сооружения находятся в области критической устойчивости. Кроме того, с позиций теории нелинейных фильтров такие сооружения обязаны подчиняться теории неаддитивных реакций. При малом случайном воздействии в нелинейной сложной системе может разыгаться каскад бифуркаций, что приведет к катастрофическому разрушению. В результате многоконтурной положительной обратной связи в системе реализуется лавинная реакция. Хотелось бы подчеркнуть, что это не резонансные явления и даже не ошибки при проектировании и строительстве – просто здание конструировалось исходя из классических принципов строительной механики, в результате чего система оказалась на границе критической устойчивости.

Определенный интерес представляют и отдельные разработки авторов. Так, например, на их основе может быть синтезирован фильтр по преобразованию широкополосного спектра колебаний для вертикальной составляющей при переходе от грунта к центру перекрытия, колебания которого характеризуются глобальной модой на частоте 12 Гц, в то время как стены, являющиеся для перекрытия опорным контуром, наследуют широкополосный спектр грунтовых колебаний. Именно несогласованность спектральных характеристик крупномасштабных элементов зданий может дать основание для развития бифуркационного каскада потери устойчивости.

Оценивая монографию в целом, следует отметить ее достаточно высокий физико-математический уровень, явно превосходящий обычный математический потенциал исследований инженерно-технического профиля по строительной механике. Зная современную отечественную и зарубежную научно-техническую периодику, мы не думаем, что исследования такого рода широко распространены, тем более что разрабатываемое в серии монографий направление – статистическая динамика сооружений – требует не только хорошего знания теории случайных процессов, спектрального и корреляционного анализа, но и умения проводить вычислительные эксперименты на довольно сложных пакетах программного обеспечения.

Особо следует отметить, что полевые экспериментальные наблюдения выполнялись на протяжении почти 15 лет по эволюционно развиваемой методике и все полученные результаты переработаны по ее окончательной модификации.

Недостатком работы можно считать то, что ее авторы никак не могут расстаться с представлением сложных систем механическими моделями, хотя современное развитие спектрального анализа вполне позволяет перейти на многоуровневые спектральные модели.

Надеемся, что последующие монографии этого коллектива будут развивать выбранное их авторами направление, показывая пример эффективного сочетания полевых экспериментальных работ с современными методами статистической физики и компьютерными технологиями, и перейдут к рассмотрению нелинейных систем.

Считаем, что монографию с определенным интересом встретят читатели, особенно научная молодежь, интересующиеся современными проблемами статистической динамики сооружений. При практическом отсутствии работ такого направления она может явиться хорошим руководством при выполнении исследований в области динамики слабосвязанных систем и в определенной мере своеобразным справочным пособием.

И.Б. Друзь, д.т.н., профессор
Н.В. Земляная, д.т.н., профессор
В.В. Юдин, д.ф.-м.н., профессор

ПРЕДИСЛОВИЕ АВТОРОВ

В очередной, третьей по счету, монографии серии «Экспериментальная динамика сооружений» излагаются основные результаты статистического анализа экспериментальных измерений транспортной вибрации грунта и ряда зданий-памятников архитектуры Владивостока с использованием разработанной в предыдущих монографиях методики с дополнениями, соответствующими специфике исследованных процессов на базе общей методологии статистической динамики сооружений и статистики; намечаются возможные перспективные направления дальнейших исследований в этой области.

Все изложенное в монографии основано на результатах измерений, выполненных лично авторами и коллективом под общим научным руководством Е. Борисова в 1990–2006 гг.

Мы отдаем себе отчет в том, что ряд важных аспектов поднимаемой проблемы остался или вне рассмотрения вообще, или рассмотрен недостаточно исчерпывающе. К ним относятся:

- оценки допустимости уровней вибрации по критериям прочности, выносливости, санитарным нормам;
- динамика самих транспортных магистралей и связанных с ними сооружений (туннелей, мостов, переходов, путепроводов и развязок);
- корреляция параметров транспортной вибрации с рельефом, грунтовыми условиями прилегающих территорий, типом охраняемых сооружений и т. п.

Однако в работе полевых экспериментаторов, к каковым относят себя авторы настоящей монографии, всегда должен быть рубеж, на котором следует остановиться, чтобы осмыслить выполненное и наметить направления дальнейших исследований.

В нашей монографии мы хотим еще раз обратить внимание всех работающих в области динамики сооружений, во-первых, на перспективность применения статистических методов для анализа процессов, протекающих в сложных системах, особенно в тех случаях, когда между отдельными объектами, входящими в системы, связи являются статистически слабыми и неустойчивыми; во-вторых, на необходимость сбалансированного сочетания экспериментально накопленных информационных массивов и систем компьютерной математики.

К сожалению, вероятностные методы исследований не нашли пока достойного применения в практике оценки динамики и вибрации сооружений, где до сих пор преобладают классические детерминированные подходы.

Надеемся, что наша монография будет полезной и обратит внимание в первую очередь научной молодежи: студентов, магистрантов и аспирантов – на актуальность и перспективность рассматриваемых в серии «Экспериментальная динамика сооружений» проблем и методов их решения.

Е. Борисов, С. Алимов, А. Усов
Л. Лысак, Т. Крылова, Е. Степанова

Есть многое такое, друг Горацио, что
и не снилось нашим мудрецам.

В. Шекспир

ВВЕДЕНИЕ

Развитие современных городов не представляется возможным без соответствующего развития транспортных коммуникаций: автомобильных, трамвайных, железнодорожных, систем метрополитенов различной глубины заложения и других, призванных обеспечивать перевозки всех типов. Мощность и сочетание типов транспорта в значительной степени определяются географией и рельефом городов, численностью населения, историей их развития, экономико-социальными тенденциями развития региона и страны.

С физической точки зрения инженерное сооружение является потребителем колебательной энергии, которая подводится к нему в зависимости от природы ее генерации, физико-механических характеристик трасс распространения и характера контакта сооружения с энергонесущей средой.

Любой вид транспорта является источником колебаний, передающихся через грунтовую среду на расположенные вблизи транспортных магистралей сооружения и вызывающих их вибрацию (*транспортную вибрацию*), которая сказывается как на техническом состоянии зданий, так и на санитарно-гигиенических условиях пребывания в них людей. По характеру передачи колебательной энергии на сооружение транспортная вибрация является кинематическим возмущением исследуемого сооружения (*охраняемого*).

Рост всех видов грузопотоков, увеличение скорости и интенсивности движения транспорта обуславливают необходимость получения качественных и количественных оценок влияния транспортной вибрации на сохранность зданий. Как в отечественной, так и в зарубежной литературе периодически появляются сообщения об отрицательных последствиях транспортной вибрации, однако она, как правило, не учитывается ни при новом строительстве, ни при реконструкциях существующих зданий и сооружений [1–6].

То, что транспортная вибрация не приводит в настоящий момент к чрезвычайным ситуациям, в определенной степени объясняет и практическое отсутствие нормативов, регламентирующих ее интенсивность в численных оценках по критериям прочности и надежности охраняемых объектов.

Учитывая общее физическое старение существующих зданий, особенно памятников архитектуры, которые не будут сноситься при модернизации исторически сложившихся центров, вопросы обеспечения надежности сооружений, связанные с транспортной вибрацией, могут в ближайшее время стать вполне актуальными. Особенно убыстряется этот процесс в тех случаях, когда проводимые работы нарушают сложившийся гидрологический режим.

Выдвижение на передний фронт прикладной науки проблем динамики сооружений в значительной степени обусловлено быстрым ростом их энергонасыщенности, внедрением новых конструкционных материалов и нестандартных пространственных решений. Прямое применение традиционных теоретических методов решения задач динамики затрудняется необходимостью иметь численные оценки коэффициентов, которые используются в системах уравнений. Это приводит к тому, что во многих случаях методы классической строительной механики не дают устойчивых решений, пригодных для практического применения.

В подобной ситуации несколько меняется система взаимоотношений между теоретическими и экспериментальными исследованиями: последние начинают проявлять все больший интерес к методам статистической физики. Эта тенденция не является чем-то новым. Еще в 60-х гг. В.В. Болотин [7] и В.В. Екимов [8] – пионеры применения стати-

стических методов в строительной механике – обращали внимание на начало интенсивного развития принципиально нового направления – статистической динамики. До недавнего времени это развитие сдерживалось большими вычислительными трудностями при использовании методов регрессионного и спектрального анализа для обработки и интерпретации экспериментально полученных числовых массивов. С внедрением систем компьютерной математики (СКМ) эта трудность оказалась успешно преодоленной. Исследователи-экспериментаторы получили возможность глубоко и всесторонне анализировать материал полевых наблюдений и выявлять вероятностные взаимосвязи между определяющими параметрами динамических процессов, протекающих даже в сложных статистически слабосвязанных системах. Особенно эффективным оказывается применение спектрального анализа. В результате этого экспериментальные исследования становятся самодостаточными и начинают быть тем, что присуще им по природе – источником достоверной информации для разработки новых теорий, базирующихся на исследовании поведения реальных физических систем, как это было в прошлом со времен Роберта Гука.

Транспортная вибрация в ее техническом приложении – одно из перспективных и жизненно важных для жизнеобеспечения населенных пунктов направлений статистической экспериментальной динамики сооружений.

Владивосток – единственный выход России на тихоокеанский театр действий – является уникальным городом: морской порт, расположенный практически в центре, окружен многочисленными рокадными железными дорогами. По городу проходит несколько магистральных железнодорожных путей, имеется разветвленная система трамвайных маршрутов и автомобильных трасс (рис. В.1). Для транспортного движения Владивостока характерны высокая интенсивность, традиционная узость улиц и сложный рельеф. Транспортные магистрали, которые можно рассматривать как источники энергетических вибрационных потоков, окружены зданиями постройки начала прошлого века, многие из которых являются памятниками архитектуры с неизвестным на данный момент техническим состоянием. Кроме того, имеются многочисленные мосты, надземные пешеходные переходы, автомобильные развязки и расположенные вблизи транспортных магистралей подпорные стенки высотой 10–15 м.

Все это создает предпосылки для того, чтобы рассматривать транспортную вибрацию как источник возможных чрезвычайных ситуаций, который усугубляется тем, что по карте С (1% риска) ОСР–97 СНиП П–7–81* территория города относится к категории сейсмически активных [9]. Многие участки в результате гористого рельефа, нарушения гидрологического режима, наличия естественно-слабых, мощных насыпных и техногенно измененных грунтов, в ряде случаев водонасыщенных, имеют фактическую сейсмическую интенсивность выше фоновой.

Рассматриваемая проблема имеет следующие основные задачи:

- измерение динамики грунта и вибрации охраняемых сооружений от различного типа трафиков и их сочетаний, получение регрессионных соотношений между характеристиками;
- получение оценок уровня риска превышения динамикой грунта и исследованных охраняемых сооружений нормативно-допустимых значений;
- разработка методики прогнозирования и переноса результатов экспериментальных измерений на сооружения-аналоги.

Созданные к настоящему времени вероятностные расчетные и математические модели грунтов и охраняемых объектов предназначены в основном для анализа их напряженно-деформированного состояния или в статической постановке, или для ограниченных объемов и не приспособлены для оценки преобразования колебательной энергии при переходе ее от грунта к охраняемому сооружению. Поэтому наиболее рациональным является вероятностная оценка поведения охраняемых сооружений, подверженных динамическим воздействиям, с учетом преобразования импульса при переходе его от грунта к фундаменту.

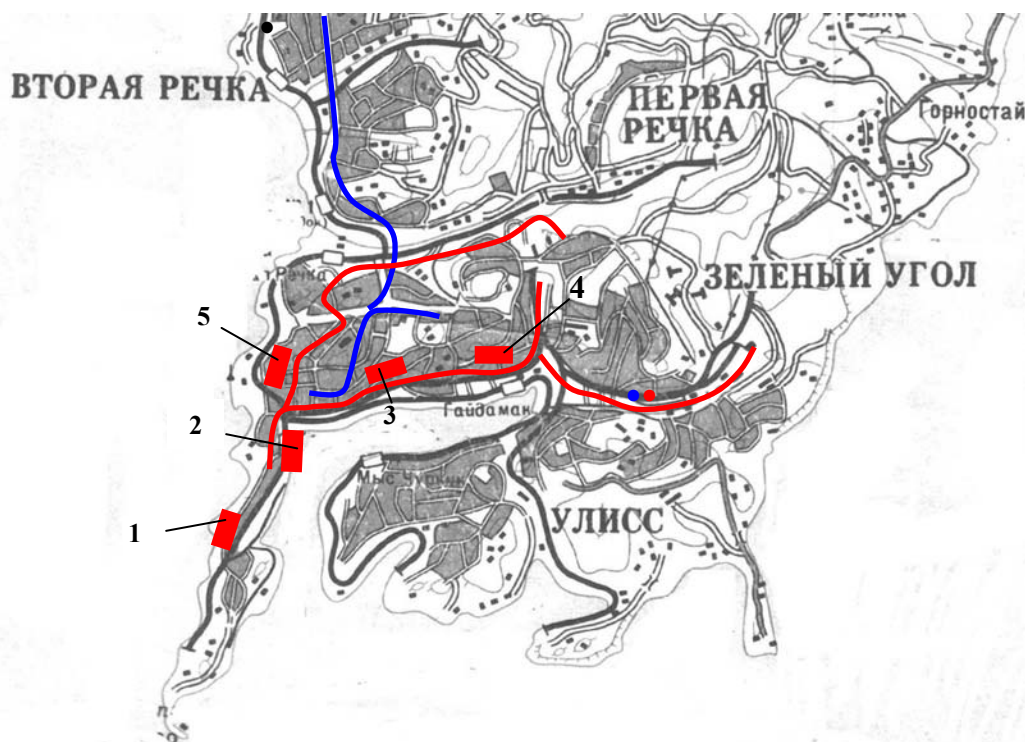


Рис. В.1. Принципиальная схема транспортных магистралей Владивостока и объектов, на которых проводилось экспериментальное измерение транспортной вибрации:

— тrolleyбусные маршруты; — железнодорожные пути;
 — трамвайные пути; •, •, • районы измерения автомобильной,
 железнодорожной и трамвайной вибрации грунта;

1 – товарная станция; 2 – железнодорожный вокзал; 3 – здание универмага;
 4 – здание Академии народного творчества; 5 – учебный корпус ДВГТУ (строения 1, 2)

Однако теоретические методы для решения этой проблемы не могут быть использованы непосредственно, поскольку это требует численного задания ряда коэффициентов, описывающих физико-механические свойства зоны контакта охраняемого сооружения с энергонесущей средой. Попытки их определения на масштабных моделях встречают большие трудности в связи с необходимостью выбора и выполнения критериев подобия, а на натуральных объектах при взрывных воздействиях от промышленных взрывов – в связи с отсутствием возможности варьировать параметры в необходимом диапазоне. Единственным реальным путем получения необходимой и достоверной информации является выполнение специальных экспериментальных исследований с применением современных методов их обработки и анализа.

В связи с изложенным решение задачи по оценке безопасности охраняемых сооружений, расположенных вблизи транспортных потоков, представляется как научная задача, имеющая важное народно-хозяйственное значение.

В определенной степени это подтверждается и тем интересом, который проявляют к рассматриваемой задаче средства массовой информации (СМИ). Правда, при их рассмотрении следует учитывать склонность СМИ к преувеличению сенсационности подаваемого материала, особенно если это касается экологии, и целенаправленную работу по заказам коммерчески заинтересованных структур. Анализ содержащихся в системе Internet публикаций показывает следующее.

В Государственном докладе «О состоянии и об охране окружающей среды в 2002 г.» транспортная вибрация названа ответственной за ухудшение состояния многих памятников истории и культуры, ставящего в ряде случаев под вопрос само их существование, а именно:

– литературного некрополя, гостиницы «Бристоль», кинотеатра «Таутоматограф», усадьбы Тулинова-Вигеля в Воронеже;

- зданий ансамбля деревянного зодчества XIX–XX вв. в Петрозаводске;
- памятников истории и культуры в Ингушетии, Краснодарском крае, Ленинградской, Калининградской, Ивановской областях, Смоленске, Нижегородской области, Омске, Томске, городах Хабаровского края;
- усадебного дома и музея И.Д. Бурылина в Иваново;
- исторического Каменного моста в центре Калуги;
- усадьбы «Пехра-Яковлевское» и церкви Рождества Богородицы в селе Никольское-Трубецкое Балашихинского района Московской области.

От вибрации, вызванной близостью транспортных магистралей, страдает историческая застройка улиц Рождественская, Большая Печерская, Варварская и Ильинская в Нижнем Новгороде; здание казначейства, Нарышкинская читальня и городская усадьба Чичериных в Тамбове. В Ингушетии вибрация от тяжелой техники является причиной разрушения исторических памятников (храмы Тхаба-Ерды и Альби-Ерды, архитектурные комплексы Таргим, Вовнушки, Пуй, Бирг, Хайрах и Эгикал).

Непоправимый ущерб наносит транспортная вибрация следующим историко-архитектурным музеям и заповедникам:

- Ленинградская область и Санкт-Петербург: Староладожский историко-архитектурный и археологический музей-заповедник, литературно-мемориальный музей-усадьба П.Е. Щербова и Государственный художественно-архитектурный музей-заповедник «Ораниенбаум»;
- Татарстан: Елабужский государственный историко-архитектурный и художественный музей-заповедник;
- Удмуртия: Государственный музей-усадьба П.И. Чайковского;
- Краснодарский край: Краснодарский государственный историко-археологический музей-заповедник им. Е. Филицына и его филиалы, Новороссийский государственный исторический музей-заповедник;
- Москва и Московская область: Государственный историко-культурный музей-заповедник «Московский Кремль», музей-усадьба Л.Н. Толстого «Хамовники», музей-усадьба «Останкино», Государственный историко-художественный музей-заповедник «Абрамцево», музей-заповедник «Дмитровский кремль»;
- Рязанская область: Рязанский историко-архитектурный музей-заповедник; мемориальный музей-усадьба академика И.П. Павлова;
- Саратовская область: музей-усадьба Н.Г. Чернышевского;
- Тамбовская область: музей-усадьба А.М. Герасимова;
- Тобольская область: Тобольский государственный историко-архитектурный музей-заповедник;
- Ярославская область: Ярославский историко-архитектурный музей-заповедник.

Большие претензии предъявляются к трафикам также с точки зрения обеспечения сохранности жилых и общественных зданий, нормального функционирования структур социально-бытового характера.

Если в новых районах Санкт-Петербурга для трамваев почти везде оборудованы обособленные трассы и здания стоят на достаточном удалении от трамвайных рельсов, то в центральных районах города узкие улицы, старинные дома, в основном представляющие архитектурную ценность, подвержены сильной вибрации. Несмотря на то что по СНиП 2.05.9–90 «Трамвайные и троллейбусные линии» [10] трамвайные пути должны быть расположены не ближе 50 м от зданий, фактически это расстояние не превышает 10 м.

В Самарской филармонии, расположенной вблизи трамвайных путей, по требованию музыкантов концертный орган для защиты от вибраций и обеспечения нормального звучания был поставлен на отдельный фундамент.

Челябинская областная филармония, расположенная в здании, которое построено в конце XIX в. и обладает лучшей на Урале акустикой, разрушается из-за близости трамвайных путей и постоянной вибрации.

Единственный в Самаре особняк (имеющий статус памятника истории и культуры федерального значения) в стиле «ранний модерн», сохранивший свои интерьеры, находится в аварийном состоянии из-за вибрации от трамвайной линии, которая проходит в 2–3 м, вследствие чего появились многочисленные трещины.

В Калининграде сильная вибрация, создаваемая трамваями, которые проходят в непосредственной близости от знаменитого памятника – крепостного сооружения «Королевские ворота», построенного в 1852 г., стала главной причиной его разрушения.

В мэрии Нижнего Новгорода рассматривается вопрос о демонтаже трамвайного маршрута, поскольку вибрация разрушает исторические здания в центре города.

В Астрахани трамваи убираются из центральной части города, поскольку вибрация разрушает не только памятники архитектуры, но и жилые дома, жители которых давно жалуются на то, что от грохота трамваев трескаются стены и осыпается штукатурка.

По оценке специалистов, подтопление здания и постоянная вибрация от трамвайного движения по оживленной транспортной магистрали стали причинами обрушения семи железобетонных плит второго этажа в подвальное помещение одного из подъездов жилого дома в Ростове-на-Дону.

В Барнауле произошло повторное обрушение перекрытия между этажами в третьем подъезде жилого дома, построенного в 1957 г. Прежде на этом месте были пруды, вследствие чего грунтовые воды просачивались в подвал. Комиссия, которая обследовала обрушившиеся подъезды, пришла к выводу, что при строительстве дома использовались строительные материалы низкого качества, были допущены грубые строительные ошибки и отклонения от проекта. Проходящая неподалеку трамвайная линия, вызывавшая вибрацию дома, также сыграла в этом определенную роль.

22 мая 2005 г. в 2 ночи после прохода грузового состава произошел прорыв дамбы золоотвала Партизанской ГРЭС (пос. Лозовый Приморского края) (рис. В.2), в результате чего на железнодорожные пути вышло 86 000 м³ зольной пульпы, часть которой ушла в ручей Лозовый.

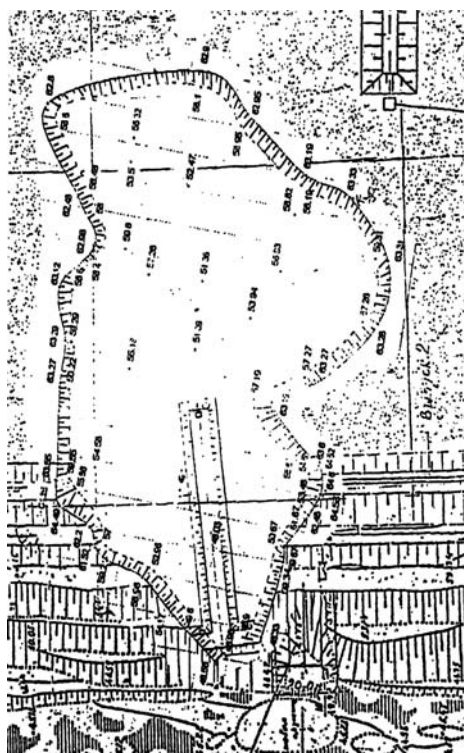


Рис. В.2. План прорыва дамбы золоотвала Партизанской ГРЭС (каньон длиной не более 100 м и шириной примерно 60–80 м)

По заключению Госэнергонадзора основными причинами прорыва дамбы являются: большое количество осадков в результате пятидневного ливня, непроведенный ремонт, вибрация от прохождения на большой скорости грузовых составов по железнодорожным путям. После ликвидации аварии скорость прохождения поездов была снижена. Исследований по выявлению причин аварии не проводилось.

Во Владивостоке движение трамваев на расстоянии 12 м от объекта создает опасность для памятника архитектуры конца XIX в.

Депутаты городского маслихата на сессии Усть-Каменогорска были категорически против строительства железной дороги Усть-Каменогорск – Шар на левом берегу Иртыша в рекреационной зоне. Помимо нарушений экологических нормативов, трасса железнодорожной линии идет вразрез с концепцией развития города и его генеральным планом, целью которого является формирование благоприятной среды для жизни населения. Предложенный вариант пересекает проектируемые и существующие микрорайоны, для защиты которых от шума и вибраций потребуется создание санитарно-защитной зоны шириной до 500 м, а также строительство четырех дополнительных развязок и не менее шести пешеходных мостов.

В апреле 2001 г. компания *Silicon Integrated Systems* решила не размещать заводы на территории технопарка *Taiwan Science-Based Industrial Park* ввиду вибраций от строящейся вблизи железнодорожной линии.

В Барнауле обрушилась крыша склада площадью 300 м² из-за вибрации от проходящего железнодорожного состава.

Расположенный в районе моста «Три семерки» главный канализационный коллектор Красноярска, нормативный срок эксплуатации которого истек 15 лет назад, разрушается из-за вибраций от движения автотранспорта и железнодорожных составов.

Киеву не нужны транзитные железнодорожные составы с нефтью, мчащиеся через весь город в другие города и страны. Метрополитен и железная дорога, закольцованная вокруг города – основные виды транспорта, а троллейбусы, автобусы, трамваи являются вспомогательными, развозящими пассажиров от станций метро. Железная дорога в черте столицы – это отдельное неприкосновенное «государство», которое «таскает» через густо застроенные городские территории по старым мостам тяжелые транзитные составы по 110 платформ и вагонов с нефтью, химикатами и прочими опасными грузами, да еще и на значительной скорости. Это создает шум и сильную вибрацию в тысячах прилегающих к железнодорожным веткам домах, а также постоянную угрозу аварийных экологических ситуаций.

Во избежание загрязнения Выборга – одного из самых древних городов на территории Ленинградской области – автомобильной вибрацией, от которой в течение многих лет страдают не только люди, но и памятники архитектуры, в том числе и знаменитый Выборгский замок, принято решение строить окружную дорогу. В результате будет разгружен исторический центр города, через который ежедневно проходит до 10 000 автомобилей, в основном большегрузных трейлеров, транзитом из Москвы и Петербурга в Скандинавию и обратно.

В старых частях русских городов строительство жилых домов ведется на расстоянии не более 30–50 м от транспортного потока. От каждой проезжающей машины колебания грунта передаются зданиям. В результате возникают постоянные вибрации близлежащих зданий, особенно вытянутых вдоль улиц, на частотах, многие из которых совпадают с полосой биологически активных частот человека.

В Красноярске водопроводный коллектор опирается на автомобильный мост, вибрации которого привели коллектор в предаварийное состояние.

В Архангельске сошел со свай деревянный 12-квартирный жилой дом. При строительстве здания в 1957 г. свайное основание было выполнено с нарушением технологий. Сказалась и постоянная вибрация от движения большегрузного автотранспорта по проходящей рядом оживленной транспортной магистрали.

Два железнодорожных поезда, движущиеся в противоположных направлениях, вызывают вертикальные отклонения до 650 мм в средней части моста Тсинг Ма в Гонконге.

В Санкт-Петербурге в результате вибрации от поездов метро покрылся сквозными трещинами Петропавловский собор, а Исаакиевский собор накренился на 25 см от вертикали.

Всякое человеческое познание начинается с созерцаний, переходит от них к понятиям и заканчивается идеями.

И. Кант

Идеи становятся материальной силой, когда они овладевают массами.

В. Ленин

ГЛАВА 1. ИССЛЕДОВАНИЯ ТРАНСПОРТНОЙ ВИБРАЦИИ

Благодаря присущей транспортным средствам несбалансированности, связанной с превращением энергии топлива в энергию движения, трафикам всех видов свойственно генерирование шумов и вибраций той или иной степени интенсивности. Борьба с шумом и вибрациями имеет в своей основе много общего. Однако во многих отношениях эти области технической науки отличаются по философии и методике исследований. В отношении вибраций определяющими положениями являются установление технических требований по безопасным уровням, обеспечивающих заданную надежность, проведение экспериментальных исследований, конструирование и доработка источников вибрации с целью уменьшения ее до допустимых значений. В прикладном варианте наука о вибрациях базируется на сугубо практической основе, предназначена для решения конкретных задач по обеспечению нормальной работы конструкций и оборудования и не связана с санитарными нормами. Инженерная эффективность конструкций определяется тем, насколько правильно оценен их вибрационный отклик на внешнее динамическое воздействие, которое при его техногенном характере можно изменить в лучшую сторону.

В исследованиях вибрации используются достаточно специфические методологии наблюдений и обработки данных о внешних динамических воздействиях: описание жесткости конструкций, включая спектр энергии или спектральную плотность энергии, спектр динамического силового или кинематического возбуждения и спектр Фурье. К сожалению, количество данных, получаемых при экспериментальных исследованиях, является, как правило, умеренным, а сами они – достаточно отрывочными. Следует отметить и то, что получают они в частных режимах испытаний, не всегда идентичных широкому спектру реальных внешних условий.

В экспериментальных исследованиях по установлению определенного уровня надежности работы системы основной задачей является получение качественной и количественной оценки большинства параметров вибрации, что подразумевает введение жесткой полосы допусков, определение численных значений которых не всегда однозначно.

С 1950 г. «формула произведения» R. Lusser [11] является классическим определением надежности всей системы, особенно для статических внешних нагрузок, однако требует проведения обширных испытаний для проверки надежности на разных уровнях исключительно на основе статистических закономерностей.

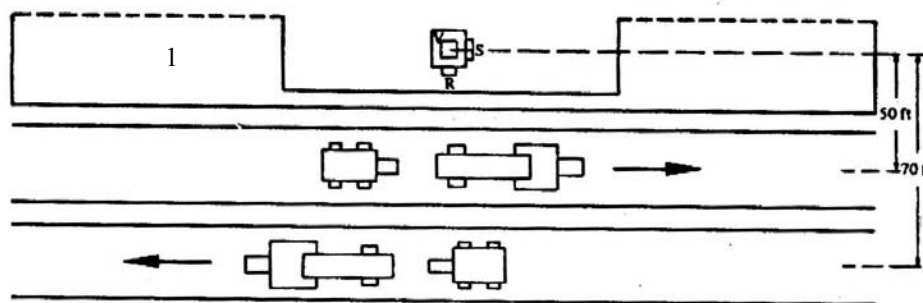
В экспериментальных исследованиях вибрации крайне важно точное моделирование реальных внешних условий для создания адекватности рассматриваемой системы натурной, что далеко не всегда возможно. Реальность моделирования внешних условий и исчерпывающий анализ результатов эксперимента желательны до определенного предела.

Однако как единственная и основная мера эффективности испытаний она довольно ограничена, поскольку не гарантирует идентичности условий для каждого конструктивного элемента исследуемой системы. Вибрации представляют уникальное собрание факторов, одна часть из которых может быть определена с достаточной точностью, а другая в лучшем случае только оценена без определения точных количественных значений и даже идентификации.

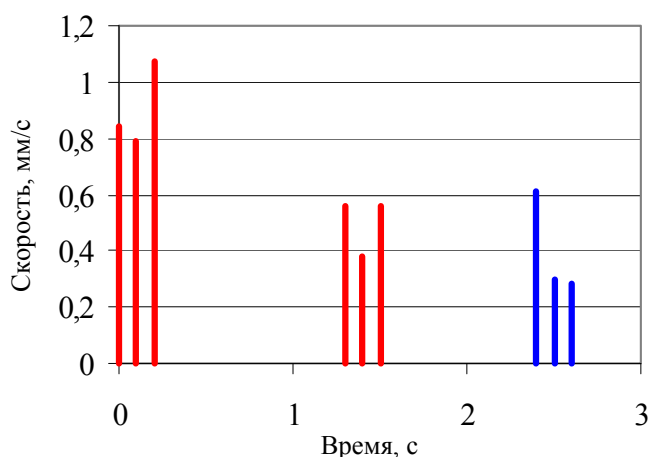
Проблемы методологии инженерных исследований вибрации и накопление соответствующего информационного архива могут стимулировать экспериментальные исследования, если промышленность увидит реальную потребность в них в ближайшем будущем.

1.1. Автомобильная вибрация

В работе [12] приведены результаты экспериментального измерения вибрации грунта от автомобильного движения по двум встречным полосам, оси которых были удалены от трехкомпонентной точки измерения на 15,3 и 52,0 м (рис. 1.1). Эти результаты показывают, что скорость колебаний не превышает 1,1 мм/с.



а



б

Рис. 1.1. Схема измерения вибрации грунта от автомобильного движения (а) и результаты (б):
 1 – положение точки измерения (первая линия группы – вертикальная составляющая, вторая – радиальная, третья – поперечная; первые две группы линий – движение автотранспорта по ближней полосе)

В работе [13] рассматривается воздействие городского надземного транспорта на конструкции зданий и сооружений городской застройки. На основе анализа результатов многочисленных натурных измерений, выполненных в непосредственной близости от источников колебаний, автор построил обобщенные спектры динамического воздействия, распространяющегося от автотранспорта. Представлены формулы для расчета спектра динамического воздействия городского автотранспорта. Автор считает, что полученные результаты применимы для анализа динамического воздействия городского транспорта на строительные объекты на базе классических методов теории сейсмостойкого строительства.

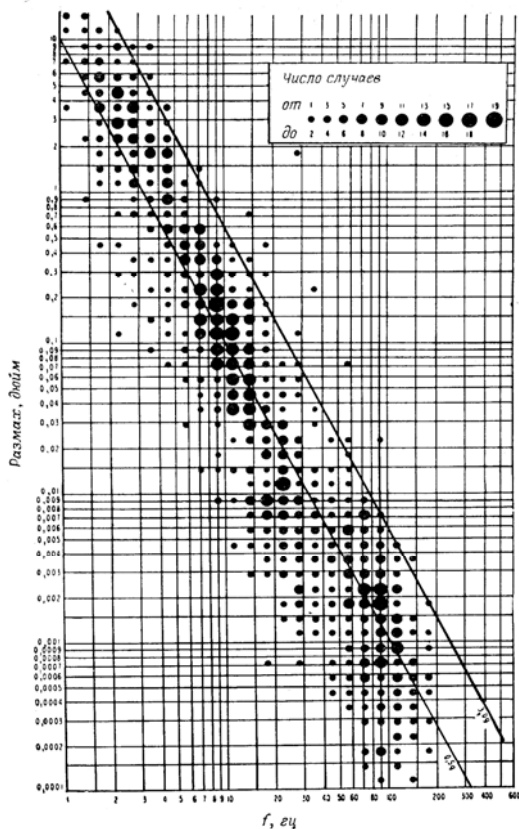


Рис. 1.2. Статистическая диаграмма «размах – частота» для вибрации автомобилей (размер кружков определяется числом случаев реализации вибрации с соответствующими параметрами)

ти грузовых автомобилей, полученные для различных условий эксплуатации, а об уровне ударов – на рис. 1.3.

Движение автотранспорта отрицательно влияет и на сооружения, отличные от зданий. Так, например, по земляной плотине Горьковского гидроузла, которая является и транспортной магистралью, проходит большое количество автотранспорта с грузоподъемностью на ось до 17 т. Генерируемые автотранспортом вибрации вызвали сомнения в

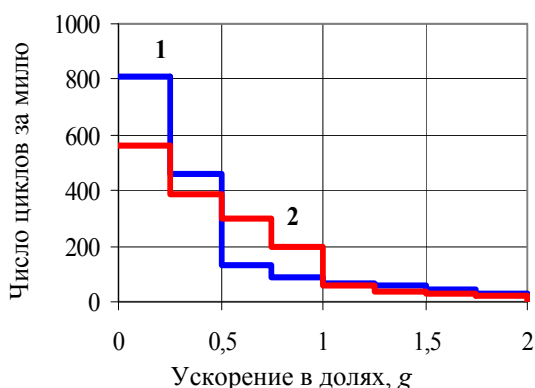


Рис. 1.3. Гистограммы ударных ускорений при движении по дорогам:
1 – бетонированная автомагистраль с двухсторонним движением;
2 – щебеночное однополосное шоссе

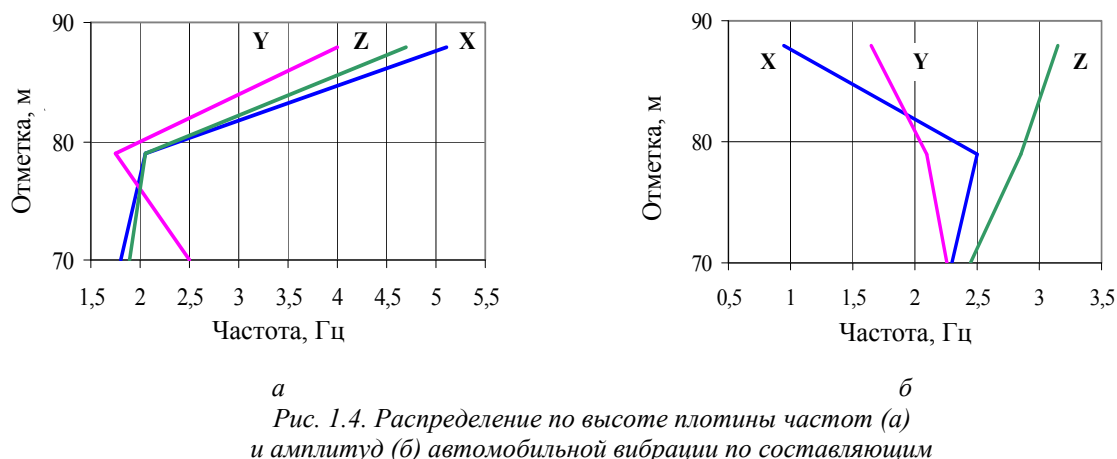
Статистическое подобие колебаний грунта от движения транспорта и при землетрясениях приводит к целесообразности применить разработанные в сейсмостойком строительстве методы обработки и анализа данных к транспортной вибрации. Так, например, в работе [14] сообщается, что при проведении экспериментальных исследований было обнаружено уменьшение скачком амплитуды колебаний при прохождении волн через границу «грунт – фундамент» – явление, ранее приводимое в работах по динамике кинематически возбуждаемых сооружений [15–16].

В определенной степени об уровне вибраций, генерированных в грунте движением автотранспорта, можно судить и по интенсивности вибраций самого графика [17].

Установлено, что преобладающие частоты автотранспорта определяются жесткостью рессор, шин, узлов несущей конструкции и нагрузкой, частоты которых лежат в диапазонах 1–10 Гц – для рессор, 10–20 Гц – для шин и от 50 до нескольких сотен герц – для узлов конструкций. Представление об ожидаемом диапазоне вибраций дано на рис. 1.2, где приведены экспериментальные данные для девяти

грузовых автомобилей, полученные для различных условий эксплуатации, а об уровне ударов – на рис. 1.3. Движение автотранспорта отрицательно влияет и на сооружения, отличные от зданий. Так, например, по земляной плотине Горьковского гидроузла, которая является и транспортной магистралью, проходит большое количество автотранспорта с грузоподъемностью на ось до 17 т. Генерируемые автотранспортом вибрации вызвали сомнения в их допустимости. Экспериментальные измерения, выполненные вдоль (X), поперек (Y) оси плотины и в вертикальном направлении (Z) на проезжей части (отметка + 88 м), середине откоса (отметка + 79 м) и на отметке + 70 м, показали, что при прохождении груженых ЗИЛов и КАМАЗов параметры автомобильной вибрации (рис. 1.4) не превышают допустимых значений и не опасны для ее динамической устойчивости.

Распределение параметров колебаний по высоте плотины (рис. 1.4) соответствует общим принципам колебаний систем такого рода: частоты горизонтальных колебаний уменьшаются с высотой, а амплитуды, наоборот, возрастают [18].



В работе [19] по результатам измерений вибрационного воздействия наземного транспорта (на примере Москвы и Братиславы) на участки, характеризующиеся высоким уровнем воздействия в сочетании с восприимчивой геологической средой, установлено, что вибрации не превышают предельных значений с точки зрения ее влияния на эколого-геологическую обстановку. Таким образом, можно считать, что автомобильный транспорт является опасным в основном вследствие загрязнения окружающей среды шумом и выхлопными газами.

1.2. Трамвайная вибрация

Освещение проблемы трамвайной вибрации в научно-технической литературе является крайне неинформативным, несмотря на большое внимание к ней со стороны СМИ. Как правило, рекламируются конструктивные разработки различных фирм, в основном западноевропейских, применение которых может существенно снизить все отрицательные факторы трамвайного трафика. Каких-либо данных, подтверждающих такие заверения, не приводится, хотя наличие подобных разработок дает основание предполагать, что они чем-то обоснованы. Учитывая острую конкуренцию на этом рынке, экспериментальные работы проводятся, но имеют закрытый характер.

Основное внимание уделяется конструктивным разработкам, позволяющим существенно снизить уровень генерируемой движением трамваев вибрации.

Фирма «SGT-PLAN» (ФРГ) предлагает блочную широкоплоскостную бесшпальную конструкцию трамвайного пути (рис. 1.5), в которой крепление рельсов к монолитному железобетонному основанию производится с устройством подкладки под подошву рельса путем заливки специальных мастик, способных гасить вертикальные колебания. По мнению разработчиков, восприятие горизонтальных колебаний обеспечивается рамностью конструкции, вклеиванием вкладышей в пазуху рельс и устройством плотного примыкания верхнего слоя покрытия к рельсу.

Конструкция трамвайного пути фирмы «SEDRA» предполагает крепление рельсов к монолиту (рис. 1.6), а проект фирмы «Инжталант» – крепление к железобетонным плитам на резиновых амортизаторах (рис. 1.6).

В конструкции пересечения трамвайных путей с автодорогами, разработанной Тушинским машиностроительным заводом, применяются резиновые панели (рис. 1.7), обеспечивающие плавное движение транспортных средств и увеличение пропускной способности переездов. Точно так же эту задачу решает и фирма «Текникум» (рис. 1.8), применяя резиновые панели повышенной прочности.

По утверждению фирмы «Дорсервис», наиболее распространенным типом конструкции трамвайных путей в Москве являются разработанные ею песчано-бетонные плиты (рис. 1.9).

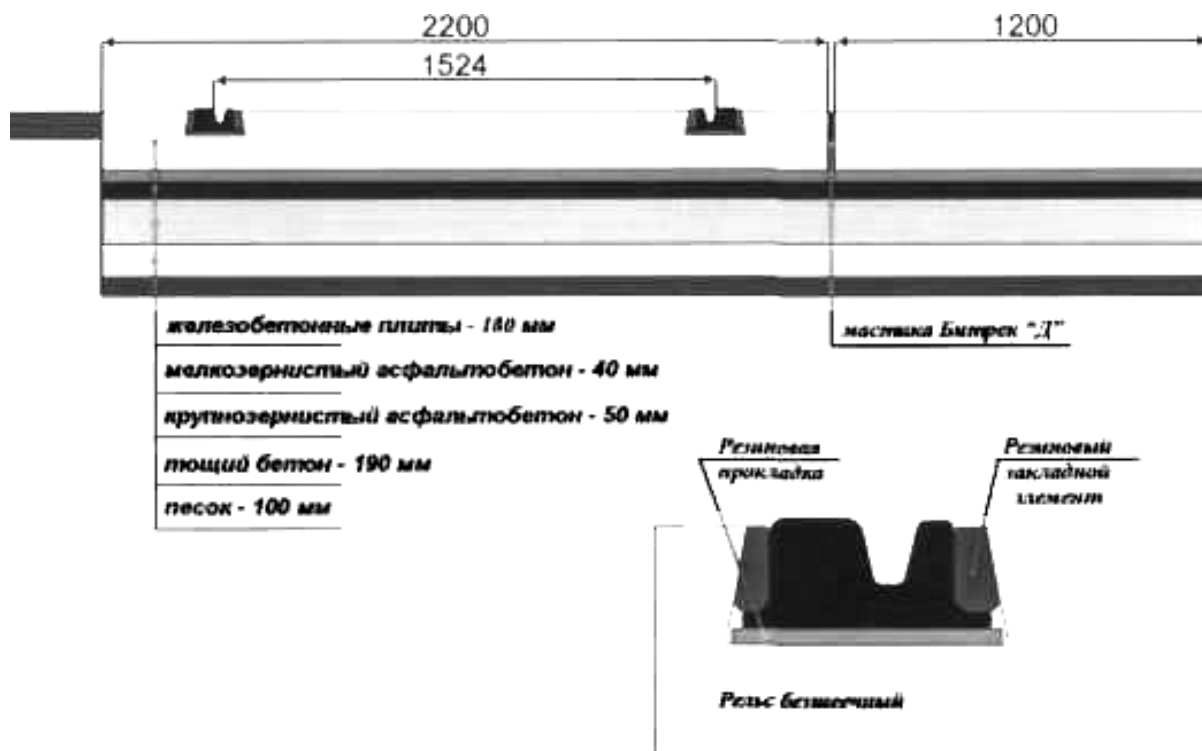


Рис. 1.5. Конструкция трамвайного пути фирмы «SGT-PLAN»

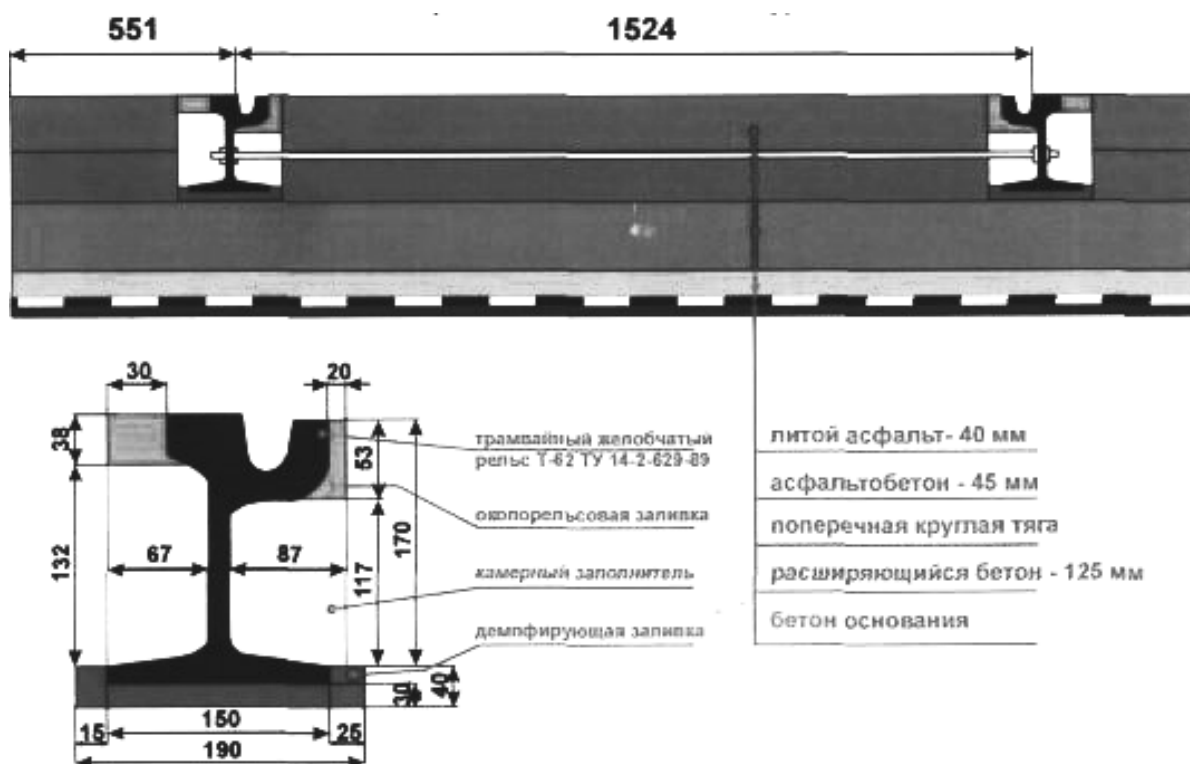


Рис. 1.6. Конструкция трамвайного пути фирмы «SEDRA»

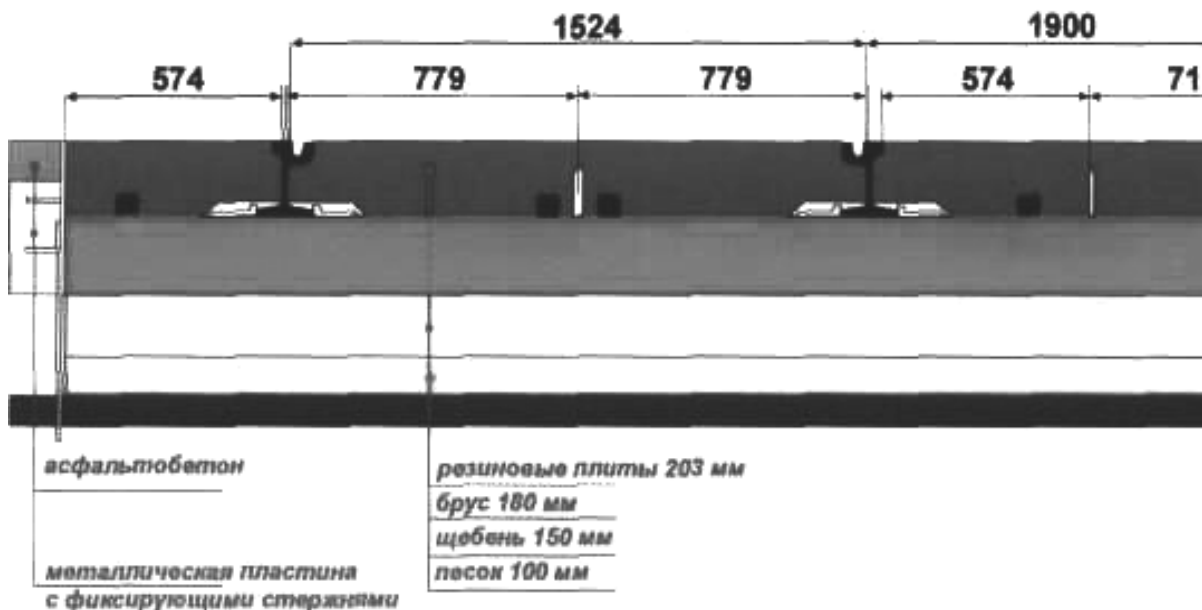


Рис. 1.7. Конструкция переезда трамвайного пути Тушинского машиностроительного завода

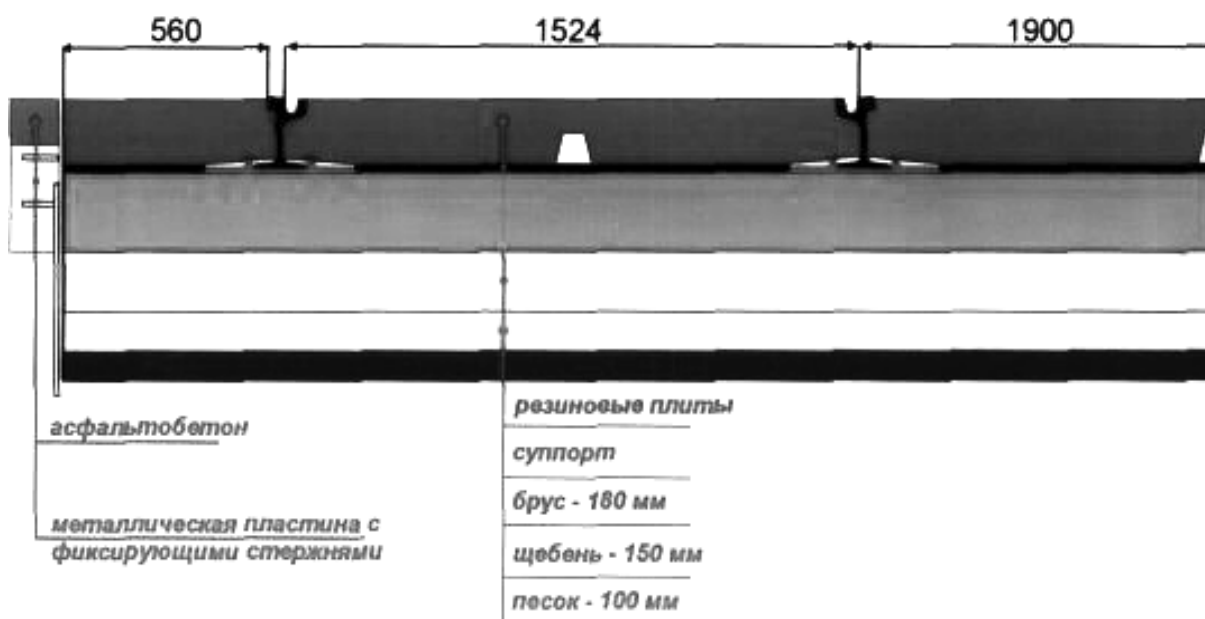


Рис. 1.8. Конструкция переезда трамвайного пути фирмы «Текнікіт»

Как показывает даже этот небольшой обзор, конструкции практически идентичны по системе гашения трамвайной вибрации и во многом совпадают в конструктивном исполнении. Не отличаются большим отличием от рассмотренных и технические разработки других фирм.

Для снижения вибраций основания и уменьшения ударной нагрузки на транспорт на переездах железнодорожных и трамвайных путей применяется немецкая технология, при которой под трамвайные рельсы заливается полимербетон, уменьшающий вибрацию, а сверху укладывается более легкий керамзитобетон.

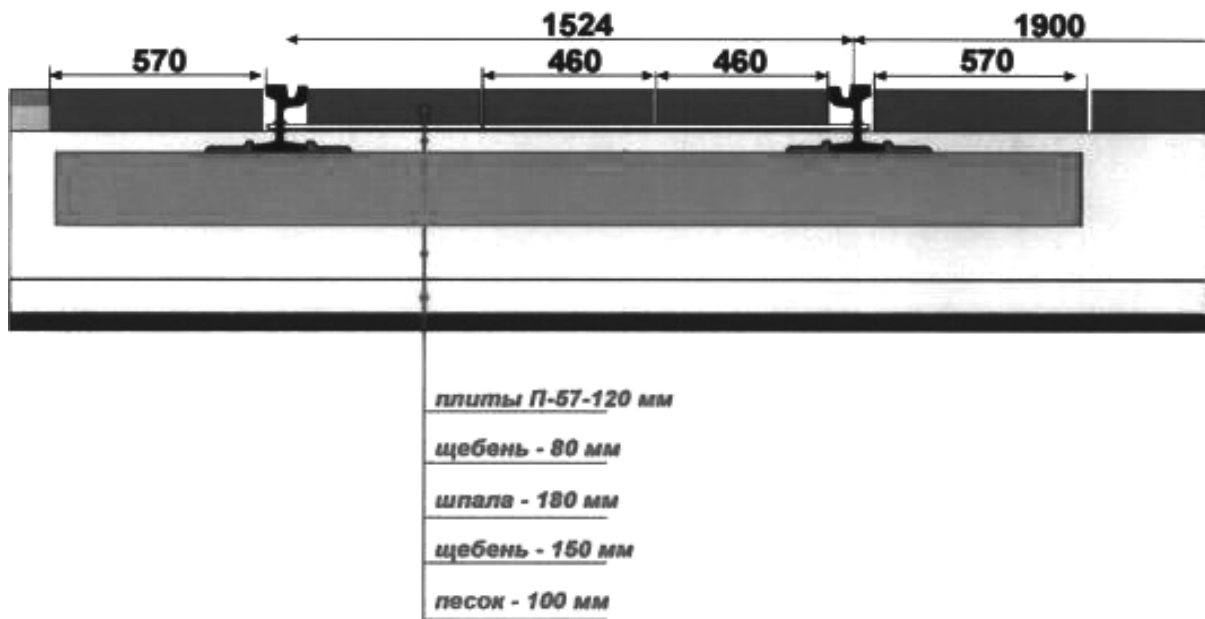


Рис. 1.9. Конструкция трамвайного пути фирмы «Дорсервис»

Для уменьшения вибраций при движении трамваев предлагается эффективная, по мнению разработчиков, система эластичных подставок под рельсы DVGМ 8336 005.

Достаточно противоречива оценка опасности генерируемой трамвайным движением вибрации с точки зрения сохранности расположенных вблизи зданий и сооружений, которую можно разделить на три категории:

- трамвайная вибрация существует, но с помощью технических и организационных мероприятий снижена до безопасного уровня;
- взаимоисключающие, некомпетентные и ничем не обоснованные мнения и рекомендации по одному и тому же факту;
- однозначно отрицательное отношение к трамвайному движению, не обязательно чем-либо обоснованное.

Для подтверждения первой точки зрения приведем следующие примеры.

В г. Кройдон (Англия) трамвайная линия с интенсивным движением (трамвай проходит через каждые 3 минуты в течение 18 часов в сутки) расположена очень близко к историческим зданиям, однако здесь не отмечается никакого вредного эффекта, поскольку рельсы расположены на элементах, снижающих вибрацию бетонного основания до 1,0 мм.

В районе г. Ноттингем (Англия) трамвайные пути расположены вблизи зданий, построенных в основном на бетонных основаниях с глубиной заложения 2–3 м. Бетонное основание трамвайных путей имеет глубину заложения 30 см, что благоприятствует уменьшению колебательной энергии при передаче ее от трамвая на фундаменты зданий. В результате этого и расположения трамвайных рельсов на резиновых амортизаторах вибрация снижена до приемлемого, по мнению автора, уровня.

О противоречивости второй точки зрения свидетельствуют две информации, опубликованные в газете «Владивосток»:

1. Для решения транспортных проблем Владивостока трамваи не нужны: их заменяют многочисленные автобусные маршруты. Трамвай не столько средство передвижения, сколько тормоз на дорогах. Особенно это касается Светланской улицы, где трамваи часто создают заторы в движении. Кроме того, вибрация от трамваев на главной улице города постепенно разрушает старинные здания – памятники архитектуры – и подземные переходы в центре города (С. Корнилов. Газета «Владивосток» от 01.02.2003 г.).

2. С улицы Светланской собираются убрать трамвай, так как вибрация разрушает здания. Это безграмотное заявление: даже когда идет груженный состав, локальные со-

трясения почвы составляют от силы 2–3 балла и на расстоянии 0,5–0,7 м от рельсов уже не регистрируются, а здания на Светланской так близко к рельсам не стоят (Е. Лысенко, инженер путей сообщения, ветеран труда. Интернет-версия газеты «Владивосток», № 1548 от 28.04.2004 г.).

Если позицию журналиста – человека, далекого от техники и живущего корпоративными интересами, – можно в некоторой степени понять, то мнение ветерана-инженера вызывает некоторое недоумение.

Во-первых, вибрация от транспортного движения во Владивостоке никогда не измерялась. Непонятно в таком случае, на основании чего делается вывод о полном затухании колебаний грунта на расстоянии 0,5–0,7 м от рельсов. Выпускаемая в течение длительного времени регистрирующая аппаратура позволяет фиксировать такие колебания, которые не ощущаются сенсорно.

Во-вторых, 2–3 балла по принятой еще в СССР шкале MSK-64 соответствуют, по средним оценкам, перемещению 0,9–1,3 см, по скорости – 0,5–1,1 см/с и по ускорению – 0,4–2,0 см/с². Для транспортной вибрации это достаточно высокие величины. Неудивительно, что отечественные нормативные документы, высокое качество которых общепризнано мировым техническим сообществом, предусматривают удаление зданий и сооружений от трамвайных путей не менее, чем на 60 м.

В качестве доказательства существования третьей точки зрения приведем такой факт. В Нижнем Новгороде на основании обследования технического состояния тоннелей метро, не выявившего значительных нарушений конструкций, было рекомендовано закрыть трамвайное движение по одному из маршрутов, поскольку, по мнению экспертов, дальнейшее воздействие трамвайной вибрации на конструкции тоннелей может привести к негативным последствиям (Internet. Обзор нижегородской прессы за 17.07.2004 г.).

В данном случае остается только надеяться, что не обоснованные ни измерениями, ни реальными фактами обследования гипотетические рекомендации являются скольконнибудь объективными, а не отражают пожеланий коммерческих структур, заинтересованных в закрытии трамвайного движения.

Соковскому мосту в г. Иваново более полувека. Это серьезный возраст для любой строительной конструкции, которая ежедневно испытывает многотонные нагрузки. Арматура почти всего моста проржавела, бетон раскрошился. Главной причиной этого считается вибрация от трамваев (Internet. Ivanovo News от 23.09.2005 г.).

В Челябинске с потолка одного из залов областной картинной галереи сорвался пласт штукатурки площадью 4 м². По мнению работников галереи, причиной может быть только вибрация от общественного транспорта (особенно трамваев), нескончаемый поток которого основательно расшатывает стены и потолок здания. На страницах «Челябинского рабочего» уже была публикация о возможных последствиях дорожной вибрации, где, в частности, прогнозировалось растрескивание стен здания областной филармонии, непосредственно примыкающего к зданию картинной галереи (Internet. «Челябинский рабочий» от 13.05.2000 г.).

В апреле 1979 г. в Курске разрушилось находящееся в аварийном состоянии заселенное трехэтажное здание. По мнению штаба гражданской обороны области, «последней каплей» стала вибрация от проходящих мимо трамваев (Internet. Курск. Еженедельник «Друг для друга» от 07.12.2004 г.).

По мнению дорожников, нарушающие движение автотранспорта неустраняемые ямы вдоль трамвайных рельсов появляются из-за вибрации, которую создают трамваи (Internet. «Новости Харьковского региона» от 22.09.2005 г.).

Одному из самых красивых зданий Нижнего Новгорода – Строгановской церкви, памятнику истории, архитектуры, культуры, построенной почти 300 лет назад на дубовых сваях, грозит разрушение. Причинами, по мнению специалистов, являются сочетание падения уровня грунтовых вод, в результате чего сваи оголились и разрушились,

и вибрации от движения транспорта, особенно трамвая, трасса которого проходит почти вплотную со зданием церкви (Internet. «Город и горожане» от 20.06.1997 г.).

Трамвайная вибрация беспокоит западноевропейские города (где и памятников архитектуры много, и узость улиц в исторических центрах общеизвестна) не менее, чем российские, однако там принимаются требующие в ряде случаев значительных затрат необходимые меры по ее устранению при условии сохранения трамвайного движения, что позволяет сохранить исторический облик как городов, так и самих стран.

Сила (приложенная нагрузка), кН

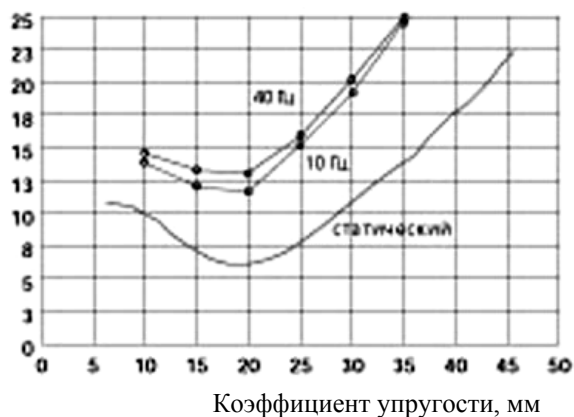


Рис. 1.10. Динамический и статический коэффициенты упругости напильной прокладки из материала Sylomer

приводит к существенному снижению вибрации зданий, расположенных вблизи дорог. По заявлению фирмы, напильные прокладки имеют хорошее соотношение динамического и статического коэффициентов упругости в зависимости от материала, частоты и амплитуды воздействия, величины приложенной нагрузки.

Информация о вибрациях от движения трамваев или практически отсутствует, или объединяется с вибрациями от рельсового транспорта в целом как для установления причин и условий их возникновения, так и для разработки мероприятий по их подавлению. Высокоупругие напильные и подрельсовые прокладки фирмы «Getzner» (рис. 1.10, 1.11) используются в ряде стран Европы, Латинской Америки и Юго-Восточной Азии на главных железных дорогах, линиях метро и трамвайных путях в пределах городских застроек. Для жестких путей на плитах они обеспечивают необходимую минимальную упругость, для путей на балласте снижают напряжения в щебне. Уменьшение нагрузки на верхнее строение пути

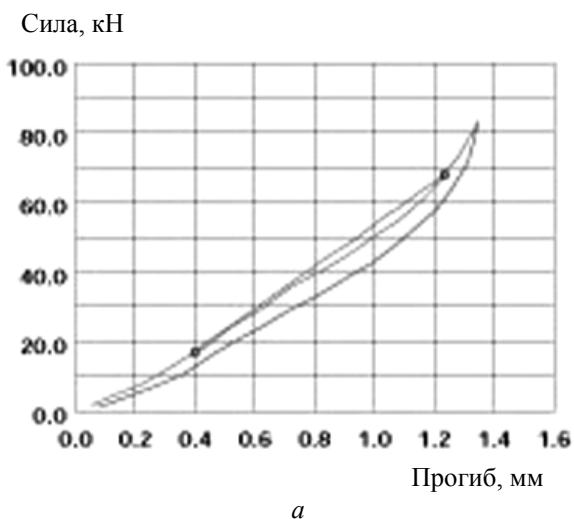


Рис. 1.11. Статический (а) и динамический (б) коэффициенты упругости подрельсовой прокладки из материала SYLODYN фирмы «Getzner»

Статический коэффициент упругости подрельсовых прокладок толщиной 5–10 мм варьируется в пределах 40–150 кН/мм. Соотношение динамического и статического коэффициентов упругости материалов SYLOMER и SYLODYN невелико и зависит от частоты, величины приложенной нагрузки, амплитуды, температуры и типа используемого материала (Internet. «Кемопласт-Нева»).

Научное общество *Studiengesellschaft für unterirdische Verkehr-sanlagen* (ФРГ) произвело оценку поведения пути с непрерывным упругим опиранием рельсов. Такая конструкция опирания, по мнению авторов информации, исключает колебания шпал и возникновение вибраций в точке опирания рельса, вызываемых перекатыванием колеса над этой точкой.

Прерывистое опирание. Метрополитен, городские железные дороги и трамваи, обслуживающие плотно заселенные районы, являются источниками колебаний, которые генерируются в процессе качения колеса по рельсу вследствие периодических и стохастических неровностей их поверхностей, а также из-за упругих деформаций в зоне контакта. Кроме того, колебания в системе «колесо – рельс» возникают из-за того, что рельсы магистральных и трамвайных линий, а также линий метрополитена опираются на основание пути в отдельных точках (шпалы). Вертикальная жесткость пути между такими опорами меньше, чем непосредственно в них. Вследствие этого рельс между ними прогибается, что вызывает периодические вертикальные перемещения колеса.

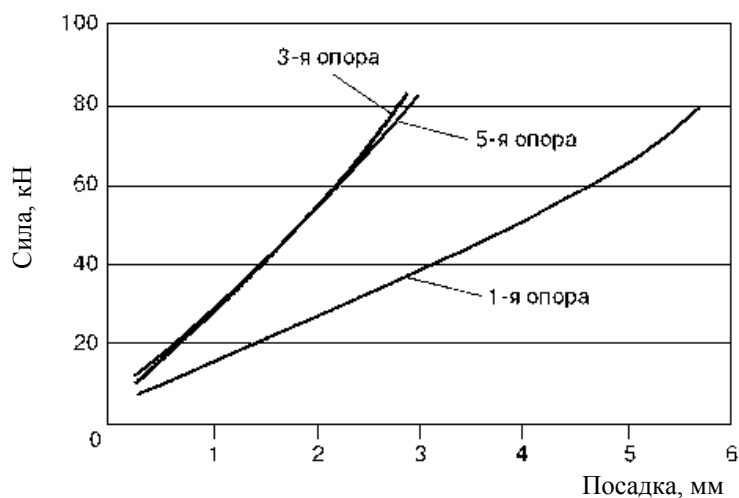


Рис. 1.12. Зависимость между силами и перемещениями при приложении статической нагрузки к первой опоре

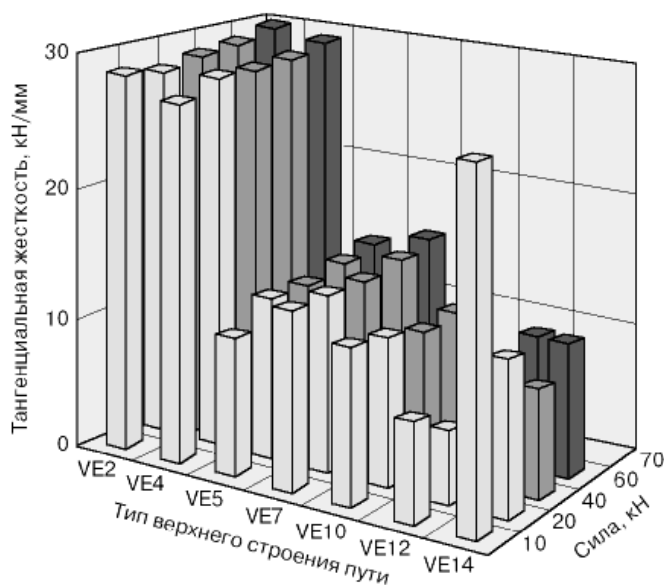


Рис. 1.13. Жесткость непрерывного опирания рельсов при различных нагрузках: VE2, VE4 – конструкция *Kölnner Ei* в точке опирания и между двумя точками опирания; VE5, VE7, VE10 – конструкция *KES1* при левом рельсе над точкой крепления, между двумя точками крепления и при правом рельсе над точкой крепления; VE12, VE14 – конструкция *KES2* при правом и левом рельсе над точками крепления

В результате возникают динамические силы, которые приводят к возбуждению колебаний нижнего строения пути и прилегающего грунта. Частота этих колебаний зависит от соотношения расстояния между шпалами и скоростью движения транспортного средства.

Непрерывное опирание рельса по всей длине пути обеспечивает постоянную вертикальную жесткость пути в продольном направлении. Кроме того, при упругом основании допускаются большие вертикальные прогибы рельса под действием массы поезда (> 2 мм). Это приводит к снижению уровня генерируемых движением колебаний, что было подтверждено экспериментальными исследованиями на участках пути длиной 100–600 м в тоннеле метрополитена и на поверхности (в Нюрнберге) и 800-метровом участке городской железной дороги (в Кельне). В первом случае просадка рельсов составляла в среднем 3 мм, во втором – 6 мм. В зданиях, расположенных вблизи опытных участков, вибрация снизилась на 30%.

Дополнительно к этому на экспериментальных стендах были исследованы силовые и деформационные параметры системы «путь – колесо» как определяющие демпфирующие свойства верхнего строения пути, а также тангенциальная жесткость (рис. 1.13) верхнего строения пути различных модификаций опирания типов Kölner Ei и KES (Internet. «Железные дороги мира», № 7, 2004 г.).

1.3. Железнодорожная вибрация

Как утверждают сами работники железнодорожного транспорта, «...при проектировании зданий и сооружений, примыкающих к железнодорожному полотну, влияние вибраций не учитывается. Подход этот не базируется на результатах необходимых исследований. Сомнение в его правильности подкрепляется результатами натурных обследований, которые показывают, что вредное влияние вибраций несомненно» [20].

Это резюме явилось основой для проведения кафедрой «Здания» ЛИИЖТ достаточно масштабных экспериментальных исследований, в результате которых было установлено:

1. Давления постоянных по величине нагрузок, перемещающихся по поверхности грунта, генерируют низкочастотные составляющие, скорость распространения которых «совпадает со скоростью движения состава». Горизонтальная и вертикальная компоненты этой составляющей сдвинуты на $\pi/2$, что, по мнению авторов работы, свидетельствует об их принадлежности к волнам Рэлея. Кроме того, наличие в корреляционной функции регулярной составляющей, считают авторы, свидетельствует о том, что массы, перемещающиеся по поверхности грунта, генерируют в нем регулярную составляющую колебаний.

Общие положения лучевой теории распространения волн в грунте дают определенные основания сомневаться в справедливости этого заключения: скорость распространения волн деформаций после их возникновения не зависит от скорости движения генерировавшего их источника [21]. Как следует из текста работы, измерения проводились на влажных песчаных и супесчаных грунтах, скорость распространения продольных волн деформаций в которых составляет примерно 300–600 м/с, а поперечных – 200–300 м/с [22]. Меньшие скорости распространения могут возникнуть только в случае возникновения в верхних слоях грунта волноводов, что в данной работе не оговорено. Появление регулярной составляющей авторы объясняют сильной фильтрацией пакета волн грунтом.

Дополнительно к регулярной составляющей, по мнению авторов работы, колебания подрессоренных масс, возникающие при прохождении колеса по неровностям железнодорожного пути, генерируют в грунте случайную составляющую колебаний.

Для определения на расстоянии 3 м от оси пути параметров регулярных вертикальных колебаний грунта и среднего квадратичного амплитуды случайной составляющей предлагаются следующие формулы:

$$z(t) = (0,4 \cos \frac{2\pi t}{T_B} + 0,2 \cos \frac{4\pi t}{T_B} + 0,1 \cos \frac{6\pi t}{T_B})v, \quad (1.1)$$

$$\sigma_z = 0,1v, \quad (1.2)$$

где v – скорость движения железнодорожного состава, км/ч;

T_B – время прохождения одного вагона, с.

Аналогичные параметры для перпендикулярной оси пути горизонтальной составляющей полагаются в два раза меньше.

2. Визуальная оценка регистраций для различных скоростей движения вагонов на различных расстояниях от оси пути по трем составляющим позволил авторам выявить четыре основных частотных диапазона группировки наибольших амплитуд перемещений: 3–5 Гц, 7–13 Гц, 35–45 Гц, 60–80 Гц.

3. Для определения амплитуды колебаний грунта A_r на расстоянии r от оси пути предлагается формула

$$A_r = |A|_{r=3} \exp\{-0,125(v-3)\}, \quad (1.3)$$

где $|A|_{r=3}$ – величина, определяемая по формулам (1.1) и (1.2).

4. Выполненное массовое обследование сооружений, расположенных в зоне действия транспортной вибрации, с целью выявить ее влияние на дополнительные осадки и связанное с этим появление трещин (табл. 1.1) позволило авторам публикации установить следующее:

– во всех случаях определяющее значение имеют колебания по низшей форме; вертикальные колебания настилов платформ вызываются действием бегущей волны, равной длине вагона;

– при заглублении стоек платформ выше глубины промерзания грунтов наблюдаются длительные незатухающие осадки с постоянной скоростью примерно 5–10 мм/год. На площадках, сложенных выше глубины промерзания, установлены обусловленные морозным пучением грунтов и направленные вверх деформации со скоростью развития примерно 7–10 мм/год.

Таблица 1.1

Результаты обследования сооружений, подвергающихся действию железнодорожной вибрации

Параметры обследования	Тип группы сооружений		
	Производственные здания	Пассажирские здания	Высокие платформы и павильоны
Частота свободных колебаний, Гц	2,6	$5,5^1 - 14,0^2$	$5,5^3 - 14,0^4$
Расстояние от оси пути, м	3–20	6–12	3
Количество объектов	34	10	64
Время эксплуатации, лет	5–112	19–20	2–10
Число объектов, на которых обнаружены дефекты	28	5	32
Скорость прохождения составов, км/ч	70–120	90	87–110
$\Delta S^5 / L^6$	от 1 : 113 500 до 1 : 239 000	от 1 : 415 500 до 1 : 155 000	от 1 : 21 600 до 1 : 55 500
Характер и предполагаемые причины повреждений	Неравномерные незначительные осадки: статические при больших расстояниях от оси пути, динамические при $r = 3-4$ м	Неравномерные незначительные осадки, вызванные действием статических нагрузок	Значительные динамические напряжения и осадки, морозное пучение грунтов, дефекты производства работ

Примечание. Цифрами в табл. обозначены: 1 – стены; 2 – перекрытия; 3 – стойки; 4 – плиты настила; 5 – наибольшее динамическое перемещение конструктивного элемента; 6 – пролет элемента.

В результате оценки по разработанной ЛИИЖТ методике износа и надежности 44 высоких платформ авторами установлено, что их фактическая долговечность составляет 27–30 лет вместо нормативных 50 лет.

5. Установлено, что при современных скоростях движения поездов генерируемая ими вибрация вызывает дополнительные динамические напряжения в несущих конструкциях и осадки только на объектах, расположенных на расстоянии 3–4 м от оси пути. Предполагается, что на высокоскоростных линиях опасное расстояние может увеличиться до 8 м.

В работе [23] приведены результаты экспериментальных исследований влияния вибрации грунта, генерированного железнодорожным движением, на осадки 14-этажного здания, имеющего в основании водонасыщенные пески и расположенного на расстоянии примерно 150 м перпендикулярно магистральным путям. Наблюдения за осадками здания велись от окончания строительства до полной стабилизации. Амплитуды смещений варьировались от 10 до 30 мк. По мере удаления от железнодорожных путей высокочастотные составляющие колебаний затухали быстрее низкочастотных. Осадки по длине здания распределялись неравномерно, достигая примерно 55 мм со стороны путей и убывая примерно до 33 мм с противоположной стороны. Отмечается, что при строительстве на водонасыщенных песках вибрации от железнодорожного движения приводят к дополнительным осадкам, сопоставимым с основными. В районе станции Tagumi (Токуо) было проведено измерение вертикальной вибрации глинистых грунтов от железнодорожного движения на расстояниях 5–70 м от оси пути [24]. Хотя разброс результатов измерений значительный (рис. 1.14), они были аппроксимированы единой зависимостью

$$Z(r) = 8,36 - 1,71 \ln(r). \quad (1.4)$$

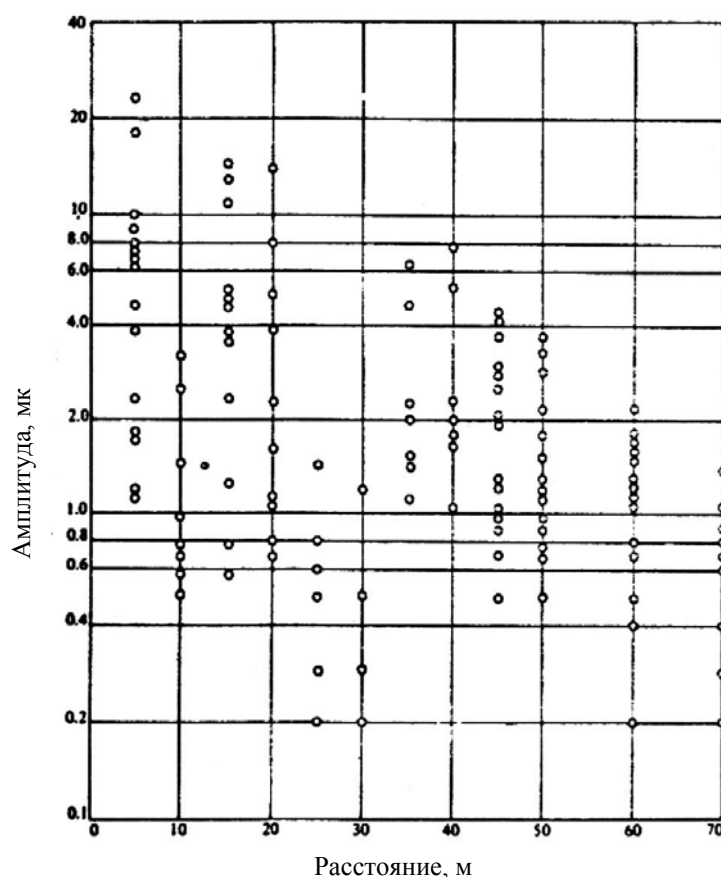


Рис. 1.14. Совокупность наблюдений вибрации грунта в районе станции Tagumi

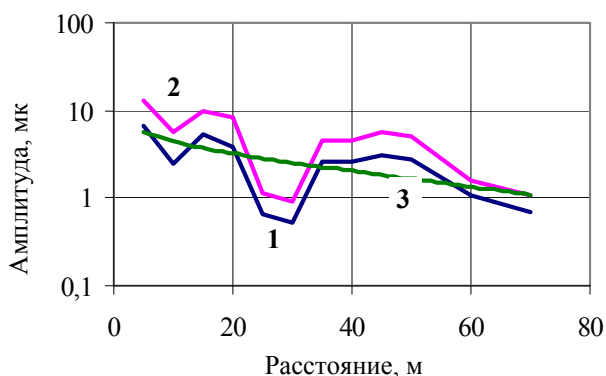


Рис. 1.15. Статистика данных для станции Tarumi:
1, 2 – почастотные средние и односигмовые
доверительные интервалы; 3 – тренд

По нашему мнению, уменьшение средней почастотной величины амплитуды (1) с расстоянием (рис. 1.15) происходит не так равномерно, как об этом можно судить по тренду (3), который существенно сглаживает локальные отклонения. В данном случае провал в частотном диапазоне 25–30 м может быть результатом местной неоднородности грунта: наличия характерных для техногенно измененных грунтов рыхлых включений, которые обладают хорошими демпфирующими свойствами. Подобные явления часто

встречаются при проведении геофизических работ по уточнению сейсмичности площадок строительства [25].

В работе [26] приведены результаты экспериментальных исследований вибрации грунта от автомобильного и железнодорожного трафика в трех районах железнодорожного транспортного узла (рис. 1.16). В первом районе измерения выполнялись в двух точках (станциях), во втором – в четырех, в третьем – в одной. Радиальная составляющая всегда была ориентирована перпендикулярно направлению трафика.

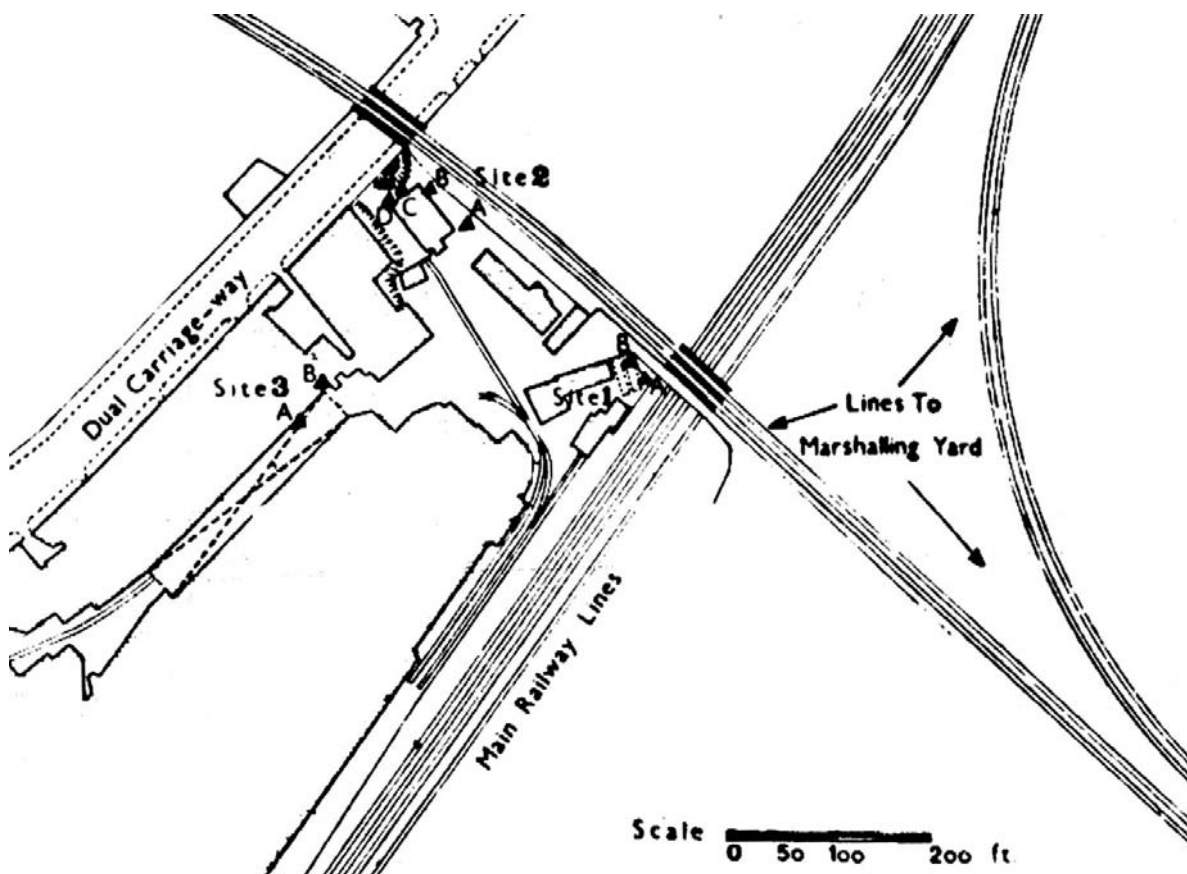


Рис. 1.16. Ситуационная схема измерений на транспортном узле

Наиболее интенсивная вибрация наблюдалась в течение 9 с при прохождении одиночного локомотива со скоростью 20 м/с (72 км/ч) и в течение 40 с при медленном прохождении грузенного рудой железнодорожного состава. Сводные результаты представлены в табл. 1.2 и на рис. 1.17.

Сводные результаты измерения вибрации (скорость, мм/с)

№ района и точки	Общий фон	Интенсивный непрерывный внутренний трафик	Интенсивное непрерывное автомобильное движение	Частый железнодорожный трафик
1А	0,20 (<i>R</i> и <i>S</i>)	0,25 (<i>S</i>)	–	0,56 (<i>V</i>)
1В	0,25 (<i>V</i>)	0,36 (<i>V</i>)	–	0,48 (<i>V</i>)
2А	0,23 (<i>R</i>)	–	0,31 (<i>V</i>)	1,04 (<i>V</i>)
2В	0,31 (<i>V</i>)	–	0,36 (<i>V</i> и <i>R</i>)	0,94 (<i>V</i>)
2С	0,25 (<i>V</i>)	–	0,31 (<i>V</i>)	0,89 (<i>V</i>)
2D	0,31 (<i>R</i>)	–	0,38 (<i>R</i> и <i>S</i>)	1,98 (<i>V</i>)
3А	0,41 (<i>R</i>)	0,48 (<i>R</i>)	0,43 (<i>R</i>)	–
Расстояние, м	–	–	24,4–47,3	6,1–18,3
Основная частота, Гц	–	–	15–38	11–65

Примечания:

1. Общий фон – непрерывная вибрация от незначительного внутреннего трафика или незначительного движения автотранспорта по шоссе с двойной проезжей частью.

2. Символами *R*, *S*, *V* соответственно обозначены радиальная, поперечная и вертикальная составляющие.

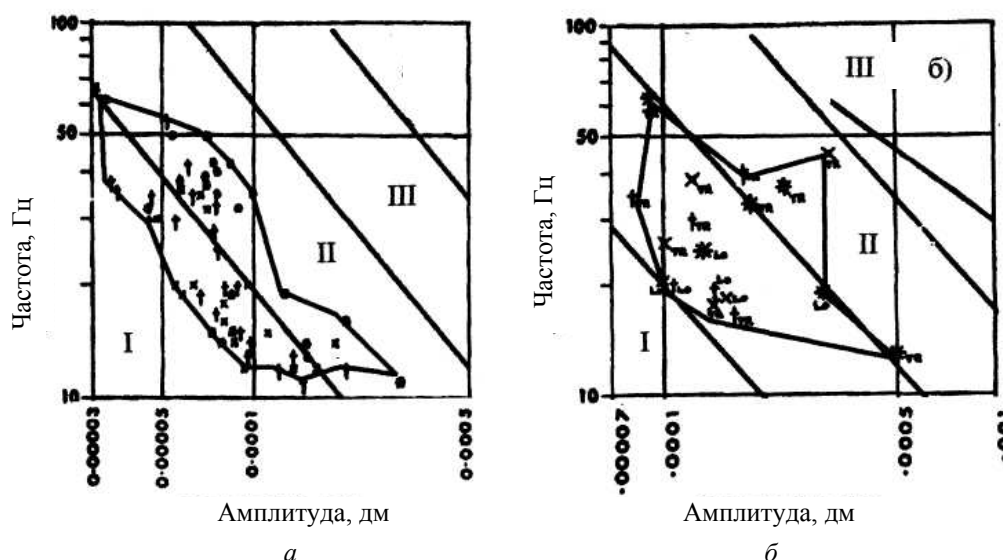


Рис. 1.17. Амплитуды вибрации от железнодорожного движения в районах № 1 (а) и № 2 (б) транспортного узла (см. рис. 1.16) в сопоставлении со шкалой *Reiher – Meister* (I – незначительная вибрация, II – слабозаметная, III – отчетливая; авторы дают ансамбли без разделения по составляющим; сплошными линиями выделены зоны реализации колебаний)

Рис. 1.18–1.20 характеризуют режимы работы подвижного парка в разных условиях и показывают влияние их конструкции на эти процессы [29]. По утверждениям американских исследователей, уровни вибраций, возникающие в подвижном составе при движении по железной дороге, меньше, чем в грузовых автомобилях. Значительные вибрации возбуждаются в основном на железнодорожных стрелках, пересечениях путей и маневровых операциях. Достаточно стабильно внимание, которое уделяется вибрациям от движения поездов метрополитенов неглубокого заложения.

При экспериментальном обследовании колебаний фундамента с глубиной заложения 2 м типового 5-этажного панельного здания, расположенного в 25 м от прямолинейного участка тоннеля Минского метрополитена, трехкомпонентные акселерометры располагались в центре лотка тоннеля и на полу повала непосредственно у стены фундамента, обращенной к тоннелю [27].

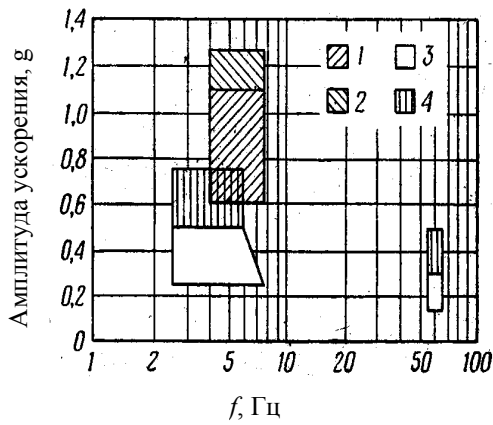


Рис. 1.18. Преобладающие частоты и амплитуды колебаний железнодорожных грузовых вагонов: 1–4 – усредненные значения вибраций для платформ с разными рессорами

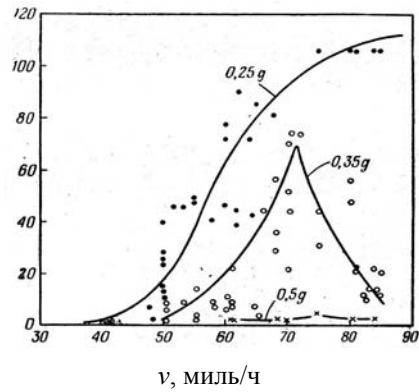


Рис. 1.19. Число максимумов ускорений, превышающих заданный в долях g уровень, которое приходится на одну милю в зависимости от скорости вагона

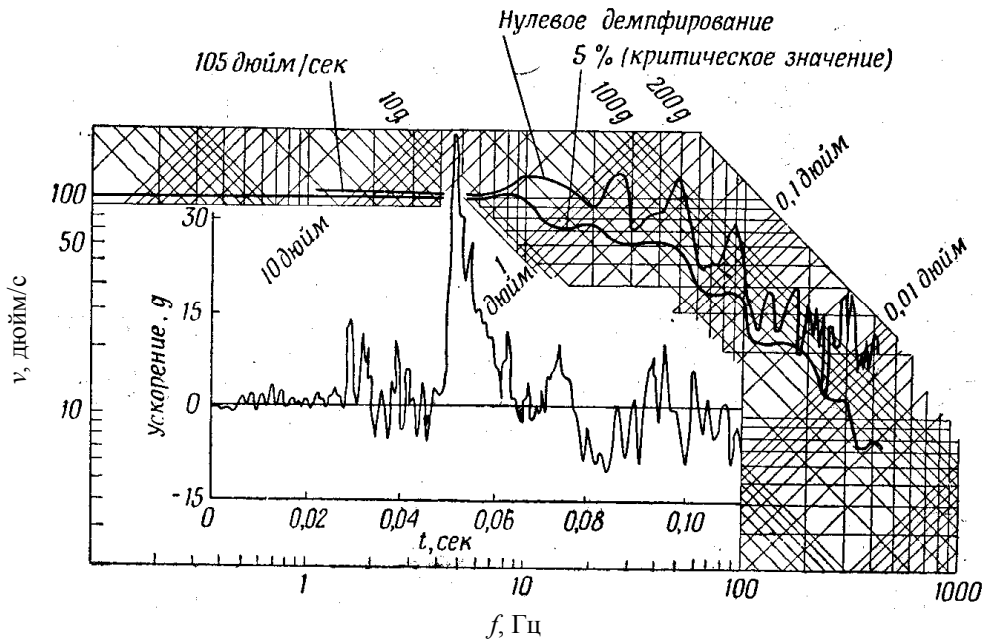


Рис. 1.20. Продольные ускорения в конструкциях железнодорожного вагона при его столкновении с другим вагоном на скорости 125 км/ч

Измерения в октавных полосах с центральными частотами 31,5 и 63,0 дБ показали по соответствующим октавным полосам: на фундаменте уровни виброускорений по вертикальной составляющей (Z) – на 32 и 34 дБ; в горизонтальном направлении, параллельном оси тоннеля (X) – на 38 и 41 дБ; в горизонтальном направлении, перпендикулярном оси тоннеля (Y) – на 30 и 33 дБ ниже, чем лотка. Амплитуды вертикального смещения лотка тоннеля (Z) при прохождении поездов изменялись от 5,7 и 5,1 мк до 16,6 и 11,4 мк, в то время как для фундамента здания эти значения составляли: для Z – от 0,20 и 0,10 мк до 0,34 и 0,18 мк, для X – от 0,10 и 0,06 мк до 0,13 и 0,08 мк, для Y – от 0,30 и 0,15 мк до 0,45 и 0,27 мк.

Похожие результаты были получены в Киеве, где в зданиях, расположенных в 10 м от туннеля метрополитена мелкого заложения, уровни виброускорений на частотах 31,5–63 Гц составляли соответственно 41–44 дБ, а на расстоянии 40 м – 23–26 дБ.

Имеются попытки чисто теоретической оценки интенсивности колебаний грунта от железнодорожного движения. Так, например, в результате расчетов по методу конечных элементов в работе [29] установлено, что при удалении от оси железнодорожного полотна с 5 до 15 м в обычных ситуациях амплитуда колебаний грунта снижается почти в 15 раз, скорость в 13 раз, а ускорения в 6 раз. Для насыпей, усиленных по разрядно-импульсной технологии, параметры колебаний уменьшаются соответственно в 14, 8 и 7 раз.

Одновременно с экспериментальными и теоретическими оценками вибрации грунта и сооружений от движения поездов метрополитена и наземного железнодорожного транспорта разрабатываются и различные конструктивные мероприятия по виброзащите: оборудование фундаментов предварительно сжатыми пластинами из резины [30], устройство свайных фундаментов с защитными экранами [31], специальных щелей глубиной до 7,0 м [32], размещение дополнительных массивных блоков вблизи железнодорожного пути [33], размещение зданий на бетонной подушке, размеры которой обеспечивают необходимое гашение вибраций от железнодорожного транспорта [34] и т. п. (также п. 1.2 настоящей главы).

Следует отметить, что большое внимание в железнодорожном транспорте уделяется выяснению влияния технического состояния железнодорожного пути и подвижного состава на генерируемые ими динамические нагрузки.

Так, например, в работе [35] указывается, что наибольшие нагрузки на железнодорожные пути возникают при прохождении подвижного состава с дефектными колесами. В результате экспериментальных исследований ударных нагрузок, которые генерировались при прохождении колеса через установленные на оба рельсовых пути стальные пластинки с толщиной, равной дефекту колеса, было установлено, что удары колес с выбоинами создают динамические нагрузки, превосходящие статические в 5–10 раз.

Для подземных трасс в Риме выполняются длительные программы динамических испытаний подвижного состава, в частности колесных осей и тележек ходовой части вагонов в различных режимах ускоренного движения, и наблюдений показателей эксплуатационного состояния с целью выявления наиболее целесообразных вариантов усиления рельсов на железнодорожной насыпи с учетом циклических колебаний и динамического взаимодействия с бетонной облицовкой тоннеля [36].

Проводятся экспериментальные исследования по определению амплитуд колебаний грунта насыпей от подвижного состава с повышенными осевыми и погонными нагрузками [37], выявлению в земляном полотне зон динамического воздействия поездной нагрузки [38], оценке уровней вертикальных динамических нагрузок на верхнее строение железнодорожного пути для вагонов грузоподъемностью 70–125 т при движении с различной скоростью в рабочих и специальных режимах и т. д. [39].

Выводы

Для литературы по рассматриваемому вопросу характерны следующие особенности:

1. В СМИ основное внимание уделяется сопутствующим эксплуатации транспорта экологическим факторам (шум, санитарная вибрация, выхлопы газов, утечки топлива и технических жидкостей). Особой критике подвергается трамвайное движение, которое заслужило даже особое определение – «добродушный убийца». Позиция СМИ заслуживает внимания как некоторый условный показатель отношения населения к рассматриваемому вопросу, но не более того, поскольку ее отличает непрофессионализм по сути рассматриваемых проблем, высокая зависимость от спонсоров, чьи интересы они и «раскрывают», и склонность к сенсациям.

Публикации как в отечественной, так и в зарубежной научно-технической литературе имеют, как правило, теоретический характер. Процент экспериментальных исследований невелик и быстро уменьшается.

Основное внимание в научной периодике уделяется железнодорожному транспорту: динамике подвижного парка, железнодорожных путей, мостов и т. п. В некоторых случаях рассматривается и генерирование волн в грунте. Состоянию сооружений, расположенных вблизи, внимания уделяется неизмеримо меньше. Автомобильный транспорт рассматривается в основном как источник опасности для автомобильных мостов и мостов с комбинированным движением.

Работы по проблемам трамвайного транспорта, несмотря на большой шум в СМИ, являются, по сути, эпизодичными. Характерной в этом отношении является выполненная в Донском государственном техническом университете работа по определению уровней вибрационного воздействия на основания жилых строений в Ростове-на-Дону, расположенных на транспортных магистралях в различных районах города, от движения автотранспорта на ровных участках, спусках и подъемах, а также от движения автотранспорта в сочетании с трамвайным и железнодорожным. Это позволило определить количественные характеристики воздействия движущихся потоков транспорта на основания зданий и установить параметры кинематического возбуждения элементов строительных конструкций [41].

Измерения производились в октавных полосах со среднегеометрическими частотами 1, 2, 4, 8, 16, 32, 64, 125 Гц.

По мнению авторов, актуальность работы определялась:

- ростом интенсивности транспортных потоков, в том числе по улицам с преобладанием зданий старой постройки;
- повышенными нагрузками со стороны движущегося автотранспорта, низким качеством дорожных работ и отсутствием регулярного надзора за состоянием дорожного полотна, что привело к нарушениям его сплошности и связанному с этим увеличению динамических нагрузок на дорожное полотно;
- быстрым старением жилого фонда, что способствует ускорению возникновения в конструкциях зданий повреждений, в том числе и усталостных.

Результаты обработки измерений (рис. 1.21–1.22) показывают, что здания, находящиеся в непосредственной близости от напряженных транспортных магистралей, испытывают вибрации, эквивалентные толчкам в сейсмически опасных районах.

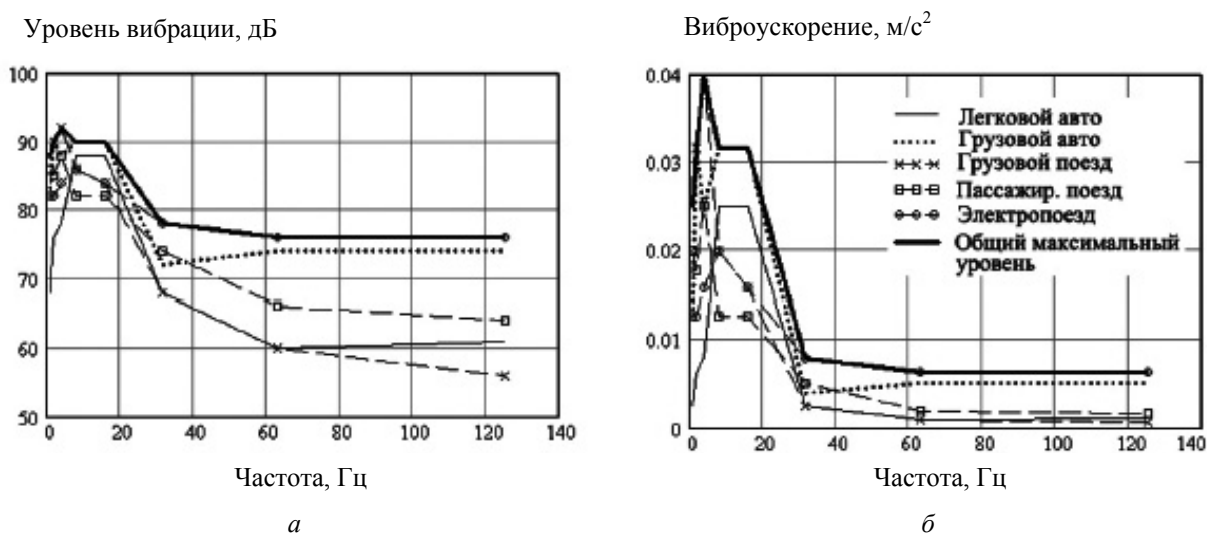


Рис. 1.21. Результаты замеров уровней вибрации (а) и среднеквадратичного виброускорения (б) фундаментов строений от воздействия проходящего транспорта

Несмотря на то что целью исследований была разработка методики определения технического состояния зданий, эксплуатируемых в нестационарных условиях, она не была достигнута, на наш взгляд, поскольку применявшаяся уровневая измерительная

аппаратура не дает возможности не только применить современные статистические методы анализа, но и дает искаженное представление о реальном положении в связи с нивелированием измерений в октавных полосах, что затрудняет получение значений даже собственных частот обследованных элементов, не говоря уже о трансформации энергетических потоков в системе «транспорт – грунт – охраняемое сооружение».

2. Как и в других технических отраслях, связанных с динамикой (горное дело, судостроение, строительство и т. д.), на транспорте практически отсутствуют нормативы с количественной оценкой допустимости колебаний (по амплитуде и частоте) не только грунта в районе расположения охраняемого сооружения, но и его самого как в целом, так и отдельных элементов. Встречающиеся ссылки на то, что если выполнены санитарные нормативы, то и с прочностью все обстоит благополучно, по крайней мере не имеют под собой научной основы. Следует иметь в виду и то, что конструктивная вибрация непосредственно связана с усталостной прочностью, что остро проявляется в цельнометаллических конструкциях.

3. Следует отметить, хотя это и не является предметом настоящей работы, то немаловажное значение, которое генерируемые транспортными потоками вибрации имеют с точки зрения сохранения здоровья человека.

Как известно, критерии неблагоприятного внешнего воздействия устанавливаются Государственными стандартами (ГОСТ 12.1.012–90) и Санитарными нормами (СН 2.2.4/2.1.8.566–96), которые регламентируют предельно допустимые уровни колебаний ограждающих конструкций жилых помещений, административно-общественных зданий и рабочих мест. При этом амплитуды колебаний ограничиваются в диапазоне частот 1,4–88,0 Гц всего лишь несколькими микронами. Многочисленными исследованиями установлено, что в тех случаях, когда здания располагаются в непосредственной близости от транспортных магистралей, вибрация их конструктивных элементов может превышать предельнодопустимые значения в 10 и более раз (на 20 дБ). При этом в спектральном составе преобладают октавные полосы со среднегеометрическими частотами 31,5 и 63,0 Гц.

В настоящее время регламентируемая СНиП 2.07.01–89 защитная зона железной дороги составляет 100 м, а защитная зона трамвайных линий должна быть не менее 60 м от крайнего пути, что практически нигде не выполнено и не выполняется.

4. Открытым остается вопрос о влиянии транспортной вибрации на устойчивость грунтов в основании зданий и сооружений. Так, например, значительная часть пород, слагающих территорию Самары, относится к категории неустойчивых, поскольку обладает сравнительно низкими и чувствительными к внешним воздействиям структурными свойствами. Неудовлетворительная устойчивость таких оснований проявляется в дополнительных и неравномерных осадках, провоцируемых колебаниями уровней подземных вод и, что не прогнозируется в настоящее время и не учитывается в проектах, негативными воздействиями на грунты основания вибраций от городского транспорта. Если избежать последствий первого фактора можно путем более детального изучения и учета неоднородности геолого-литологического строения оснований, то оценка негативного влияния транспортной вибрации на устойчивость оснований российскими нормативами в настоящее время не предусмотрена, несмотря на то, что физические процессы изменения механических свойств грунтов при вибрации изучены достаточно подробно. Известно, что устойчивость отмеченных выше пород, обладающих низкими тиксотропными свойствами, нарушается при виброускорениях выше 4 мм/с^2 в достаточно широком частотном диапазоне 1,0–70,0 Гц, в то время как экспериментальные измерения дают оценку виброускорениям на уровне 10–16 мм/с^2 . Период восстановления структурных связей грунтов превышает цикличность вибровоздействий, а интенсивность уплотнения пропорциональна ее росту и не зависит от значения частоты. По шкале Richter эффективность транспортной вибрации эквивалентна землетрясению в 3–6 баллов.

Фактором, инициирующим возбуждение вибрации в основании зданий, служат конструктивные недостатки, присущие транспортным магистралям города. Неравномерные осадки дорожного полотна и разрушение дорожного покрытия создают при движении транспорта «эффект стиральной доски», инициирующий вибрацию. Для рельсового транспорта определяющими параметрами являются качество межрельсовых стыков и степень жесткости вагонных амортизаторов. По данным литературных источников отечественных и зарубежных исследователей, осредненные радиусы негативного действия транспортной вибрации на основания зданий составляют от движения автотранспорта примерно 12–5 м, трамваев – 50 м, поездов – 100–150 м. Дополнительные осадки оснований в зависимости от видов грунтов, их состояния и интенсивности вибрации достигают 50–200 мм, носят, как правило, неравномерный характер и их развитие соизмеримо с периодом эксплуатации объекта. Отмечены случаи, когда здания наклонялись в сторону проезжей части, а незатухающие во времени и возрастающие по величине осадки оснований вынуждали полностью закрывать улицы для движения транспорта. Впервые негативные последствия вибрации от городского транспорта на состояние зданий было отмечено в конце 60-х – начале 70-х гг. в период резкого увеличения числа транспортных средств и роста магистральных нагрузок. Ниже приводится далеко не полный перечень зданий Самары, на главных фасадах которых четко обозначаются незакрывающиеся трещины, свидетельствующие о незатухающем и неравномерном характере осадок основания.

Так, в границах второй надпойменной террасы реки Волги не затухают осадки 12 зданий. В конце 90-х гг. упал фронтон угловой части жилого дома. В границах третьей надпойменной террасы реки Волги аналогичная картина наблюдается в 35 зданиях. В жилом доме довоенной постройки вертикальная трещина прошла по торцевой стене от цоколя до конька крыши, что свидетельствует о значительных разностях осадок пролета здания со стороны главного фасада относительно дворового. В 2000 г. появились трещины на торцевой стене корпуса Технического университета. В конце 60-х гг. из-за транспортной вибрации упал фронтон здания бывшего строительного техникума.

В границах второй надпойменной террасы реки Самары в конце 70-х гг. стали появляться трещины в 26 зданиях постройки 50–60-х гг. Дополнительным источником вибрации на эти здания служит близость железнодорожных путей (около 100 м). Продолжают появляться и развиваться трещины в фасадах ряда зданий, продолжают осадки 3-этажного жилого дома, находящегося на расстоянии 50 м от железнодорожного полотна, несмотря на выполненное в 90-х гг. усиление фундаментов сваями вдавливания. Не затухают осадки 7 зданий, расположенных в границах водораздела.

Показательна динамика состояния здания ДК «Современник»: схема раскрытия трещин на его торцевой части имеет веерообразный характер, что свидетельствует о последствиях активного движения транспорта по обе стороны от него. Раскрываются трещины на фасаде 3-этажной части здания дирекции метрополитена, построенного в конце 80-х гг. Аналогичная картина наблюдается в более чем 50% зданий, расположенных на делювиальных склонах, которые к тому же находятся на расстоянии 6–10 м от оси движения городского транспорта. Приведенные примеры негативного воздействия транспортной вибрации на эксплуатационную устойчивость объектов свидетельствуют об актуальности проблемы, требующей корректировки деятельности как проектно-исследовательских, так и производственных подразделений регионов. Проекты вновь возводимых в радиусе действия транспортной вибрации зданий и сооружений должны выполняться с учетом демпфирующих свойств грунтов их оснований, отвечающих расчетным нагрузкам и режимам воздействия транспортных средств. При проектировании новых дорог и реконструкции существующих следует обращать повышенное внимание на типы и состояние грунтов основания земляного полотна. К наиболее устойчивым к транспортной вибрации породам относятся неветрелые глины, пески и супеси средней плотности. Менее устойчивыми являются делювиальные водонасыщенные глини-

стые грунты, аллювиальные мелкие и пылеватые пески, супеси и суглинки, включая присадочные (уровень просадки от вибрации возрастает на 1,0–1,5%) и легкие глины, обладающие виброползучестью.

В эксплуатационный период необходимо ужесточение контроля за состоянием дорог, что позволит принимать оперативные меры по устранению выявленных дефектов. В качестве временной защиты зданий от неравномерных осадок могут служить ограничения интенсивности и скоростей движения транспортных средств и их массы. Сравнительно дорогими и трудоемкими, но более надежными средствами защиты являются известные в строительной практике способы усиления оснований и фундаментов. В перспективном строительстве следует уделять больше внимания свайным фундаментам различных типов и фундаментам глубокого заложения.

Нет оснований предполагать, что подобная ситуация характерна только для Самары. В каждом городе с развитой транспортной сетью найдутся особые обстоятельства, которые в сочетании с транспортной вибрацией приведут к аналогичным или даже более серьезным последствиям: во Владивостоке это гористый рельеф в сочетании с нарушенной гидрогеологией территории, в Хабаровске – предрасположенные к оползням обрывы и овраги и т. п. [40].

5. В выполненном в 1990 г. обзоре [41] отечественных и зарубежных исследований проблемы транспортной вибрации отмечалась резкая нехватка экспериментальных данных и противоречивость полученных результатов, а также практически неисследованность факторов, определяющих особенности распространения генерированных ею колебаний в грунте и близ расположенных сооружений. Несмотря на признание целесообразности разработки и выполнения комплексной программы исследований в этом направлении, положение еще более ухудшилось, судя по публикациям в научно-технической литературе. Результаты проводимых немногочисленных экспериментальных исследований, по сути дела, приобретают закрытый характер, особенно в тех случаях, когда выполняются негосударственными структурами.

6. Следует отметить практическое отсутствие нормативов на допустимые уровни вибрации грунта и сооружений от транспортного движения. Ориентироваться в данном случае на санитарные нормы следует очень осторожно, поскольку для человека и строительных конструкций вибрации в различных диапазонах частот имеют разные степени опасности. В равной мере очень проблематично распространение на транспортную вибрацию нормативов сейсмостойкого строительства, которые сами в ряде случаев имеют достаточно проблематичный характер.

Прежде чем о чем-то рассуждать, необходимо договориться об определениях.

Жозеф Луи Лагранж

ГЛАВА 2. МЕТОДОЛОГИЯ ИССЛЕДОВАНИЯ

Выполненный в гл. 1 аналитический обзор работ, посвященных исследованию транспортной вибрации, выявил их основной недостаток – это решение конкретных частных задач, связанных, как правило, в железнодорожном хозяйстве – с вопросами обеспечения надежной эксплуатации подвижного состава и сохранности непосредственно транспортных магистралей, в очень редких случаях – с обеспечением безопасности производственных зданий и сооружений, непосредственно примыкающих к железнодорожному полотну при движении составов на скоростях 100–250 км/ч; в городском коммунальном хозяйстве – в основном с сохранностью автомобильных мостов и предотвращением недопустимо высокой вибрации от метрополитенов неглубокого заложения. Работы по исследованию вибрации объектов городской застройки от автомобильного транспорта и трамваев единичны. Практически отсутствуют исследования, в которых рассматривается динамика систем «транспортное средство – грунт – охраняемое сооружение». К сожалению, это является общим недостатком работ такого рода и в определенной мере объясняется тем, что комплексные исследования требуют привлечения к их решению специалистов различного профиля, которые, как правило, неохотно идут на контакт друг с другом. Как показывает практика, это практически невыполнимо, особенно в настоящее время, когда существование комплексных широкопрофильных научно-исследовательских институтов признано нерациональным и большинство из них ликвидировано. Представляется, что и в ближайшем будущем этого не будет, поскольку результаты исследований, выполненных негосударственными научными подразделениями, являются их частной собственностью и практически сразу же приобретают закрытый характер.

В связи с этим представляется целесообразным с помощью единой методики обработки и анализа обобщить экспериментальный материал, накопленный к настоящему моменту при проведении разрозненных наблюдений, оценить ситуацию и наметить перспективные направления дальнейшей работы, поскольку рано или поздно она начнется.

Следует отметить, что наблюдения, проводимые в пределах исторически сложившейся интенсивной городской застройки, связаны с некоторыми объективными трудностями, которые приводят к необходимости иного методического подхода, чем тот, который используется при оценке безопасности зданий, расположенных в сейсмических зонах промышленных взрывов, и при динамической калибровке сооружений короткозамедленными взрывами. К таким объективным трудностям относятся следующие:

1. Измерения проводятся в обычных условиях, что не позволяет планомерно регулировать интенсивность трафика. Скорость движения железнодорожных составов в пределах города невысока, а их весовые характеристики неизвестны. Режим движения городского транспорта во многом определяется наличием светофоров, остановок и плотностью трафика. В среднем скорость движения трамваев составляет 10–15 км/ч. В частности, во Владивостоке существенную роль играют хронические транспортные пробки, резко снижающие скорость.

2. Территория плотно застроена, почти сплошь заасфальтирована и насыщена подземными инженерными коммуникациями. Это не дает возможности проследить в чистом виде распространение в грунте генерированных трафиком волновых потоков. Кроме того, это сильно деформирует волновые потоки на пути их распространения. Установить какие-либо закономерности такой деформации затруднительно, поскольку каждый объект имеет только ему присущие особенности.

3. Транспортные магистрали, особенно железнодорожные, во многих случаях находятся на разных уровнях с расположенными вблизи объектами (как выше, так и ниже).

В связи с изложенным было принято решение оценивать интенсивность колебаний грунта от транспортных потоков только в местах непосредственного расположения исследуемых объектов и полученные для каждого из них закономерности использовать для статистической оценки безопасности существующей интенсивности трафика.

Все это привело к необходимости широкого использования современных систем компьютерной математики, позволивших проводить многократную статистическую фильтрацию числовых массивов для установления корреляционных соотношений между рассматриваемыми параметрами динамики сооружений.

Среди многих проблем, связанных с транспортной вибрацией, которые, на наш взгляд, с ростом интенсивности транспортных потоков будут проявляться в более явном виде, вопросы безопасности межэтажных перекрытий представляются наиболее актуальными, учитывая информацию о многочисленных случаях их обрушении в спортивных комплексах, танцевальных залах и подобных сооружениях как у нас, так и за рубежом, в частности обрушение в 1973 г. декоративного козырька учебного корпуса Дальрыбвтуза по ул. Луговая во Владивостоке.

Поскольку физическая сторона процессов при всех видах транспортной вибрации по сути дела идентична, методика обработки, анализа и интерпретации экспериментальных данных была принята принципиально одинаковой для всех случаев.

Разработанная методика является результатом обобщения методов измерения, обработки и анализа экспериментальных исследований, проводившихся по заказам предприятий с 1991 по 2005 гг. В полном соответствии с ней были выполнены исследования вибрации на учебном корпусе ДВГТУ по ул. Алеутская (Владивосток) от движения железнодорожных поездов, трамваев и автотранспорта, а также измерения динамики грунта от тех же источников в районе ул. Школьная и пригородной станции «Чайка» (Владивосток). Результаты всех предыдущих исследований были переработаны.

2.1. Общая характеристика типов транспортных потоков

Как известно, оценка надежности сооружения может быть выполнена при наличии достоверной информации о внешних нагрузках (проблема внешних сил), корректных расчетных и математических моделей (проблема внутренних сил) и нормативных требований по допустимой реакции сооружения на внешнее воздействие (проблема проверки прочности) [42]. Использование для этого вероятностно-статистических методов, теории случайных процессов, регрессионного и спектрального анализа в конечном счете привело к формированию нового направления – статистической динамики сооружений, что в 50–60-х гг. предсказывали В. Болотин и В. Екимов [7, 8].

По ставшему классическим определению Р. Хевиленда, надежность рассматривается как *«математическая вероятность того, что система будет функционировать должным образом в течение заданного времени и следовать ожидаемому закону поведения»* [43]. Из этого определения видно, что одним из основных направлений по повышению надежности является разработка средств измерения, контроля и предсказания риска. Естественно, что в этом вопросе основная роль принадлежит натурным экспериментальным исследованиям, в результате которых получают численные оценки законов поведения исследуемых систем.

В связи с практическим отсутствием госбюджетного финансирования научных работ, не приносящих сиюминутного дохода, проведение экспериментальных исследований, равных по уровню, выполнявшимся в 70–80-е гг., нереально. Это приводит к попыткам создать иллюзию их выполнения, что конкретно проявляется в получившем широкое распространение определении «численный эксперимент», в который, как правило, вкладывается не соответствующее ему содержание.

Поскольку настоящая монография базируется на результатах экспериментальных исследований, целесообразно рассмотреть иерархическую классификацию различных разновидностей этого вида научной работы, которая, на наш взгляд, представляется достоверной в следующем варианте.

Натурный эксперимент – наиболее сложный в исполнении, но и приносящий наиболее достоверную информацию. Для него характерно измерение реальных реакций натуральных систем на физически реальные внешние воздействия.

Масштабный эксперимент – исследование реакций системы, изготовленной с наибольшим приближением к реальной системе, на физически реальные внешние воздействия или искусственные, имитирующие их с высокой степенью приближения.

Модельный эксперимент выполняется, как правило, при условных нагрузках в лабораторных условиях на небольших моделях из материала, далеко не всегда соответствующего материалу натурной системы, и требует тщательного применения методов теории подобия при пересчете полученных результатов на натурные объекты. В лучшем случае при проведении таких экспериментов удается установить только общие качественные соотношения, которые потом уточняются при натурных исследованиях.

Численный эксперимент – исследование поведения условной математической модели при нагружении ее реальными или синтетическими регистрациями внешних воздействий.

Численное моделирование – изучение поведения условной математической модели на условные внешние воздействия.

Настоящая монография базируется на методологии и методах натурального и численного эксперимента как в их проведении, так и в обработке, анализе и интерпретации материала.

В результате анализа полученного экспериментального материала дается количественная оценка некоторых параметров внешних воздействий, определяющих в конечном счете прочность и долговечность межэтажных перекрытий исследованных сооружений, предлагается методика его статистической интерпретации в целях получения информации для прогнозирования долговечности, намечаются пути дальнейших экспериментальных исследований в этом направлении. Существенные сложности заключаются в практически полном отсутствии нормативов и информации о натуральных экспериментах по прочности и долговечности межэтажных перекрытий. В частности, отсутствуют данные по типовым диаграммам усталостных испытаний перекрытий различной конструкции, которые являются основой для оценки величины накопленных повреждений при случайных режимах нагружения, а именно такими являются транспортные вибрации различных типов.

В свете изложенного были выполнены работы, ограниченные определением основных параметров нагружения при условии справедливости следующих предположений:

1. Режимы всех типов транспортного движения обладают характерными особенностями, достаточными для их раздельной классификации.

Автомобильный трафик характеризуется постепенным нарастанием в начале дня и уменьшением в конце. Однако в рабочее время скорость движения автотранспорта существенно снижается из-за образования регулярных пробок, несмотря на построенные в последние годы развязки. При достаточно установившемся потоке выделить какое-либо отдельное транспортное средство практически не представляется возможным: все генерируемые вибрации сливаются в единый общий фон. Исключение составляют те случаи, когда исследуются отдельно расположенные сооружения при разреженном движении автотранспорта, как это было при исследовании динамики автомобильного моста на въезде в пос. Большой Камень (Приморский край) [44]. Автомобильный трафик, включающий в себя автобусное и троллейбусное движение, является наиболее неопределенным. Характерным для него является только постепенное нарастание в начале дня и убывание в конце. Судя по публикациям как в научной периодике, так и в СМИ, основ-

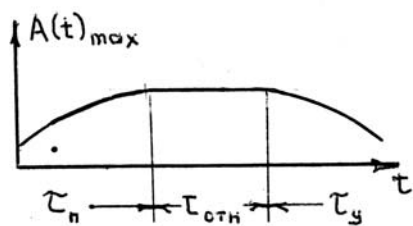
ные претензии к автомобильному движению состоят в нарушении экологии окружающей среды выхлопными газами, в меньшей степени – вибрациями.

Трамвайный трафик является наиболее регулярным и для каждого маршрута определяется в течение всего нормативного времени движения количеством трамваев, выпущенных в данный день на маршрут.

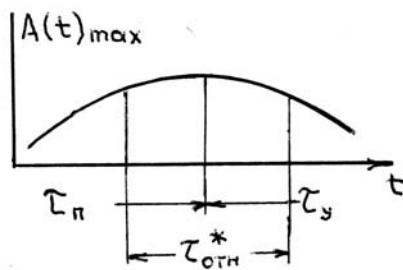
Железнодорожный трафик на основных магистралях определяется движением по расписанию пассажирских поездов и нерегулярным движением грузовых составов. Движение последних во многом определяется ритмом и характером экономической жизни страны: в 60-х гг. это были составы с канадским зерном, в 60–90-х – с лесом и нефтепродуктами, в последние годы интенсивность движения значительно снизилась. На городских рокадных железных дорогах трафик определяется в основном производственными потребностями береговых предприятий, деловая активность которых в настоящее время оставляет желать лучшего.

2. Как показывают экспериментальные измерения, вибрация, генерируемая в зданиях *автомобильным движением*, незначительна. Особо следует рассматривать динамику автомобильных мостов и путепроводов, когда автотранспорт непосредственно перемещается по их конструкциям, а также надземных переходов, для которых автомобильное движение является основным видом техногенного динамического воздействия.

Для *железнодорожного транспорта* переходные процессы, связанные с подходом составов к объектам исследования и удалением от него, не рассматривались в связи с их существенно меньшей продолжительностью по сравнению со временем устойчивого периода колебаний (относительным временем $\tau_{отн}$), определяемого временем прохождения



а



б

Рис. 2.1. Временное формирование транспортной вибрации при прохождении железнодорожного состава (а) и трамваев (б)

составов непосредственно мимо объектов, которое в практике динамики сооружений определяется как время, в течение которого амплитуда процесса в первый и последний раз достигает максимального значения [45]. Таким образом, относительное время и определяло продолжительность анализируемых стационарных эргодических процессов. Подобное положение определяется тем, что длина железнодорожных составов, как правило, значительно больше протяженности исследуемого сооружения вдоль магистрали (рис. 2.1, а).

Для *трамвайного трафика* продолжительность времени процессов подхода (τ_p) и удаления (τ_y) соизмерима с относительным временем для режимов прохождения любых сочетаний трамваев. Размеры трамваев соизмеримы с размерами исследуемых сооружений и являются нагрузками, перемещающимися вдоль фасадов. Фактически при таком трафике относительное время отсутствует (рис. 2.1, б), поэтому во всех рассмотренных случаях анализировался участок осциллограммы, соответствующий времени прохождения трамваев вдоль фасада объекта ($\tau_{отн}^*$).

Следует отметить, что вопросу формирования динамических полей в грунте движущимся транспортом (особенно разработке его математической модели) необходимо уделить особое внимание, поскольку внешние нагрузки определяют, в конечном счете, безопасность эксплуатации сооружений, расположенных вдоль транспортных магистралей.

2.2. Методика проведения экспериментальных измерений, обработки и анализа результатов

Измерительная аппаратура и системы измерения. Во всех исследованиях применялась стандартная измерительная аппаратура, состоявшая из сейсмоприемников типа СМ-3, шунтовых коробок типа ШК-2 и осциллографов типа Н-041 с переусвоенными гальванометрами типа ГБ-Ш-3, что позволяло регистрировать перемещения с практически постоянными коэффициентами увеличения в частотном диапазоне 0,5–100 Гц. Скорость протяжки фотобумаги равнялась примерно 160 мм/с, что позволяло произвести качественную оцифровку. Длительность каждой регистрации составляла 10–15 с, что было вполне достаточно для всех видов вероятностного анализа. Калибровка аппаратуры перед измерениями и после их окончания производилась на вибростоле типа ВИП-2 [46].

Все использованные экспериментальные данные были обработаны по единой методике с использованием математических систем Excel 7.0 PRO.

Обследованные сооружения располагались практически параллельно транспортным магистралям. Поэтому на объектах измерения проводились по соосным составляющим Y и Z (поперечной и вертикальной по отношению к главным осям исследуемого сооружения), в центрах перекрытий – по Z . Там, где это возможно, точки на грунте с сооружениями были равноудалены от транспортных магистралей, что позволяло дать оценку колебаниям грунта, не учитывая влияния исследуемых зданий.

Радиальная составляющая использовалась для оценки интенсивности кинематического возбуждения в зданиях горизонтальных (по оси Y) колебаний, а вертикальная рассматривалась как определяющая динамику перекрытий.

При измерениях динамики грунта отдельно для каждого типа транспортного потока измерения проводились синхронно в двух трехкомпонентных точках, размещенных на различных расстояниях – на линиях, перпендикулярных направлению движения транспортного потока. Во всех случаях регистрация проводилась при подходе транспортного средства, его прохождении и удалении. Расстановки выполнялись на незастроенных площадках с известным по результатам изысканий строением грунтов (данные инженерно-геологических изысканий предоставлены ОАО «ПриморТИСИЗ»).

Обработка и анализ экспериментальных данных имели следующие цели:

1. Выявление особенностей динамических полей, генерированных в грунте городской застройки, не имеющем подземных инженерных коммуникаций, железнодорожным, трамвайным и автомобильным транспортом.

2. Установление регрессионных соотношений $(X, Y, Z) = f(r)$ – закономерностей изменения амплитуд колебаний грунта в зависимости от удаления от магистрали (r) с определением скоростей распространения волн деформаций, преобладающих частот активных фаз генерированных трафиком импульсов, основных тонов собственных колебаний грунта, декрементов затухания колебаний и сопоставление этих данных для различных типов трафика с целью выявления статистически устойчивых особенностей и различий.

3. Экспериментальное определение динамических характеристик (основных частот собственных колебаний и коэффициентов затухания) исследуемых конструкций.

4. Расчет спектров реакций перемещений $SRd(T)$ для линейных SDF -моделей перекрытий по экспериментальным осциллограммам вертикальных колебаний точек их опорных контуров.

5. Выявление статистически устойчивых взаимосвязей между основными параметрами динамики грунта от трафика, колебаниями опорных контуров перекрытий, откликами SDF -моделей и экспериментально определенными амплитудами колебаний перекрытий.

6. Получение качественных и количественных оценок преобразования параметров силовых потоков при их распространении с грунта на здание и перекрытия.

Для получения ответов на перечисленные вопросы применялись следующие основные приемы.

Спектральный анализ. Спектры Фурье (перемещений) – $SFd(f)$ использовались для частотного анализа зарегистрированных случайных процессов с целью выявления основных частот и закономерностей изменения их и амплитуд при распространении силовых потоков в исследуемых системах.

Достаточная временная длительность осциллограмм позволяла производить оцифровку для построения спектров Фурье и спектров реакций любой необходимой длины с временным интервалом квантирования Δt от 0,033 до 0,0125 с. Это удовлетворяло условию $\Delta t \leq 0,1 T$, выполнение которого обеспечивало результаты удовлетворительной точности и соответствовало частотам Найквиста 15–40 Гц верхних границ анализируемых частотных диапазонов [47].

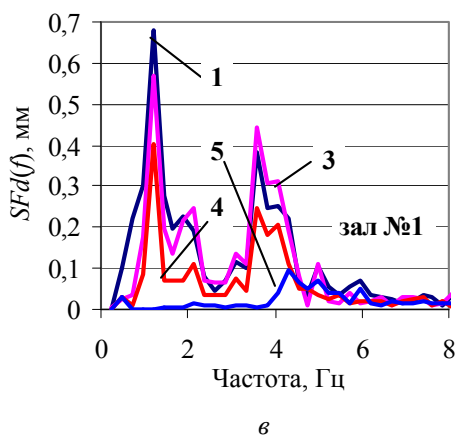
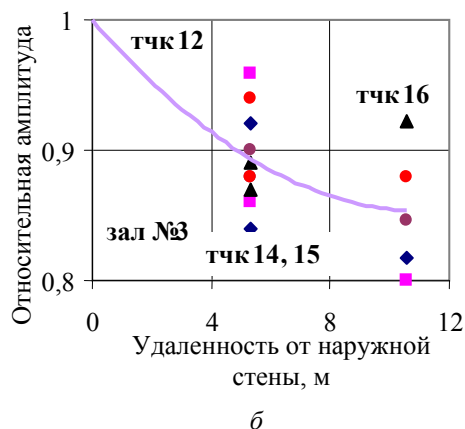
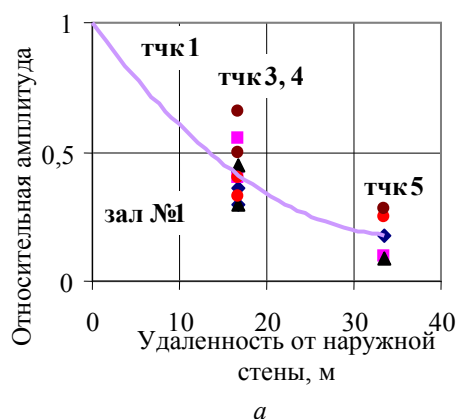


Рис. 2.2. Изменение амплитуд (а, б) и спектров (в) по точкам измерения на опорных контурах перекрытий (ГУМ)

Оцифровка осциллограмм одного режима производилась с одинаковым временным шагом, что позволяло получать сопоставимые результаты. При 256 значениях в каждой оцифровке разрешающая способность спектров доводилась примерно до 0,8 Гц. Частоты составляющих выше частот Найквиста сворачивались в диапазон 0,8–(15–40) Гц и смешивались с более низкими.

Спектры реакций SDF -моделей – $SRd(T)$. В качестве расчетных моделей перекрытий использовались SDF -модели, которые для каждого перекрытия имели фиксированные, экспериментально определенные коэффициенты затухания ξ в долях от критического и «плавающие» в заданном диапазоне (0,03–5,0 с) периоды собственных колебаний $T = 2\pi/\omega$.

Анализ интенсивности и частотного состава колебаний опорных контуров перекрытий показал следующее:

- интенсивность вертикальных перемещений в точках измерений на опорных контурах для перекрытий с длинной стороной, перпендикулярной трассам движения транспорта, существенно уменьшалась по мере удаления от транспортной магистрали; для перекрытий, параллельных транспортным магистралям, они были сопоставимы (рис. 2.2, а, б);

- амплитуды в точках, равноудаленных от наружных стен по серединам опорных контуров исследуемых перекрытий, различались на 10–15%;

- амплитудные спектры были достаточно близки во всех контурных точках, за исключением наиболее удаленных (рис. 2.2, в).

Установленные закономерности были принципиально одинаковыми для всех исследованных объектов и типов транспортного движения, что позволило принять следующий подход к использованию SDF -моделей:

1. При измерениях колебаний опорного контура только в точке, ближайшей к транспортной

магистрали, использовать их как кинематическое возмущение непосредственно. Естественно, это давало переоценку интенсивности колебаний перекрытия.

2. При измерениях колебаний в точках, расположенных симметрично посередине длинных сторон перекрытий, использовать их с учетом возможной несинхронности колебаний, для чего были рассмотрены два варианта:

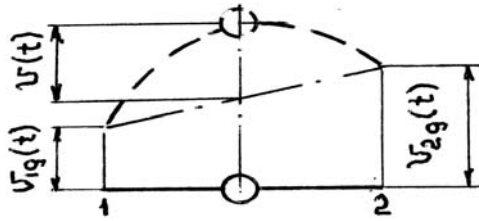


Рис. 2.3. Расчетная схема перекрытия

1) оценить статистическую значимость расхождений в амплитудах и фазности колебаний точек контура. В случае ее незначительности считать, что движение любой опорной точки представительно характеризует весь контур;

2) рассчитать $SRd(T)$ для SDF -моделей в предположении, что определяющие точки контуров перекрытий перемещаются несинхронно (рис. 2.3).

В последнем случае стандартное уравнение кинематически возбуждаемой SDF -модели принимает вид

$$m\ddot{v}(t) + 0,5m[\ddot{v}_{1g}(t) + \ddot{v}_{2g}(t)] + c\dot{v}(t) + kv(t) = 0, \quad (2.1)$$

откуда

$$m\ddot{v}(t) + c\dot{v}(t) + kv(t) = -0,5m[\ddot{v}_{1g} + \ddot{v}_{2g}(t)] \equiv P_{eff}(t), \quad (2.2)$$

где m , c , k – соответственно масса, коэффициент затухания и динамическая жесткость SDF -модели;

$P_{eff}(t) = -0,5m[\ddot{v}_{1g}(t) + \ddot{v}_{2g}(t)]$ – эффективная нагрузка;

$\ddot{v}_{1g}(t)$, $\ddot{v}_{2g}(t)$ – ускорения перемещений определяющих точек контура перекрытия.

Принятое не вносит принципиальных изменений в использование алгоритма Клафа – Пензиена для численного определения интеграла Дюамеля, выражающего реакцию системы с учетом затухания, при кинематическом нагружении общего типа, за исключением того, что вместо величины $\ddot{v}_g(t)$ использовалась величина $0,5[\ddot{v}_{1g}(t) + \ddot{v}_{2g}(t)]$ [48].

Этот вариант и был принят за основной в предположении, что справедливы следующие допущения:

- перемещения кромок перекрытий идентичны перемещениям несущих конструкций;
- поступательные перемещения (по Z) являются определяющими;
- перекрытия рассматривались как конструктивно симметричные относительно продольных осей.

Дополнительно к этому производились расчеты $SRd(T)$ для SDF -моделей перекрытий по осциллограммам всех опорных точек, которые после оценки плотности их компоновки для каждого режима статистически обобщались.

$SRd(T)$ определялись как модули экстремальных откликов SDF -моделей на кинематические возмущения, задаваемые вертикальными перемещениями точек опорного контура:

$$SR_d(T) = |v(t)|_{\max} = \left| \frac{1}{2\omega(1-\xi^2)^{0,5}} \int_0^t [\ddot{v}_{1g}(\tau) + \ddot{v}_{2g}(\tau)] \exp\{-\xi\omega(t-\tau)\} \sin\{\omega(1-\xi^2)^{0,5}(t-\tau)\} d\tau \right|_{\max}, \quad (2.3)$$

где t , τ – соответственно длительность обрабатываемого участка осциллограммы движения опорного контура и текущая ордината времени ($t \geq \tau$);

$\xi = \delta / 2\pi$ – коэффициент затухания в долях от критического;

ω , δ – соответственно круговая частота незатухающих собственных колебаний и логарифмический декремент затухания SDF -модели.

Ускорение грунта $\ddot{v}_{ig}(\tau)$ определялось двойным численным интегрированием осциллограмм перемещений при заданных временных интервалах дискретизации Δt .

Для определения формулы (2.3) было использовано представление $v(t)$ [48] в виде

$$v(t) = A(t) \sin \{ \omega(1 - \xi^2)^{0,5} t \} - B(t) \cos \{ \omega(1 - \xi^2)^{0,5} t \}, \quad (2.4)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{где } A(t) &= \frac{1}{2\omega(1 - \xi^2)^{0,5}} \int_0^t [\ddot{v}_{1g}(\tau) + \ddot{v}_{2g}(\tau)] \exp \{ \xi \omega(\tau - t) \} \cos \{ \omega(1 - \xi^2)^{0,5} \tau \} d\tau, \\ B(t) &= \frac{1}{2\omega(1 - \xi^2)^{0,5}} \int_0^t [\ddot{v}_{1g}(\tau) + \ddot{v}_{2g}(\tau)] \exp \{ \xi \omega(\tau - t) \} \sin \{ \omega(1 - \xi^2)^{0,5} \tau \} d\tau. \end{aligned} \right\} \quad (2.5)$$

Интегралы (2.5) определялись численно по правилу Симпсона:

$$\begin{aligned} A(t) &= \frac{\Delta \tau \exp(-\xi \omega 2 \Delta \tau)}{2\omega(1 - \xi^2)^{0,5}} \frac{1}{\zeta} \left[\sum_{\zeta=3}^A (t - 2\Delta \tau) + \right. \\ &+ 2[\ddot{v}(t - \Delta \tau) + \ddot{v}_{2g}(t - \Delta \tau) \cos \{ \omega(1 - \xi^2)^{0,5} (t - \Delta \tau) \} \exp(-\xi \omega \Delta \tau) + \\ &+ [\ddot{v}_{1g}(t - 2\Delta \tau) + \ddot{x}(t - 2\Delta \tau)] \cos \{ \omega(1 - \xi^2)^{0,5} (t - 2\Delta \tau) \}] + \\ &\left. + 0,5 [\ddot{v}_{1g}(t) + \ddot{v}_{2g}(t)] \cos \{ \omega(1 - \xi^2)^{0,5} t \} \right]. \end{aligned} \quad (2.6)$$

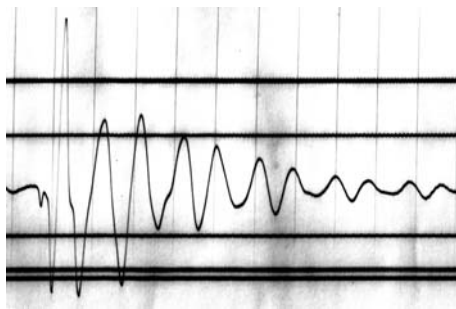


Рис. 2.4. Свободные затухающие колебания перекрытия аудитории (ДВГТУ)

Аналогично определялись $B(t)$.

В *SDF*-модели предполагается постоянство частоты собственных колебаний и коэффициента затухания в течение всего колебательного процесса. Наиболее простым способом их определения считается классическая обработка затухающей осциллограммы, полученной при «подпрыгивании» в центре перекрытия (рис. 2.4). Однако практика обработки осциллограмм не дает стабильных значений необходимых параметров (рис. 2.5).

Выход из этого положения был принят следующим: за расчетные величины принимались средние арифметические дискретных значений определяемых параметров с учетом величин, соответствующих верхней и нижней границам односигмовых доверительных интервалов. В этом случае при расчете $SRd(T)$ получался доверительный интервал, в котором значения определяемых величин находились с вероятностью 0,68.

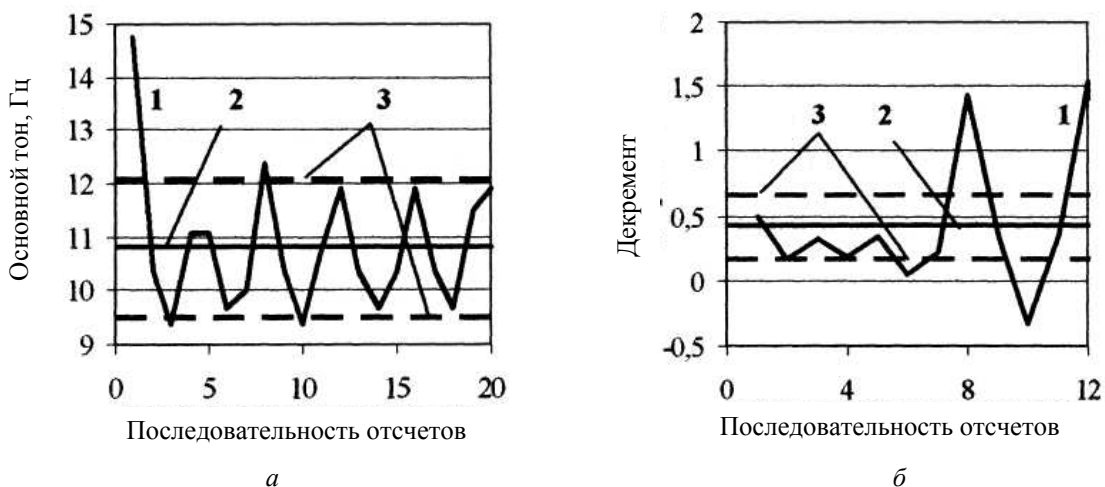


Рис. 2.5. Изменение основного тона собственных колебаний (а) и декремента *SDF*-модели (б) перекрытия аудитории корпуса ДВГТУ:

1 – дискретные оценки; 2 – средние; 3 – односигмовые интервалы

Спектры реакций. Для каждого перекрытия SRd рассчитывались для точек контура длинных сторон перекрытий по осциллограммам каждой контурной точки измерения в отдельности для каждого режима измерения. Как правило, результирующие SRd имели плотные компоновки (рис. 2.6), что позволяло объединять их статистическими степенными аппроксимациями

$$SRd(T) = aT^b, \quad (2.7)$$

где a определялось средним углом наклона линий $SRd_i - T$ к оси периодов и характеризовало парциальное распределение $SRd(T)$ по периодам;

b – величина средней аппроксимации ансамбля спектра реакций при $T = 1,0$ с ($b = SRd|_{T=1}$), характеризующая общую интенсивность движения и позволяющая считать, что вертикальные перемещения точек контуров опирания перекрытий как кинематические возмущения статистически идентичны.

Когда режим движения классифицировался по интенсивности (рис. 2.7), зависимости $SRd|_{T=1}$ для каждого перекрытия от количества одновременно проходящих мимо объекта трамваев N представлялись как

$$SRd|_{T=1} = -AN^2 + BN + C, \quad (2.8)$$

где коэффициенты A , B и C определялись экспериментально.

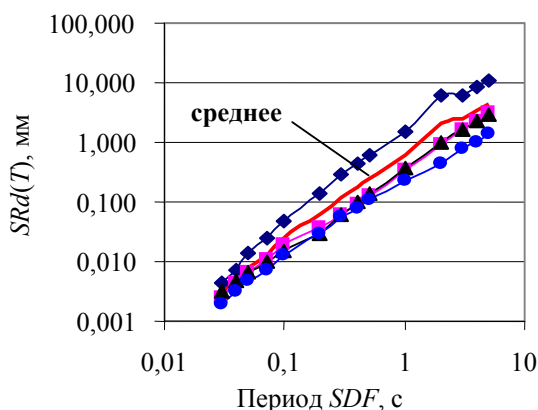


Рис. 2.6. SRd колебаний перекрытия зала № 1 ГУМа при прохождении трамваев

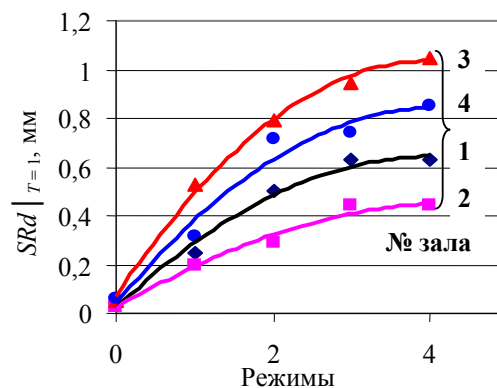


Рис. 2.7. Зависимость $SRd|_{T=1}$ от интенсивности трамвайного трафика (числа вагонов)

Относительное уменьшение реакции перекрытий с ростом числа транспортных единиц, проходящих мимо объекта, может быть отнесено за счет интерференции волновых полей, генерированных движущимися навстречу друг другу источниками. Физическую модель этого процесса для вертикальной составляющей как представляющей основной интерес в данном исследовании можно объяснить следующим образом (рис. 2.8, а).

При движении транспортного средства 1 по прямолинейной магистрали 2 мимо объекта исследования 3 с постоянной скоростью v в точке измерения подходят волны деформаций, интенсивность которых $J(t)$, по аналогии с волнами, генерируемыми в грунте техногенными взрывами, можно оценить по формуле М. Садовского [49] как

$$J(t) = \alpha(\vec{N})k\{\sqrt[3]{E} / r(t)\}^\beta = k\{\sqrt[3]{E} / [R^2 + (L - vt)^2]\}^\beta, \quad (2.9)$$

где $\alpha(\vec{N})$ – эмпирический коэффициент, учитывающий режим движения (количество единиц транспорта, проходящего мимо объекта);

k , β – эмпирические коэффициенты, определяющие свойства грунта как энергопроводящей среды;

E – постоянная во времени энергетическая мощность единицы транспортного средства как генератора вибраций;

t – время с момента прохождения транспортным средством точки A .

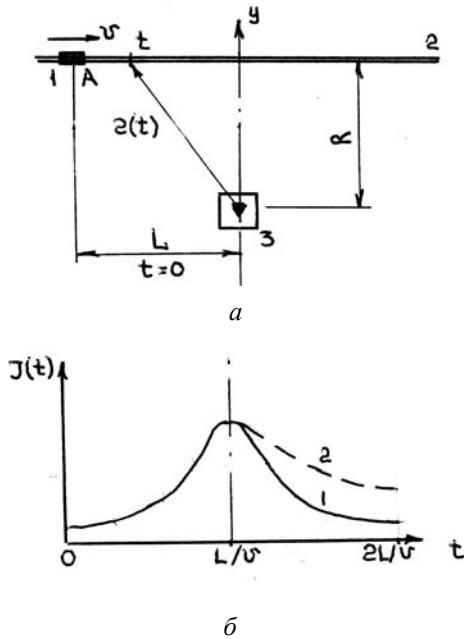


Рис. 2.8. Модель генерирования транспортной вибрации (а) и зависимость интенсивности колебаний от режима и симметрии модели (б): 1 – модель симметрична; 2 – грунт в правой части (от оси Y) имеет более низкие демпфирующие свойства, чем в левой

Зависимость интенсивности колебаний в точке измерения от времени определяется переменностью ее отстояния от источника. В предположении, что, кроме времени, все остальные величины постоянны и система симметрична относительно оси Y по геометрии и физическим свойствам среды, зависимость $J(t)$ имеет характер, представленный на рис. 2.8, б. Нарушение симметрии вызывает соответствующую деформацию зависимости $J(t)$. При условии симметрии среды и симметричном движении транспортных единиц интенсивность колебаний в точке измерения будет увеличиваться пропорционально росту числа движущихся единиц транспорта с учетом интерференции. Следует отметить, что даже при движении мимо объекта сдвоенного трамвая интенсивность колебаний будет меньше удвоенной интенсивности от движения одиночного трамвая.

Вопрос формирования волновых полей от движущихся транспортных единиц и транспортных потоков заслуживает, на наш взгляд, особого внимания как составляющая одной из основных проблем строительной механики, посвященная определению внешних воздействий.

Расхождение величин экспериментально определенных наибольших перемещений центров

перекрытий с $SRd(T)$, рассчитанными для частот собственных колебаний, не превышает $\pm 10\%$. Это можно считать вполне удовлетворительным результатом, учитывая естественные погрешности измерений и несоответствие математических моделей физическим, что подтверждает возможность использования установленных статистических соотношений для прогнозирования изменения реакций перекрытий на изменение интенсивности трафика.

2.3. Передаточные функции

В экспериментальной динамике сооружений определенный интерес представляет изменение параметров волнового потока при распространении в системе [50]. Если исследуемое сооружение является линейной системой, то при прохождении через ее элементы составляющие волновых процессов изменяют только амплитуды в соответствии с видом соответствующих передаточных функций. Как правило, такая трансформация процессов рассматривается по отношению к спектрам. В этом случае передаточная функция для i -го элемента системы имеет вид

$$\varphi_i(f) = SFd_{i+1}(f) / SFd_i(f), \quad (2.10)$$

где $SFd_i(f)$, $SFd_{i+1}(f)$ – спектры Фурье (перемещений) случайных процессов на входе и выходе i -го элемента.

Таким образом, если для некоторого класса конструкций имеются статистически обобщенные передаточные функции, то по известному входному процессу можно

спрогнозировать вероятный отклик конструкции на задающий внешнее нагружение входной процесс. При этом входной процесс может быть как экспериментально определенным (физическим), так и теоретически заданным или синтетическим. Подобный подход был успешно применен при динамической калибровке зданий взрывными воздействиями с целью определения их реальной сейсмостойкости [51].

Как известно, непрерывный спектр случайного стационарного процесса является плотностью распределения дисперсий по частотам. Если входной и выходной стационарные случайные процессы представить в виде совокупности составляющих, полученных в результате гармонического анализа или разложения в ряд Фурье дискретных спектров амплитудно-частотных характеристик (АЧХ), то по отношению к ним изложенное выше является также правомерным и соотношение [51] будет иметь вид

$$\varphi_i(f) = SFd_{i+1}(f) / SFd_i(f), \quad (2.11)$$

где $\varphi_i(f)$ – передаточная функция для дискретных спектров перемещений входного $SFd_i(f)$ и выходного $SFd_{i+1}(f)$ процессов для i -го элемента.

Для исследованных сооружений оценка преобразования колебательного процесса при переходе его от опорных контуров к межэтажным перекрытиям была выполнена путем сопоставления сглаженных аппроксимациями спектров колебаний контуров и центров перекрытий, которое выполнялось в следующей последовательности:

- для каждого режима измерения вибрации перекрытия экспериментальные средние и мажорантные спектры перемещений статистически усреднялись, при этом данные всех точек контура рассматривались как единая генеральная совокупность;
- сглаженные спектры перемещений нормировались по пику для центра перекрытия в районе частоты его собственных колебаний (рис. 2.9);
- определение $\varphi_i(f)$ производилось почастотным делением спектров выходных процессов на спектры входных процессов.

Существенная неравномерность трафиков привела к необходимости в ряде случаев обобщать результаты измерений по совокупности наблюдений.

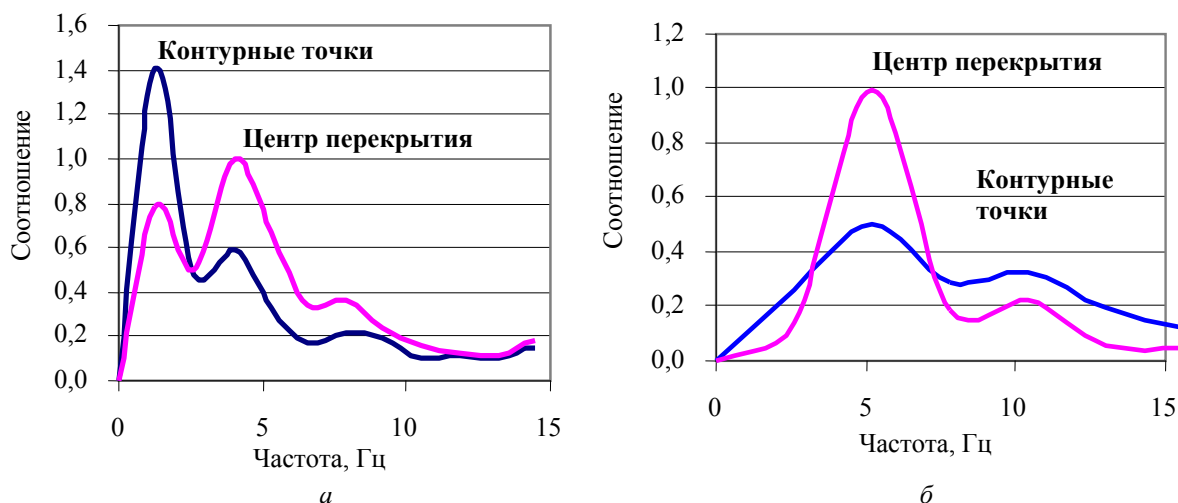


Рис. 2.9. Нормированные спектры перемещений транспортной вибрации перекрытий ГУМа: а – общий фон (зал № 1); б – прохождение двойного трамвая (зал № 2)

Полученные результаты использовались для установления общих закономерностей трансформации колебаний при распространении их от опорных контуров на перекрытия при различных типах трафика и его интенсивности. Полученные результаты не претендуют на высокую точность, тем не менее они вполне приемлемы как научно обоснованная оценка динамических процессов, которая должна уточняться по мере накопления новых экспериментальных данных.

2.4. Оценка риска. Допустимость колебаний

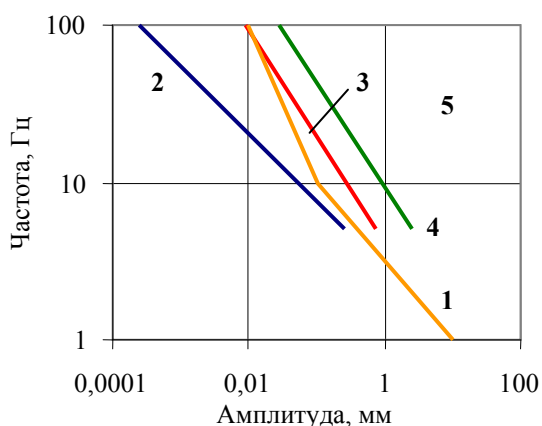


Рис. 2.10. Допустимые динамические прогибы перекрытий по Инструкции (1) и шкале Reiber – Meister: 2 – безопасная вибрация; 3 – появление трещин в штукатурке; 4 – растрескивание стен; 5 – зона разрушающей вибрации

А.А. Курдюмов рассматривал проблему о величине допустимых напряжений (деформаций) как одну из основных в строительной механике. Ее научно обоснованное решение обеспечивает как надежность создаваемых сооружений, так и их экономичность. В настоящее время требования по ограничению динамических прогибов перекрытий не являются обязательными, что, по-видимому, и определяет отсутствие соответствующих нормативов.

Инструкция соотносит допустимые амплитуды колебаний перекрытий, соответствующие предельно допустимому динамическому прогибу в явном виде, с частотой колебаний [52]. Такой же подход выдержан в применяющейся за рубежом шкале Reiber – Meister (рис. 2.10) [53].

Следует отметить следующие особенности, присущие шкалам:

1. Шкала Reiber – Meister не оговаривает, какие конкретно конструкции охраняемых сооружений она рассматривает. Судя по структуре, она идеологически близка к шкалам, оценивающим допустимость колебаний при сейсмических воздействиях [54].

2. Зависимость допустимых величин амплитуд от частот предусматривает, что колебания являются, по сути, гармоническими, что далеко не соответствует практике как отечественных, так и зарубежных экспериментальных исследований.

Транспортная вибрация в развитой своей части является типичным случайным стационарным процессом (рис. 2.11), состоящим из суммы гармоник со случайными амплитудами, частотами и фазами. Это приводит к необходимости применения для ее анализа метода «скользящего окна» [55]: для всех точек измерения в центрах перекрытий экспериментальные осциллограммы, квантированные с временным шагом $\Delta t = (0,0333 - 0,0125)$ с, подвергались со сдвигом $10\Delta t$ последовательному 24-ординатному гармоническому анализу [56], что позволило получать в каждом случае по 12 гармонических составляющих (рис. 2.12, а).

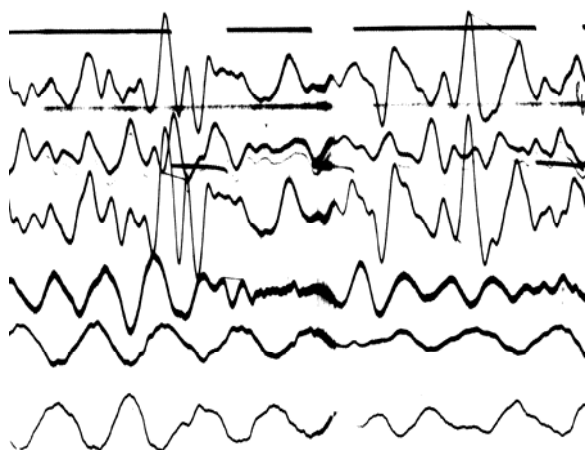


Рис. 2.11. Осциллограмма вибрации конструкций железнодорожного вокзала при прохождении состава нефтеналивных цистерн (скорость равна примерно 26 км/ч)

Полученные для каждой точки и режима совокупности зависимостей «амплитуда гармоники – частота» статистически усреднялись. Для них определялись стандарты, и в дальнейшем они рассматривались как статистические АЧХ, а для наибольших значений амплитуд строились огибающие. Сопоставлением полученных результатов с допустимыми динамическими прогибами определялись значения риска для частот, гармонических составляющим (рис. 2.12, б).

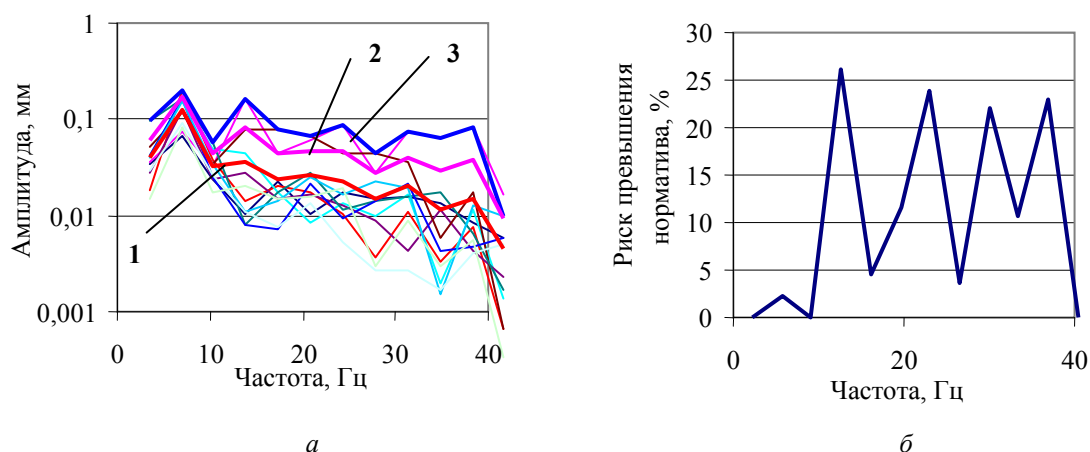


Рис. 2.12. Статистические оценки результатов гармонического анализа осциллограмм (а) и почастотное распределение риска (б):

1 – среднее; 2 – верхняя односигмовая граница; 3 – огибающая максимумов (зал №1 ГУМа, одновременное встречное прохождение двойного и одинарного трамваев)

При обработке осциллограмм методом «скользящего окна» при его одинаковой временной длине совокупности близких по частоте гармоник статистически усреднялись. Для них определялись средние значения и стандартные отклонения по частоте и амплитуде. Дополнительно к этому для амплитуд устанавливались мажорантные значения. Полученные доверительные интервалы сопоставлялись с нормативными величинами (рис. 2.13).

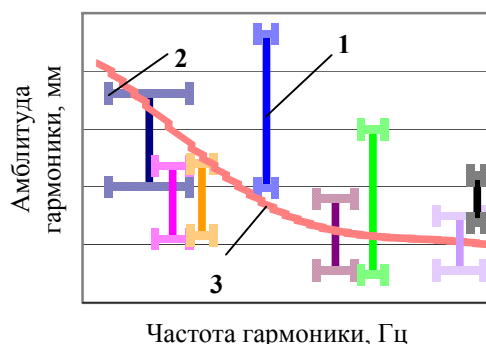


Рис. 2.13. Сопоставление осреднений совокупностей близких по частотам гармоник с нормативными.

Доверительные интервалы:
1 – по амплитуде; 2 – по частоте;
3 – нормативное значение

необходимости полученные оценки статистических параметров распространялись на весь процесс. Поскольку перемещения обоих знаков считались равноопасными, выбросы рассматривались как абсолютные отклонения от начального положения.

В предположении, что случайный процесс $v(t)$ является центрированным, нормальным и стационарным, его выбросы за уровень $\pm v_0$ (рис. 2.14), который является детерминированной величиной, оценивались следующими параметрами:

1) эффективным периодом процесса – средним временем между нулями $v(t)$, в пределах которого реализуются положительный и отрицательный выбросы:

$$T_e = 2\pi(D_v / D_{\dot{v}})^{0,5}, \quad (2.12)$$

где D_v , $D_{\dot{v}}$ – дисперсии случайного процесса $v(t)$ и его скорости $\dot{v}(t)$ (рис. 2.15, а, б);

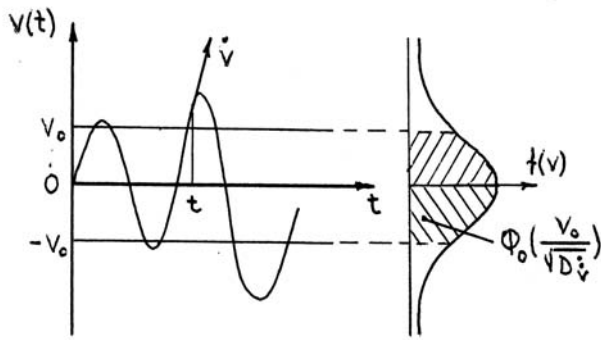


Рис. 2.14. Схема выбросов случайного процесса транспортной вибрации за $\pm v_0$

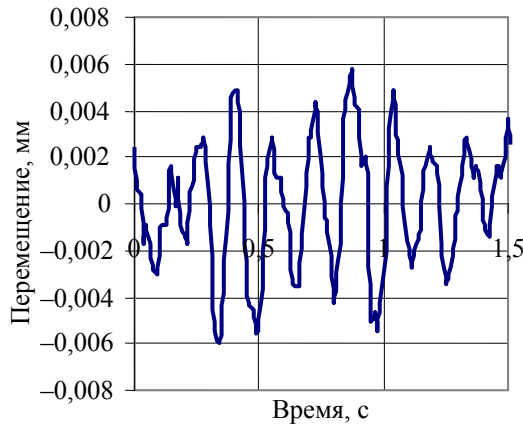
2) средним в единицу времени числом выбросов (рис. 2.15, в) вне диапазона $\pm v_0$ (формула Райса):

$$N_o = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{D_{\dot{v}}}{D_v}} \exp\left(-\frac{v_o^2}{2D_v}\right); \quad (2.13)$$

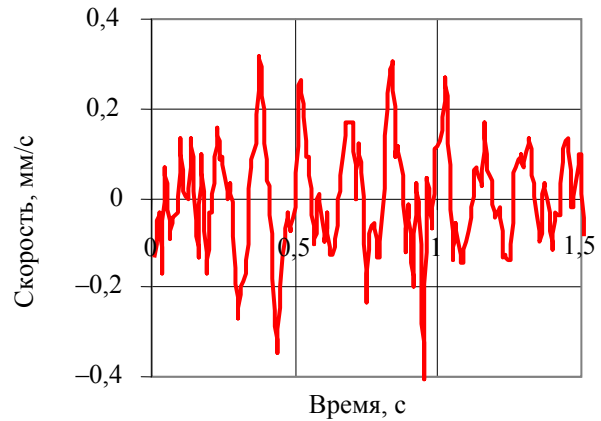
3) средним числом выбросов за продолжительность стационарного процесса T :

$$N_T = TN_o. \quad (2.14)$$

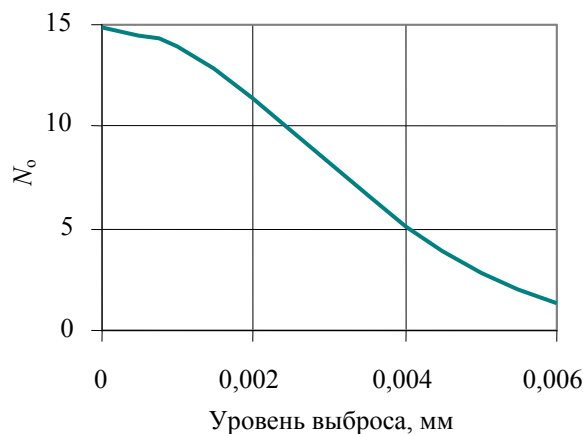
Вышеприведенные формулы справедливы только для центрированных стационарных нормальных случайных процессов, к которым в полной мере может быть отнесена вибрация от железнодорожного транспорта, в наименьшей степени – вибрация от трамваев, в зависимости от режима движения – от автотранспорта. Несомненно, что эти вопросы требуют специального рассмотрения, особенно в тех случаях, когда возникают опасения за долговечность охраняемых сооружений.



а



б



в

Рис. 2.15. Оценка выбросов: а – осциллограмма перемещений; б – расчетная велосигграмма; в – число выбросов

Проблемы, связанные с транспортной вибрацией, для всех городов с развитой транспортной системой будут приобретать все более острый характер, особенно в связи

с развитием инфраструктур (подземных торговых центров, гаражей, переходов и т. п.) в плотно застроенных исторических центрах, насыщенных всеми видами транспортных коммуникаций и усугубленных возможными нарушениями гидрологии. Вопрос стоит следующим образом: или закрывать центр города для транспорта, или решать возникшие вопросы на базе натуральных экспериментальных исследований.

Выводы

1. По основным параметрам: продолжительности, изменению во времени, интенсивности и частотному составу – динамические воздействия от транспортного движения существенно отличаются как друг от друга, так и от других типов техногенных воздействий, что дает основание рассматривать их как самостоятельный класс внешних усилий.

2. В качестве основного метода получения достоверной информации по динамике использовались данные натуральных экспериментальных измерений.

3. Обработка и анализ числовых массивов проведены статистическими методами: гармоническим анализом, в частности методом «скользящего окна», спектральным и регрессионным анализами, теорией выбросов, многократной статистической фильтрацией компьютерными математическими системами.

4. Анализ поведения перекрытий (в некоторых случаях самих сооружений) выполнен с применением кинематически возбуждаемой *SDF*-модели, динамические характеристики которой определялись экспериментально, а кинематические возмущения задавались «живыми» осциллограммами перемещений опорных контуров перекрытий. Такой подход правомерен, поскольку как перекрытия, так и невысокие здания могут быть достаточно хорошо представлены одномассовым осциллятором, как это делается в СНиП II–7–81* при определении коэффициента динамичности.

5. Передаточные функции рассчитаны почастотным делением экспериментальных дискретных спектров выходных и входных процессов, в частности перемещений центров перекрытий и опорных контуров.

6. Оценка риска превышения действующих нормативов выполнена сопоставлением их со статистически обобщенными амплитудно-частотными характеристиками перекрытий (с определением вероятности выбросов).

Экспериментатор, чтобы быть достойным этого имени, должен быть одновременно и теоретиком, и практиком.

Клод Бернар

ГЛАВА 3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ВИБРАЦИИ ГРУНТА, ГЕНЕРИРОВАННОЙ ТРАНСПОРТНЫМИ ПОТОКАМИ

Как отмечается в немногочисленных научно-технических публикациях, связанных с экспериментальным исследованием транспортной вибрации как грунта, так и близко расположенных сооружений, работы такого типа отличает неоднозначность результатов измерений, полученных различными авторами, некоррелированность теоретических и экспериментальных исследований, их коммерческая закрытость и сложность при непосредственном выполнении наблюдений вблизи обследуемых объектов в связи с высокой застроенностью территории, сплошным асфальтированием и насыщенностью подземными инженерными коммуникациями.

При проведении экспериментальных исследований динамики различных сооружений внимание, как правило, уделялось непосредственно им. По возможности проводились и измерения на грунте, хотя они не имели определяющего значения и подвергались самой поверхностной обработке.

При написании настоящей работы все замеры были обработаны и проанализированы по методике, изложенной в гл. 2. Дополнительно были проведены целевые измерения транспортной вибрации грунта от автомобильного, трамвайного и железнодорожного движения на достаточно больших, свободных от застройки территориях Владивостока и в пригородной зоне. Полученные регистрации требуют особого внимания, поскольку дают основание установить несколько важных явлений, требующих дополнительных измерений и разработки имитационных моделей. В связи с этим в настоящей главе представлены обработки колебаний в основном по вертикальной составляющей.

3.1. Автомобильное движение

В 1998 г. замеры транспортной вибрации грунта от движения автотранспорта (автомобилей и троллейбусов) были выполнены при экспериментальных исследованиях динамики надземного перехода в районе Морского городка на основной двухполосной автомагистрали Владивостока (проспект 100-летия) с шириной проезжей части 13,2 м (рис. 3.1) [57].

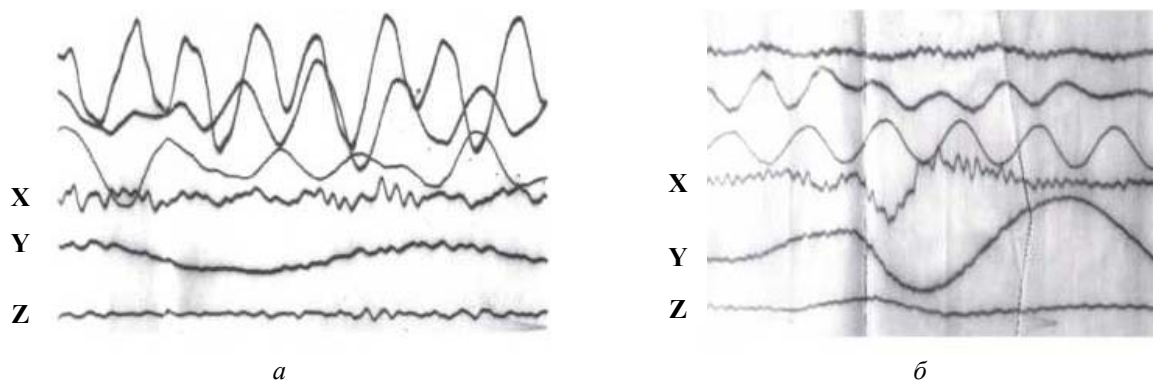


Рис. 3.1. Типовая осциллограмма измерений транспортной вибрации грунта у надземного перехода: а – движение по дальней полосе; б – движение по ближней полосе (три верхние кривые – колебания конструкций перехода)

Регистрация производилась в одной трехкомпонентной точке (составляющая Y перпендикулярна магистрали) на расстоянии 5,0 м от края дороги. Скорость движения транспорта составляла примерно 45–50 км/ч.

Грунт района (данные ОАО «ПриморТИСИЗ») представляли:

- насыпной грунт с глыбами до 40% мощностью 1,1 м;
- суглинок со щебнем до 40% мощностью 2,1 м;
- щебень и глыбы с суглинком до 30% неустановленной мощности.

Установившийся уровень грунтовых вод составлял 3,2 м.

Измерения проводились при движении автобусов, троллейбусов, автокранов, контейнеровозов, грузового и легкового автотранспорта в обоих направлениях и в различном сочетании. Движение в город происходило по удаленной полосе, из города – по ближней. В осциллограммах для транспорта, двигающегося из города, во всех случаях отмечалось одно-двукратное низкочастотное возмущение в момент прохождения его

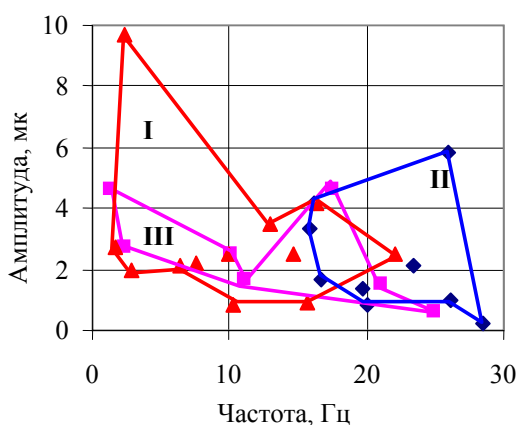


Рис. 3.2. Зоны реализации амплитуд колебаний грунта от движения автотранспорта: I – движение по ближней полосе; II – встречное движение; III – движение по дальней полосе

мимо точки измерения. На осциллограммах для движения транспорта по удаленной полосе такое возмущение отсутствовало (рис. 3.1). Это явление следует отнести за счет местной деформации грунта весом проходящего автотранспорта.

Численные результаты мажорантной дискретной обработки вертикальных колебаний представлены в табл. 3.1 и на рис. 3.2. Амплитуды колебаний по горизонтальным составляющим не превышали 1,0 мк. Зоны, объединяющие измерения при движении автотранспорта в разных режимах (рис. 3.2), показывают, что встречное движение по величине параметров занимает, по сути дела, промежуточное положение между движением по ближней и дальней полосам. Повидимому, здесь проявляется интерференция встречно движущихся динамических полей.

Таблица 3.1

Сводные результаты измерений вибрации грунта от автомобильного трафика при испытаниях надземного перехода

Режим трафика	Определяющая частота, Гц / амплитуда, мк			
	Груженный КАМАЗ (в город)	–	16,2/4,2	23,4/2,1
Троллейбус (в город)	–	16,7/1,7	20,0/0,8	28,5/0,2
Автокран (в город)	–	15,9/3,3	19,7/1,4	26,0/0,9
Встречное движение автобусов	1,43/5,8	11,1/2,7	20,0/2,5	25,0/0,6
Встречное движение троллейбусов	2,4/4,6	10,1/1,7	17,5/4,6	21,0/1,5
Груженный КАМАЗ (из города)	2,4/9,7	10,0/2,5	15,7/0,9	22,1/2,5
Автоцистерна из города	2,8/2,0	6,4/2,1	7,5/2,2	16,4/4,2
Два груженных КАМАЗа и контейнеровоз (плотной колонной из города)	1,7/2,7	10,3/0,8	13,0/3,5	14,7/2,5

Если считать, что автотранспорт, проходящий по ближней полосе, удален от точки измерения на 8,3 м, при встречном движении на – 11,6 м, а при движении по дальней полосе – на 14,9 м, то усредненные оценки амплитуд вертикальной вибрации грунта (a_z) подчиняются следующей зависимости (рис. 3.3):

$$a_z = 0,3r^2 - 8,4r + 71,1, \quad (3.1)$$

где r – расстояние от источника вибрации до точки измерения.

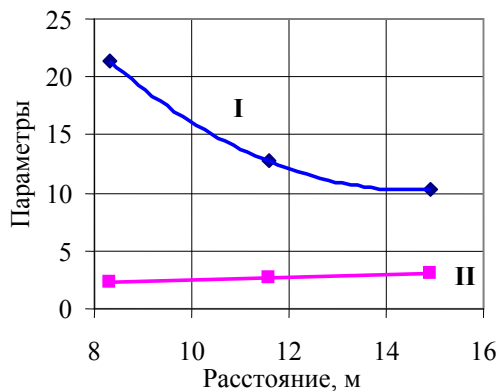


Рис. 3.3. Зависимость средних статистических параметров вибрации от расстояния до источника:
 I – амплитуда по Z, мк;
 II – частота, Гц

Регистрация начиналась при нахождении автотранспорта (при следовании колонной – первого автомобиля) за 20 м до точки измерения, что исключало влияние на вибрацию грунта в точке измерения колебаний конструкций самого моста. Типовая осциллограмма измерений представлена на рис. 3.4, результаты мажорантной обработки – в табл. 3.2 и на рис. 3.5.

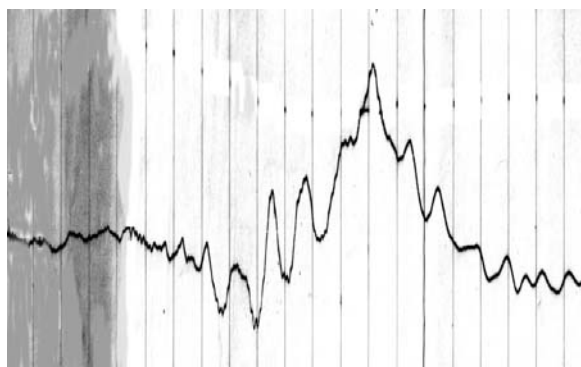


Рис. 3.4. Осциллограмма вертикальных колебаний грунта при прохождении колонны из двух пожарных автоцистерн (пос. Большой Камень)

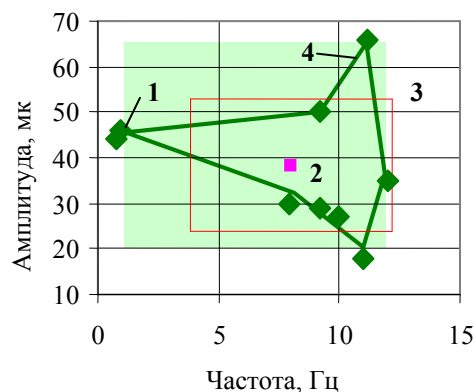


Рис. 3.5. Сводные результаты измерения автомобильной вибрации грунта (пос. Большой Камень): 1 – измерения; 2 – среднее значение вибрации; 3 – односигмовые доверительные границы; 4 – зона совокупности наблюдений

Таблица 3.2

Сводные результаты измерений вибрации грунта от трафика при испытаниях автомобильного моста в пос. Большой Камень

Режим трафика	Определяющая частота, Гц / амплитуда, мк		
	Две пожарные автоцистерны с интервалом примерно 8 м (скорость ≈ 35 км/ч)	0,9/46	7,9/30
Груженный КРАЗ (скорость ≈ 45 км/ч)	–	10/27	12/35
Бензовоз (скорость ≈ 30 км/ч)	0,8/44	11/18	–
КАМАЗ и автокран с интервалом ≈ 10 м (скорость ≈ 42 км/ч)	–	9,2/50	11,2/66

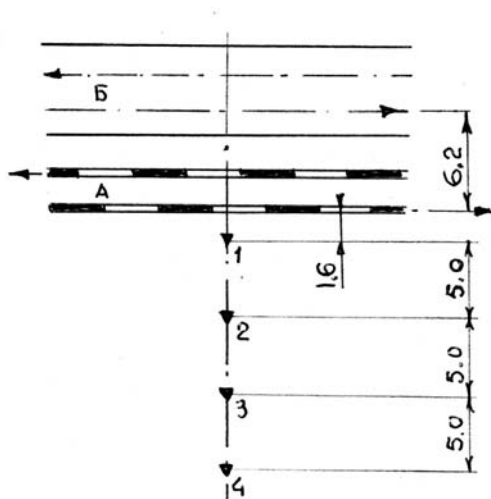


Рис. 3.6. Схема измерения вибрации грунта от движения автомобилей и трамваев: А – трамвайные пути; Б – автомагистраль

- илом с прослоями песка мощностью 3,0 м;
- песком мощностью 3,0 м;
- галькой и гравием с песком (до 20–30%) и мощностью 3,1 м;
- щебнем и дрсевой песчаника с суглинистым заполнителем (до 20%).

Установившийся уровень грунтовых вод составляет 0,4 м.

Регистрация вибрации проводилась в четырех трехкомпонентных точках, расположенных на линии, перпендикулярной транспортному движению (рис. 3.6), при прохождении по трамвайному пути одинарных и двойных трамвайных вагонов и автомобильного транспорта по полосам обоих направлений.

Скорость движения автотранспорта равнялась 45–50 км/ч (в 12–13 ч дня). Фрагменты осциллограмм колебаний грунта приведены на рис. 3.7. Характер регистраций показывает, что наибольшие амплитуды реализуются в момент прохождения автотранспорта по траверсу расстановки. Перемещения по вертикальной составляющей a_z имеют монотонно убывающий характер (рис. 3.8) и могут быть представлены зависимостью

$$a_z = 9,23 \exp(-0,061 r), \quad (3.2)$$

где r – расстояние от оси движения до точки измерения.

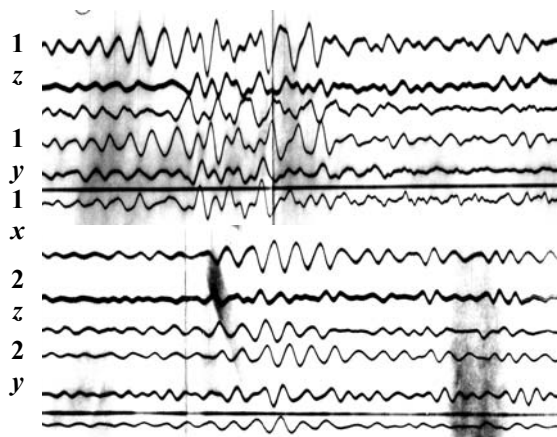


Рис. 3.7. Осциллограмма вибрации грунта при прохождении КРАЗа

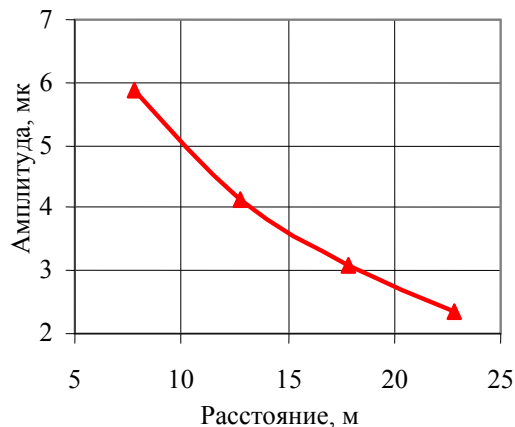


Рис. 3.8. Зависимость амплитуды вертикальных колебаний от расстояния при прохождении КРАЗа

Спектры перемещений по z (рис. 3.9) показывают, что энергонесущие частоты на близком расстоянии занимают диапазон 9–22 Гц.

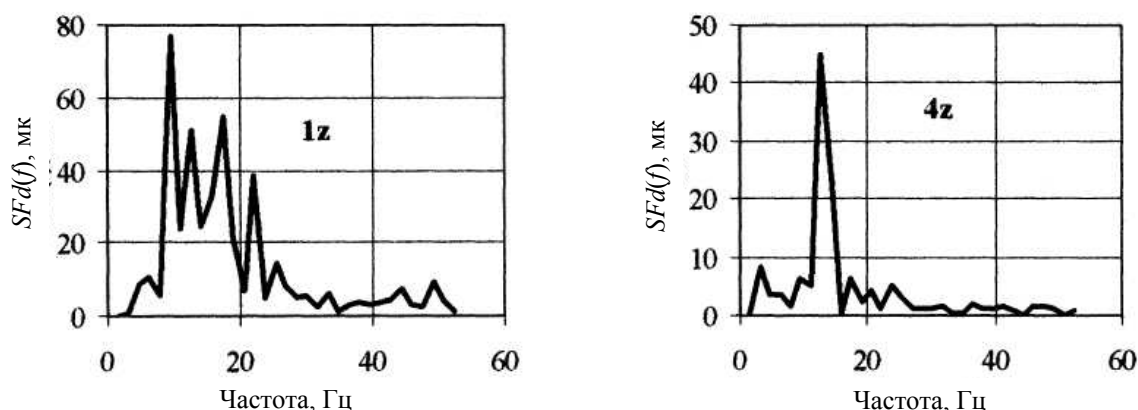


Рис. 3.9. Спектры перемещений колебаний грунта при движении автотранспорта по точкам расстановки (см. рис. 3.2)

С удалением точки измерения от источника частотный состав импульса фильтруется и остается практически только одна составляющая с частотой 12,7 Гц, соответствующая основной частоте, полученной при проколачивании грунта тампером.

3.2. Трамвайное движение

Как и при движении автотранспорта, наибольшие амплитуды вибрации грунта отмечаются при прохождении трамваем траверса расстановки (рис. 3.10). Средняя скорость движения составляла 10–11 км/ч. Отличительной особенностью являлась реализация перемещений грунта с частотой 0,4–0,5 Гц по всем составляющим в точке измерения, наиболее близко расположенной к трамвайному пути, при прохождении движущимся по нему трамваем траверса расстановки в количестве 4–5 волн.

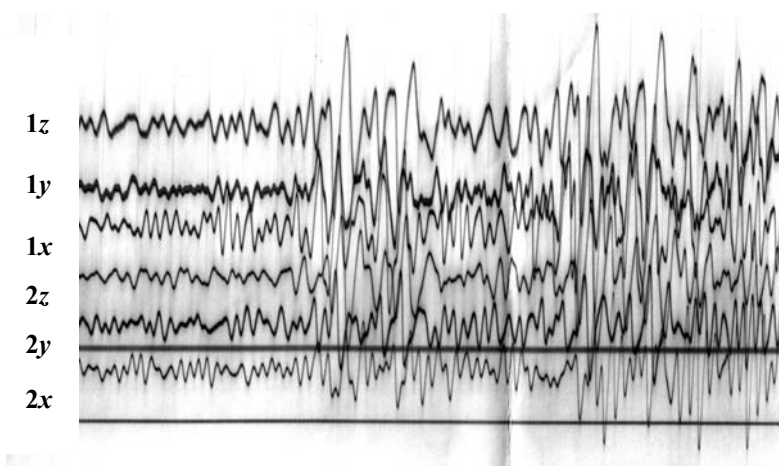


Рис. 3.10. Фрагмент осциллограммы колебаний грунта при прохождении двойного трамвая по дальнему пути (начало фрагмента – подход к линии измерения; прослеживаются импульсы от удара колес по стыкам рельсов)

Этот феномен можно объяснить продвижением вместе с трамваем «деформационной ямы» в грунте, вызванной его весом. Отнести его на счет нарушения демпфи-

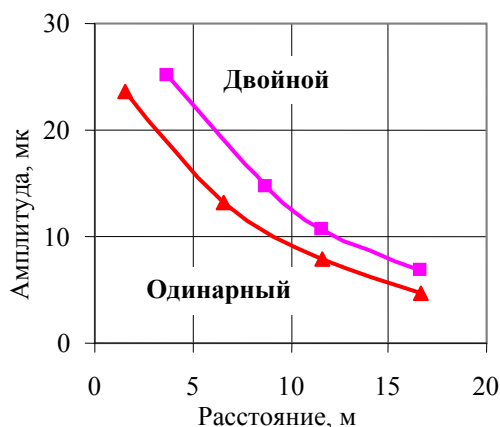


Рис. 3.11. Зависимость амплитуды вертикальных колебаний грунта от расстояния для трамвайного трафика

рования сейсмоприемников нельзя, так как до начала низкочастотных колебаний и по их окончании регистрирующая аппаратура работала нормально.

Изменение амплитуд вертикальных колебаний с удалением точки измерения от оси движения трамвая (рис. 3.11) может быть аппроксимировано:

– для одинарного трамвая по формуле

$$a_z = 27,4 \exp(-0,11r), \quad (3.3)$$

– для двойного – по формуле

$$a_z = 36,2 \exp(-0,10r). \quad (3.4)$$

Приведенные на рис. 3.12 спектры Фурье для вертикальной составляющей по точкам измерения свидетельствуют о том, что для трамвайного движения сохраняется общая закономерность изменения, характерная для автомобильного движения, хотя спектры имеют более «размытый» характер.

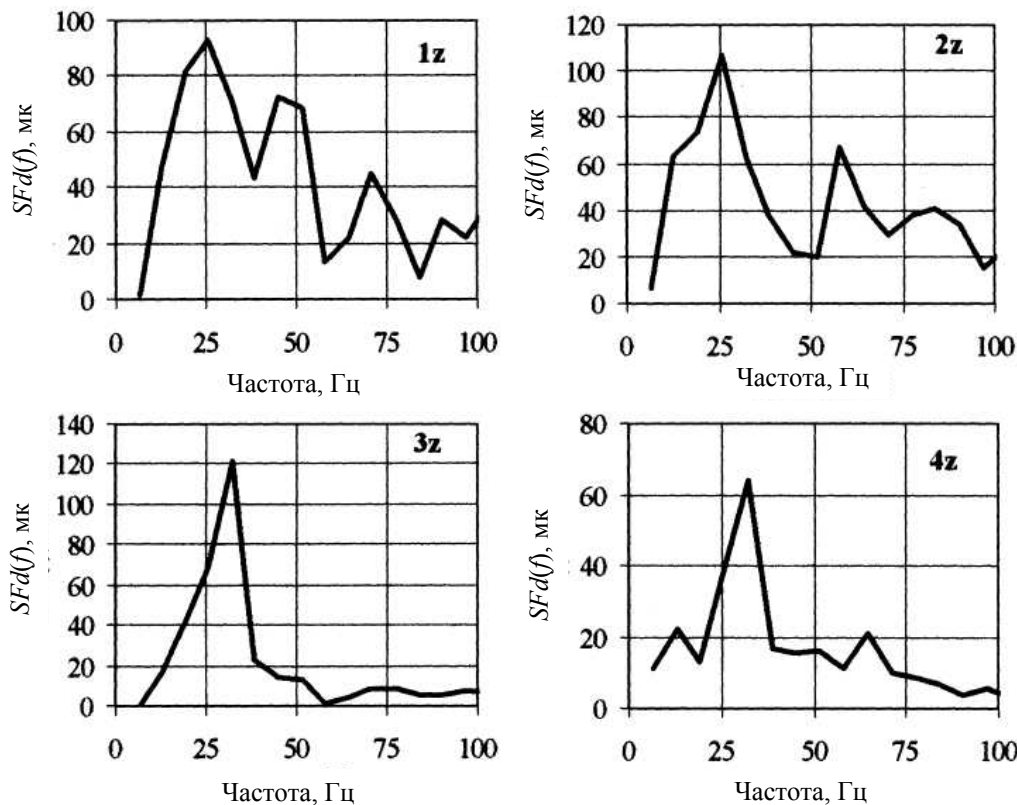


Рис. 3.12. Спектры перемещений колебаний грунта при движении двойного трамвая по близшему пути по точкам расстановки (см. рис. 3.2)

Спектр колебаний в наиболее близкой к трамвайным путям точке № 1 является наиболее широкополосным по сравнению с остальными и имеет три убывающих по величине пика на частотах, равных примерно 26, 50 и 71 Гц.

В точке № 2 два высокочастотных пика сливаются в один на частоте примерно 58 Гц, при сохранении основного пика – на частоте примерно 26 Гц, а в точке № 3 и 4 остается только один пик на частоте примерно 32 Гц (второй основной частоте, полученной при проколачивании грунта). Такая быстрая фильтрация импульса на расстоянии

примерно 10 м определяется характером слабых водонасыщенных грунтов, имеющих, как правило, высокие фильтрационные свойства. Это отмечается в научно-технических публикациях, связанных с проведением полевых геофизических наблюдений по уточнению сейсмичности площадок предполагаемого строительства [25].

Следует отметить, что для всех режимов движения характерны колебания с существенно более высокими частотами, чем для автомобильного движения.

3.3. Железнодорожное движение

В 1991 г. при исследовании технологической вибрации галерей угольных транспортеров на АртемГЭЦ для оценки влияния прохождения поездов были проведены измерения грунта в четырех трехкомпонентных точках (составляющая Y перпендикулярна железнодорожному пути) [59]. Удаление точек измерения от оси пути составляло примерно 4 м (точка № 1), 17 м (точка № 2), 30 м (точка № 3) и 40,0 м (точка № 4). Для сопоставимости несинхронных измерений они проводились только при движении пассажирских электропоездов, проходивших со скоростью примерно 30 км/ч и имевших примерно одинаковый вес. Типовая осциллограмма приведена на рис. 3.13.

Инженерно-геологическое обследование примыкающей непосредственно к железнодорожным путям площадки угольного склада АртемГЭЦ, выполненное Новосибирским отделением Всесоюзного проектного института «Теплоэлектропроект», выявило следующий состав грунта в этом районе:

- насыпной грунт мощностью примерно 2,5 м;
- торф рыхлый в виде отдельных прослоев и линз мощностью 1,1 м;
- суглинок с прослоями глин и водонасыщенного песка мощностью 4,0 м;
- песок водонасыщенный с включением гравия (до 40%) и мощностью 0,7 м;
- суглинок с включением дресвы и щебня (до 30%) и мощностью 23,0 м;
- аллювиальный суглинок и глина неустановленной мощности.

Уровень грунтовых вод составляет 0,5 м.

Результаты дискретной мажорантной обработки, приведенные в табл. 3.3 и на рис. 3.14, могут быть представлены следующими аппроксимациями в зависимости от удаления точки измерения от оси железнодорожного пути (r) и средних частот октавных полос ($f_{сч}$):

Составляющие:

$f_{сч}$	по X	по Y	по Z	}
2 Гц ...	$a_z = 17 \exp(-0,03r)$	$a_z = 0,02x^2 - 1,3x + 20$	$a_z = 26 \exp(-0,02r)$	
4 Гц ...	$a_z = 9 \exp(-0,03r)$	$a_z = 0,02x^2 - 0,9x + 13$	$a_z = 12 \exp(-0,05r)$	
8 Гц ...	$a_z = 3 \exp(0,04r)$	$a_z = 0,01x^2 - 0,6x + 8$	$a_z = 22 \exp(-0,06r)$	
16 Гц ...	$a_z = 6 \exp(-0,04r)$	$a_z = 0,01x^2 - 0,4x + 6$	$a_z = 2 \exp(-0,01r)$	
32 Гц ...	$a_z = 5 \exp(-0,08r)$	$a_z = 0,01x^2 - 0,3x - 4$		
64 Гц ...	$a_z = 5 \exp(-0,11r)$			

Установленное позволяет сделать следующие выводы:

- наиболее интенсивной по перемещениям во всем частотном диапазоне является вертикальная вибрация, наименьшей – горизонтальная в продольном по отношению к железнодорожному пути направлении;
- низкочастотные составляющие проявляются в основном в наиболее близкой к железнодорожному пути точке измерений;

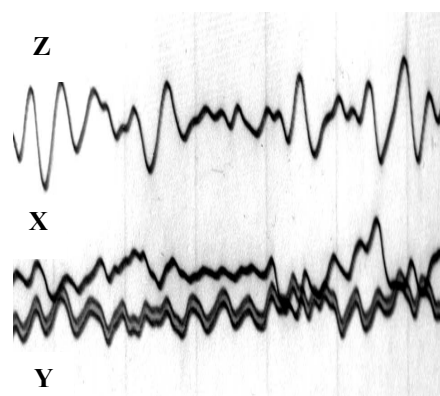


Рис. 3.13. Осциллограммы вибрации грунта в точке № 4 при прохождения электропоезда

- по составляющим X и Z амплитуды изменяются по экспоненциальным законам, по составляющей Y – по полиномиальному закону;
- характер изменения степеней в экспоненциальных законах показывает, что высокочастотные составляющие имеют наиболее быстрое затухание.

Таблица 3.3

Сводные результаты измерений вибрации грунта от железнодорожного трафика на площадке угольного склада АртемГЭЦ (определяющая частота, Гц / амплитуда, мк)

Точка № 1			Точка № 2		
X	Y	Z	X	Y	Z
0,7/25,3	1,3/31,4	0,9/45,1	–	–	–
2,8/15,0	2,2/15,1	–	2,5/10,0	1,8/2,2	–
5,5/8,0	4,7/10,2	3,1/23,3	5,0/5,4	5,5/1,3	8,3/17,6
8,7/2,9	9,4/6,0	7,4/9,7	6,8/1,6	8,0/1,1	12,0/5,2
12,6/5,1	13,1/4,6	15,2/16,7	13,6/2,5	15,2/0,9	17,6/9,2
24,6/4,1	26,6/3,6	24,3/2,0	24,2/0,9	27,3/0,5	45,0/1,7
Точка № 3			Точка № 4		
X	Y	Z	X	Y	Z
–	–	–	–	–	–
2,6/6,5	2,1/1,5	–	–	1,6/2,0	–
5,7/3,8	4,0/0,9	4,8/13,3	–	3,2/1,1	5,0/10,4
11,2/0,8	10,4/0,6	11,6/2,1	9,7/0,6	10,0/1,7	8,7/5,8
–	18,7/0,4	19,7/4,2	16,2/1,0	14,7/0,3	13,0/2,1
33,5/0,3	28,8/0,2	29,1/1,6	27,6/0,2	26,6/0,2	31,7/1,2

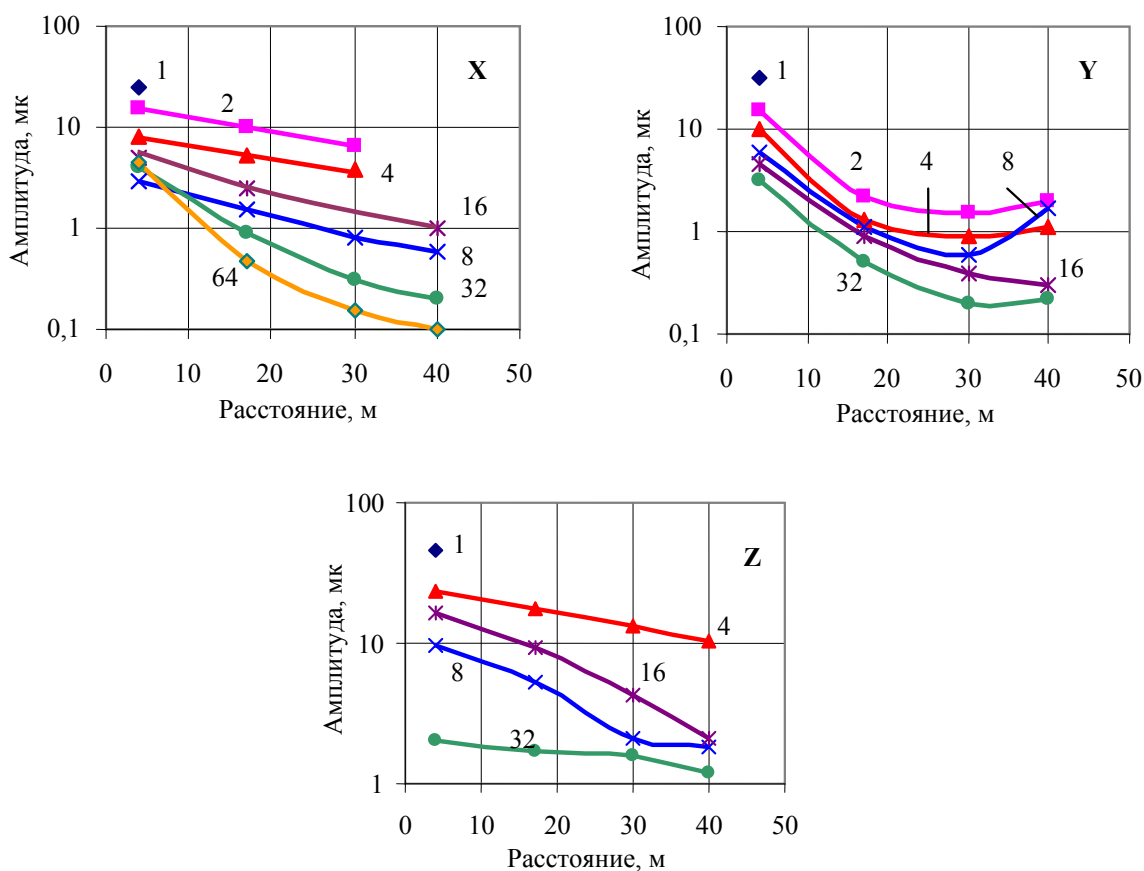


Рис. 3.14. Изменение амплитуд колебаний в октавных полосах по составляющим в зависимости от расстояния (цифрами указана средняя геометрическая частота октавной полосы)

В 1993 г. при проектировании здания банка по ул. Портовой в г. Находка (рис. 3.15) возникла необходимость в определении уровня воздействия вибрации железнодорожного движения на оборудование предполагавшегося к размещению в банке компьютерного межбанковского регионального центра [60].

Здание предполагалось разместить на краю обрыва с отметками в районе предполагаемой площадки строительства +18–22 м. Ниже обрыва на отметках +2–3 м располагалась система железнодорожных путей береговых судоремонтных предприятий, торгового морского порта и железнодорожного узла.

По данным изысканий ОАО «Приморгражданпроект», грунты площадки были представлены (скважины 2–3) насыпными грунтами мощностью 1,5–2,3 м и рухляковыми гранодиоритами мощностью 5,5–9,8 м с подстилающими трещиноватыми гранодиоритами.

Первая трехкомпонентная точка измерения вибрации (точка № 1) с составляющей X , перпендикулярной ближайшей нитке железнодорожных путей, располагалась непосредственно на площадке (отметка +18 м), вторая – по склону на выходе гранодиоритов на отметке +7 м (рис. 3.15). Расстояние по горизонтали до точки № 1 от оси ближайшего железнодорожного пути составляло около 20 м, до точки № 2 – 7 м.

Регистрации производились при движении составов различного типа по ближайшему железнодорожному пути (табл. 3.4) со скоростью около 25–45 км/ч.

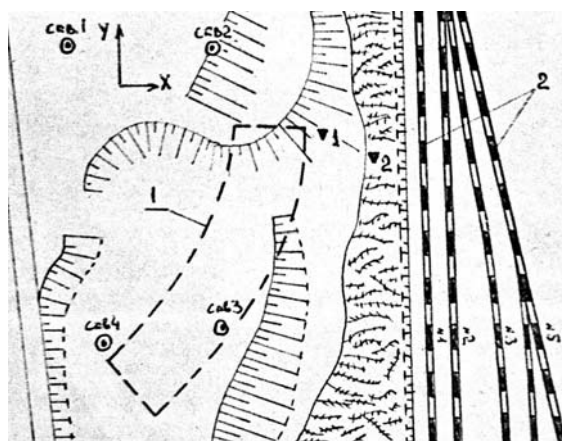


Рис. 3.15. Ситуационный план измерения железнодорожной вибрации на площадке строительства банка в г. Находка:
1 – проектный контур здания;
2 – железнодорожные пути;
▼₁ – точки измерения вибрации

Таблица 3.4

Сводные результаты измерений вибрации грунта от железнодорожного трафика при испытаниях на площадке под строительство банка в Находке

Режим трафика	Определяющая частота, Гц / амплитуда, мк					
	Точка № 1 (площадка)			Точка № 2 (склон)		
	X	Y	Z	X	Y	Z
Состав из нефтяных цистерн (весом 120 т, скорость примерно 45 км/ч)	47/1,1	5/0,8	47/1,3	77/1,6	46/0,9	59/0,4
	58/1,3	58/0,8	–	–	97/1,7	–
Пассажирский электропоезд (скорость примерно 25 км/ч)	24/1,0	24/1,3	37/0,6	98/0,5	39/1,1	39/0,1
	78/0,4	59/0,6	–	–	70/0,5	–
Грузовой состав из вагонов с углем (скорость примерно 30 км/ч)	29/0,3	2/1,7	39/1,2	59/0,2	37/0,2	23/0,8
	42/0,8	26/2,1	–	98/0,2	59/1,3	39/0,3
	72/0,5	34/0,8	–	–	–	–
Состав порожних платформ (скорость примерно 45 км/ч)	23/0,8	33/1,2	39/0,8	55/0,3	44/0,1	26/1,0
	78/0,8	58/0,7	–	–	–	–

Типовая осциллограмма колебаний представлена на рис. 3.16.

На основании представленных на рис. 3.17 результатов обработки измерений можно сделать следующие выводы:

1. В обеих точках измерения колебания имеют преобладающий высокочастотный характер в полосе 20–100 Гц; отличительной особенностью колебаний по Y в точке № 1 является наличие составляющих с частотой примерно 2–5 Гц при прохождении тяжелогруженых составов, что соответствует частоте прохождения колесных тележек смежных вагонов мимо точки измерения.

2. По горизонтальным составляющим вибрации соизмеримы по амплитудам, а по частотам для точки № 1 характерны более низкие частоты, что можно объяснить наличием в месте расположения точки № 1 достаточного мощного слоя насыпных грунтов.

3. По составляющей z вибрации в точке № 1 имеют большую амплитуду и группируются в середине частотного диапазона измерений в точке № 2, что также можно объяснить наличием в верхнем слое рыхлых грунтов.

Дополнительные измерения вибрации грунта от движения железнодорожных составов были выполнены в 2005 г. в районе пригородной станции «Чайка» (Владивосток).

Грунт в районе измерений (данные ОАО «ПриморТИСИЗ») представлен:

- щебнем и дрсвой с суглинком (от 20 до 30%) мощностью 7,8 м;
- трещиноватыми порфиритами неустановленной мощности.

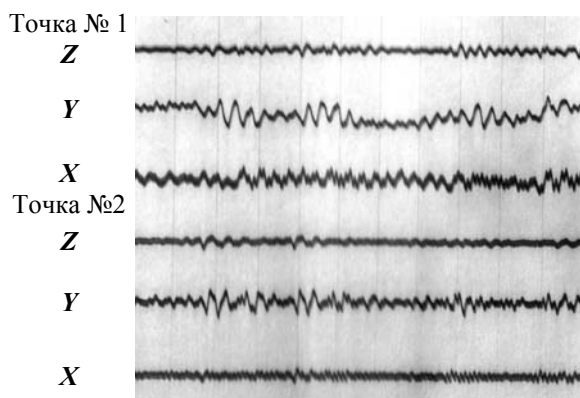


Рис. 3.16. Осциллограмма вибрации грунта от движения состава нефтяных цистерн

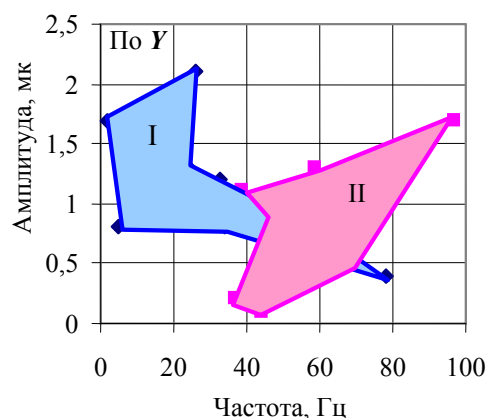
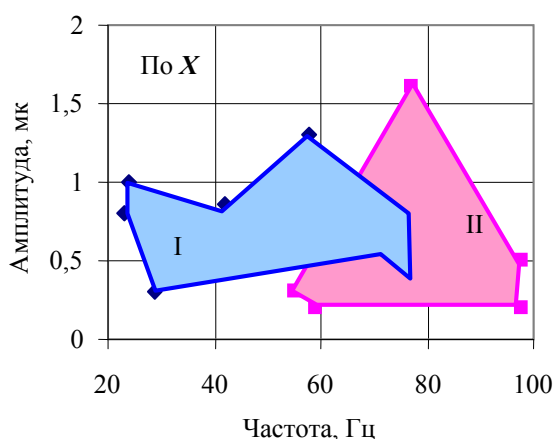


Рис. 3.17. Ансамбли мажорантных дискретных оценок вибрации грунта на площадке строительства банка в Находке: I, II – соответственно точки № 1, 2

Расстановка аппаратуры была аналогична расстановке при вышеизложенных измерениях вибрации от автомобильного и трамвайного движения: трехкомпонентные точки находились на удалении примерно 3,2; 8,2; 14,2 и 20,7 м от оси ближайшего пути. Скорость движения поездов составляла приблизительно 26–38 км/ч. Фрагмент осциллограммы прохождения пригородного пассажирского электропоезда представлен на рис. 3.18.

Судя по регистрациям, при измеренных скоростях прохождения состава «деформационная яма» опережает его примерно на 0,5 с и движется вместе с ним. Регистрируется она всеми датчиками только точки № 1, что говорит о ее локальном характере. Закономерность изменения перемещений позволяет связать их с прохождением смежных колесных пар вагонов.

Преобладающий период этих колебаний для всех составляющих равен примерно 1,2 с ($\approx 0,8$ Гц). На него накладываются колебания с периодом, который в два раза меньше по величине ($\approx 1,6$ Гц). В развитой части колебательного процесса для составляющей z амплитуда первой гармоники равна примерно 33 мк, второй – 16 мк, у составляющей x – 16 и 6 мк.

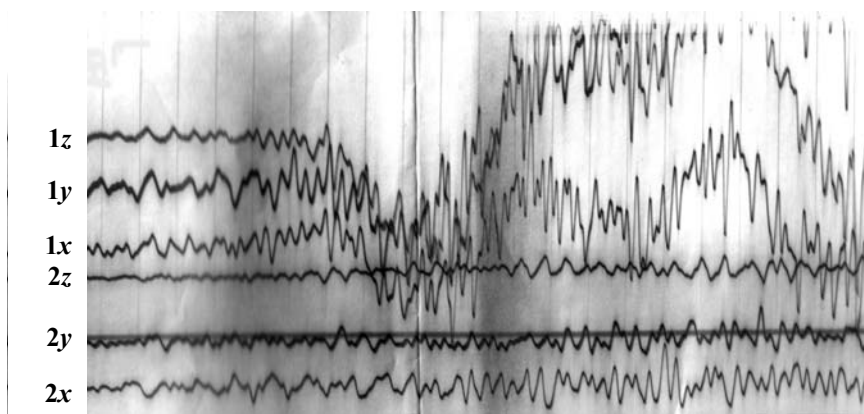


Рис. 3.18. Оциллограмма колебаний грунта при прохождении пригородного электропоезда, соответствующая подходу головного вагона и связанной с ним «деформационной ямы» к траверсу расстановки аппаратуры

По сравнению с вибрацией грунта от автомобильного и трамвайного движения колебательный процесс существенно сдвинут в высокочастотную область (рис. 3.19).

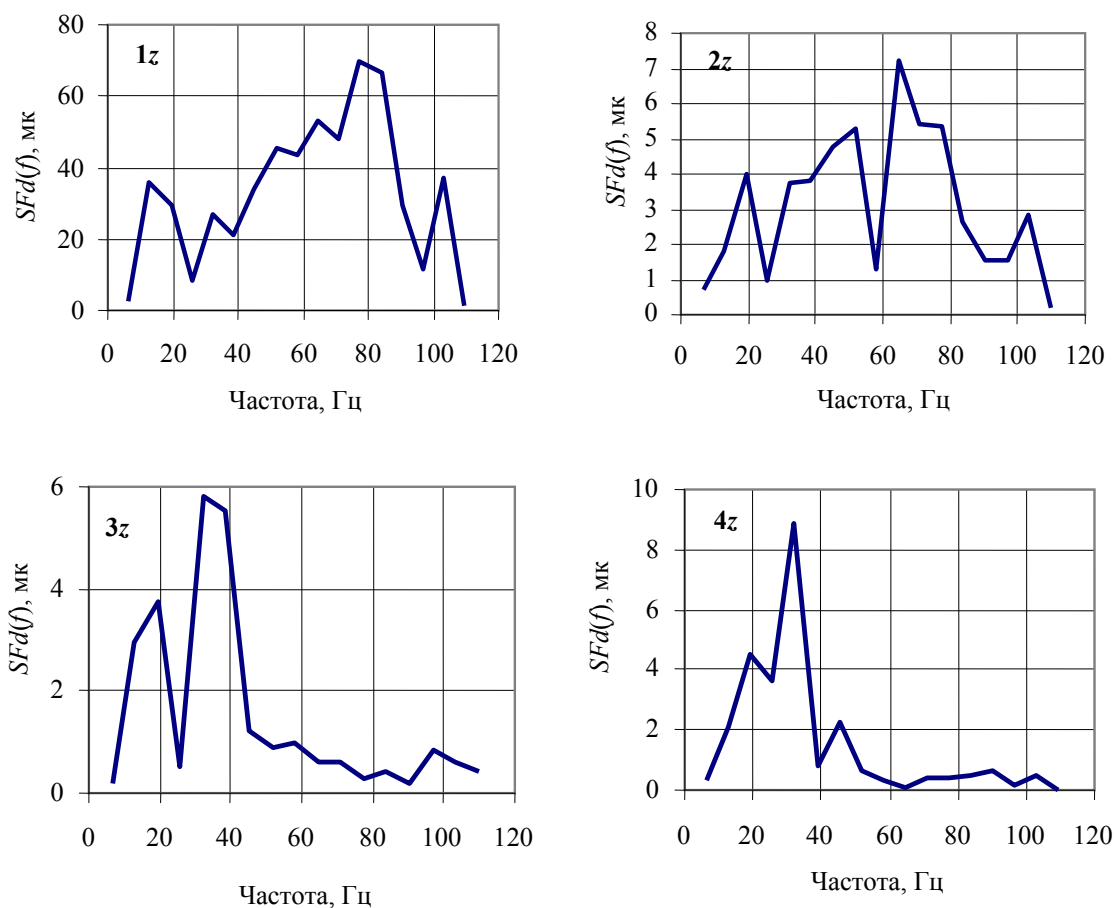


Рис. 3. 19. Спектры перемещений грунта при движении пригородного электропоезда по ближнему пути по точкам расстановки аппаратуры

Для составляющей z широкополосный спектр колебаний в точке № 1 имеет два выраженных пика на частотах примерно 13 и 103 Гц.

В промежутке между ними расположен энергонасыщенный диапазон с плавным увеличением до пика на частоте примерно 77 Гц.

В точке № 2 крайние пики остаются почти на месте, а средний распадается на два с максимумами на частотах примерно 42 и 6,5 Гц.

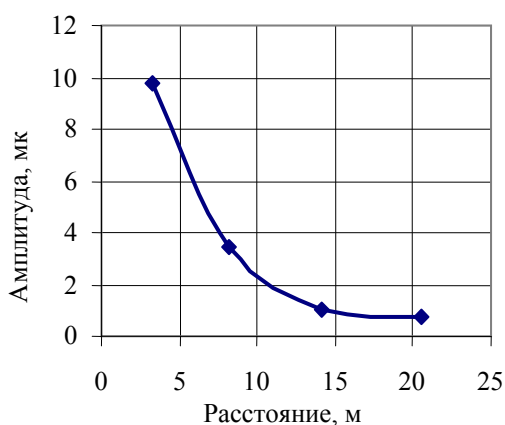


Рис. 3.20. Зависимость амплитуды вертикальных колебаний грунта от расстояния при прохождении электропоезда

К точке № 3 подходит еще более отфильтрованный импульс с основным пиком на частоте примерно 33 Гц и меньшим по величине на частоте примерно 19 Гц.

На трассе от точки № 3 к точке № 4 фильтрация импульса продолжается, в результате чего остается только один пик на частоте примерно 33 Гц.

Представленная на рис. 3.20 закономерность изменения амплитуд вертикальных вибраций может быть аппроксимирована полиномиальным уравнением

$$a_z = -0,003r^3 + 0,158r^2 - 2,76r + 17,1. \quad (3.5)$$

На записях в точке № 1 по всем составляющим четко просматриваются пики, соответствующие прохождению колес через стыки рельсов. Частота генерируемых ими импульсов составляет

примерно 80 Гц, а амплитуда примерно вдвое больше, чем на смежных участках осциллограмм. На регистрациях в более удаленных точках такие пики не наблюдаются.

Выводы

Проведенные экспериментальные точечные и линейные измерения вибрации грунта от автомобильного, трамвайного и железнодорожного движения дают основание для следующих выводов:

1. Автомобильный транспорт генерирует наименее интенсивные колебания грунта по амплитуде и частоте, железнодорожный – наибольшие. Трамвайное движение по этим параметрам занимает промежуточное положение.

2. Несмотря на различные источники генерирования, колебания грунта имеют много общего с точки зрения физики явления, а именно:

1) возникая как широкополосные, колебания быстро (на трассе протяженностью около 10 м) фильтруются до одной определяющей частоты, связанной с типом грунта;

2) при движении автомобильного транспорта и трамваев колебания грунта имеют переходный характер практически без стационарного участка; при движении железнодорожного транспорта длительность среднего участка, на котором процесс колебаний можно рассматривать как стационарный процесс, определяется длиной состава;

3) при движении трамваев и железнодорожного транспорта на общем фоне прослеживаются четко выраженные импульсы от ударов колес при прохождении стыков рельсов;

4) при движении трамваев и железнодорожного транспорта грунт проседает под действием их веса – образуется «деформационная яма», которая перемещается со скоростью движения транспорта; в поперечном направлении размеры этого образования составляют 5–6 м.

3. Сводные зависимости колебаний грунта в фазовой плоскости «частота – перемещение» для движения различных видов транспорта, представленные на рис. 3.21, дают основание установить следующее. В принципе автомобильное движение генерирует колебания грунта существенно меньше допустимых (рис. 3.21, а) для грунтов достаточно высокого качества по динамическим свойствам. Даже трехсигмовый доверительный интервал не достигает допустимого значения. Однако для слабых водонасыщенных грунтов ее уровень может вплотную приближаться к допустимому. Так, например, измерения динамики грунта у автомобильного моста в пос. Большой Камень практически выпадают из совокупности реализаций для грунтов Владивостока.

Иная картина представляется для трамвайного движения. Практически все мажорантные дискретные оценки амплитуд колебаний грунта превышают нормативно-допустимый уровень (рис. 3.21, б).

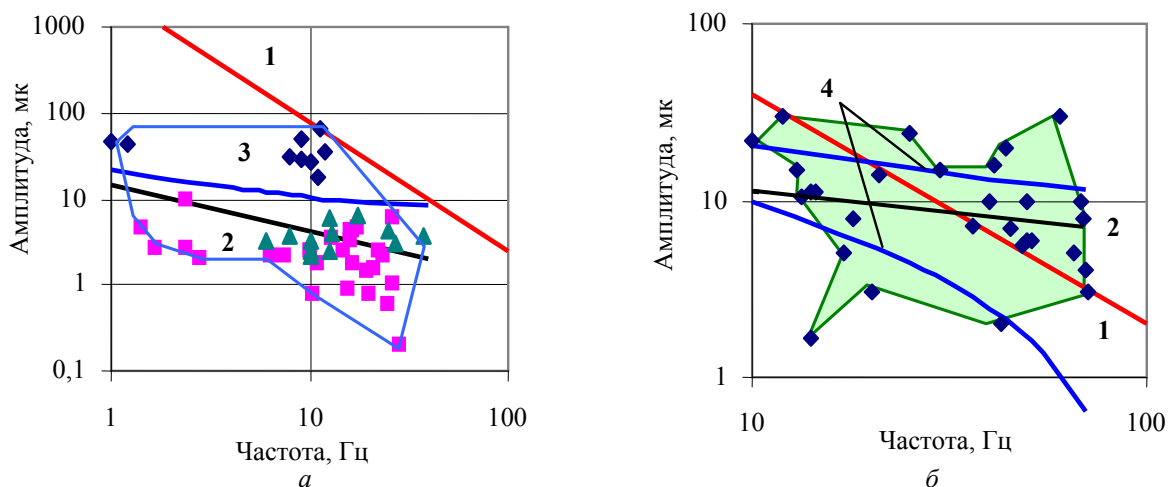


Рис. 3.21. Соотношение между мажорантными оценками колебаний грунта при автобусном (а) и трамвайном (б) движении и нормативно-допустимыми оценками: 1 – шкалы Reiber – Meister; 2 – тренд; 3, 4 – трех- и односигмовые доверительные интервалы (♦ – Большой Камень; ■ – переход на Морском городке; ▲ – ул. Борисенко)

Зависимость колебаний грунта от частоты при движении железнодорожных составов (рис. 3.22) показывает, что только для измерений на ст. Tagumi (станция № 1) амплитуды превышают допустимый порог. Для всех измерений, представленных в настоящей работе, области реализации дискретных мажорантных амплитуд не превышают границы шкалы Reiber – Meister, определяющей появление в штукатурке охраняемых сооружений мелких трещин, что по описательной части шкалы MSK-64 соответствует сейсмическим воздействиям интенсивностью 6 баллов.

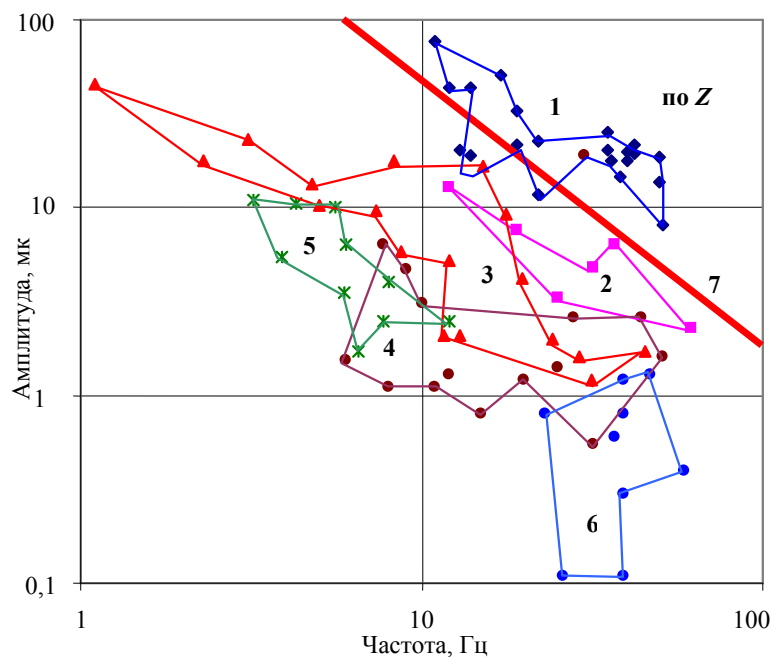


Рис. 3.22. Сводка мажорантных дискретных оценок колебаний грунта по вертикальной составляющей от движения железнодорожных составов: 1, 2 – первый и второй районы ст. Tagumi; 3 – АртемТЭЦ; 4 – товарная контора железной дороги во Владивостоке; 5 – железнодорожный вокзал Владивостока; 6 – площадка под банк в г. Находка; 7 – предельно допустимые амплитуды по шкале Reiber – Meister

Ансамбли наблюдений по районам (рис. 3.22) могут быть представлены следующими регрессиями (f – частота колебаний, Гц):

Тагуми (станция № 1)	$a_z = 199 f^{-0,67}$, стандарт 11,54 мк
Тагуми (станция № 2)	$a_z = 107 f^{-0,91}$, стандарт 1,64 мк
АртемГЭЦ	$a_z = 4,78 f^{-0,93}$, стандарт 4,78 мк
Товарная станция	$a_z = 2,06 f^{-0,01}$, стандарт 4,63 мк
Ж.-д. вокзал Владивостока	$a_z = 42,7 f^{-1,24}$, стандарт 2,43 мк
Площадка банка в г. Находка	$a_z = 0,05 f^{-0,63}$, стандарт 0,43 мк

4. Изложенное показывает, что мониторинг вибрации грунта от транспортного движения является актуальной задачей, заслуживающей самостоятельного рассмотрения. При его выполнении следует учесть скорость движения транспортных средств и их вес. Особо стоит вопрос о совместном действии нагрузок от различных видов трафика. Результаты могут явиться одним из определяющих факторов при составлении кадастра грунтов территории.

При наблюдении случай благоприятствует лишь подготовленным.

Луи Пастер

ГЛАВА 4. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВИБРАЦИИ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ ОТ ДВИЖЕНИЯ АВТОМОБИЛЬНОГО ТРАНСПОРТА И ТРАМВАЕВ

В настоящей и последующих главах выполнены анализ и статистическое обобщение результатов измерения вибрации строительных конструкций (в частности, межэтажных перекрытий ряда сооружений, являющихся в основном памятниками архитектуры), генерированной различными видами транспорта; установлены общие закономерности и взаимосвязи между определяющими параметрами колебаний, а также оценка риска превышения вибрацией нормативно-допустимых уровней.

4.1. Здание торгового центра (владивостокский ГУМ)

Общая ситуация. Построенное в 1906 г. здание владивостокского ГУМа расположено на главной транспортной магистрали города (рис. 4.1), по которой в период существования здания проходит движение городских трамваев и автотранспорта, существенно усилившиеся за последние годы.



Рис. 4.1. Здание ГУМа (автотранспорт движется по ул. Светланской, перпендикулярная ей – ул. Уборевича)

Здание ГУМа – кирпичное, трехэтажное, с мансардой, высота помещений – 4,0 м. Габаритные размеры составляют по плану $85,1 \times 38,6$ м. Фундамент ленточный. Уклон территории вдоль здания составляет в среднем 4° . При реконструкции в 60-х гг. ул. Светланской были срезаны ступенчатые тротуары – своеобразные подпорные стенки по фасаду здания – и частично оголен его фундамент. На расстоянии 13,6 м от фасада проходит двухколейный трамвайный путь.

По данным ОАО «ПриморТИСИЗ», грунты в районе ГУМа представлены щебенистой глиной и суглинками мощностью 8,8–13,5 м и подстилающими их трещиноватыми порфиритами с уклоном в сторону бухты Золотой Рог до 20° . Установившийся уровень подземных вод вскрыт на глубинах 7,2–12,1 м на границе контакта суглинков и скальных пород.

Имеющиеся в некоторых конструктивных элементах здания трещины связывались с сенсорно-ощутимыми колебаниями перекрытий, на что обращалось внимание при обследованиях здания, выполненных в 1985 г. ДальНИИС Госстроя СССР [61] и в 1990 г. краевой проектной конторой «Приморремпроект» МЖКХ РСФСР [62]. Однако при обоих обследованиях инструментальное определение параметров колебаний перекрытий, как собственных, так и вынужденных, от движения транспорта и сопоставление их с действующим нормативными документами [63] не были выполнены.

В 1997 г. по просьбе администрации ГУМа было проведено экспериментальное обследование транспортной вибрации перекрытий здания между вторым и третьим этажами (рис. 4.2).

Для залов № 1, 3 и 4 измерительные схемы были одинаковы: сейсмоприемники по составляющей Z располагались по серединам сторон опорного контура (измерение ки-

нематического возбуждения) и в центре перекрытий. В зале № 2 измерения по аналогичной схеме были выполнены для наибольшей по размерам средней части перекрытия, ограниченной сквозными колоннами. В районе колонны между залами № 3 и 4 (узел А, рис. 4.2, б), где вертикальная трещина в несущей стене имела наибольшую длину и раскрытие кромок (порядка 15 мм), основной целью измерений было установление наличия излома перекрытия по линии несущей стены. Измерения производились последовательно по залам.

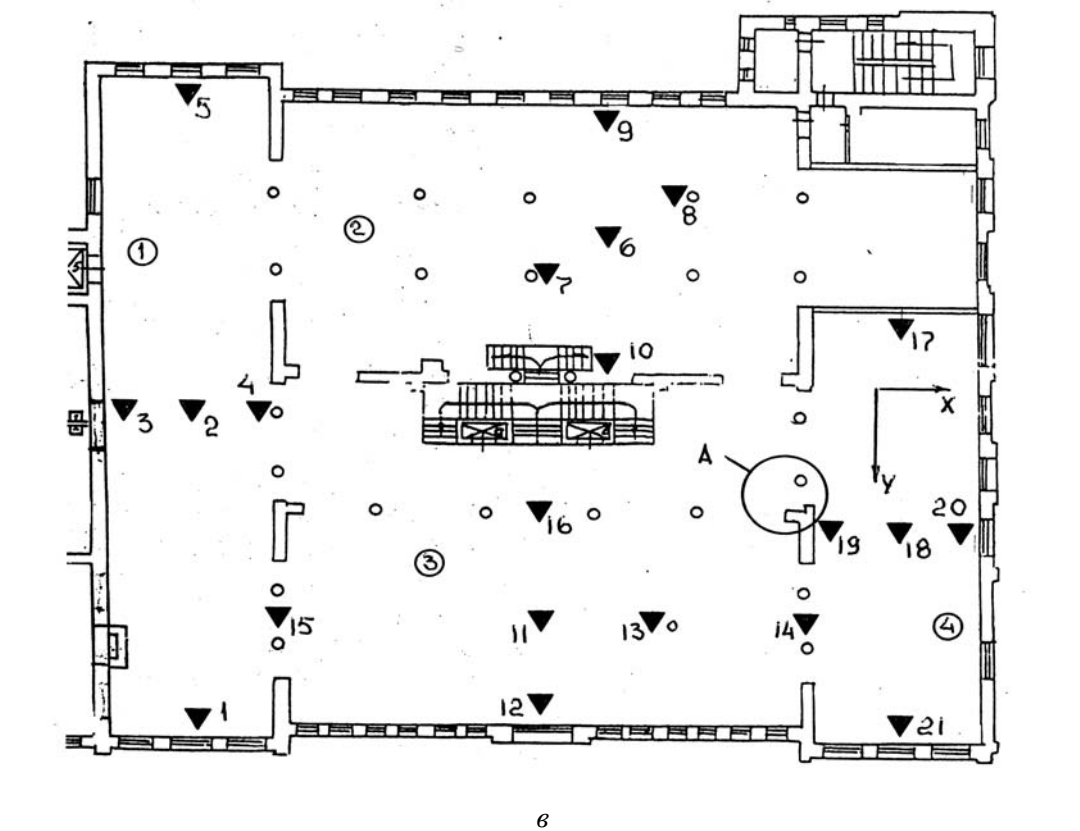
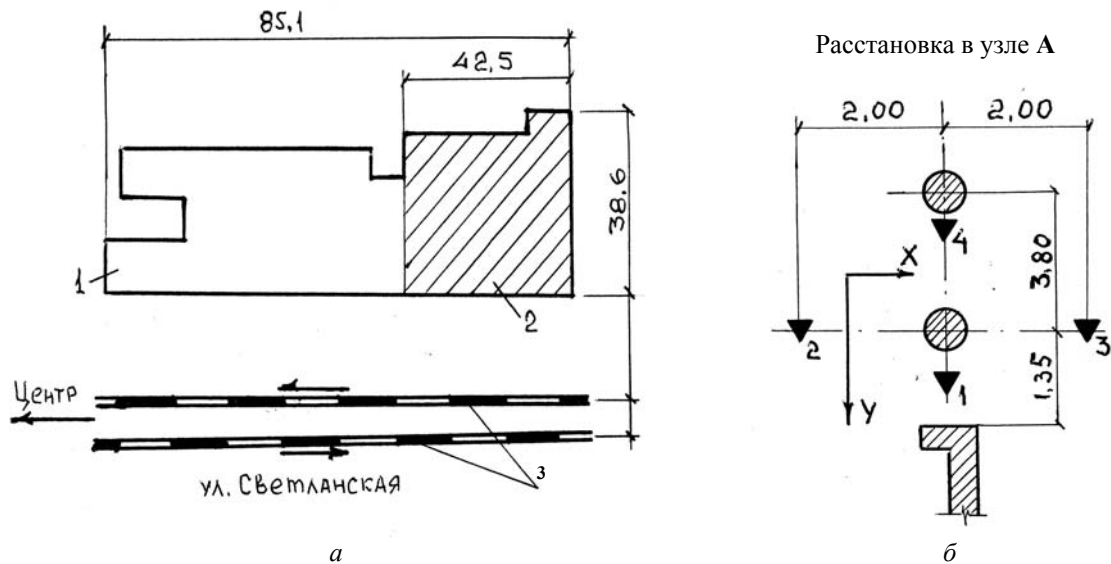


Рис. 4.2. Ситуационная схема испытаний здания ГУМа (а), система измерений на перекрытиях третьего этажа (б) и в районе колонны с трещиной в перекрытии и стене (в): 1 – здание ГУМа; 2 – обследованная часть; 3 – трамвайные пути; ② – номер зала; ▼₅ – точка измерения вибрации и ее порядковый номер

Перед началом измерений каждого перекрытия регистрировались его свободные колебания по составляющей Z , генерированные однократным «подпрыгиванием» в центре.

Для всех измерительных схем регистрация колебательных процессов проводилась при следующих режимах транспортного движения:

1. Общий транспортный фон (ОФ) при движении только автомобилей.
2. То же плюс движение одинарных и двойных трамваев в центр города (ближний к зданию трамвайный путь) и в район ул. Луговая.
3. Одновременное прохождение трамваев в обоих направлениях.

Скорость движения трамваев составляла 9,7–12,6 км/ч, а средняя продолжительность их прохождения обследуемой части здания равнялась 10–15 с. Типовые записи транспортной вибрации представлены на рис. 4.3.

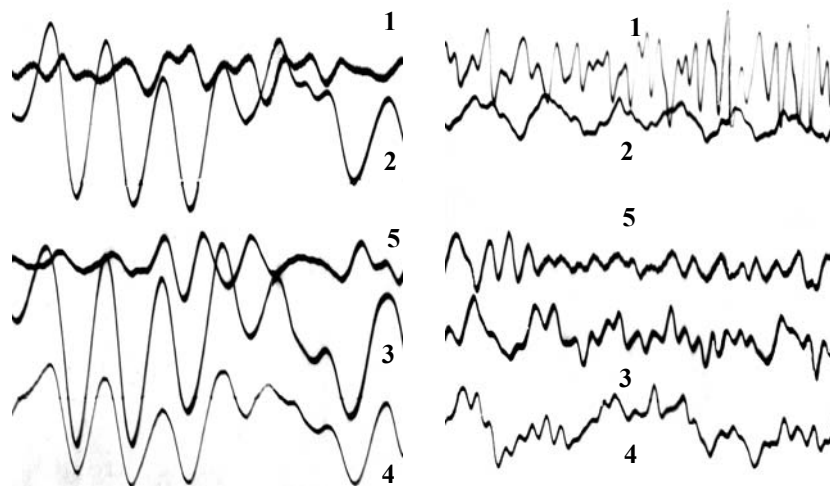


Рис. 4.3. Типовые виброграммы (по составляющей Z) перекрытия зала № 1 от общего фона автомобильного движения (а) и встречного движения трамваев (б) (номера датчиков соответствуют указанным на рис. 3.1)

Кроме этого для каждого перекрытия производились определения свободных затухающих колебаний, генерированных однократным «подпрыгиванием» в его центре.

Статистические оценки частот основного тона, определенные последовательными промерами осциллограмм свободных колебаний перекрытий, и коэффициенты затухания в долях от критического $\xi = \delta/2\pi$, приведены в табл. 4.1.

Таблица 4.1

Габаритные размеры и основные динамические характеристики перекрытий

Номер зала	№ 1	№ 2*	№ 3	№ 4
Габаритные размеры, м	33,5 × 7,0	3,5 × 7,2	25,6 × 10,6	22,1 × 7,8
Частота основного тона, Гц	6,0 ± 0,37	6,5 ± 0,22	4,9 ± 0,13	5,8 ± 0,09
Коэффициент затухания ξ	0,05 ± 0,007	0,06 ± 0,004	0,03 ± 0,001	0,07 ± 0,009

* Для зала № 2 указаны размеры обследованного участка перекрытия (рис. 4.2).

Спектральный анализ. Для всех точек измерения был выполнен анализ Фурье (по перемещениям), который выявил следующие закономерности:

1. При всех режимах движения для всех точек измерения прослеживаются пики на частотах, близких к основным тонам перекрытий и в частотном диапазоне 2–3 Гц, соответствующем, по-видимому, частоте основного тона вертикальных колебаний здания как единого массива на упругом основании.

2. Для точек контура перекрытий при прохождении трамваев в одном направлении упомянутые пики выражены наиболее четко. При встречном движении они существенно

«размыты» (рис. 4.4, *a*) в результате интерференции волновых полей, генерируемых встречным движением их источников.

3. Во всех случаях для центров перекрытий было отмечено преобладающее значение пиков на обеих отмеченных частотах (рис. 4.4, *б*).

4. Для зала № 4 спектры имели наиболее размытый по частотному диапазону характер (рис. 4.4, *в*).

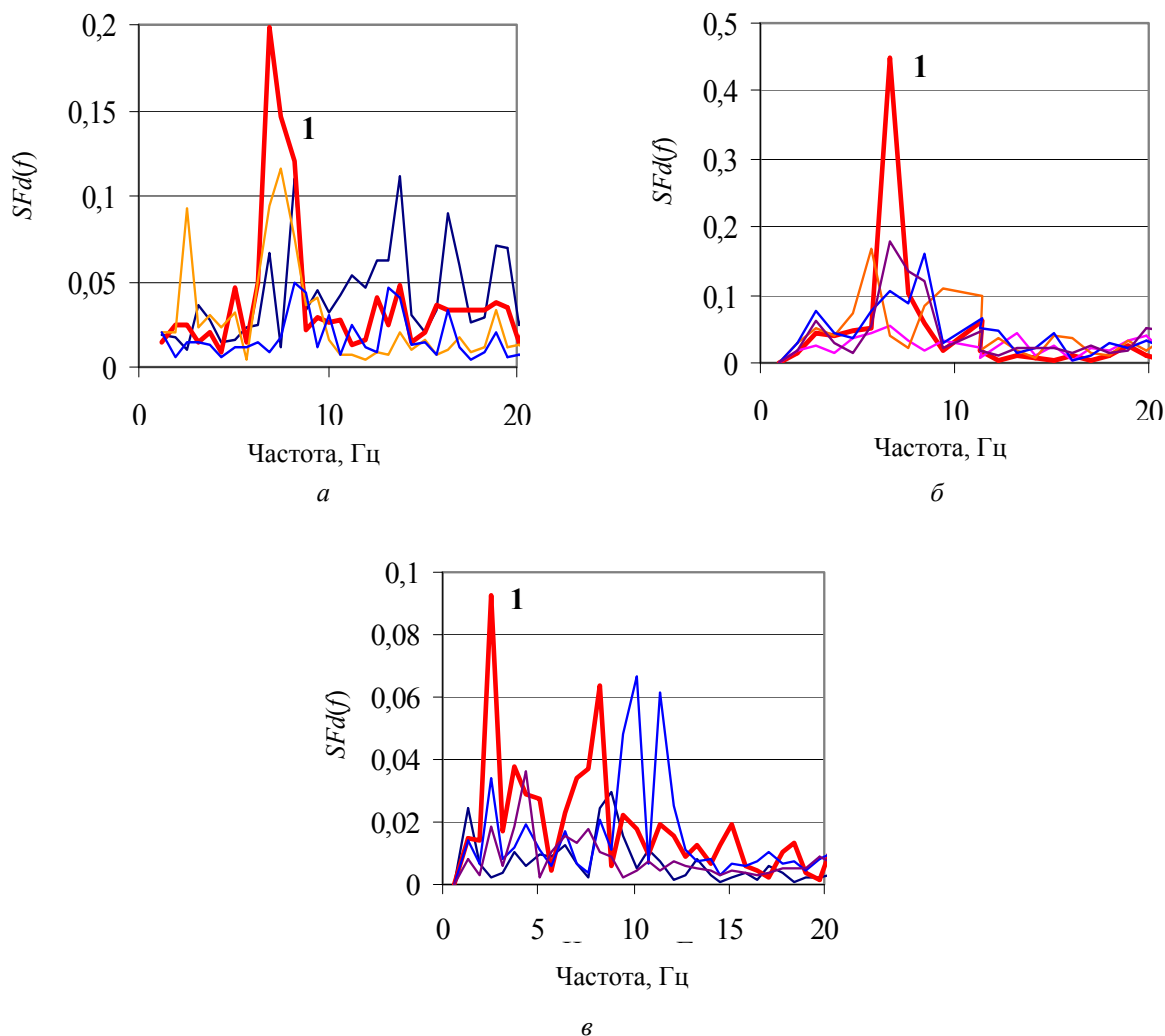


Рис. 4.4. Спектры колебаний перекрытий при различных режимах трафика:
a – одновременное прохождение двойного трамвая на ул. Луговую и одинарного – в центр (зал № 1);
б – движение двойного трамвая на ул. Луговую (зал № 2); *в* – движение двойного трамвая
 в центр при интенсивном автомобильном движении по ул. Уборевича (зал № 4);
 1 – спектры центров перекрытий

Это можно в определенной степени объяснить тем, что для зала № 4 движение автотранспорта происходило с двух сторон: дополнительно по ул. Уборевича, имеющей по направлению к ул. Светланской уклон 10° и перпендикулярной ей.

5. Для перекрытия зала № 3, расположенного параллельно ул. Светланской, пики спектров на обеих частотах имеют соизмеримую величину, что можно объяснить близостью расположения данного перекрытия к транспортной магистрали.

Спектры реакций. В соответствии с вышеизложенной методикой для всех перекрытий были рассчитаны спектры реакций в двух вариантах: по осциллограммам каждой точки опорного контура в отдельности, предполагая, что они полностью определяют кинематическое возмущение перекрытия, и с учетом несинхронности движения опорного контура.

Приведенные на рис. 4.5 результаты таких расчетов для перекрытия зала № 1 (типичные для всех режимов нагружения) показывают, что расхождения между статистическими обобщениями ансамблей $SRd(T)$, рассчитанными по осциллограммам отдельных точек опорного контура, и $SRd(T)$, полученной по модели, учитывающей несинхронность перемещений точек опорного контура, незначительны, хотя они подходят для всех режимов и несколько превышают статистические обобщения. В определенной мере это объясняется высокой софазностью (рис. 4.6) осциллограмм перемещений, непосредственно полученных для средних точек перекрытий (1) и рассчитанных для них по формуле (2.2) в предположении несинхронности перемещений контурных точек перекрытия.

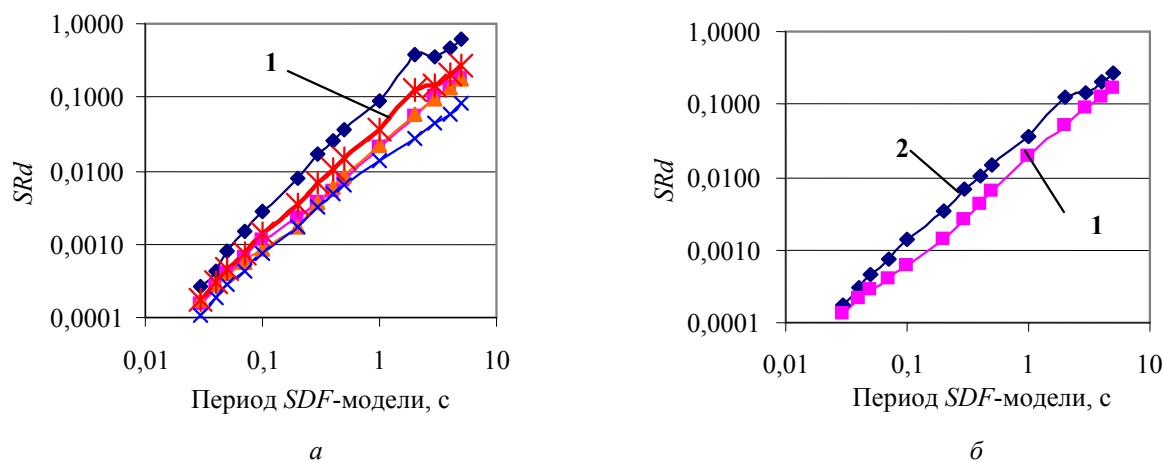


Рис. 4.5. Ансамбль спектров реакций SDF-модели перекрытия, рассчитанный по осциллограммам контурных точек в отдельности (а), и сравнение средней ансамбля 1 с SRd , рассчитаным с учетом несинхронности колебаний контура 2 (б)

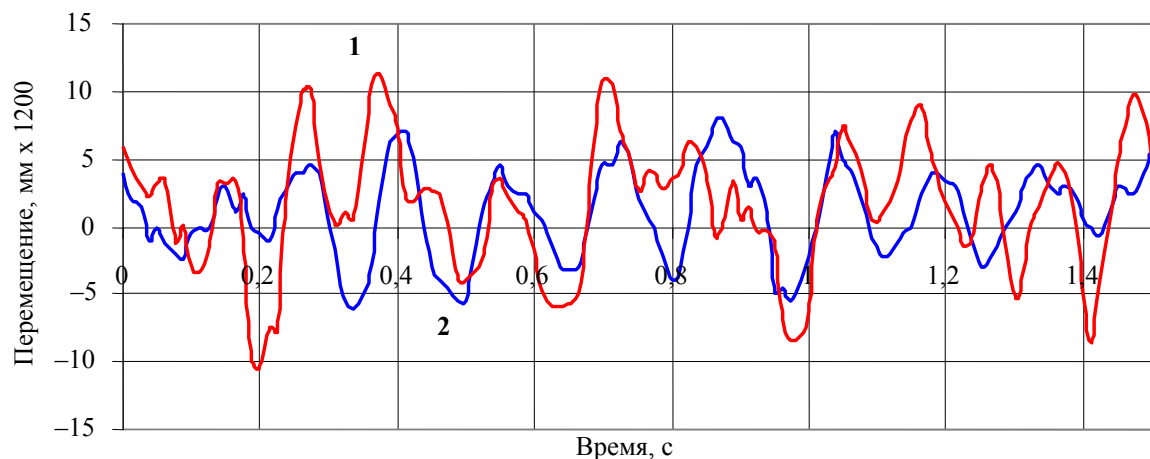


Рис. 4.6. Синхронные осциллограммы перемещений центра зала № 1 (1) и полуразности перемещений контурных точек (2)

Сводная информация по экспериментально определенным коэффициентам уравнений типа (2.7) приведена в табл. 4.2, а совокупность самих зависимостей $SRd(T)_i - T$ для всех обследованных залов и их средних оценок по перекрытиям – на рис. 4.7. Высокая когерентность (рис. 4.7) линий $SRd(T)_i - T$ ($b = 1,16 - 1,42$) объясняется тем, что осциллограммы, определяющие кинематическое возбуждение перекрытий, являются однотипными по природе происхождения процессами и обладают высоким уровнем стационарности и эргодичности. При рассмотрении переходных процессов зависимости $SRd(T)_i - T$, как правило, имеют значительные локальные отклонения как от прямых линий, так и друг от друга [51].

Экспериментальные коэффициенты уравнений спектров реакций

Коэффициент уравнения 2,7	Количество трамваев, проходящих одновременно мимо объекта (безотносительно к направлению движения)					
	ОФ	1	2	3	4	Среднее
Зал № 1						
<i>a</i>	0,09	0,29	0,46	0,60	0,80	0,45
<i>b</i>	1,29	1,32	1,31	1,42	1,45	1,38
Зал № 2						
<i>a</i>	0,08	0,18	0,26	0,37	0,40	0,26
<i>b</i>	1,24	1,24	1,27	1,24	1,24	1,25
Зал № 3						
<i>a</i>	0,09	0,51	0,75	0,88	1,00	0,65
<i>b</i>	1,21	1,24	1,27	1,24	1,24	1,25
Зал № 4						
<i>a</i>	0,28	0,57	0,57	0,63	0,80	0,47
<i>b</i>	1,36	1,16	1,21	1,21	1,21	1,21

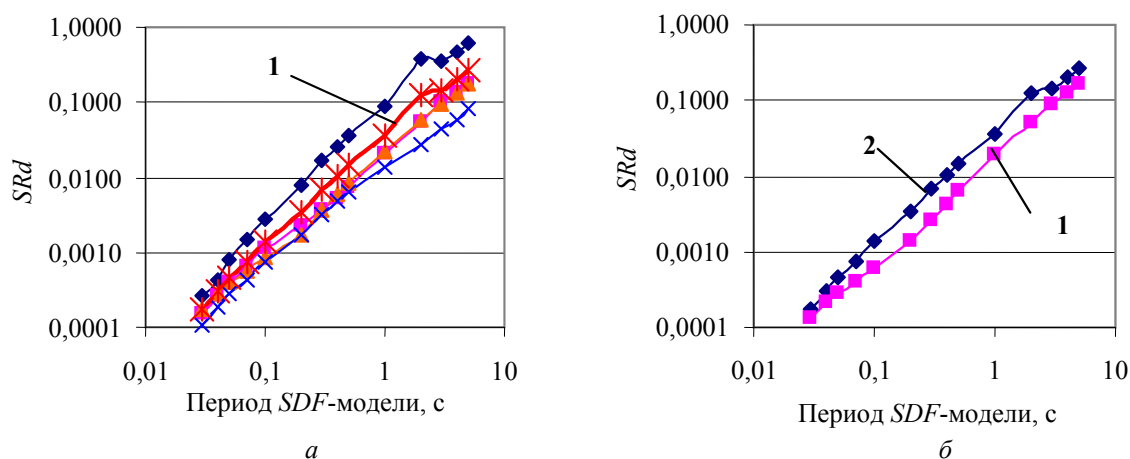


Рис. 4.7. Ансамбль спектров реакций SDF-модели перекрытия, рассчитанный по осциллограммам контурных точек в отдельности (а), и сравнение средней ансамбля 1 с SRd , рассчитанным с учетом несинхронности колебаний контура 2 (б)

Допустимость колебаний. Как следует из рис. 4.7, все реализации линий $SRd(T)_i - T$ лежат ниже предельно допустимых динамических прогибов, и их верхняя граница может быть определена мажорантной оценкой:

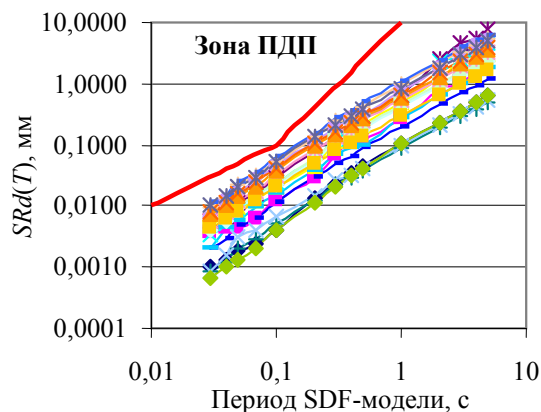


Рис. 4.8. Сопоставление полного ансамбля реализаций $SRd(T)_i$ с ПДП: 1 – среднее; 2, 3 – одно- и двухсигмовые верхние границы; 4 – мажорантная оценка; 5 – ПДП

$$SRd(T)_{\max} = T^{1,24}. \quad (4.1)$$

Средняя ансамбля всех реализаций может быть представлена как

$$SRd(T)_{\max} = 0,0194T^{1,26}, \quad (4.2)$$

а распределение стандарта по оси T как

$$\sigma_{SRd} = 0,41T. \quad (4.3)$$

Во всех случаях двухсигмовая верхняя граница вибрации перекрытий ниже по всей оси T , чем ПДП (рис. 4.8), и риск превышения ПДП расчетными спектрами реакций не превышает 0,02.

Зависимость интенсивности вибрации перекрытий от количества трамваев N , одновременно проходящих мимо здания (рис. 2.11), определяется следующими уравнениями:

$$\left. \begin{aligned} \text{зал № 1 } SRD|_{T=1} &= -0,038N^2 + 0,308N + 0,020, \\ \text{зал № 2 } SRD|_{T=1} &= -0,021N^2 + 0,193N + 0,021, \\ \text{зал № 3 } SRD|_{T=1} &= -0,061N^2 + 0,486N + 0,067, \\ \text{зал № 4 } SRD|_{T=1} &= -0,047N^2 + 0,398N + 0,040. \end{aligned} \right\} \quad (4.4)$$

Учитывая высокую когерентность $SRd(T)_i - T$, можно считать, что соотношения (4.4) будут справедливы для всего рассмотренного диапазона периодов SDF -моделей.

Сопоставление $SRd(T)_i$ для периодов собственных колебаний с измеренными наибольшими амплитудами колебаний центров перекрытий (рис. 4.9) показывает, что наибольшее расхождение между ними имеет место при малоинтенсивных режимах (рис. 4.10). При увеличении интенсивности трафика разброс соотношений уменьшается. Как показывают расчеты, для всех режимов движения статистическая оценка соотношения «наибольшая амплитуда / $SRd(T)_i$ » лежит в диапазоне 1,15–1,21, т. е. расчетные величины стабильно меньше экспериментально измеренных на 15–20%. Такое расхождение хотя и является вполне приемлемым, еще раз подтверждает справедливость сомнений при соответствии результатов теоретических оценок экспериментальным в исследованиях динамики и вибрации, учитывая условность расчетных и математических моделей и естественные погрешности измерений.

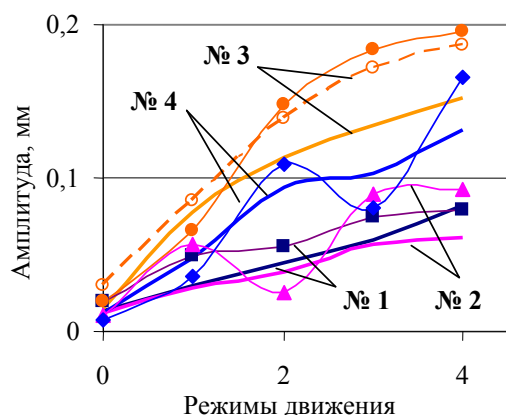


Рис. 4.9. Сопоставление SRd (1) с экспериментальными измерениями (2) в диапазоне периодов собственных колебаний перекрытий: ■ – № 1; ▲ – № 2; ○ – № 3, тчк 11; ● – № 3, тчк 12; ◆ – № 4

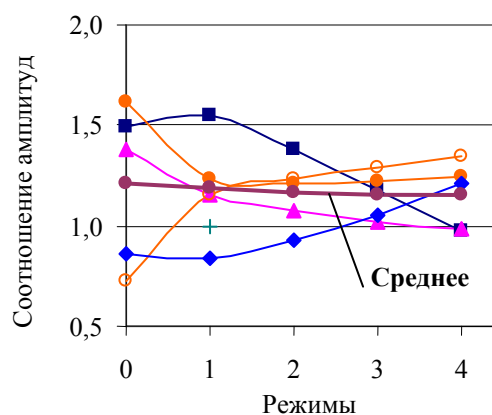


Рис. 4.10. Соотношение наибольших экспериментальных амплитуд колебаний центров перекрытий и SRd (условные обозначения см. на рис. 4.9)

Приведенные на рис. 4.11 одно- и двухсигмовые доверительные интервалы для экспериментальных измерений показывают, что при исследованных режимах транспортного движения вероятность достижения амплитудами ПДП незначительна. Тренды мажорантных значений доверительных интервалов описываются следующими степенными уравнениями:

$$\left. \begin{aligned} p_{\sigma} &= -0,009N^2 + 0,078N + 0,051, \\ p_{2\sigma} &= 0,011N^2 + 0,089N + 0,075. \end{aligned} \right\} \quad (4.5)$$

Выбросы. Результаты статистической обработки записей колебаний центров перекрытий (рис. 4.12) достаточно хорошо согласуются с предшествующими оценками возможности достижения вибрацией допустимых значений и свидетельствуют о малой ве-

роятности событий такого рода: при модулях уровней более 0,075 мм она составляет менее 0,03 в секунду.

Представленная на рис. 4.13 совокупность всех наблюдений по центрам перекрытий может быть аппроксимирована верхней мажорантной границей, средним арифметическим и нижней мажорантной границей следующими уравнениями:

$$\left. \begin{aligned} N_o &= 452000x^4 - 111000x^3 + 10700x^2 + 494x + 9,3, \\ N_o &= -464000x^4 + 67900x^3 - 1991x^2 - 90x + 4,0, \\ N_o &= -578000x^4 + 89800x^3 - 3850x^2 + 3x + 1,8, \end{aligned} \right\} \quad (4.6)$$

а стандарт числа выбросов в 1 с как

$$\sigma_{N_o} = -7400x^3 + 1240x^2 - 73x + 1,6. \quad (4.7)$$

На основании этого при современной интенсивности трафика каких-либо опасений за состояние прочности перекрытий в статической и усталостной постановке не возникает. Тем не менее определенные проблемы могут быть в связи с изменениями физико-механических характеристик грунтов основания, в частности техногенного изменения уровня их водонасыщенности и связанных с этим осадок здания.

Передаточные функции для исследованного сооружения были определены по изложенной в гл. 2 методике.

Полученные результаты позволяют установить следующие закономерности:

– для режима общего фона во всех случаях характерно наличие двух пиков, при этом низкочастотные колебания в точках контура существенно превышают по амплитуде колебания центра перекрытия, а в районе частот собственных колебаний последних наблюдается противоположное соотношение (рис. 4.14, а);

– при прохождении трамваев имеется только один пик в районе собственных колебаний перекрытий, при этом амплитуды колебаний центра перекрытия существенно больше, чем в контурных точках (рис. 4.14, б, табл. 4.3).

Передаточные функции $\varphi_o(f)$ для перекрытий залов (рис. 4.15) имеют два пика, наибольший из которых соответствует основной частоте собственных колебаний перекрытий, а меньший – частотам второго тона. Для каждого зала и режима измерения функции $\varphi_o(f)$ имеют достаточно индивидуальный характер.

Однако для режима общего фона функция $\varphi_o(f)$ имеет более ровный характер, чем для режима прохождения трамваев. Это можно объяснить большей широкополосностью спектров входных процессов (колебаний контуров перекрытий) при общем фоне,

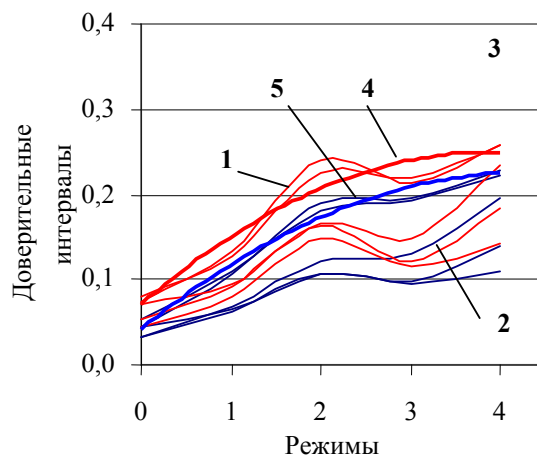


Рис. 4.11. Доверительные интервалы: 1, 2 – двух- и односигмовые доверительные интервалы для перекрытий; 4, 5 – тренды их мажорантных оценок; 3 – ПДП

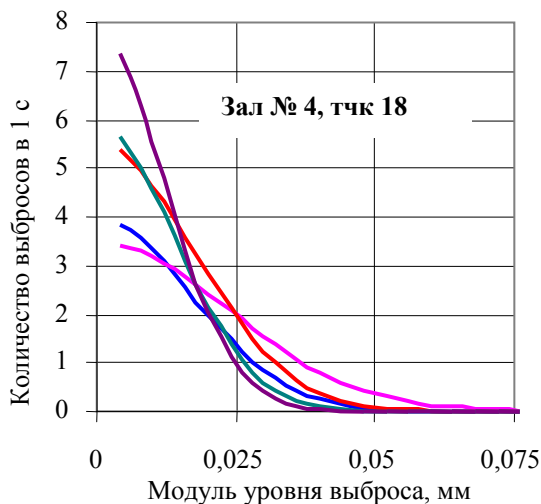


Рис. 4.12. Среднее за 1 с число выбросов выше модуля уровня:

- общий фон
- двойной трамвай
- встречные двойные трамваи
- одинарный трамвай
- встречные двойной и одинарный трамвай

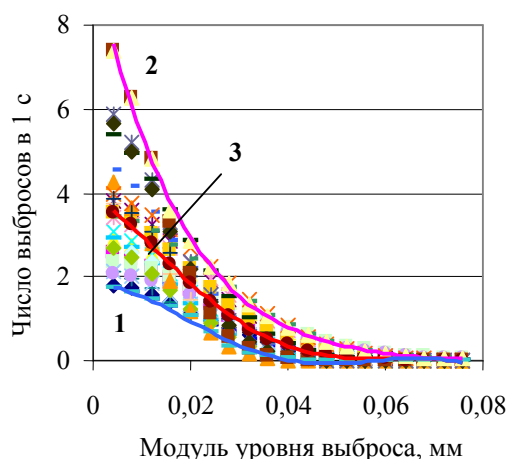


Рис. 4.13. Нижняя мажорантная оценка ансамбля выбросов (1), среднее арифметическое (2) и верхняя мажорантная оценка (3)

чем при прохождении трамваев. Подобное было отмечено при динамических калибровках зданий и полунатурных моделей экспериментальными взрывными воздействиями [51, 64–66].

Оценки режимов нагружения отдельных конструкций. Как известно из теории надежности, сооружение прочное «в целом» может терять свою работоспособность в результате разрушения отдельных конструктивных элементов. Примером могут служить многочисленные повреждения судов, которые происходили в 40-х гг. при переходе от клепаного способа соединения корпусных конструкций к сварному. В результате создавались концентрации переменных напряжений в прерывистых связях. И сейчас районы «жестких точек» – мест с ограниченной возможностью деформации конструкций – являются зонами

повышенной опасности [67, 68] для всех типов инженерных сооружений. Нами были исследованы следующие зоны повышенной опасности:

1. *Измерения у колонны.* Измерения вертикальных колебаний у колонн в переходе из зала № 1 в зал № 3 (рис. 4.2) показали большую разницу в перемещениях перекрытий в точках, расположенных непосредственно у колонн (тчка № 1, 4) по отношению к удаленным от них (тчка № 2, 4) (табл. 4.4, рис. 4.16). Это свидетельствует о том, что колонна является своеобразной «жесткой» точкой, на которой происходит излом перекрытий, что и является причиной возникновения отмеченного повреждения в сочетании с переменностью нагружения.

Таблица 4.3

Отношение пиков амплитуд колебаний центров перекрытий и контуров

Номер зала	ОФ	Количество одновременно проходящих трамваев			
		1	2	3	4
1	2,1	1,5	1,5	2,0	1,8
2	1,1	1,3	2,4	1,9	2,1
3	1,9	1,8	2,5	2,7	2,2
4	2,0	1,9	2,0	2,2	1,7

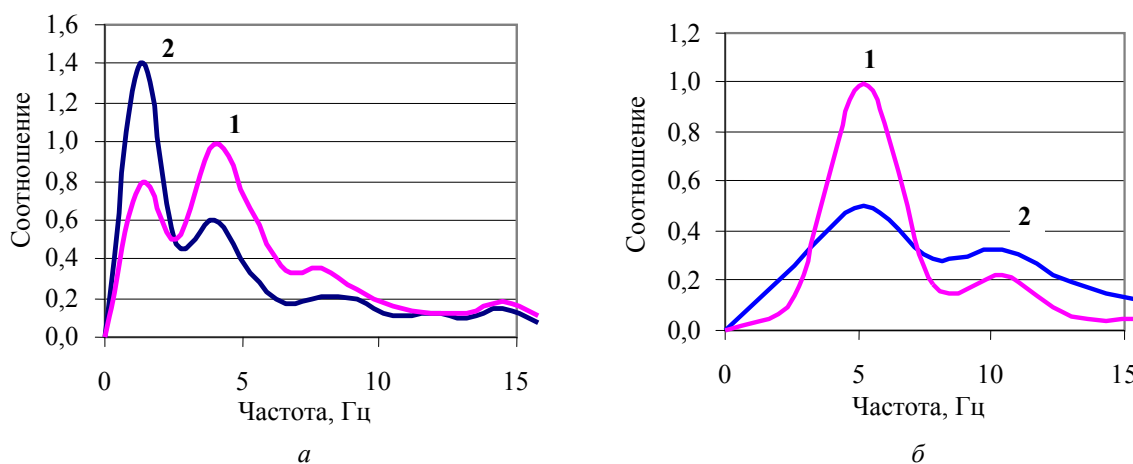


Рис. 4.14. Нормированные по центру перекрытия амплитудно-частотные характеристики транспортной вибрации: а – общий фон (зал № 1), б – прохождение двойного трамвая (зал № 4); 1 – центр перекрытия; 2 – точки опорного контура

Максимальные оценки измерений в районе колонн

Номер точки	Параметры первых трех преобладающих составляющих	Режим движения транспорта								
		Общий фон			Одинарный трамвай			Встречное движение одинарного и двойного трамваев		
1	Амплитуда, мк	1,1	0,9	0,5	6,2	5,0	3,7	8,8	6,4	4,0
	Частота, Гц	1,4	6,3	19,0	2,4	10,2	15,3	7,6	10,1	12,7
2	Амплитуда, мк	1,4	1,1	0,7	7,7	6,2	3,3	15,2	8,4	3,1
	Частота, Гц	6,5	9,2	13,3	3,3	10,2	18,8	10,0	15,8	21,3
3	Амплитуда, мк	2,5	2,1	1,7	23,2	18,5	9,0	88,0	44,8	34,5
	Частота, Гц	7,6	10,1	25,3	6,7	10,2	24,4	5,1	6,9	10,6
4	Амплитуда, мк	4,8	2,9	2,1	2,75	16,4	10,1	79,0	51,0	35,0
	Частота, Гц	3,7	5,3	10,7	11,7	18,9	27,7	4,9	6,9	12,7

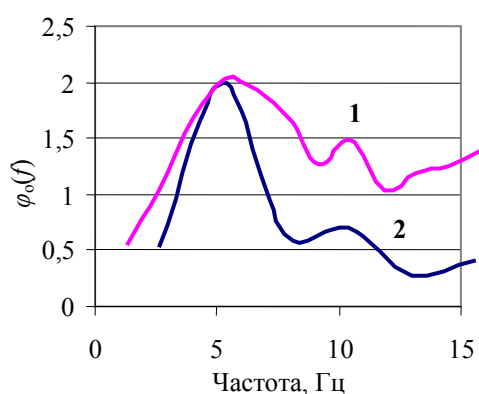


Рис. 4.15. Передаточные функции для центров перекрытий: 1 – общий фон (зал № 1); 2 – прохождение двойного трамвая (зал № 4)

2. *Стальные несущие балки перекрытий.* Как следует из технической документации на здание и результатов ранее выполненных обследований во всех помещениях, общая прочность перекрытий обеспечивается двутавровыми стальными балками высотой 300 мм, расположенными поперек длинных сторон перекрытий с шагом около 550 мм. Размеры поперечного сечения балок существенно больше, чем у современного аналогичного проката. Поверхностная коррозия балок незначительна, сварные элементы отсутствуют. Установленное в результате механических испытаний пробного образца временное сопротивление металла балок равно 365 МПа.

В качестве расчетной схемы принята однопролетная свободноопертая балка, нагруженная по всей длине распределенной по закону синуса нагрузкой, что близко имитирует нагружение балки инерционными силами. В этом случае нормальные напряжения в крайних фибрах связаны с фиксированным прогибом в середине пролета соотношением

$$\sigma = \frac{E\pi^2 h z_{\max}}{2l^2}, \quad (4.8)$$

где $E = 2 \cdot 10^5$ МПа – модуль упругости металла балки;

$h = 30$ см – высота профиля балки;

l – пролет балки (ширина перекрытия), см;

z_{\max} – наибольшая амплитуда колебаний в середине пролета, см.

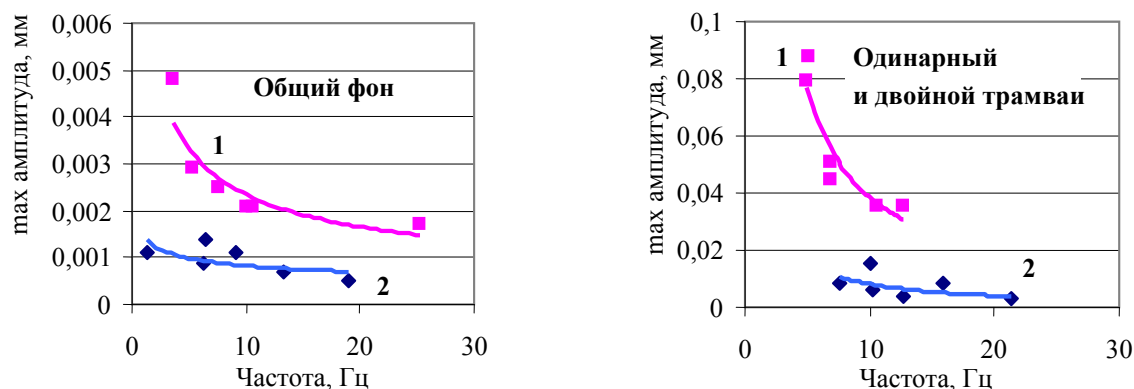


Рис. 4.16. Максимальные амплитуды колебаний перекрытия у колонны: 1 – тчк № 1 и 2; 2 – тчк № 3 и 4

Расчет балок перекрытий обследованных помещений (табл. 4.5), показывает, что возникающие вследствие вибрации напряжения не представляют опасности для их прочности.

Таблица 4.5

Нормальные напряжения от вибрации в крайних волокнах балок перекрытий

Номер зала	1	2*	3	4
Наибольший вибрационный прогиб, мм	0,08	0,09	0,20	0,17
Наибольшие нормальные напряжения, кг/см ²	±5	±22	±5	±9

* В связи с тем что направления балок для зала № 2 технической документацией не оговорены, расчет выполнен для двух вариантов их расположения – вдоль и поперек зала.

Как известно, для стальных конструкций величина предела усталости без учета концентрации напряжений, качества обработки поверхности и масштабного эффекта определяется для симметричного цикла при изгибе, что достаточно близко к реализуемому реальному режиму нагружения, как $0,4\sigma_v$, т. е. в данном случае величиной 154 МПа.

Таблица 4.6

Параметры вибрации балок перекрытий

Номер зала	1	2*	3	4
Наибольшая амплитуда, мм	0,08	0,09	0,20	0,17
Наибольшие напряжения, МПа	±0,5	±2,2	±0,5	±0,9

* В связи с тем что направления балок для зала № 2 технической документацией не оговорены, расчет выполнен для двух вариантов их расположения – вдоль и поперек зала.

Хорошее состояние поверхности и отсутствие сварных соединений позволяет считать, что реальное значение предела усталости не будет снижено до величины, вызывающей опасение за возможность возникновения и развития усталостных повреждений. Кроме того, небольшие значения вибрационных напряжений полностью снимают вопрос об усталостной прочности.

По результатам выполненного ДальНИИС обследования постоянный прогиб перекрытия зала № 1 от собственного веса конструкций составляет 1,6 см, что соответствует постоянным нормальным напряжениям в крайних волокнах балок, в предположении, что они нагружены равномерно-распределенной нагрузкой, составляющей примерно ± (40–100) МПа. Длительный период эксплуатации здания дает возможность проявиться двум процессам, связанным с длительным временем нахождения перекрытий в статически напряженном состоянии – релаксации напряжений и ползучести, что могло сказаться в некотором увеличении постоянной составляющей прогиба.

4.2. Здание Академии народного творчества (АНТ)

Общая ситуация. Построенное в 1909 г. здание по ул. Светланской (рис. 4.17) – одно из старейших в г. Владивостоке и является архитектурным памятником. В последние годы здание (точнее, его стены) стояло заброшенным и подвергалось изнутри и снаружи всем видам метеорологических воздействий. Кроме того, у него отсутствовали перекрытия. После решения администрации города о создании Академии народного творчества здание было отреставрировано снаружи и перепланировано внутри. Старый ленточный фундамент усилен сваями. Грунты в основании – сильновыветрелые алевролиты и песчаник, суглинки с дресвой. Вдоль фасада здания проходит туннель с инженерными коммуникациями. Подвал между осями 1 и 3 (рис. 4.18) разбит на небольшие помещения с мощными бетонными перегородками. Между осями 3 и 5 подвал отсутствует. На момент измерений бетонирование части междуэтажных перекрытий не было завершено.



Рис. 4.17. Здание Академии народного творчества (вид со стороны ул. Светланской)

После восстановления межэтажных перекрытий практически по всем помещениям второго и третьего этажей была отмечена вибрация от транспортного движения, которая вызвала опасения арендаторов за прочность и долговечность конструкций.

Следует отметить достаточную обоснованность опасений такого рода, поскольку в соответствии со СНиП 2.05.09–90 [10] удаление наружных стен сооружений от ближайшего трамвайного рельса не должно быть менее 20 м. Фактически ось ближайшего трамвайного пути (направление Луговая – центр) удалена от наружной стенки здания на 12,4 м, второго трамвайного пути (направление центр – Луговая) – на 15,6 м.

В 2003 г. по договору с арендаторами здания (ОАО «Новолипецкий металлургический комбинат») было выполнено экспериментальное обследование транспортной вибрации межэтажных перекрытий (второго, третьего этажей) и подвального помещения.

В связи с возможностью доступа к фундаменту здания считалось, что его вертикальные колебания, измеренные по наружной стене, и пол подвала можно рассматривать как кинематические возмущения контуров обследуемых перекрытий. Толщина стен здания постройки начала XX в. (около 60 см по всей высоте здания) позволяла считать такое предположение обоснованным. В связи с этим для всех перекрытий измерительные схемы были одинаковы: сейсмоприемники по составляющей Z располагались по центрам обследуемых перекрытий (рис. 4.18). Измерения колебания производились синхронно с измерениями колебаний конструкций подвала по трем группам перекрытий: № 1–5, № 5–10 и № 11–14.

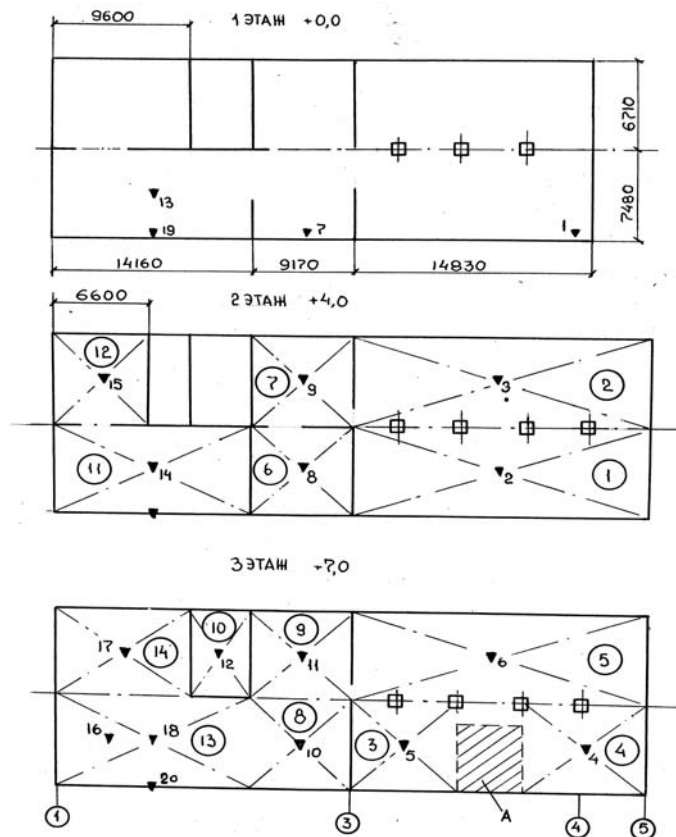


Рис. 4.18. Измерительная система: ∇_7 – точка измерения и ее порядковый номер; А – участок, на котором междуэтажное перекрытие на момент измерений отсутствовало; $\textcircled{2}$ – номер перекрытия

Частоты собственных колебаний всех перекрытий второго и третьего этажей, для которых проводились измерения, были определены по записям «подпрыгивания» в их центрах.

Дополнительно к этому на уровне оконных проемов второго и третьего этажей были измерены колебания здания по составляющей Y .

Режимы транспортного движения при регистрации колебательных процессов соответствовали классификации для здания ГУМа: общий фон, движение одинарных и двойных трамваев в обоих направлениях, встречное движение одинарных и двойных трамваев.

Типовые осциллограммы вибрации фундамента и перекрытий (перемещения) приведены на рис. 4.19.

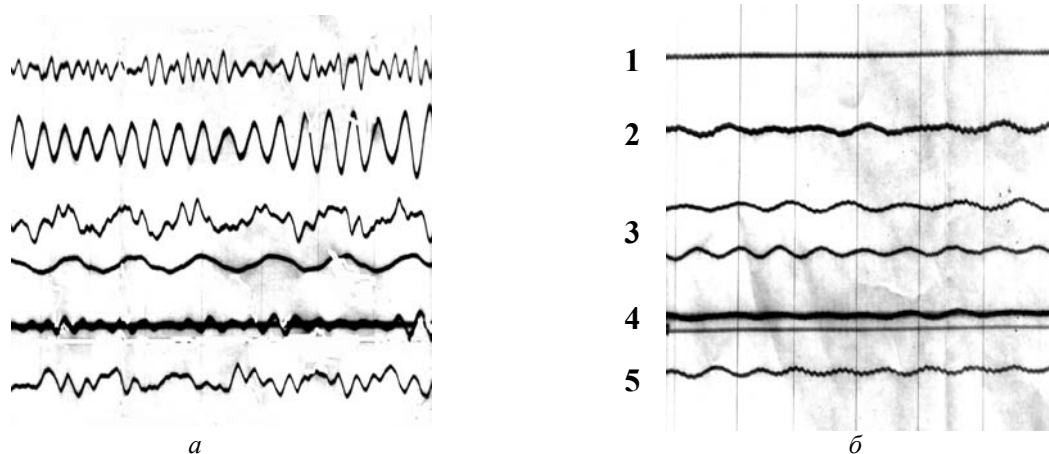


Рис. 4.19. Осциллограммы вертикальной вибрации перекрытий АНТ при прохождении одинарного трамвая (а) и КАМАЗа с прицепом (б) из центра (чувствительность каналов одинаковая): 1 – фундамент; 2 – перекрытие № 7; 3 – перекрытие № 6; 4 – перекрытие № 8; 5 – перекрытие № 10; 6 – перекрытие № 9

Статистические оценки частот основного тона перекрытий, определенные последовательными промерами осциллограмм свободных колебаний перекрытий, и коэффициенты затухания в долях от критического $\xi = \delta/2\pi$ приведены в табл. 4.6. Достаточно большое количество обследованных перекрытий позволило провести анализ характера их опирания на контуре. С учетом того, что амплитуды вибрации были малыми, конструкции всех перекрытий – одинаковыми, различающимися только габаритными размерами, было предположено, что для оценки их низших тонов собственных колебаний может быть применена теория колебания жестких пластин, при изгибе которых в срединной поверхности не возникает существенных цепных напряжений.

В этом случае минимальная частота собственных колебаний, соответствующая отсутствию узловых линий, для свободноопертой по контуру пластины определяется по формуле [69]

$$\lambda = \pi^2 \left(\frac{1}{a^2} + \frac{1}{b^2} \right) D^{0,5}, \quad (4.9)$$

а для жестко закрепленной по контуру – по формуле

$$\lambda = \left[\frac{16}{9} \pi^2 \frac{D}{m_0} \left(\frac{3}{a^4} + \frac{3}{b^4} + \frac{2}{a^2 b^2} \right) \right]^{0,5}, \quad (4.10)$$

где a, b – длинная и короткая стороны перекрытия;

m_0, D – масса единицы площади перекрытия и цилиндрическая жесткость перекрытия, представленного как пластины.

Габаритные размеры перекрытий и низшие тона их колебаний

Номер перекрытий первой группы*	1	2	3	4	5
Размеры, м	14,8** × 7,5	14,8 × 7,6	5,8 × 7,5	9,2 × 7,5	14,8 × 7,6
Первый тон, Гц	10,0	10,7	8,5	10,0	13,1
Коэффициент затухания, ξ	0,065	0,056	0,072	0,066	0,101
Номер перекрытий второй группы	6	7	8	9	10
Размеры, м	8,2 × 7,5	8,2 × 6,7	8,2 × 7,5	8,2 × 6,7	6,7 × 3,0
Первый тон, Гц	9,4	11,2	16,7	13,3	27,3
Коэффициент затухания, ξ	0,062	0,075	0,096	0,170	0,110
Номер перекрытий третьей группы	11	12	13**	14	
Размеры, м	13,2 × 7,5	6,6 × 5,7	13,2 × 7,5	8,6 × 6,2	
Первый тон, Гц	8,3	9,3	11,6/12,5	7,4	
Коэффициент затухания, ξ	0,055	0,124	0,058/0,048	0,034	

* Нумерация перекрытий дана на рис. 4.20.

** Первая цифра указывает размер перекрытия по длине здания. Частоты колебаний перекрытия № 13 измерялись в двух точках.

Представленные на рис. 4.20 соотношения частот, рассчитанных по формулам (4.9), (4.10) и определенных экспериментально, по отношению к соответствующим частотам свободных колебаний наибольшего по размерам перекрытия № 1 в функциях от величин коротких и длинных сторон перекрытий показывают, что относительные частоты в предположении жесткого закрепления перекрытия на контуре больше, чем при свободном опирании. Экспериментально измеренные относительные частоты имеют наименьшее значение. В данном случае перекрытия не смонтированы из отдельных плит, а являются монолитными, достаточно простыми по геометрии конструкциями. Поскольку расчетные значения для рассмотренных крайних случаев опирания дают завышенные значения частот, можно предположить, что расчетные модели не учитывают определяющих условий работы перекрытий. Несмотря на свою простоту, данная ситуация является принципиально важной, поскольку ставит вопрос о корректности расчетных моделей, состоящих из сопряженных пластин. Этот вопрос уже поднимался по отношению к парциальному вкладу стеновых панелей в определение основных частот здания в целом, в связи с чем заслуживает, по-видимому, специального рассмотрения [70].

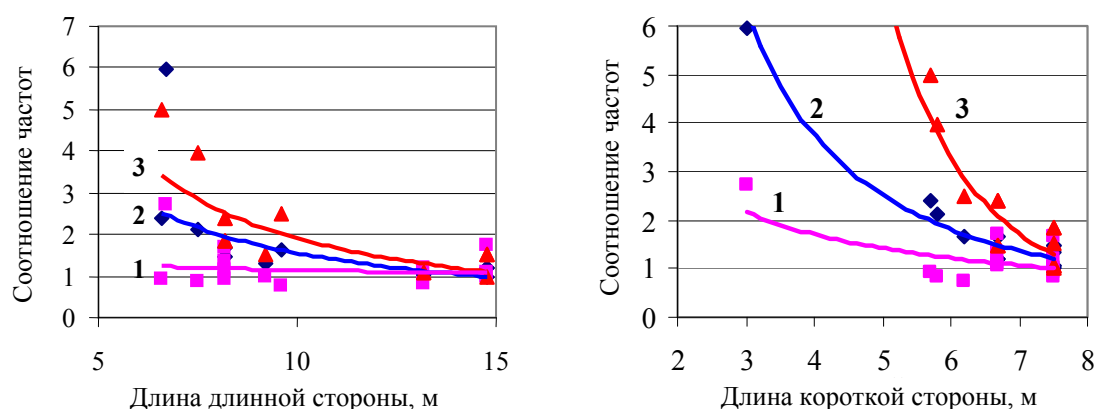


Рис. 4.20. Зависимость частот собственных колебаний перекрытий (относительно перекрытия № 1) от длин сторон: 1 – эксперимент; 2, 3 – расчетные для свободного и жесткого опирания

Установленные регрессионные соотношения могут быть описаны следующими уравнениями:

$$\left. \begin{array}{l} \text{– жесткое закрепление на контуре:} \\ \quad k_0 = 46,8a^{-1,4}, \quad k_0 = 6302b^{-4,2}, \\ \text{– свободное опирание:} \\ \quad k_0 = 22,6a^{-1,2}, \quad k_0 = 45,6b^{-1,8}, \\ \text{– экспериментальное измерение:} \\ \quad k_0 = 1,7a^{-0,2}, \quad k_0 = 5,4b^{-0,8}, \end{array} \right\} \quad (4.11)$$

где k_0 – отношение частот перекрытий к перекрытию № 1 как эталонному.

Спектральный анализ. Анализ Фурье-перемещений (SF_d) подтвердил, в принципе, закономерности, установленные при экспериментальных исследованиях здания ГУМа. Однако, поскольку измерения проводились не только на уровне одного межэтажного перекрытия, но и по высоте, можно отметить некоторые дополнительные закономерности.

1. Спектр первого этажа в первом сечении (перекрытия первой группы) является широкополосным и достаточно мощным в диапазоне 14–100 Гц при максимальном значении спектральной плотности примерно 0,10. Это можно объяснить следующим образом: ниже уровня пола первого этажа в первом сечении подвальные объемы здания полностью заполнены уплотненным грунтом, поэтому генерированные трафиком колебания при переходе от наружного грунта к основанию здания практически не трансформируются (рис. 4.21).

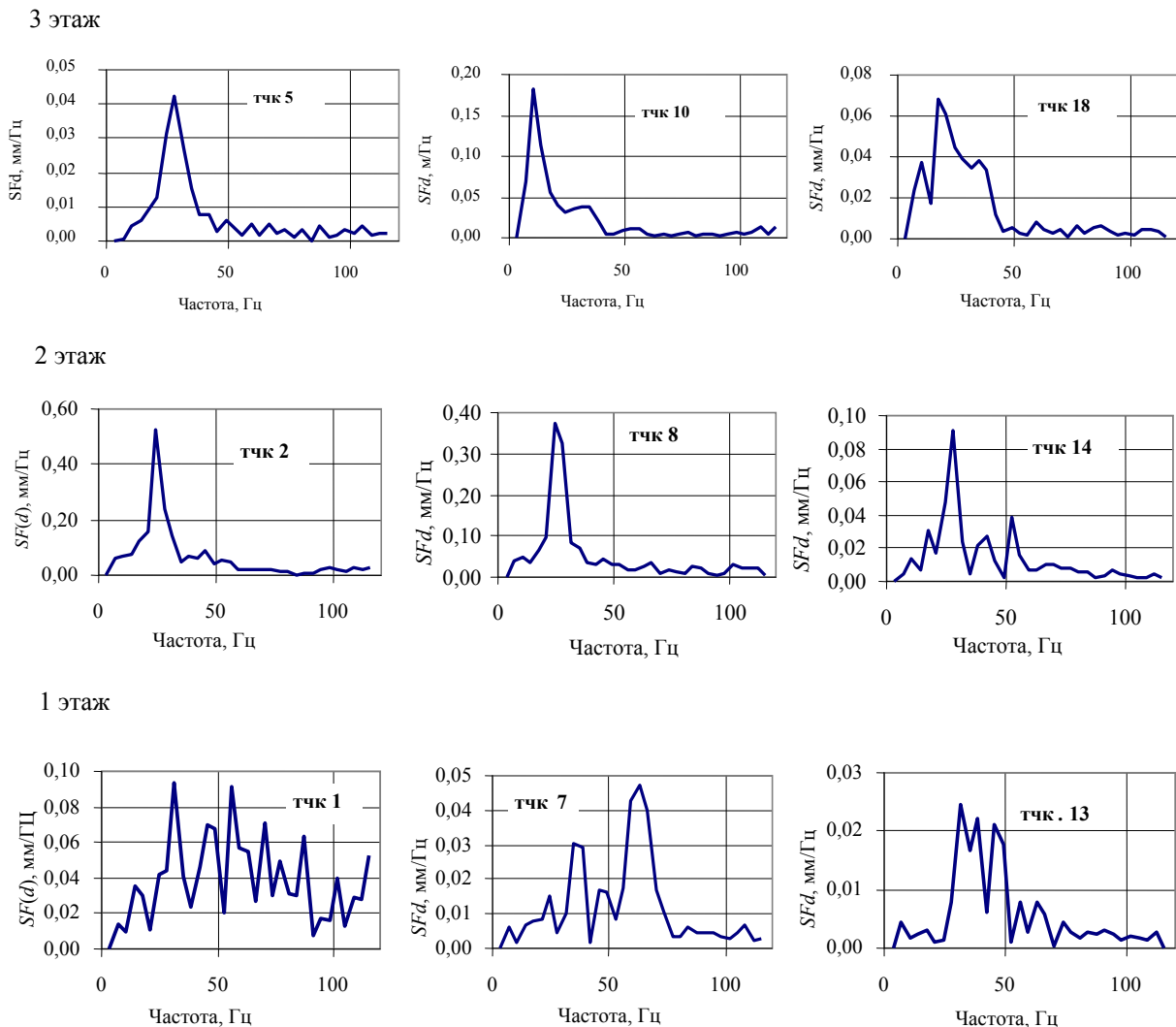


Рис. 4.21. Спектры Фурье-перемещений колебаний перекрытий по уровням при прохождении двойного трамвая

Для точек перекрытий первого этажа второго и третьего сечений частотные полосы реализации наибольших значений спектральной плотности начинают сужаться и уменьшаться по величине по сравнению с первым сечением. Для второго сечения основная энергонесущая полоса спектра лежит в диапазоне 39–63 Гц при наибольшем значении 0,04, а для третьего эти параметры равны соответственно 32–45 Гц и 0,03.

Изложенное свидетельствует о необходимости тщательной корреляции результатов обработки натуральных измерений с конструктивными особенностями исследуемого сооружения и демонстрирует возможности спектрального анализа, позволяющего при обследовании зданий и сооружений выявлять скрытые повреждения, как это было при обследовании фундамента энергоблока № 5 на АртемГЭЦ [71].

2. На спектрах перекрытий второго и третьего этажей достаточно явно, а в ряде случаев с преобладанием, проявляются пики, близкие к частотам собственных колебаний перекрытий, определенных при «подпрыгивании» (табл. 4.7). Следует отметить, что их значения различаются, что всегда имеет место при проведении натуральных измерений. Об этом неоднократно говорилось в соответствующих отечественных и зарубежных научных публикациях.

3. Сводные спектры имеют плотную компоновку, что и следовало ожидать для здания малой этажности. Тренды этих совокупностей, построенные по сечениям отдельно для первого этажа и расположенных выше перекрытий, в целом подтверждают ранее приведенные заключения и являются принципиально различными для этих групп конструкций (рис. 4.22). Тренды спектров (рис. 4.23) перекрытий второго и третьего этажей имеют основную моду в районе собственных частот колебаний перекрытий. Вторая, существенно меньшая по величине мода расположена в районе 100 Гц, что соответствует фактам, установленным при динамической калибровке зданий экспериментальными взрывами [51].

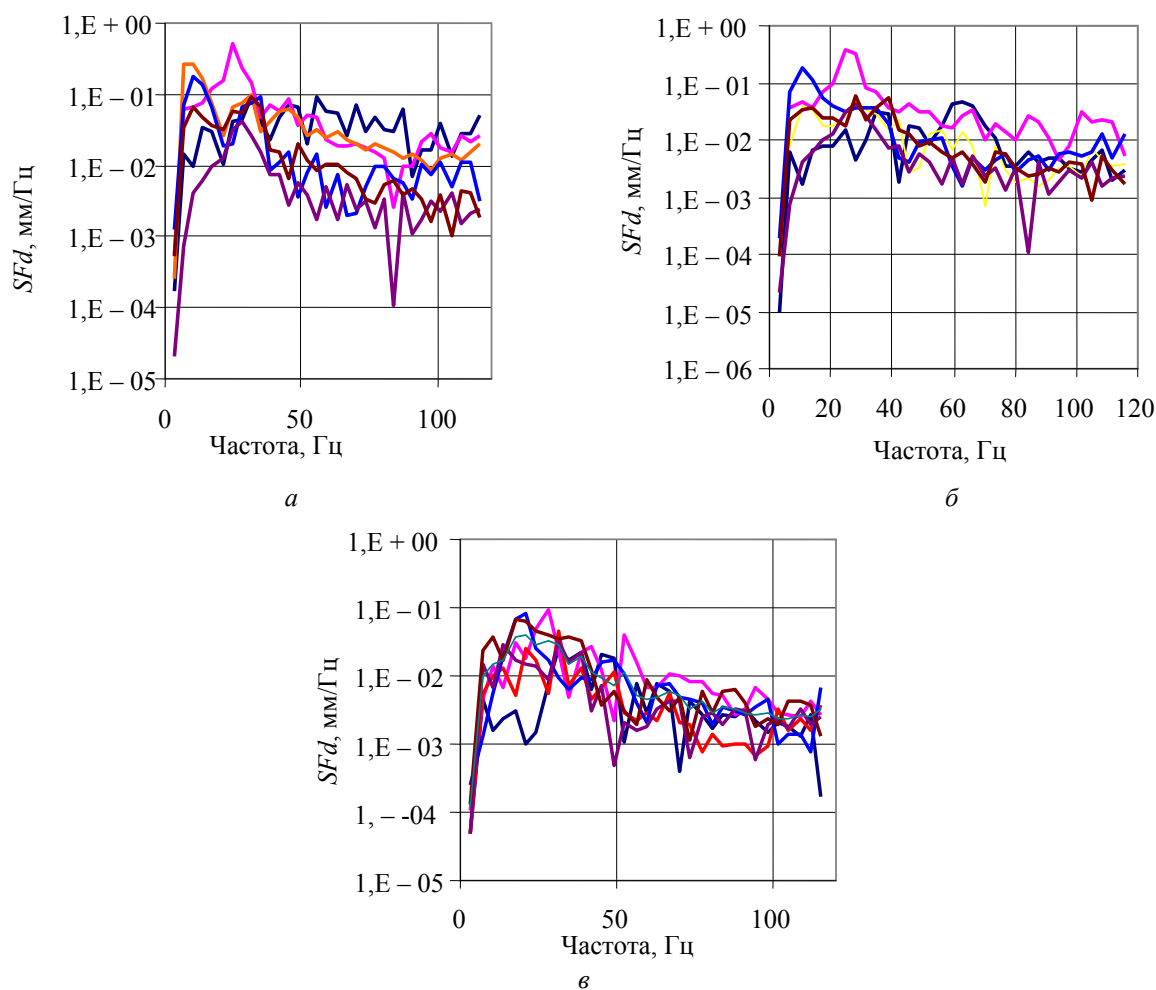


Рис. 4.22. Сводные спектры Фурье-колебаний центров перекрытий: а – сечение 1; б – сечение 2; в – сечение 3

Тренды перекрытий первого этажа имеют плавный характер с наибольшими значениями в районе 60 Гц.

Все тренды имеют четкую отстроенность по величине: наиболее энергонасыщенными являются колебания конструкций первого сечения, наименее – третьего, которые могут быть аппроксимированы следующим образом:

– перекрытия первой группы:

$$SFd(f) = 3,88E - 03 + 11,4E - 03f - 4,98E - 04f^2 + 8,72E - 06f^3 - 8,34E - 08f^4 - (-4,83E - 10f^5) - 1,35E - 12f^6$$

при $\sigma(SFd) = 0,020$; (4.11)

– перекрытия второй группы:

$$SFd(f) = -8641E - 03 + 5,89E - 03f - 7,06E - 05f^2 - 4,98E - 06f^3 + 1,38E - 07f^4 - (-1,25E - 09f^5) + 3,86E - 12f^6$$

при $\sigma(SFd) = 0,027$; (4.12)

– перекрытия третьей группы:

$$SFd(f) = -4,08E - 03 + 2,43E - 03f + 1,18E - 05f^2 - 4,03E - 06f^3 + 9,264E - 08f^4 - (-8,03E - 10f^5) + 2,45E - 12f^6$$

при $\sigma(SFd) = 0,029$; (4.13)

– основание первой группы:

$$SFd(f) = 7,00E - 03 + 1,47E - 03f - 1,22E - 05f^2$$

при $S(SFd) = 0,043$; (4.14)

– основание второй группы:

$$SFd(f) = -1,6E - 03 + 7,53E - 04f - 6,74E - 06f^2$$

при $\sigma(SFd) = 0,010$; (4.15)

основание третьей группы:

$$SFd(f) = 2,32E - 03 + 2,86E - 04f - 2,93E - 06f^2$$

при $\sigma(SFd) = 0,006$. (4.16)

Нормированные по максимуму спектры хорошо коррелируются друг с другом для межэтажных перекрытий (рис. 4.24), для перекрытий первого этажа (основания) и могут быть интерпретированы уравнениями:

– для перекрытий верхних этажей:

$$SFd(f) = 0,0354 + 0,113f - 0,0041f^2 + 4,92E - 05f^3 - 1,93E - 07f^4; (4.17)$$

– для перекрытий основания:

$$SFd(f) = 0,122 + 0,0303f - 0,000273f^2. (4.18)$$

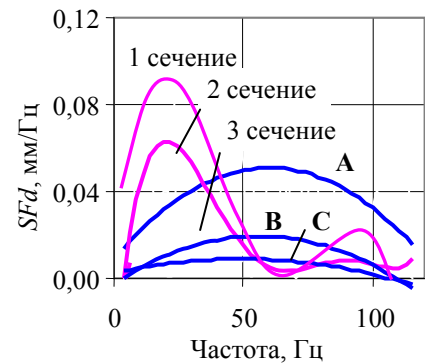
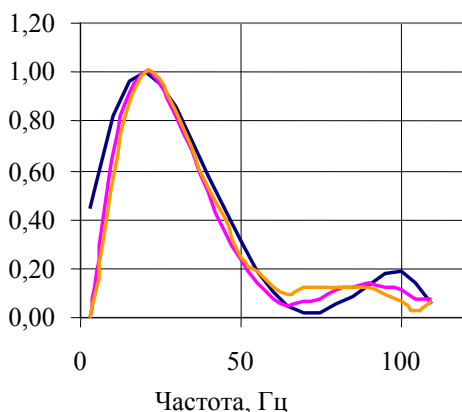
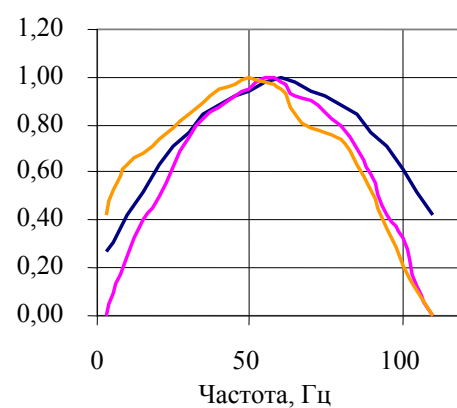


Рис. 4.23. Аппроксимации сводных спектров Фурье-колебаний центров перекрытий по сечениям и основания A, B, C – основание в 1, 2 и 3-м сечениях



а



б

Рис. 4.24. Нормированные спектры перекрытий и основания (первый этаж)

Следует отметить, что приведенные тренды являются текущими средними арифметическими. Поскольку значения максимальных пиков существенно превышают их по величине, верхнюю оценку следует производить в соответствии с принятым доверительным интервалом, учитывая, что текущее значение стандарта также зависит от частоты (рис. 4.25).

Определенный интерес представляет оценка горизонтальных колебаний здания, хотя этот вид движения и не является определяющим для вертикальной вибрации перекрытий. Частота собственных колебаний в горизонтальном направлении определялась по регистрациям ветровых колебаний здания при отсутствии транспортного движения (ночью). Частоты низших тонов равнялись для пола подвала 25,6 Гц, для уровней оконных проемов второго и третьего этажей – соответственно 10,5 и 7,0 Гц.

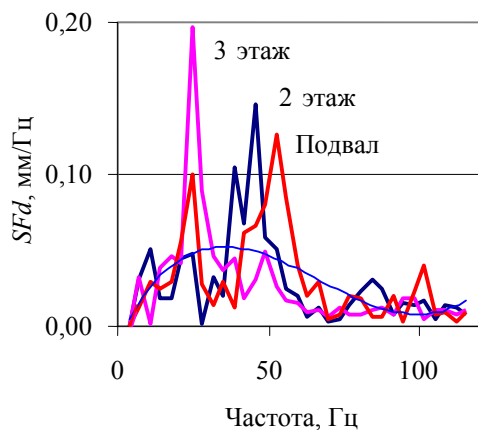


Рис. 4.26. Спектры горизонтальных колебаний здания и их тренды

транспортной магистрали и его сравнительно небольшая ширина позволяют считать вертикальные колебания стен идентичными по амплитуде и фазе. На рис. 4.27 для каждой группы перекрытий представлены $SRd(T)$, рассчитанные для наибольшего и наименьшего значений коэффициента ζ данной группы при наиболее интенсивных режимах нагружения, зарегистрированных (несинхронно) при данном испытании: прохождении двойного трамвая с Луговой в центр города.

Результаты расчета показывают, что для реальных диапазонов собственных частот колебаний групп перекрытий $SRd(T)$ достаточно близки к ПДП. Особенно это относится к перекрытиям первой группы.

$SRd(T)$ для первой группы перекрытий аппроксимируются уравнением

$$SRd(T) = 0,98T^{1,12}, \quad (4.19)$$

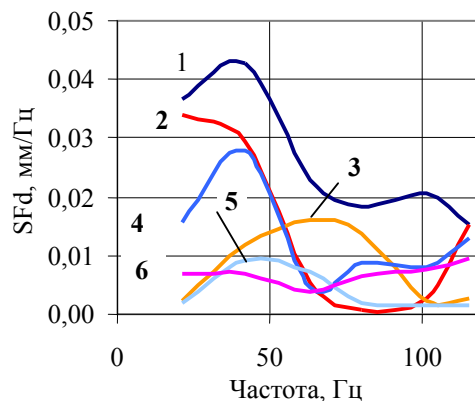


Рис. 4.25. Стандарты спектров для первого, второго и третьего сечений: 1, 3, 5 – перекрытия второго и третьего этажей; 2, 4, 6 – перекрытия первого этажа

Спектры вынужденных колебаний в уровнях пола подвала и оконных проемов второго и третьего этажей при прохождении двойного трамвая с Луговой (рис. 4.26) подтверждают установленное снижение частоты и вынужденных колебаний с увеличением возвышения точки измерения [51]. В данном случае она уменьшилась от 53 до 24 Гц. Характер трендов качественно соответствует картине для вертикальных колебаний перекрытий.

Спектры реакций. В соответствии с вышеизложенной методикой для всех перекрытий были рассчитаны спектры реакций в предположении, что расположение здания параллельно

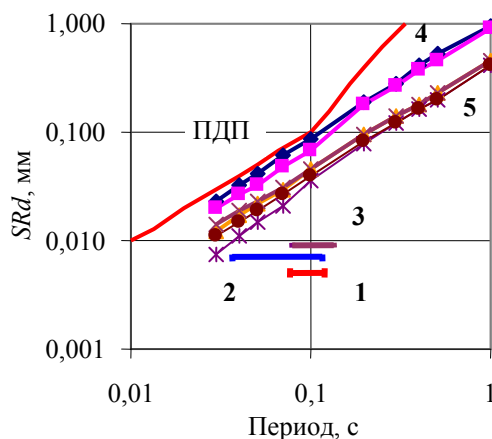


Рис. 4.27. Соотношение ПДП, SRd и частот собственных колебаний групп перекрытий: 1, 2, 3 – диапазоны частот собственных колебаний групп перекрытий; 4, 5 – SRd для первой группы и совместной совокупности второй и третьей групп соответственно

для второй группы перекрытий

$$SRd(T) = 0,42T^{1,03}. \quad (4.20)$$

Допустимость и риск. Оценки величин риска в частотных диапазонах, представляющих практический интерес, даны в табл. 4.8.

Сопоставление зон соотношений «амплитуд – частота» для групп перекрытий с ПДП и регрессиями $\lg SRd - T$ (рис. 4.28) позволяет установить следующее:

1. Во всех случаях экспериментальные амплитуды колебаний (Z_o) перекрытий лежат несколько ниже расчетных $SRd(T)$ для SDF -моделей и могут быть аппроксимированы уравнениями:

$$\left. \begin{aligned} \text{первая группа: } Z_o &= 1,12T^2 + 0,30T + 0,01, \\ \text{вторая группа: } Z_o &= -0,35T^2 + 0,45T + 0,01, \\ \text{третья группа: } Z_o &= 0,13T^2 + 0,26T + 0,04. \end{aligned} \right\} \quad (4.21)$$

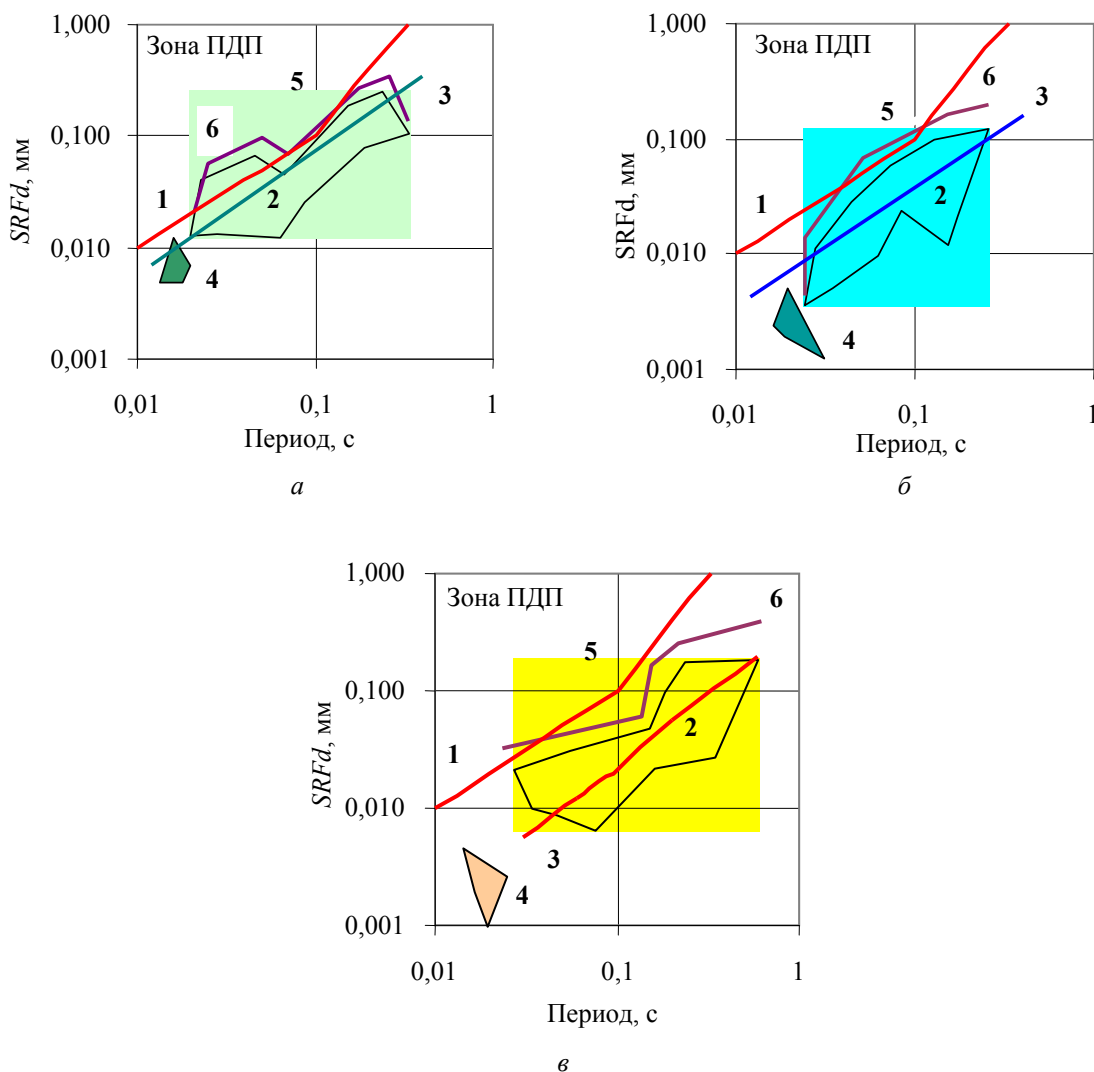


Рис. 4.28. Риск превышения ПДП: а, б, в – перекрытия первой – третьей групп соответственно; 1 – граница ПДП; 2,4 – зоны измеренных дискретных перемещений; 3 – регрессия $\lg SRd - \lg T$; 5 – двухсигмовый доверительный интервал в диапазонах частот первого тона собственных колебаний групп перекрытий (измерения); 6 – граница амплитуд при прохождении четырех вагонов (прогноз)

2. Для первой группы перекрытий риск превышения ПДП значителен (в частности, для высокочастотных колебаний ПДП фактически превзойдены).

3. Для измеренных колебаний, соответствующих зонам первых тонов собственных частот, односигмовый доверительный интервал для всех групп превосходит ПДП.

4. Ансамбли реализаций амплитуд основания здания во всех трех сечениях (перекрытия первого этажа) лежат в высокочастотной зоне (60–70 Гц) и хорошо отстроены от частот колебаний центров перекрытий (табл. 4.8)

Таблица 4.8

Риск превышения ПДП амплитудами колебаний центров перекрытий

Частотный диапазон, Гц	40–30	30–20	20–10	10–9	9–8	8–7	7–6
Риск, %							
Перекрытия первой группы	37	33	28	25	17	12	6
	42	40	31	29	22	18	10
Перекрытия второй группы	30	22	15	8	4	2	<1
	36	25	22	10	7	5	2
Перекрытия третьей группы	15	10	7	4	3	<1	<1
	21	17	11	7	6	1	<1

Примечание. Тонированные ячейки соответствуют диапазонам первого тона собственных колебаний групп перекрытий.

Верхние цифры определяют риск для измеренной вибрации, нижние – для расчетного прохождения четырех вагонов. При расчете риска учитывалось переменное значение дисперсии по частоте.

5. Выполненные измерения соответствуют режиму одновременного встречного прохождения двойного и одинарного трамваев. В случае одновременного встречного прохождения двух двойных трамваев в соответствии с изложенным выше следует ожидать увеличения интенсивности колебаний перекрытий.

6. Определенный интерес представляет анализ изменения риска накопления повреждений с учетом регулярности движения трамваев, однако это не являлось целью данной работы и может составлять предмет самостоятельного исследования.

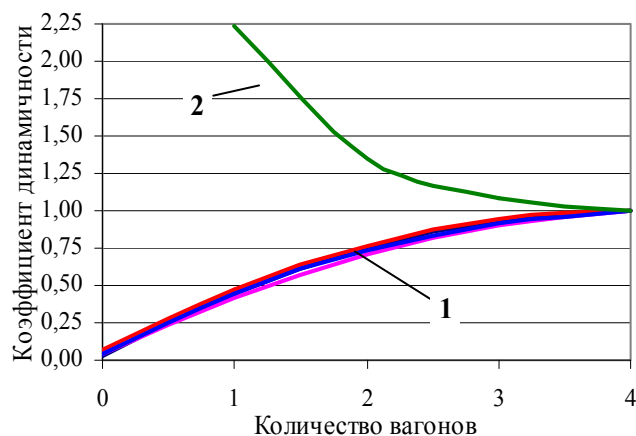


Рис. 4.29. Нормированные зависимости перемещений перекрытий от интенсивности движения трамваев (1) и значение $1/K_{DN}$ (2)

Для здания АНТ измерения вибрации перекрытий были выполнены только при прохождении двойного трамвая.

Для прогнозирования ситуации при более интенсивном движении, которое хотя и достаточно редко, но тем не менее реально, могут быть использованы зависимости (4.4), полученные для здания ГУМа (рис. 3.7). При их нормализации по значениям при $N = 4$ (рис. 4.29) они составляют достаточно плотную компоновку, которая может быть аппроксимирована уравнением

$$K_{DN} = -0,054N^2 + 0,46N + 0,047, \quad (4.22)$$

где K_{DN} – коэффициент, который показывает, во сколько раз снижается амплитуда колебаний при прохождении N вагонов по отношению к интенсивности при одновременном прохождении четырех вагонов.

Величина перемещений перекрытий при одновременном прохождении k вагонов трамваев по результатам измерений при прохождении j вагонов может быть спрогнозирована по формуле

$$a_k = a_j(K_{ok}/K_{oj}). \quad (4.23)$$

В этом случае верхняя граница зон реализаций колебаний перекрытий АНТ, определенная для прохождения двойного трамвая и пересчитанная по формуле (4.23), существенно перемещается в зону риска (рис. 4.28, табл. 4.8).

Выбросы. Значения $N_o = f(v_o)$ для перекрытий имеют ряд особенностей (рис. 4.30), а именно:

- по сравнению с результатами, полученными при измерениях вибрации перекрытий ГУМа, в среднем вероятность выбросов за ПДП для них в области низких значений v_o соизмерима, в области высоких – выше;
- кривые $N_o = f(v_o)$ группируются по абсолютным размерам перекрытий: кривые для первой группы перекрытий, больших по размерам, расположены выше, чем для меньших, во всем диапазоне модулей v_o ;
- если для малых значений v_o число выбросов в 1 с у больших по размеру перекрытий в 2–2,5 раза выше, чем у перекрытий, меньших по размеру, то для $v_o \sim 0,05$ мм это превышение соизмеримо с порядком.

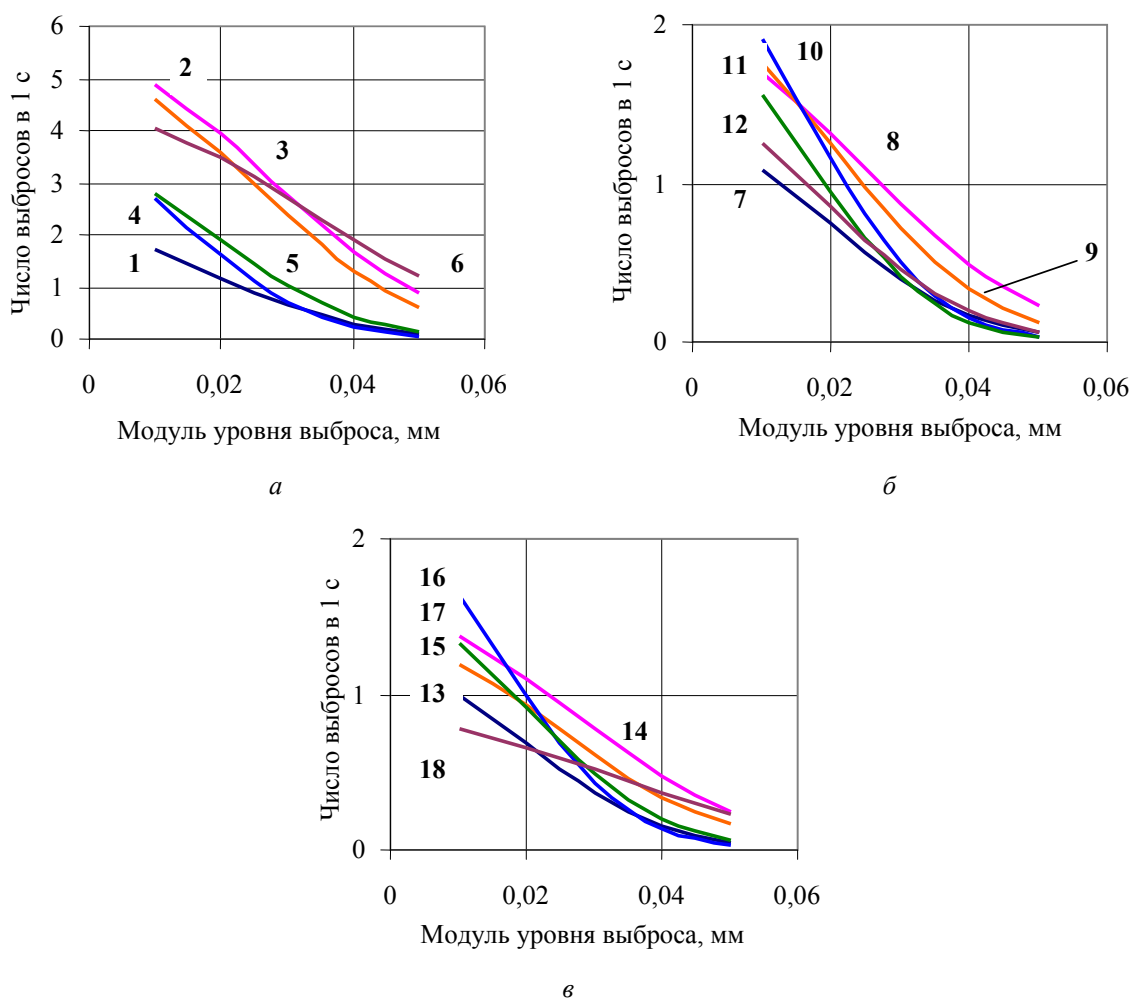


Рис. 4.30. Средние в секунду числа выбросов для перекрытий первой – третьей групп (а, б, в). Числа на рисунках обозначают номера точек измерений

Двухсигмовые верхние границы доверительных интервалов могут быть представлены следующими уравнениями:

$$\left. \begin{aligned}
 &\text{первая группа : большеразмерные :} \\
 &\quad p(0,2\sigma) = -2,20 \ln v_o - 6,44; \\
 &\quad \text{малоразмерные :} \\
 &\quad p(0,2\sigma) = -2,39 \ln v_o - 5,45 \\
 &\text{вторая и третья группы :} \\
 &\quad p(0,2\sigma) = -1,07 \ln v_o - 2,89.
 \end{aligned} \right\} \quad (4.24)$$

Вышеизложенное показывает, что, несмотря на установленный высокий риск превышения амплитудами колебаний ПДП, опасений за их усталостную прочность нет. Оба вида опасности при окончании монтажа многочисленных внутренних перегородок будут еще более уменьшены за счет перевязки перекрытий разных этажей в единую конструктивную систему.

Передаточные функции. Для исследованных перекрытий передаточные функции определены для каждой группы по отношению к точкам на основании (рис. 4.31). Их рассмотрение позволяет установить общие характерные особенности.

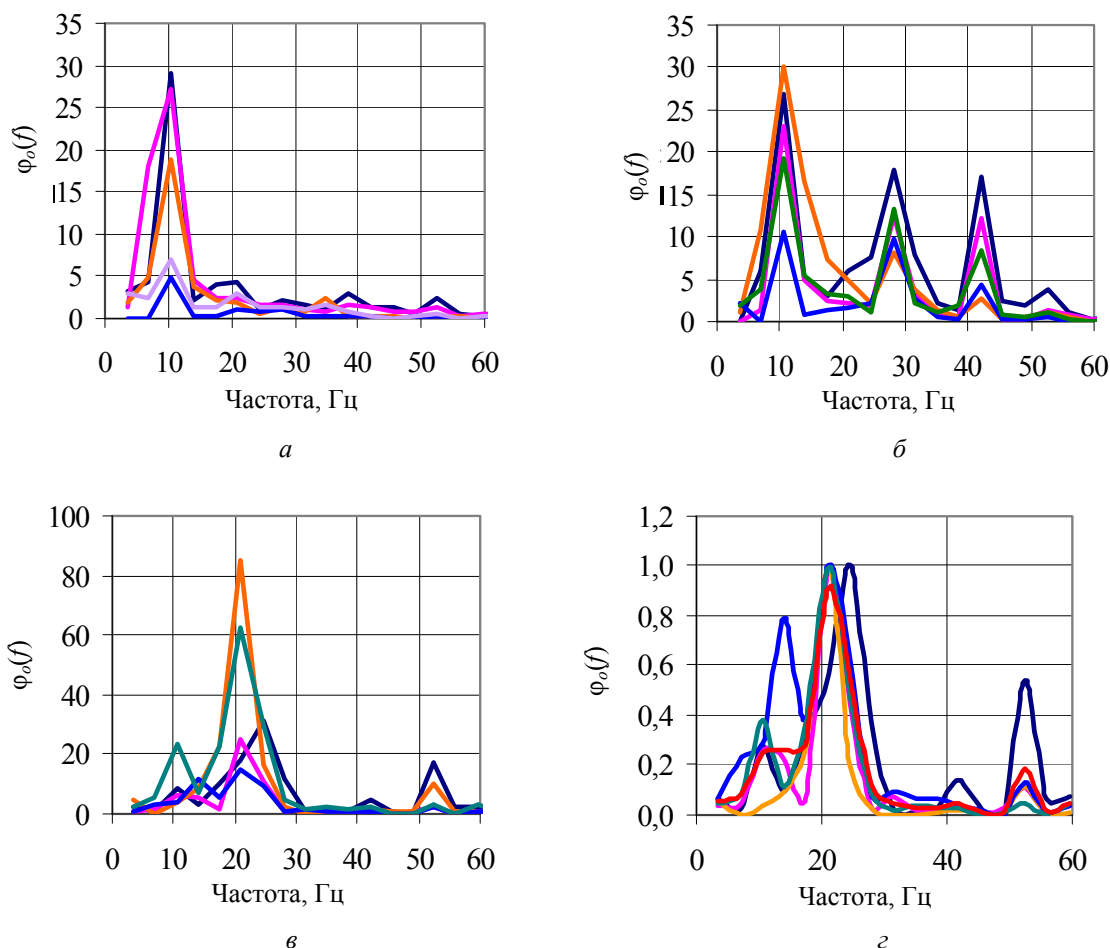


Рис. 4.31. Передаточные функции по группам перекрытий (а, б, в) и их нормированные статистические осреднения (з):

1, 2 – большеразмерные и малоразмерные перекрытия первой группы;
 3 – перекрытия второй группы; 4 – перекрытия третьей группы

У перекрытий первой группы всех размеров максимумы передаточных функций реализованы в частотном диапазоне, близком к основной частоте собственных колебаний перекрытий (табл. 4.7). Для малоразмерных перекрытий этой группы максимальные значения $\varphi_0(f)$ в 4–6 раз меньше, чем для большеразмерных. Для более высоких частот пики $\varphi_0(f)$ незначительны.

Для перекрытий второй группы, достаточно близких по габаритным размерам, кроме пиков в отмеченном частотном диапазоне имеются соизмеримые по величине группирования экстремумов $\varphi_0(f)$ в районах 28 и 42 Гц. По всей вероятности, здесь или проявляются более высокие тона собственных колебаний перекрытий, или проявляется неустойчивость результатов деления малых величин.

Для перекрытий третьей группы наибольшие значения $\varphi_0(f)$ группируются в районе 20 Гц. Их значения существенно меньше в районе частот основного тона (~10 Гц). Следу-

ет отметить и то, что для тчк № 16 и 18 (середина перекрытия № 13) значения $\varphi_0(f)$ достигают 80, в то время как для перекрытий первой и второй групп они не превышают 30.

Статистические осреднения $\varphi_0(f)$, нормированных по наибольшим значениям, для частот примерно 10 Гц в принципе повторяют отмеченные особенности.

Горизонтальная вибрация здания. Горизонтальные вибрации стены здания на уровне оконных проемов были измерены в третьем сечении при прохождении двойного трамвая по ближайшему к зданию трамвайному пути (рис. 4.32). Спектры Фурье по перемещениям показывают (рис. 4.33), что для всех точек измерения имеются три зоны пиковых значений пиков: 24–28 Гц, 38–46 Гц и 63–66 Гц. Кроме этого, имеются значительно меньшие по величине пики в районе примерно 11 Гц, которые могут быть соотнесены с собственными частотами колебаний трехэтажных зданий в поперечном горизонтальном направлении как единых жестких блоков, что неоднократно отмечалось при натуральных экспериментальных исследованиях.

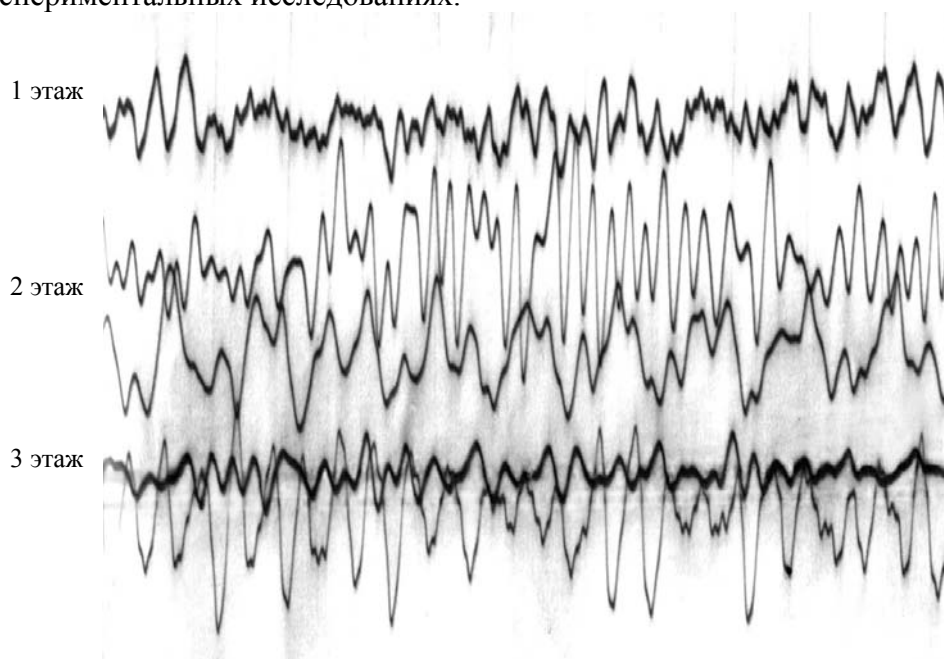


Рис. 4.32. Осциллограмма поэтажных горизонтальных колебаний при прохождении двойного трамвая

Следует отметить, что частота реализации наибольших пиков уменьшается по мере увеличения уровня измерения, в чем проявляется редуцирование строительными конструкциями волнового потока. Это явление достаточно хорошо согласуется с экспериментально установленным снижением частоты собственных колебаний в зависимости от увеличения уровня измерения.

Для оценки общей взаимозависимости горизонтальных колебаний на уровнях второго (тчк № 20), третьего (тчк № 21) и первого (тчк № 19) этажей были выполнены расчеты автокорреляционных функций:

$$K_x(\tau) = \frac{1}{T - \tau} \int_0^{T-\tau} x(t) x(t + \tau) dt. \quad (4.24)$$

При этом предполагалось, что измеренные случайные вибрационные процессы эргодичны и центрированы.

Полученные результаты (рис. 4.34) показывают, что для всех уровней автокорреляционные функции являются слабозатухающими с явно выраженными периодами, равными для уровней первого, второго и третьего этажей примерно 0,03, 0,025 и 0,05 с и соответствующими частотам примерно 33, 40 и 20 Гц, т. е. частотам, примерно равным тем, на которых в спектрах (рис. 4.33) отмечаются пиковые значения.

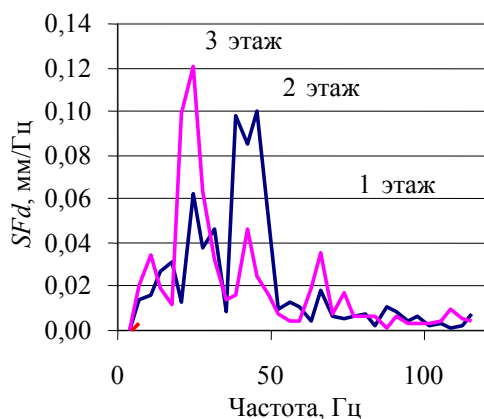


Рис. 4.33. Спектры Фурье (перемещений) поэтажных горизонтальных колебаний здания АНТ (третье сечение)

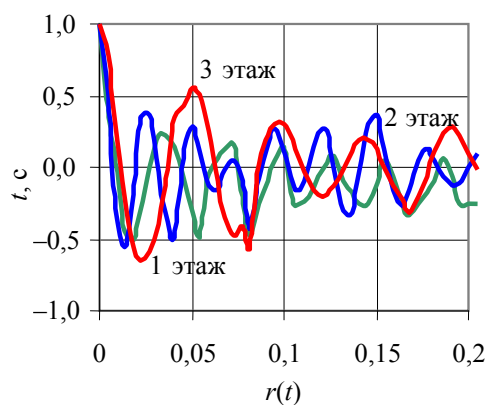


Рис. 4.34. Нормированные автокорреляционные функции для горизонтальных поэтажных колебаний

Установленное показывает, что горизонтальные колебания здания, генерированные проходящим транспортом, являются достаточно мощными детерминированными процессами, замаскированными случайным фоновым шумом.

4.3. Учебный корпус (строение № 1)

Дальневосточного государственного технического университета (ДВГТУ)



Рис. 4.35. Учебный корпус ДВГТУ (видно прохождение с одной стороны электропоезда, а с другой – движение автотранспорта и трамваев)

Общая ситуация. Учебный корпус геологического института ДВГТУ (рис. 4.35) расположен в районе «миллионки» – комплексе доходных домов Владивостока постройки конца XIX – начала XX вв., многие из которых в настоящее время находятся в заброшенном состоянии. К середине 90-х гг. XX в. рассматриваемое сооружение состояло практически из полуразрушенных стен, покрытых многочисленными трещинами вертикальной ориентации, которые возникли предположительно от интенсивного движения грузовых железнодорожных составов.

После восстановления и реконструкции все три здания учебного корпуса были объединены единой остекленной крышей. Корпус

расположен (рис. 4.36) на пересечении основной железнодорожной магистрали, проходящей через мост-туннель, и улицы с двухколейным трамвайным путем, по другую сторону которого расположен узел городских автобусных маршрутов.

Корпус состоит из трех трехэтажных зданий (рис. 4.37): учебных помещений с размерами в плане $48,3 \times 12,4$ м и $33,8 \times 5,2$ м, а также здания со служебно-административными помещениями с размерами в плане $7,6 \times 7,6$ м. Все здания – кирпичные, на ленточном фундаменте. По данным изысканий ОАО «ПриморТИСИЗ», грунты в основании представлены необводненными трещиноватыми порфиритами.

Уровень ул. Алеутской с трамвайным и автомобильным движением расположен на 5,1 м выше нулевой отметки корпуса, а железнодорожных путей – на 1,6 м ниже. Вдоль всего наружного фасада здания ① (рис. 4.37) идет щель шириной 0,7 м для обеспечения дневного освещения помещений первого этажа (бывший подвал).

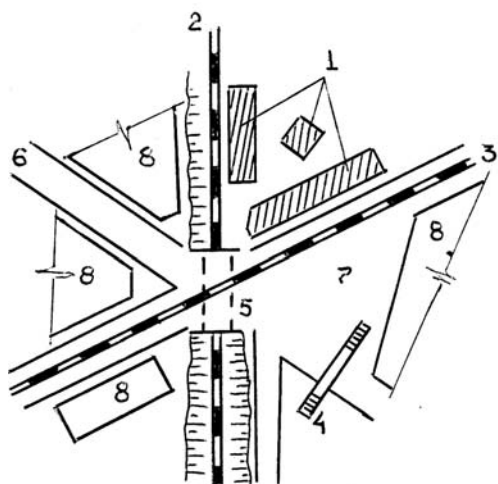


Рис. 4.36. Ситуационная схема района исследования:

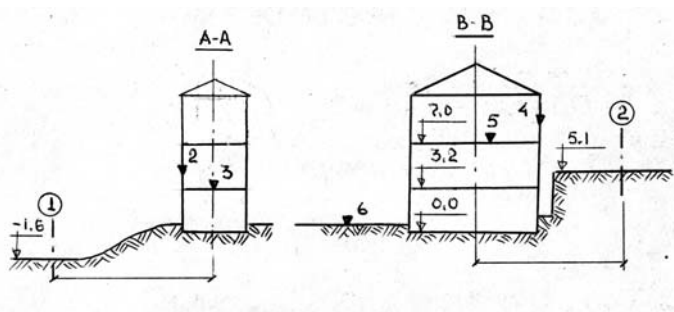
- 1 – строения учебного корпуса ДВГТУ;
- 2 – железнодорожная магистраль;
- 3 – трамвайный путь (ул. Алеутская);
- 4 – пешеходный надземный переход;
- 5 – железнодорожный туннель-мост;
- 6 – ул. Семеновская; 7 – пл. Семеновская (автобусный узел); 8 – районы жилой и административной застройки

Измерения вибрации от автомобильного и трамвайного движения были выполнены в одном помещении третьего этажа здания ① (рис. 4.37) посередине перекрытия по составляющей Z и на подоконнике наружной стены этого помещения по составляющим Z и Y , а также на уровне нулевой отметки во внутреннем двореке по составляющим X , Y и Z .

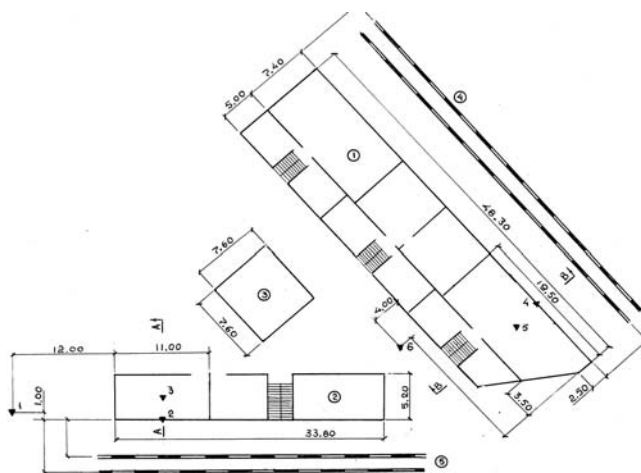
Режимы движения транспорта при измерениях были практически такие же, как и при испытаниях зданий ГУМа и АНТ, а именно:

- общий фон, прохождение тяжелой автомобильной техники;
- прохождение одинарных и двойных трамваев в обоих направлениях;
- остановка и трогание трамваев перед светофором.

Скорость «сквозного» прохождения трамваев составляла 8–11 м/с. В значительной мере скорость трафика замедлялась наличием светофора на перекрестке и трамвайной остановки напротив объекта исследования. Типовые осциллограммы приведены на рис. 4.38.



а



б

Рис. 4.37. Ситуационная схема измерений корпуса ДВГТУ:

- ①, ② – трехэтажные учебные здания; ③ – административный корпус;
- ④ – двухколейный трамвайный путь; ⑤ – двухколейная железнодорожная магистраль;
- ▼₄ – точки измерения вибрации

Определенная «подпрыгиванием» в центре перекрытия частота основного тона собственных колебаний равна $10,0 \pm 1,5$ Гц, а коэффициент затухания – $0,07 \pm 0,01$ от критического.

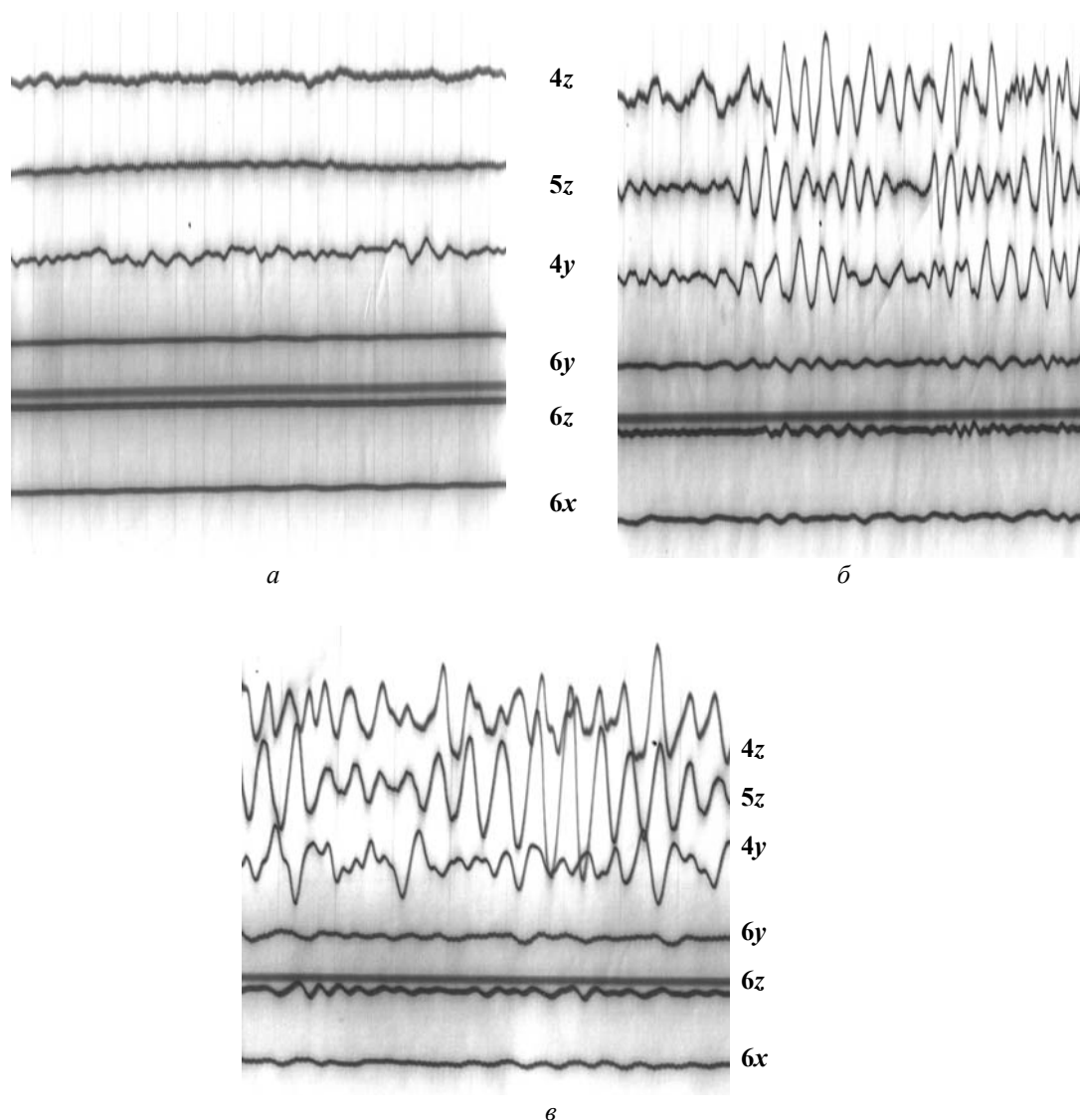


Рис. 4.38. Типовые осциллограммы транспортной вибрации здания ① учебного корпуса ДВГТУ от автомобильного движения (а), при трогании одинарного трамвая (б) и при встречном прохождении одинарных трамваев (в). Коэффициенты чувствительности каналов одинаковы (измерительную схему см. на рис. 4.37)

Спектральный анализ. Результаты спектрального анализа перемещений строительных конструкций (стена, перекрытие, пол внутреннего двора) принципиально соответствуют закономерностям, установленным при исследованиях зданий ГУМа и АНТ. Однако существует и целый ряд существенных отличий (рис. 4.39, 4.40).

1. Максимумы спектров для вертикальных составляющих (табл. 4.9) разнесены в широкой частотной полосе (7–32 Гц), однако наибольшее их количество группируется по частотам примерно 16 и 26 Гц, которые по отношению к частотам собственных колебаний перекрытия являются зарезонансными. По поперечной горизонтальной составляющей пики спектров находятся практически в тех же частотных диапазонах. В этих же частотных диапазонах расположены пики спектров колебаний основания.

2. Амплитуды вертикальной составляющей вибрации перекрытия меньше, чем наружной стены.

Численные оценки параметров спектров перемещений

Параметры спектров	Точки измерения	Режимы движения		
		Общий фон	Одинарный трамвай	Встречное движение трамваев
Частоты реализации пиков, Гц*	4y	Следы	9,5–15,9–25,8	19,3–25,8
	4z	6,5–19,4–32,2	15,9–22,2	25,6
	5z	6,5–16,1–25,8	12,7–23,8	16,2–25,8
	6x	Следы	Следы	9,7–22,6
	6y	Следы	13,2–32,2–38,7	16,2
	6z	Следы	13,2–25,8	16,2–25,6–32,2
Величина пиков, соответствующих частотам, 10^3 мм/Гц	4y	–	41–160–108	51–57
	4z	2–7–5	102–91	162
	5z	6–7–10	84–83	29–39
	6x	–	–	27–41
	6y	–	12–56–36	55
	6z	–	11–46	35–52–25

* Выделены частоты реализации наибольших по величине пиков спектров.

3. Амплитуды колебаний основания по всем составляющим существенно меньше, чем строительных конструкций.

4. Горизонтальная вибрация стены по поперечной составляющей соизмерима с вертикальной составляющей.

5. Уровень колебаний при прохождении одинарного трамвая и при их встречном движении примерно одинаков.

Установленное позволяет предположить, что здание совершает колебания как единое жесткое целое, при этом или его основание не оказывает заметного сопротивления колебаниям такого рода, или конструкции здания имеют существенные скрытые дефекты, значительно снижающие его жесткость. Косвенным подтверждением этого является резкое увеличение амплитуды колебаний по всем составляющим при переходе от основания к строительным конструкциям.

В то же время низшая частота колебаний здания в поперечном направлении, определенная по спектру, примерно соответствует среднестатистической частоте свободных поперечных колебаний трехэтажных зданий такого типа (примерно 10 Гц).

Основную ответственность за подобные отклонения можно отнести за счет необычного расположения здания относительно уровня проезжей части улицы. В данном случае прямые волны деформаций практически гасятся щелью между наружной стеной здания и грунтом, и колебания основания генерируются волнами, отраженными от скальной кровли. Явление необычное и достойное самостоятельного изучения.

Спектры реакций. Статистические обобщения спектров реакций SDF -модели перекрытия, рассчитанные для общего фона трафика, движения одинарных и двойных трамваев (рис. 4.41), могут быть представлены как

$$\left. \begin{aligned} \lg SRd(T) &= 0,057 \lg T - 0,002, \\ \lg SRd(T) &= 0,335 \lg T - 0,005, \\ \lg SRd(T) &= 0,560 \lg T - 0,023. \end{aligned} \right\} \quad (4.25)$$

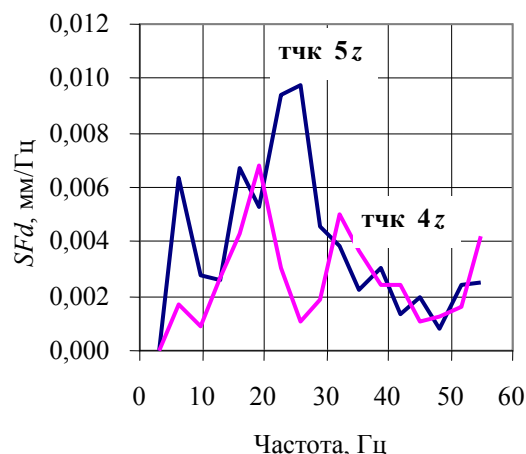


Рис. 4.39. Спектры перемещений от общего фона автомобильного движения

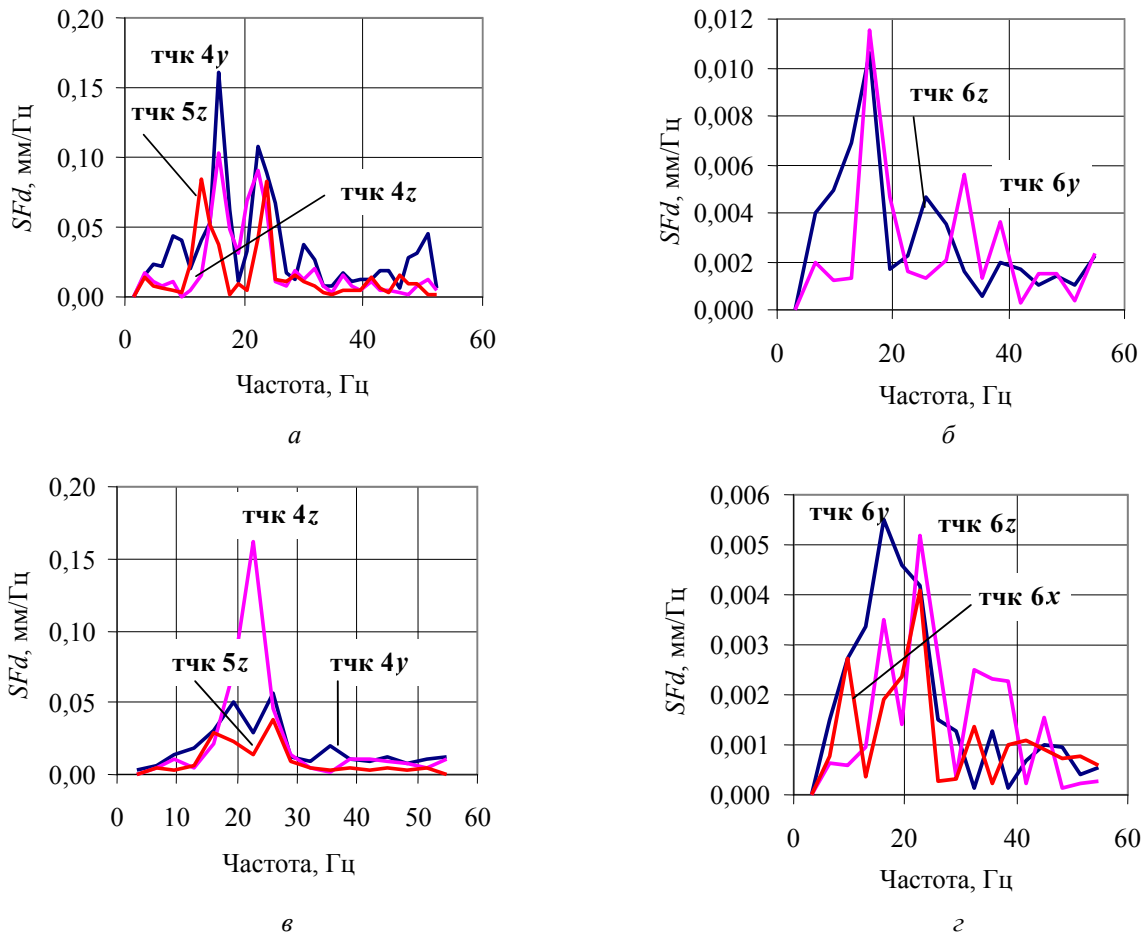


Рис. 4.40. Спектры перемещений при прохождении одинарного трамвая по ближней к объекту нитке трамвайного пути (а, б) и встречном движении одинарных трамваев (в, г)

На частоте, соответствующей частоте собственных колебаний перекрытия, они достаточно хорошо соответствуют наибольшим экспериментально измеренным амплитудам динамических прогибов. При этом следует учитывать, что обе рассматриваемые величины являются мажорантными оценками.

Сравнение наибольших экспериментально определенных динамических перемещений перекрытия с $SRd(T)|_{T_0}$ и соответствующих им стандартов (рис. 4.42) показывает, что оба вида перемещений проявляют значительную склонность синфазности. Однако физическая природа этого различна: если для первых синфазность является результатом преобразования колебательного процесса всей системой и регистрируется только на выходе, то для вторых она заложена в виброграммах входных процессов, используемых в расчетах спектров реакций SDF -моделей. Этим, по-видимому, и определяется расхождение величин сравниваемых параметров.

Определенный интерес представляет и сравнительное рассмотрение $SRd(T)$ для трамвайного движения, определенных по виброграммам вертикальных движений пола внутреннего холла (тчк № 6) и наружной стены здания (тчк № 4) (рис. 4.43, 4.44), которое свидетельствует о значительном увеличении колебаний при переходе от грунта к зданию.

Во всем диапазоне рассматриваемых периодов собственных колебаний SDF -моделей это усиление $SRd(T)$ определяется степенными зависимостями:

$$\text{для одинарного трамвая:} \quad K = 3,1T^{-0,22} \quad (4.26)$$

$$\text{для двойного трамвая:} \quad K = 16,5T^{0,09} \quad (4.27)$$

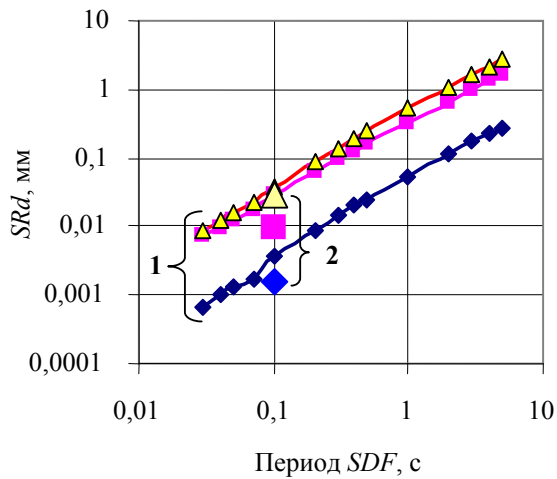


Рис. 4.41. Спектры реакции SDF перекрытия от движения трамваев (1) и соответствующие им экспериментально измеренные динамические прогибы (2)

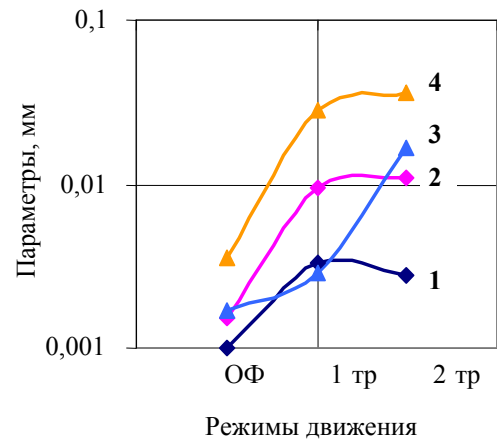


Рис. 4.42. Статистические оценки центрированных экспериментальных измерений и $SRd(T)$:
1, 3 – стандарты перемещений;
2, 4 – максимальные перемещения

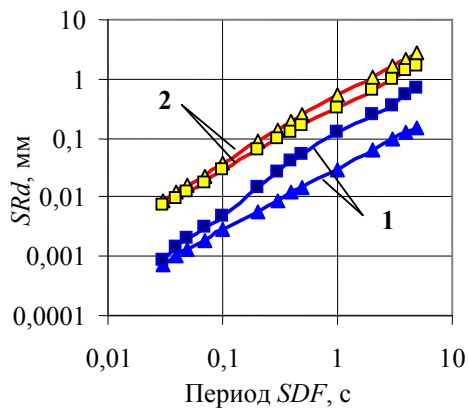


Рис. 4.43. Соотношение спектров реакций SDF-перекрытия, рассчитанные по виброграммам вертикальных перемещений пола внутреннего холла (1) и стены (2)

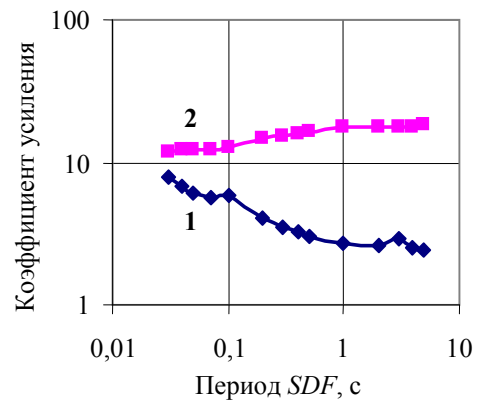


Рис. 4.44. Увеличение $SRd(T)$ SDF-модели при расчете по вертикальным вибрациям грунта (внутреннего холла) и стены при прохождении одинарного (1) и двойного (2) трамвая

В районе частоты реальных собственных колебаний перекрытия величина коэффициента усиления при прохождении одинарного трамвая равна примерно 5,9, а двойного – 12,8. Характерно, что с увеличением периода SDF-модели величина K для одинарного трамвая уменьшается, а для двойного – возрастает.

Основываясь на опыте многочисленных экспериментальных оценок преобразования колебаний при переходе их от грунта к зданию, вышеустановленные особенности поведения исследованного сооружения можно отнести за счет пониженной несущей способности фундамента [65].

Допустимость и риск. Сопоставление зон экспериментальных реализаций соотношений «амплитуда – частота» для исследованного перекрытия с ПДП (рис. 4.45) показывает:

1. Совокупность экспериментальных амплитуд колебаний перекрытия лежит ниже ПДП и может быть аппроксимирована как

$$Z_o = 0,006T^{0,37}. \quad (4.28)$$

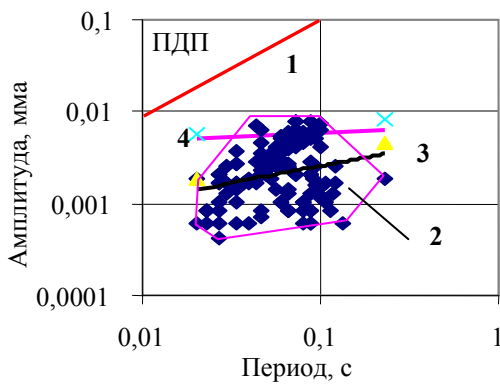


Рис. 4.45. Оценки риска: 1 – граница ПДП; 2 – зона измеренных дискретных перемещений перекрытия при различных режимах движения; 3 – регрессия ансамбля реализаций; 4 – двухсигмовый доверительный интервал

2. Для всех случаев наблюдения превышение ПДП незначительно (меньше 0,01).

3. Наиболее интенсивный режим транспортного движения соответствует одновременному встречному прохождению одинарных трамваев (в период проведения измерений двойные трамваи не ходили). В начале движения двойных трамваев увеличение вибрации, сглаженное синфазностью, может быть оценено по формулам (4.21)–(4.22), полученным для других зданий. Выполненные расчеты показывают, что в этом случае следует ожидать увеличения амплитуд примерно на 25–30%. Однако и в этом случае двухсигмовый доверительный интервал остается достаточно удаленным от ПДП во всем частотном диапазоне.

Выбросы. В связи с незначительным уровнем вибрации оценка выбросов для учебного корпуса ДВГТУ не производилась.

Горизонтальная вибрация здания. Характерной особенностью, отличающей исследованное здание от других, является значительное увеличение вибрации при переходе от грунта к строительным конструкциям (рис. 4.40, в). При этом уровень колебаний наружной стены здания (тчка № 4) в вертикальном и поперечном направлениях по амплитуде соизмерим с колебаниями центра перекрытия.

Как и для здания АНТ, оценка взаимозависимости горизонтальных и вертикальных колебаний в тчка № 4 на уровне второго этажа и тчка № 6 на полу внутреннего двора была произведена по автокорреляционным и взаимным корреляционным функциям в предположении, что измеренные вибрационные процессы эргодичны и центрированы.

Для тчка № 4 автокорреляционные функции имеют характер биений, что позволяет предполагать наличие в колебательном процессе нескольких регулярных составляющих с различными частотами (рис. 4.46). Как известно, в этом случае, начиная с некоторого t , автокорреляционная функция не затухает, а переходит в гармонику с частотой регулярной составляющей. Если автокорреляционные функции подвергнуть в районе биений гармоническому анализу, то влияние каждой из этих составляющих можно оценить коэффициентом, определяемым по формуле

$$k = (2d_{pi}/(1 - d_{pi}))^{0,5}, \quad (4.29)$$

где d_{pi} – нормированная дисперсия i -й гармонической составляющей.

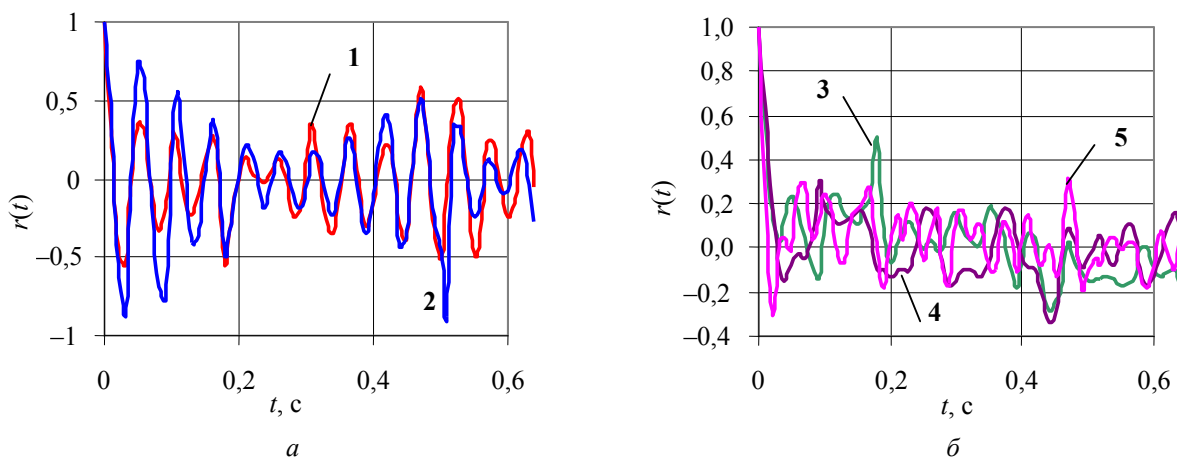


Рис. 4.46. Автокорреляционные функции колебаний при встречном прохождении трамваев для тчка № 4 (а) по составляющим Y и Z (1 и 2 соответственно) и на полу внутреннего двора для тчка № 6 (б) по составляющим X, Y и Z (4, 5, 6 соответственно)

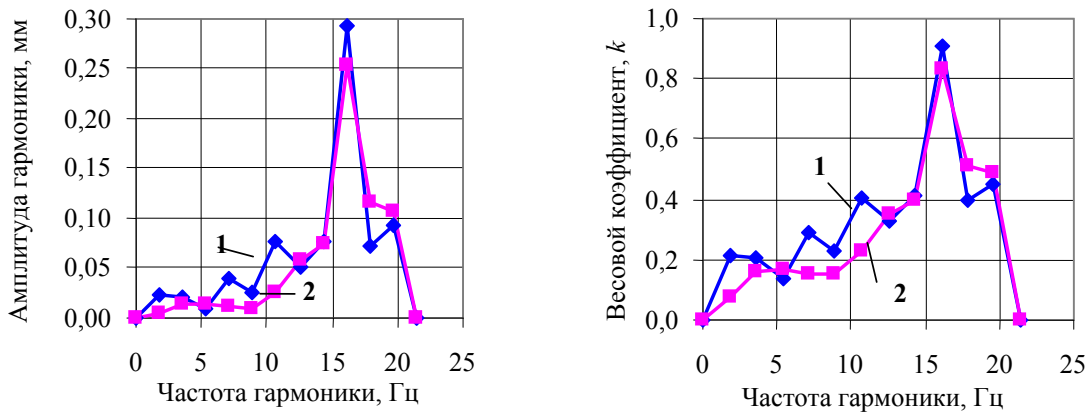


Рис. 4.47. Результаты гармонического анализа автокорреляционных функций для тчк № 4 по составляющим Y (1) и Z (2)

Расчеты показали, что для обеих автокорреляционных функций на частоте примерно 16,1 Гц имеется мощная гармоническая составляющая с $k > 0,8$ (рис. 4.48), соответствующая частоте первого тона собственных колебаний здания в поперечном направлении.

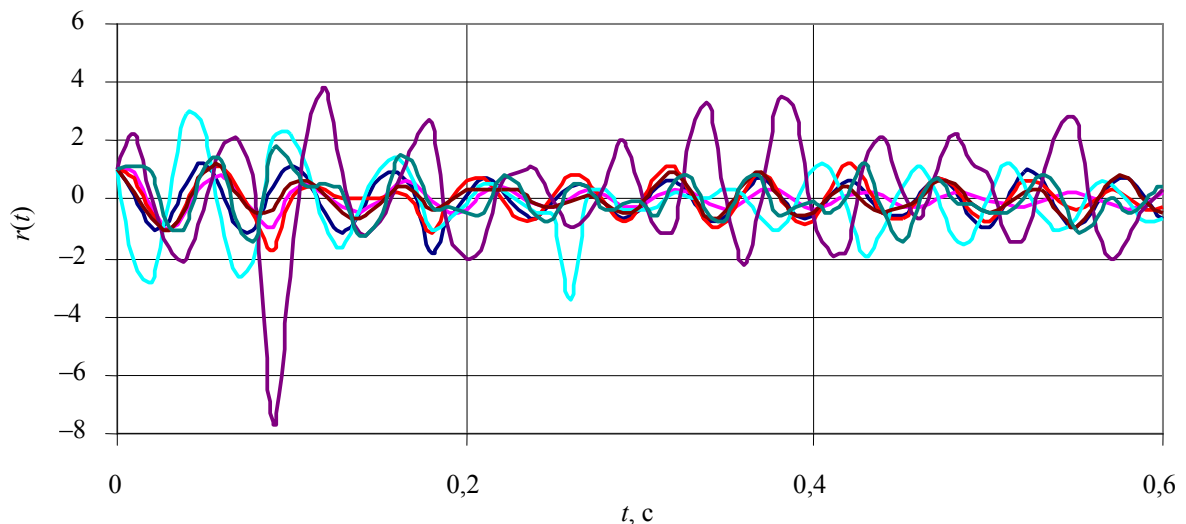


Рис. 4.48. Взаимные корреляционные функции между измерениями в тчк № 6 и 4

Взаимные корреляционные функции между измеренными колебаниями на грунте внутреннего двора (входные процессы) и несущей стене исследованного объекта (выходные процессы) имеют слаботухающий характер и промежуточные пики, которые в определенной степени могут являться результатами задержки в прохождении сигнала через линейную систему. Однако делать какие-либо более определенные выводы только на основании изложенного затруднительно, поскольку на наличие пиков могут сказываться как тракт сигнала или скорость прохождения сигнала через систему, так и его частота.

Передаточные функции. Передаточные функции для исследованного перекрытия, определенные по отношению к точке на наружной стене здания, приведены на рис. 4.49.

Характерными особенностями передаточных функций всех режимов транспортного движения являются:

1. Наличие двух явно выраженных, разнесенных по частотам пиков, из которых пик, соответствующий более высокой частоте, имеет большее значение. При увеличении интенсивности трафика пики перемещаются в более высокочастотную область (рис. 4.49).

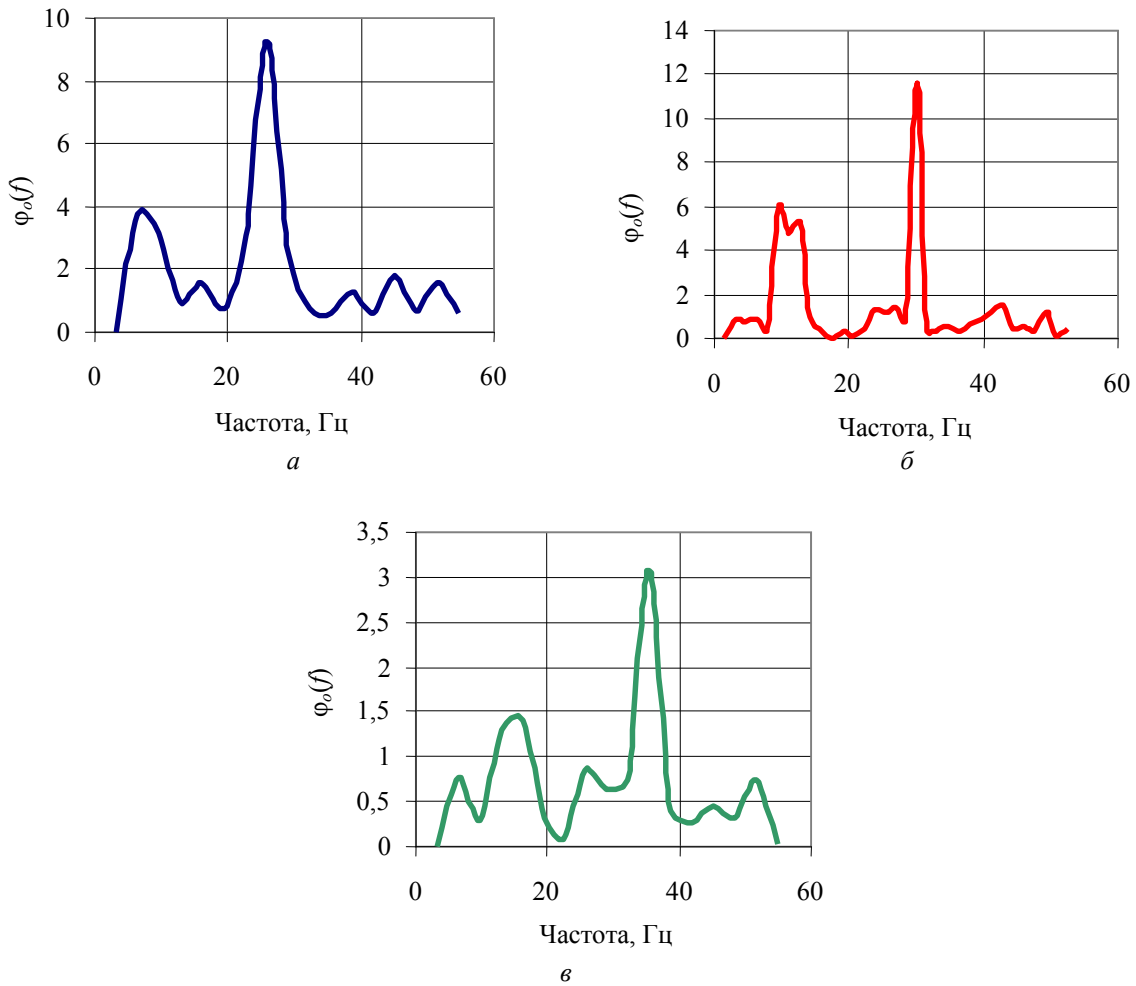


Рис. 4.49. Статистически осредненные передаточные функции по составляющей z (тчк № 5/тчк № 4) для общего фона (а), движения одинарных трамваев в одном направлении (б) и встречного движения одинарных трамваев (в)

2. При переходе от общего фона к движению одинарных трамваев значения пиков возрастают, а при последующем переходе к встречному движению одинарных трамваев – уменьшаются (рис. 4.50), в чем, по-видимому, определяющую роль играет интерференция независимо генерируемых волновых полей.

Эти зависимости могут быть представлены степенными уравнениями для 1-го и 2-го порядков соответственно:

$$\left\{ \begin{aligned} \|\varphi_0\| &= -0,013f^2 + 0,27f - 0,87, \\ \|\varphi_0\| &= -0,018f^2 + 1,10f - 15,08, \end{aligned} \right\} \quad (4.30)$$

где f , $\|\varphi_0\|$ – соответственно линейная частота и нормированные пики передаточных функций.

Для передаточных функций трассы «пол внутреннего двора – стена здания» по составляющим Y и Z таких закономерностей не наблюдается (рис. 4.51): пики многочисленны и сконцентрированы в частотной полосе примерно 20–50 Гц. При усилении трафика значения передаточных функций несколько возрастают.

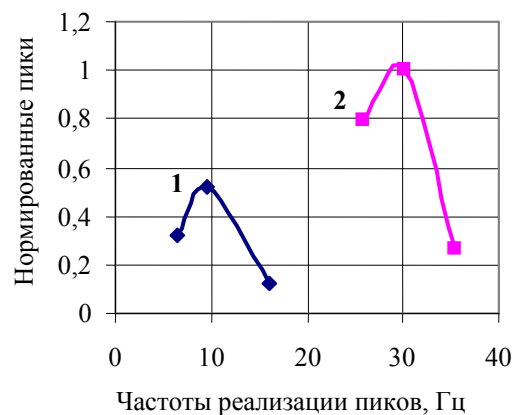


Рис. 4.50. Соотношение нормированных пиков передаточных функций первого (1) и второго (2) порядков

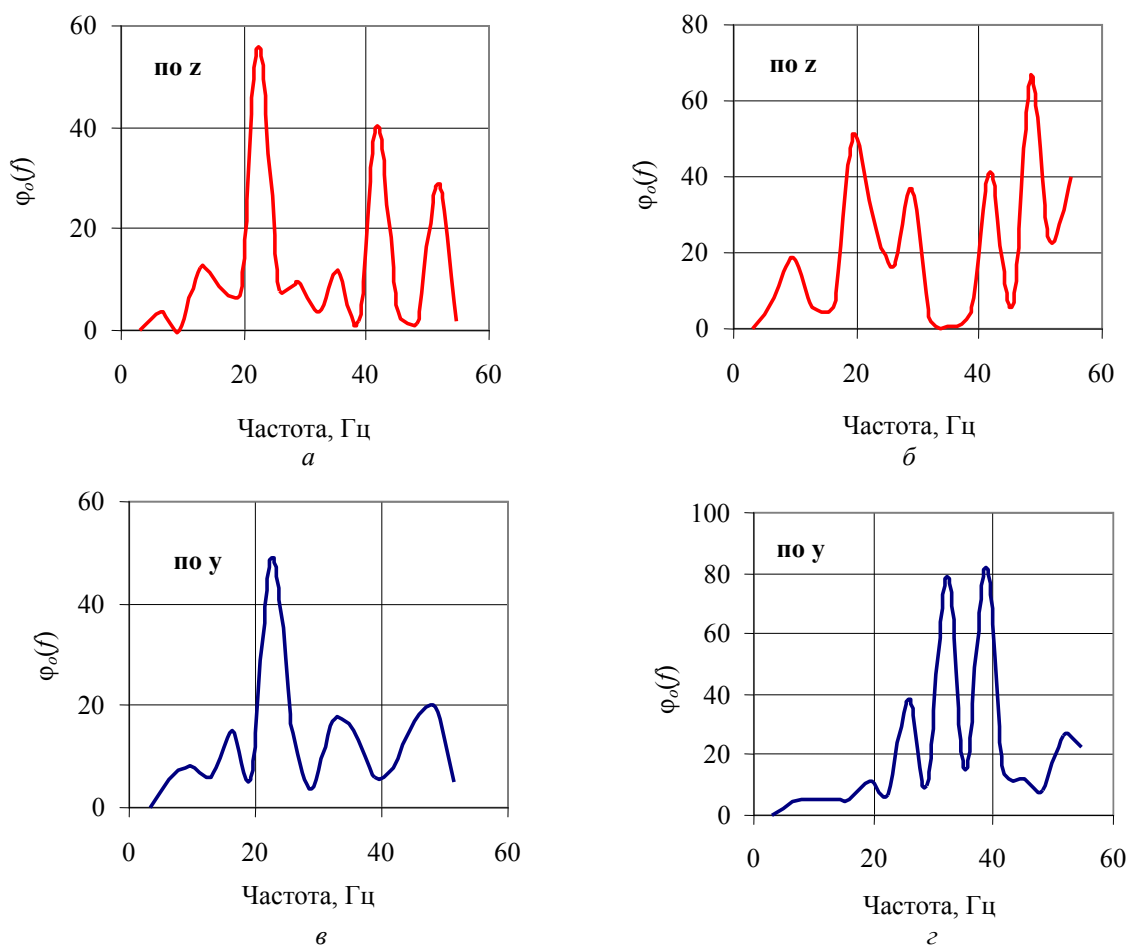


Рис. 4.51. Передаточные функции в системе «пол внутреннего двора – стена здания» по составляющим при прохождении одинарного трамвая (а, б) и для встречного движения одинарных трамваев (в, г)

Характерными особенностями передаточных функций являются:

- большие абсолютные значения передаточных функций, что можно объяснить уже отмеченными сомнениями в работоспособности фундамента;
- большая концентрация пиков передаточных функций по частотной оси для составляющей Y : если для одинарного трамвая центр их группировки лежит в районе примерно 20 Гц, то при встречном движении одинарных трамваев – примерно в районе 35 Гц, т. е. прослеживается тенденция сдвига максимумов в зону более высоких частот при усилении трафика.

Выводы

В результате обработки и анализа результатов экспериментальных измерений динамики перекрытий трех объектов при различных режимах интенсивности городского уличного трафика (автотранспорт и трамваи) установлены следующие общие закономерности:

1. Все ситуации проведения исследований можно охарактеризовать следующим образом:

- внешние динамические воздействия, генерируемые трафиком, являются типовыми случайными процессами продолжительностью до 15–20 с, которые начинаются и завершаются как переходные процессы. Относительная продолжительность, когда внешнее воздействие можно рассматривать как стационарный эргодический процесс, составляет 5–10 с;

– грунтовые условия в районах расположения исследованных сооружений отличаются большим геологическим разнообразием, высокой насыщенностью подземными инженерными коммуникациями и сильным техногенным изменением грунтов;

– здания постройки конца XIX – начала XX вв. с оригинальностью конструктивных решений и планировок подвергнуты в ряде случаев существенной реконструкции.

Вышеперечисленное обуславливает необходимость применения математической статистики, теорий вероятности и случайных процессов при анализе и интерпретации экспериментальных измерений.

2. Установлено, что трамвайный трафик является основным источником вибрации межэтажных перекрытий, поскольку пневматические шины автотранспорта хорошо демпфируют колебания в широком частотном диапазоне.

3. Для перекрытий здания ГУМа, которое рассматривалось как базовое, при всех режимах движения на спектрах перемещений прослеживаются пики на частотах, близких к основным тонам собственных колебаний перекрытий и колебаний здания как единого массива на упругом основании.

Для точек на контуре перекрытий при прохождении трамваев в одном направлении пики выражены наиболее четко, при встречном движении – существенно «размыты». Во всех случаях для центров перекрытий было отмечено преобладающее значение пиков на обеих отмеченных частотах.

Интенсивность вибрации перекрытий нелинейно зависит от количества трамваев N , одновременно проходящих мимо здания, т. е.

$$SRd|_{T=1} = AN^2 + BN + C,$$

где A , B и C – экспериментальные коэффициенты.

Отмеченное можно объяснить интерференцией генерированных отдельными транспортными единицами вибрационных полей, особенно при встречном движении.

Спектры перемещений перекрытий первого этажа здания АНТ в случае, когда ниже уровня пола первого этажа в первом сечении подвальные объемы полностью заполнены уплотненным грунтом, в связи с чем генерированные трафиком колебания при переходе от наружного грунта к основанию здания практически не трансформируются, являются широкополосными и достаточно мощными в диапазоне 14–100 Гц. Для выше-расположенных перекрытий частотные полосы реализации наибольших значений спектров сужаются по частотному интервалу, уменьшаются по величине и в них достаточно явно, а в ряде случаев преобладающе проявляются пики, близкие к частотам основного тона собственных колебаний перекрытий. Спектры вынужденных колебаний в точках измерения, разнесенных по высоте здания, показывают снижение частоты колебаний с увеличением возвышения точки измерения (на уровне третьего этажа почти в два раза по сравнению с уровнем подвала).

Для обследованного перекрытия здания ДВГТУ максимумы спектров вертикальных составляющих разнесены в широкой частотной полосе, однако наибольшее их количество группируется по частотам, резонансным по отношению к частоте собственных колебаний перекрытия. Амплитуды вертикальной составляющей вибрации перекрытия меньше, чем наружной стены, а основания по всем составляющим существенно меньше, чем надфундаментных строительных конструкций. Установленное позволяет предположить, что здание совершает колебания как единое жесткое целое, при этом или его основание не оказывает заметного сопротивления колебаниям такого рода, или конструкции здания имеют существенные скрытые дефекты, значительно снижающие его жесткость.

4. Средние ансамбли реализаций $SRd(T)$ для перекрытий обследованных сооружений при наиболее напряженных режимах трафика могут быть представлены следующими зависимостями:

для ГУМа:
$$SRd(T) = 0,02T^{1,26},$$

для АНТ (для разных групп перекрытий по сечениям):

$$SRd(T) = 0,98T^{1,12},$$

$$SRd(T) = 0,42T^{1,03},$$

для ДВГТУ:

$$SRd(T) = 1,05T^{0,56}.$$

Их взаиморасположение (рис. 4.52) позволяет оценить суммарную несущую способность обследованных зданий. Можно считать, что наихудшими качествами обладает здание учебного корпуса ДВГТУ, модель которого имеет наибольшие отклики на минимальные из зарегистрированных внешних воздействий, наилучшими – здание ГУМа. Здание АНТ занимает среднее между ними положение.

5. Для всех зданий линии $SRd(T)_i - T$ при различных режимах трафика лежат ниже ПДП, а по верхним границам двухсигмовых доверительных интервалов риск превышения ПДП расчетным $SRd(T)$ для ГУМа меньше 0,02, для АНТ достигает 0,29, для ДВГТУ – меньше 0,01.

6. Для перекрытий выбросы за достаточно высокий уровень незначительны: при двухсигмовом доверительном интервале для модуля уровня 0,075 мм частота их реализации равна примерно 0,03 и 0,74 раза в секунду для перекрытий зданий ГУМа и АНТ соответственно, а для перекрытия здания ДВГТУ пренебрежимо мала.

7. Для перекрытий ГУМа и АНТ передаточные функции принципиально однотипны и для общего фона имеют два пика, а для прохождения трамваев – только один в районе собственных колебаний перекрытий. При этом для режима общего фона передаточные функции имеют более ровный характер, чем для режима прохождения трамваев.

Для перекрытия здания ДВГТУ характерно наличие двух явно выраженных разнесенных по частотам пиков, из которых пик, соответствующий более высокой частоте, имеет большее значение. При увеличении интенсивности трафика пики перемещаются в более высокочастотную область. При переходе от общего фона к движению одианрных трамваев значения пиков возрастают, а при последующем переходе к встречному движению одианрных трамваев – уменьшаются, в чем, по-видимому, определяющую роль играет уже обсуждавшаяся интерференция независимо генерируемых волновых полей. Характерны большие абсолютные значения передаточных функций, что можно объяснить уже отмеченными сомнениями в работоспособности фундамента.

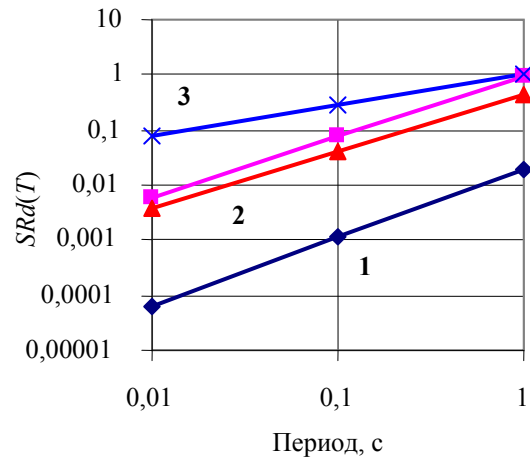


Рис. 4.52 Сводка спектров реакций:
1 – ГУМ; 2 – АНТ; 3 – ДВГТУ

ГЛАВА 5. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВИБРАЦИИ КОНСТРУКЦИЙ И ПЕРЕКРЫТИЙ ЗДАНИЙ ОТ ДВИЖЕНИЯ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА

5.1. Здание железнодорожного вокзала станции Владивосток

Общая ситуация. Здание железнодорожного вокзала во Владивостоке (рис. 5.1), построенное в 1891 г. и претерпевшее в последующие годы ряд перестроек и расширений, является памятником истории и архитектуры республиканского значения. Оно расположено на участке с ровным рельефом на расстоянии 135 м от береговой черты бухты Золотой Рог и конструктивно решено в виде двух объемов (рис. 5.2).



Рис. 5.1. Здание железнодорожного вокзала станции Владивосток со стороны привокзальной площади

Основной двухэтажный протяженный блок расположен на 5 м ниже уровня привокзальной площади с выходом на перрон. Подвальные помещения отсутствуют. Вдоль внутреннего фасада по всей длине здания проходит туннель с инженерными коммуникациями. Фундаменты ленточные, шириной 1,1–1,2 м, из бутового камня, с глубиной заложения 2,8 м. На уровне второго этажа к основному блоку примыкает одноэтажный блок (кассовый зал), решенный в виде лоджии, опирающейся в средней части на колонны.

Перекрытия выполнены в виде железобетонного наката по металлическим двутавровым балкам высотой 36–40 см.

Инженерно-геологическими изысканиями ОАО «ПриморТИСИЗ» было установлено (скважины № 1–4 глубиной 8–14 м), что непосредственно под подошвой фундамента залегают перемежающиеся суглинки и гравийно-щебенистые грунты. Скважиной № 5 с глубины 4,5 м вскрыта полость мощностью 2,1 м, заполненная пульпой. Такие же полости с глубин 4,3–8,0 м мощностью 3,0–3,7 м вскрыты скважинами № 6 и 7, пробуренными на привокзальной площади. Уровень грунтовых вод (УГВ) выше подошвы фундамента на 15–60 см, а в толще со стороны привокзальной площади выше УГВ в зоне фундамента здания примерно на 3,8 м, т. е. он создает подпор грунтовой воде, распространяющейся с Тигровой сопки.

Биолокационная съемка показала, что под средней частью здания вокзала проходит водонасыщенная зона илов, имеющая в плане форму трапеции, которая на привокзальной площади имеет ширину примерно 40 м с глубиной залегания 3–4 м, а с морской стороны вокзала – 18 м с глубиной залегания 17–34 м.

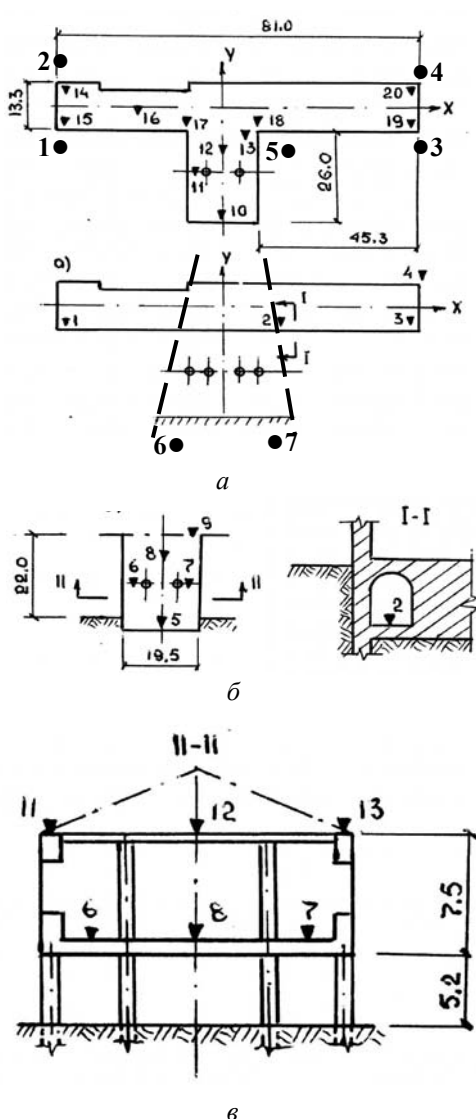


Рис. 5.2. Ситуационная схема испытаний здания железнодорожного вокзала: а – основание здания; б – пол перехода к привокзальной площади; в – потолочное перекрытие; ▼₁₀ – точка измерения вибрации и ее порядковый номер; — — — — — граница водонасыщенной зоны грунтов

фундаментов, грунтов основания и надземных конструкций. Перед началом исследований приводились достаточно убедительные доводы о приоритетной роли транспортной вибрации в возникновении и развитии повреждений, поскольку железнодорожные пути располагаются в непосредственной близости от здания вокзала и даже под ним (рис. 5.3).

Наблюдения за режимом движения пассажирских и грузовых составов показали следующее:

- подходя к району пассажирских платформ, все грузовые составы уменьшают скорость движения до 15–20 км/ч в любое время суток;
- в зависимости от длины состава относительная продолжительность колебаний, в течение которой их можно рассматривать как стационарный эргодический процесс, составляет около 100–120 с;
- по нечетным путям движение грузовых составов массой 3500–4500 т происходит, как правило, по наиболее удаленным ниткам; по четным путям движения грузовых составов практически не происходит;

Комплексным обследованием здания, выполненного ДальНИИС, было установлено, что расчетные осадки фундамента под торцевыми стенами в два-три раза меньше предельно допустимых, в то время как в средней части здания они близки к ним.

Вышеперечисленные причины в сочетании с атмосферными и техногенными воздействиями (в том числе взрывы в грунте при строительстве в 1960 г. расположенного на расстоянии 55–75 м здания морского вокзала и вызванные этим нарушения установившегося гидрологического режима) привели к развитию в строительных конструкциях здания железнодорожного вокзала к 1992 г. многочисленных трещин.

На обоих фасадах по обе стороны от лоджии образовались группы проходящих через оконные проемы косых трещин, направленных под углом 45° от концов здания с подъемом к середине. Ширина раскрытия трещин доходила до 3–5 мм с увеличением ширины раскрытия к цоколю. Указанные группы трещин образовывали дугу, охватывающую участок длиной около 30 м, а на торцах здания образовались вертикальные трещины по всей высоте, проходящие через оконные проемы, с шириной раскрытия до 5 мм. Такое расположение трещин свидетельствовало о том, что средняя часть основного блока проседает больше, чем его концы (прогиб средней части цоколя превышает 10 см). Выявленные повреждения явились причиной проведения реставрационного ремонта.

В то же время обследование фундаментов показало, что остаточная несущая способность фундамента (физический износ 20–30%) превосходит расчетную нагрузку на 70–100%.

Экспериментальное измерение вибрации здания от движения железнодорожных составов являлось частью общих работ по обследованию

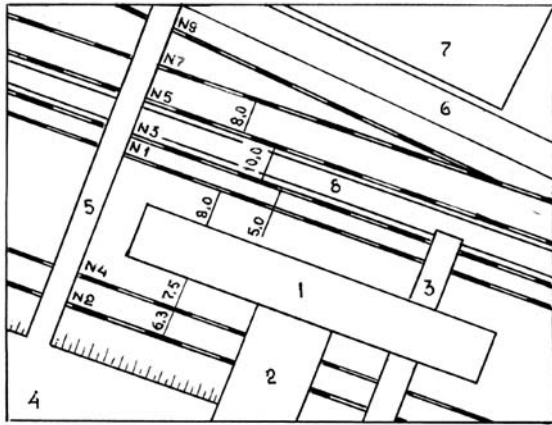


Рис. 5.3. Ситуационный план района железнодорожного вокзала: 1 – основное здание вокзала; 2 – кассовый зал; 3 – виадук из вокзала на перрон; 4 – привокзальная площадь; 5 – виадук от морского вокзала на привокзальную площадь; 6 – автодорога; 7 – здание морского вокзала; 8 – высокая платформа (на рисунке указаны номера путей)

ограниченного опорными конструкциями и колоннами, тчк № 10, 11, 13–15, 17–20 – по контуру опирания покрытия, тчк № 12 – на покрытии над тчк № 8, 16 – на стальной балке в центре покрытия ресторана. В связи с большим количеством точек измерения в них производились несинхронными группами (табл. 5.1). Наиболее характерная осциллограмма вибрации (перемещения) приведена на рис. 5.4.

– пассажирские составы подаются на пути, наиболее близко расположенные к зданию вокзала, в режимах плавного торможения или разгона.

Задачей экспериментальных измерений являлось определение параметров вибрации основания здания, перекрытий пола и покрытия кассового зала, верхней части несущих строительных конструкций здания при различных вариантах движения составов.

Измерения перемещений были произведены в 20 точках по трем составляющим. Точки № 1–3 располагались на полу туннеля тепловых коммуникаций, проходящего ниже уровня грунта вдоль всего здания, тчк № 4 – на грунте вблизи угла здания, тчк № 5, 9 – на полу над несущими стенами у входа и выхода в кассовый зал, тчк № 6, 7 – на полу кассового зала у колонн, тчк № 8 – по оси кассового зала в центре перекрытия,

Таблица 5.1

Характеристики режимов движения подвижного состава и синхронность измерений

Движение составов Характеристика	Номера точек измерения вибрации (рис. 4.2)																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Проход ПС по пути № 2	•	•	•	•						•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
Отправление ПС с пути № 2	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•							
Прибытие ПБС на путь № 4	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
Отправление ПБС с пути № 4	•	•	•	•						•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
Прибытие ПС на путь № 1	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•							
Отправление ПС с пути № 1	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
Прибытие ПС на путь № 3					•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
Отправление ПС с пути № 3										•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
Прибытие ПС на путь № 5	•	•	•	•										•	•	•	•	•	•	•
Отправление ПС с пути № 5														•	•	•	•	•	•	•
Проход ЭП по пути № 3														•	•	•	•	•	•	•
Проход ЭП по пути № 7														•	•	•	•	•	•	•
Проход ЭП по пути № 9										•	•	•	•							
Проход ГС по пути № 2										•	•	•	•							
Проход ГС по пути № 3										•	•	•	•							
Проход ГС по пути № 5	•	•	•	•	•	•	•	•	•					•	•	•	•	•	•	•
Проход НС по пути № 7	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
Проход НС по пути № 9														•	•	•	•	•	•	•
Общий фон, ветровые нагрузки	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•

Примечание. Символами обозначены: ПС – пассажирский состав; ПБС – почтово-багажный состав; ЭП – электропоезд; ГС – грузовой состав; НС – нефтеналивной состав.

Для расположенных в пролете перекрытий тчк № 8, 12 и 16 производились измерения свободных затухающих колебаний, генерированных однократным «подпрыгиванием» в их центре. Определенные по последовательным промерам осциллограмм свободных затухающих колебаний статистические оценки частот основного тона перекрытий по составляющей Z и коэффициенты затухания в долях от критического для тчк № 8, 12 и 16 равнялись соответственно 9,4–6,6–8,6 Гц и 0,09–0,06–0,08. Кроме того, для каждой схемы расстановки в ночное время производились измерения колебаний от естественного общего фона внешних воздействий (в основном от ветровых нагрузок) (рис. 5.4), результаты обработки которых приведены в табл. 5.2.

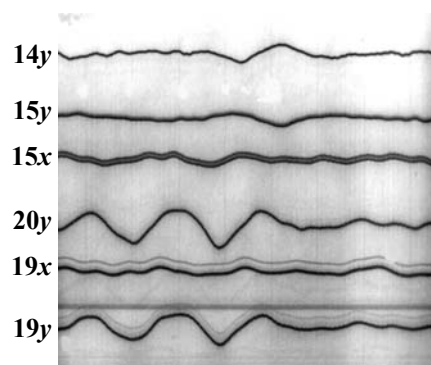


Рис. 5.4. Осциллограмма колебаний конструкций железнодорожного вокзала в режиме регистрации общего фона

Таблица 5.2

Частотные параметры спектров колебаний конструкций здания железнодорожного вокзала

Номер точки измерения	Составляющая	Низшие тона свободных колебаний, Гц	Пиковые частоты вынужденных колебаний, Гц
1	2	3	4
1	X	4,9–9,1	5,1– 8,2 –9,0–11,7
	Y	5,0–11,1	3,9–5,5–6,7–7,8– 9,0
	Z	7,9–10,0	0,4 –11,3
2	X	5,2	5,5– 7,8 –9,4–11,7
	Y	6,0	0,4– 5,5
	Z	4,9–8,2	5,5 –8,2
3	X	7,1–10,0	4,7– 6,3 –7,8–9,4–11,0–12,5
	Y	5,6	0,4– 5,1
	Z	4,7	5,5 –9,0–11,0–16,3–17,2
4	X	2,2–6,5	1,2–5,5– 6,7 –7,8–12,1–14,1
	Y	5,4	1,6–4,7– 5,5 –12,5–14,5
	Z	4,8	5,5
5	X	4,7	1,2–3,9– 4,7 –8,8
	Y	5,0	0,4– 4,3 –6,7
	Z	4,2	0,4 –3,9–5,1–6,7–8,2
6	X	6,6	0,4–3,9– 5,0 –5,5–7,0–8,2
	Y	4,4–7,1	0,4– 3,9
	Z	7,4	0,4–6,7–8,2– 9,8
7	X	6,9	0,4– 3,9 –5,5–7,0–11,0
	Y	4,5	3,9– 4,3
	Z	8,2	6,6 –11,0
8	X	7,6	0,4 –3,9–7,8
	Y	6,0	0,4 –3,9–6,7
	Z	8,8 (9,4)	7,4– 9,4
9	X	4,8–12,3	5,9– 8,2
	Y	4,2–7,7	0,8– 3,9 –8,2
	Z	6,1–9,7	5,1– 8,2
10	X	7,9–13,6	4,3 –7,8
	Y	5,1–9,0	4,3 –3,5
	Z	9,4	0,4– 4,3 –7,4
11	X	6,4	4,3 –7,5
	Y	4,4–15,5	4,3
	Z	11,5	3,9–6,7–7,8–9,0
12	X	3,8–9,1	4,3
	Y	10,0–20,0	3,5– 4,3
	Z	6,8 (6,6)	6,7 –7,8

1	2	3	4
13	X	4,5–6,0	0,4 –3,9–7,8
	Y	3,6–5,0	0,4 –2,0–4,7
	Z	8,3–10,7	4,3 –5,5–8,2
14	X	5,2	4,7
	Y	3,8–5,1	3,9 –5,9
	Z	4,8	1,2 –5,1–7,8–10,2–12,1
15	X	4,3–5,6	0,4–4,3– 5,5 –6,7
	Y	4,3–5,1	3,9
	Z	5,1	0,4–4,3– 5,5 –7,8–9,0–14,9
16	X	6,3	5,5
	Y	4,3–7,5	4,3
	Z	7,9 (8,6)	8,6 –11,0–12,1–14,5–16,8
17	X	3,5–4,6	0,4 –2,4–3,1
	Y	4,5–9,1	2,0–3,5– 11,0 –13,7
	Z	5,5	0,4 –4,7–7,8
18	X	5,0–8,3	1,2
	Y	3,5–5,4	0,4– 2,0 –4,7
	Z	8,8	4,7 –7,0–9,9–10,2
19	X	5,3	0,4–4,3– 6,5 –13,3
	Y	5,1	0,4– 4,7 –7,4–11,0–15,3
	Z	6,5	5,5 –7,4–10,2–11,0
20	X	5,1	0,4 –2,4–4,3–5,9–8,2
	Y	4,2–5,3	0,4– 4,7 –7,4–11,0–15,3
	Z	7,7	0,4–4,7– 8,6 –11,0–14,5

Примечание. Частоты приведены для пиков спектров, величина которых составляет не менее половины максимального значения; выделены частоты, соответствующие максимальным пикам; значения, приведенные в скобках, получены при «подпрыгиваниях».

Достаточно проблематичным являлся вопрос о сопоставлении результатов измерений, выполненных на пяти несинхронизированных системах при различных режимах движения разнотипных железнодорожных составов по путям, удаленным от здания вокзала на различные расстояния. При этом два из них проходили по другую сторону от здания в отличие от остальных. Решение этого вопроса было выполнено при следующих допущениях:

- при всех режимах движения составов здание остается линейной системой;
- колебания грунта, генерированные прохождением одиночных составов, являются стационарными, исключая переходные процессы при приближении и удалении составов;
- массы вагонов, входящих в пассажирские, грузовые и нефтеналивные поезда, примерно равны для каждого типа подвижного состава.

При этих допущениях сравнение результатов по высоте производилось по базовым трехкомпонентным точкам, выбранным в каждой измерительной системе (тчк № 2, 9, 13 и 18 соответственно для измерительных систем № 1–5), в которых были произведены синхронные измерения для режимов сквозного движения груженых почтово-багажных составов по путям № 4 и № 3 (по обе стороны вокзала).

Результаты визуальной оценки регистраций показали, что наиболее неблагоприятным является движение почтово-багажных составов по пути № 4 и грузовых составов по путям, наиболее близко расположенным к вокзалу.

При движении составов по путям № 1–4 на всех осциллограммах (рис. 3.13) четко прослеживаются импульсы от прохождения колес вагонов через стыки рельсов. Амплитуда вибрации конструкций от них была в 1,5–2,5 раза больше общего вибрационного фона.

Спектральный анализ. Для всех точек измерения был выполнен анализ Фурье (по перемещениям), который позволил выявить энергонесущие частоты вынужденных колебаний обследованных конструкций, общий энергетический характер спектров и зависимость его от конкретных условий точек измерения (табл. 5.2).

Общая спектральная картина состояния здания достаточно сложная. В этом, по-видимому, проявляются следующие факторы:

- сложная пространственная структура сооружения, при которой блок кассового зала является своеобразным кинематическим возбудителем колебаний основного здания;
- блок кассового зала опирается не на сплошной грунт, а по сути дела на подпорную стенку высотой около 5,5 м, которая сдерживает водонасыщенный грунт и тоже может иметь свои собственные частоты колебаний;
- разделение здания трещинами на отдельные блоки, динамические характеристики которых неизвестны;
- резко разнородные по физико-механическим и фильтрующим свойствам грунты под средней частью основного здания, его концами и в районе выхода эркера на привокзальную площадь.

Тем не менее полученные спектральные оценки в сочетании с результатами частотного анализа измерений общего фона и частотами собственных колебаний, полученными при «подпрыгивании», позволяют сделать следующие выводы.

Составляющая Z (вертикальная). 1. Спектры в тчк № 1, 3 и 4 – широкополосные и, как правило, не имеют определяющих пиков. Спектры для тчк № 2, расположенной над водонасыщенным грунтом, – узкополосные и имеют четко выраженный пик (рис. 5.5). В определенной степени это можно объяснить тем, что водонасыщенный грунт отфильтровывает частоты и, являясь достаточно мягким основанием для средней части здания, способствует снижению его жесткости в этом районе. Кроме того, характер расположения трещин и их размеры дают основание предполагать, что средняя часть здания, оконтуренная трещинами, изолирована от остальных конструкций и является самостоятельным динамическим элементом. В то же время торцевые части фундамента здания в полной мере испытывают весь спектр частот, которые передаются на них через жесткий грунт от движения составов. Спектры в тчк № 5 по характеру аналогичны спектрам в тчк № 2.

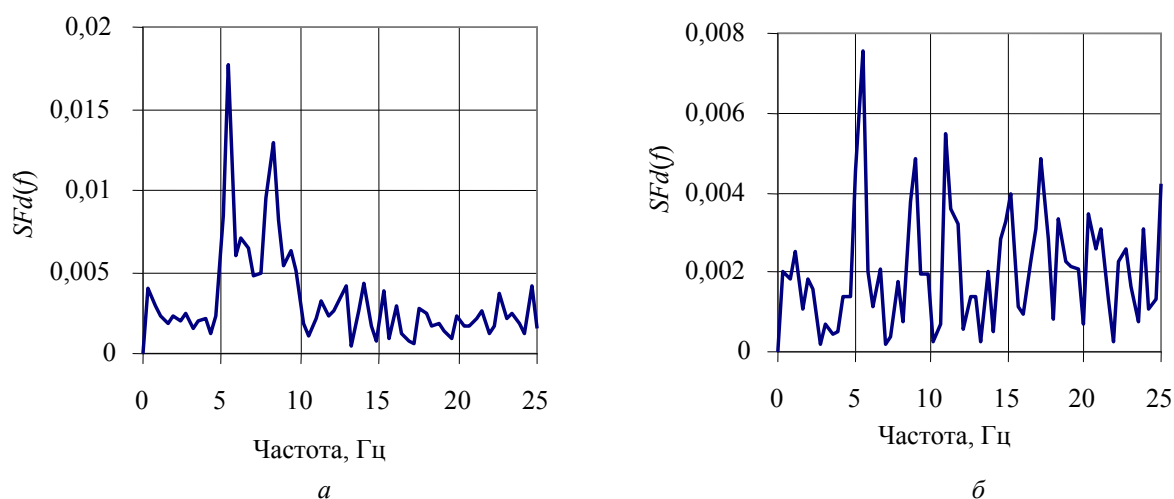


Рис. 5.5. Узкополосный спектр вибрации в тчк № 2 (а) и широкополосный – в тчк № 3 (б)

2. Спектры точек, расположенных на торцах здания по верху наружных стен (тчк № 14, 15, 19, 20), являются также широкополосными. Это можно объяснить тем, что при передаче вертикальных колебаний по вертикальным элементам наличие трещин не является препятствием, поскольку они не раскрываются при колебаниях и передают перемещения в полной мере.

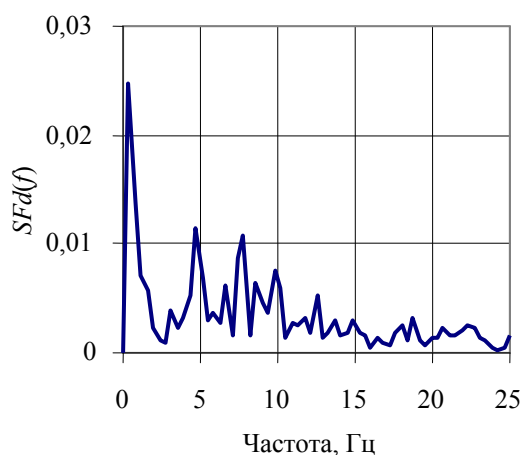


Рис. 5.6. Появление пика на необычно низкой частоте (тчка № 17)

Спектр колебаний центра перекрытия северного крыла основного здания (тчка № 16) имеет явно выраженный пик на частоте собственных колебаний, однако в отличие от тчек № 8 и 12 этот пик сформирован на фоне значительного равномерного энергонасыщения других частот.

Это можно объяснить тем, что колебания опорного контура этого перекрытия (тчка № 14, 15, 17) имеют широкополосные спектры (рис. 5.7).

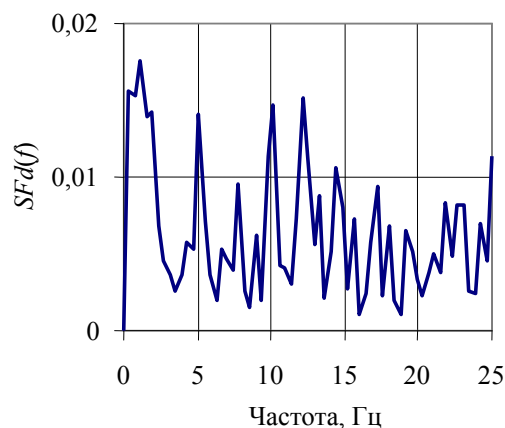
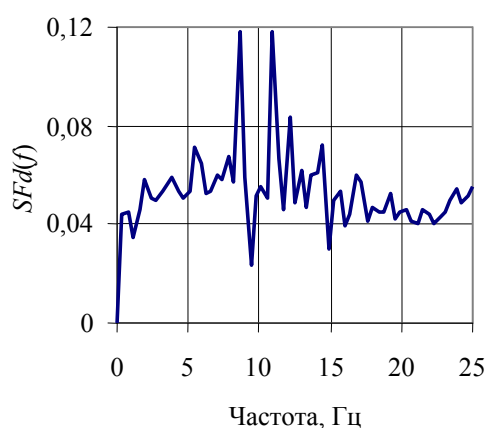


Рис. 5.7. Спектр вибрации центра покрытия (северное крыло основного блока, тчка № 16) и его опорного контура (наружная несущая стена, тчка № 14)

Составляющая Y (горизонтальная поперечная). 1. В отношении спектров в тчка № 1–5 ситуация такая же, как и для составляющей Z.

2. В точках, расположенных на верхних уровнях здания, широкополосность спектров проявлялась незначительно. Как правило, спектры группировались вокруг одной-двух определяющих частот. Исключение составляли спектры в тчка № 19 и 20, расположенных наверху наружных стен южного торца основного здания, наименее затронутого трещинами, спектр вибрации в которых был широкополосным.

3. Спектры в тчка № 17 (рис. 5.8) имели резко выраженные, примерно равные по величине и существенно отстроенные по частоте два пика, первый из которых соответствовал частоте свободных колебаний блока кассового зала по составляющей X, а второй – частоте свободных колебаний основного здания по составляющей Y (характерное проявление связанных колебаний пространственных динамических систем, зарегистрированное, в частности, при исследованиях динамики угольных эстакад АртемГЭЦ) [72].

4. Пики на частоте 0,4 Гц отмечены только в точках измерения на южном торце здания и покрытии кассового зала (лоджии).

Составляющая X (горизонтальная продольная). 1. В отношении спектров в тчк № 1–5, 20 и 19 ситуация такая же, как и для составляющих Z и Y .

2. Спектр центра покрытия северного крыла основного здания (тчк № 16) (рис. 5.9) имеет достаточно размытый характер в диапазоне 3,0–15,0 Гц с четко выраженным пиком на частоте примерно 0,4 Гц. Спектр колебаний центра перекрытия кассового зала (тчк № 12) имеет четко выраженный пик на частоте примерно 4,3 Гц и существенно меньшие по величине пики спектров на частотах примерно 0,4 и 7,8 Гц, а спектр пола кассового зала (тчк № 8) имеет широкополосный спектр с соизмеримыми по величине пиками на частотах (в порядке убывания мощности) 0,4–3,9–7,8 Гц (рис. 5.9, в).

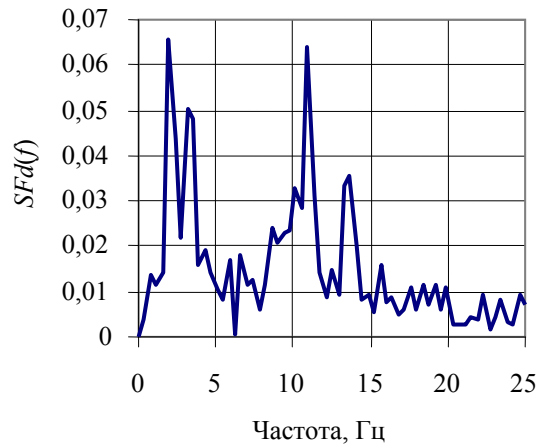


Рис. 5.8. Проявление связности колебаний основного блока и лоджии (кассового зала) по составляющей Y в раздвоенности спектра тчк № 17

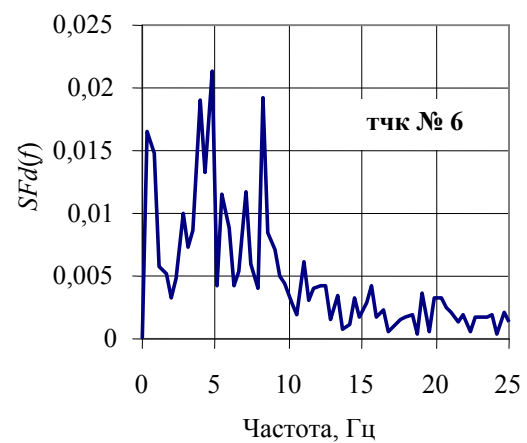
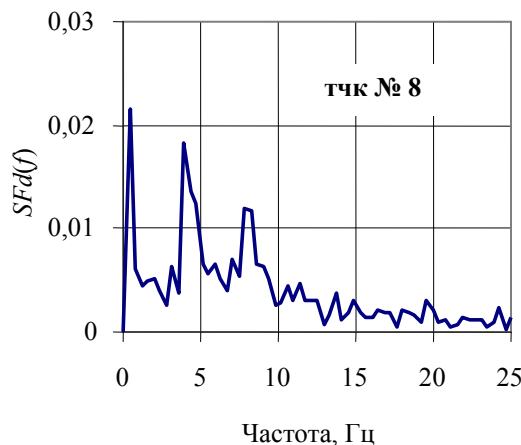
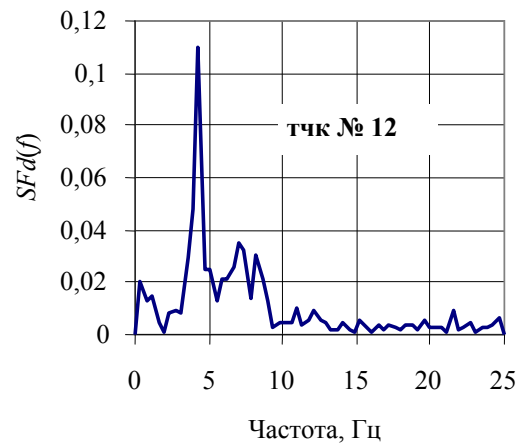
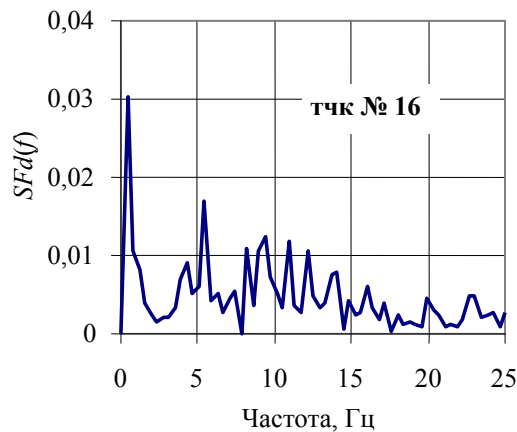


Рис. 5.9. Спектры колебаний центров перекрытий (тчк № 16, 12, 8) и перекрытия кассового зала у колонны (тчк № 6)

Наблюдается большое подобие последнего спектра со спектром колебаний перекрытия вблизи колонны (тчк № 6), в частности наличие у обоих спектров мощных составляющих на отмеченных частотах.

В данном случае характер распределения пиков по частотам можно объяснить тем, что основное здание вокзала и кассовый зал (лоджия) имеют существенно различную жесткость по составляющей X и регистрации отражают не столько поведение перекрытий, сколько самих блоков здания.

3. При переходе от фундамента к вышерасположенным частям здания для всех составляющих измерительных точек базовой вертикали наибольшие значения спектров перемещений возрастают (рис. 5.10), хотя и не в одинаковой закономерности.

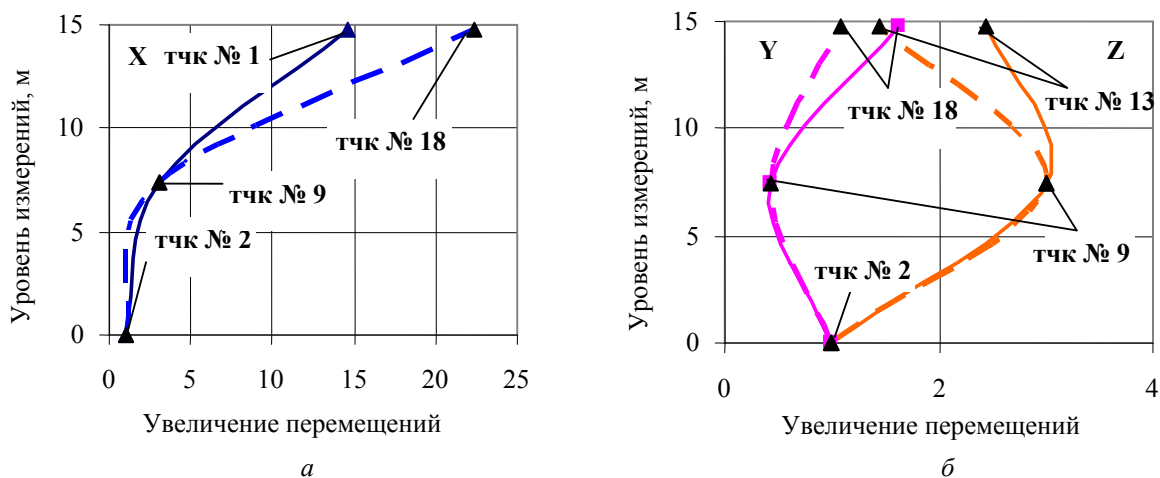


Рис. 5.10. Изменение уровня вибрации по высоте сооружения (базовые точки): а – по составляющей X; б – по составляющей Y (расположение точек измерения см. на рис. 5.2)

По составляющей X (рис. 5.10, а) увеличение пиков спектров перемещений происходит с непрерывным возрастанием, которое резко увеличивается при переходе от пола лоджии к покрытию. При этом большее увеличение соответствует измерительной точке на покрытии лоджии по сравнению с точкой на конструкциях основного здания.

4. По составляющей Y (рис. 5.10, б) при переходе от основания к полу лоджии значения пиков спектров перемещений несколько уменьшаются, а затем возрастают, практически достигая по величине значений, соответствующих основанию. Для составляющей Z картина обратная: при переходе от основания к полу лоджии значения пиков спектров возрастают, а затем уменьшаются до величины, соответствующей перемещению основания. Имеются расхождения в перемещениях покрытия лоджии и конструкций основного здания, но в этих случаях они обратные по сравнению с составляющей X: перемещения конструкций основного здания меньше, чем лоджии. Это можно объяснить разрушением связующих элементов как между лоджией и основным зданием, так и несущих элементов основного здания.

Принципиально аналогичная картина наблюдается и для средних значений пиков спектров перемещений точек измерения рассматриваемых районов (рис. 5.11).

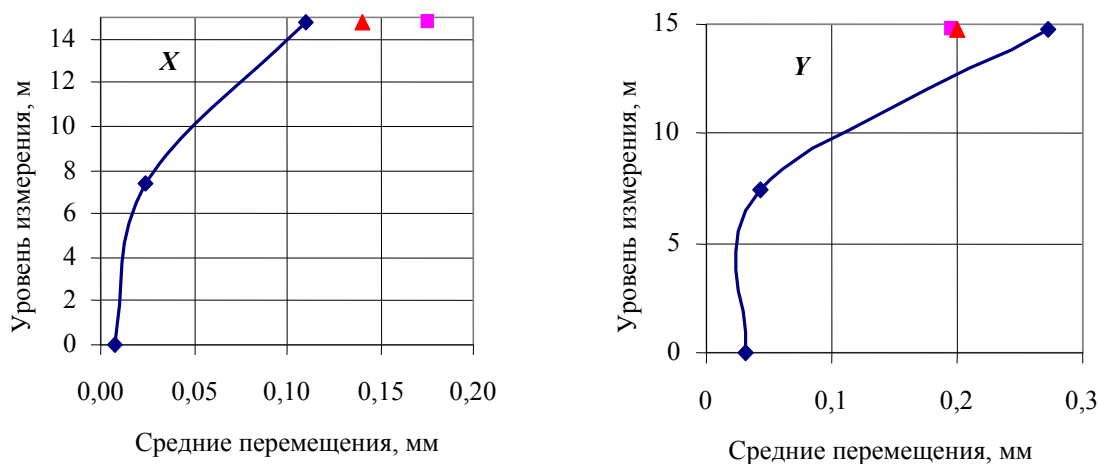


Рис. 5.11. Изменение перемещений по составляющим по высоте для разных частей здания:
 ◆ – вертикаль «основание – пол лоджии – покрытие лоджии»; ▲ – покрытие северного крыла;
 ■ – покрытие южного крыла (см. также с. 107))

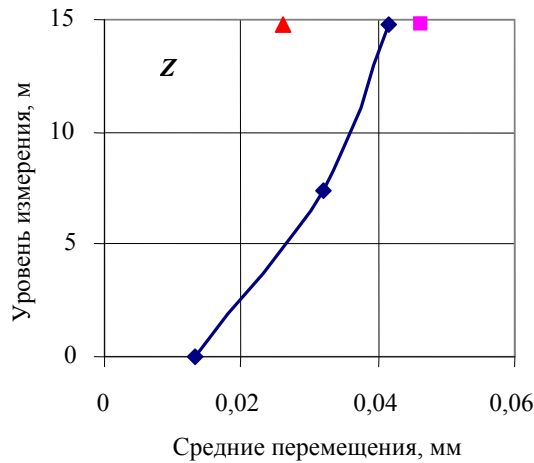


Рис. 5.11. Окончание

5. Графическое сопоставление частот пиков спектров (табл. 5.2) представлено на рис. 5.12. Как известно, при прохождении через линейную систему колебательного процесса наиболее проявляются составляющие, соответствующие собственным частотам самой системы в целом или ее отдельных частей [73]. Если исходить из этой позиции, то линия наибольших пиков на рис. 5.12 характеризует частоты, наиболее близкие к собственным. Средние значения пиковых частот по районам измерения для составляющих даны в табл. 5.3.

Нанесенные на рис. 5.12 значения низших тонов собственных колебаний по точкам измерения, полученные по обработкам осциллограмм регистраций общего фона, показывают хорошее согласие между результатами этих двух видов измерений и обработки.

Таблица 5.3

Средние значения пиковых частот по районам

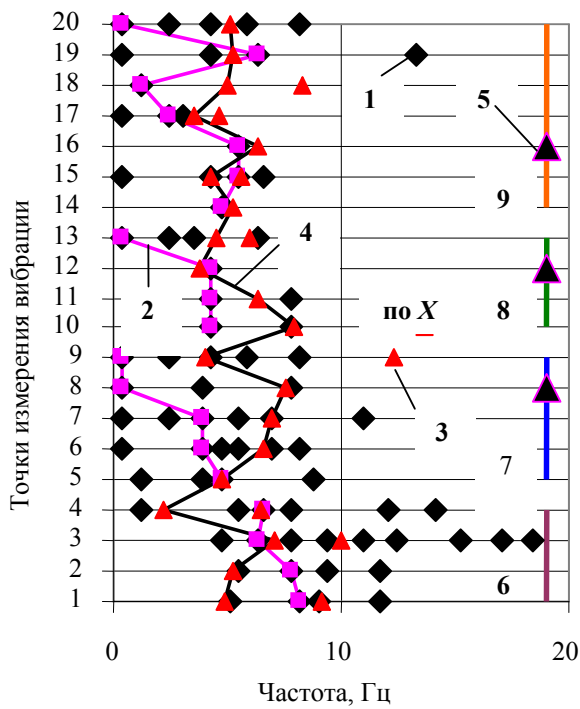
Район измерений	Средние частоты пиков, Гц		
	по X	по Y	по Z
Покрытие основного здания	3,7	3,6	5,2
Покрытие кассового зала	3,3	3,3	6,1
Пол кассового зала	2,7	3,4	7,6
Основание	7,2	6,3	4,2

Спектры реакций. Спектры реакций рассчитывались для перекрытия пола кассового зала и покрытий кассового зала, северного крыла основного здания. Для каждого режима движения за осциллограммы, определяющие колебания перекрытий, принимались регистрации в соответствующих опорных точках: для пола кассового зала – тчк № 6, 7, 9, покрытия лоджии – тчк № 11, 13, 17, покрытия северного крыла – тчк № 14, 15, 17.

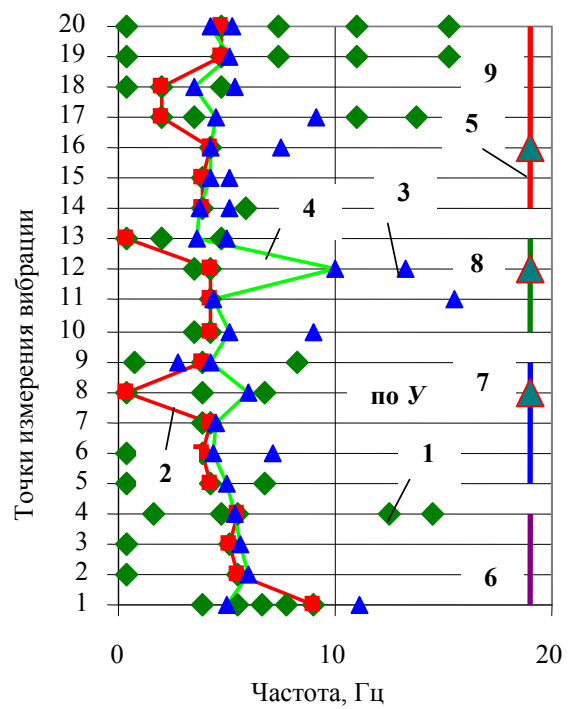
Результаты, представленные на рис. 5.13, показывают: спектры реакции от осциллограмм, зарегистрированных для точек контура, которые расположены ближе к проходящему составу, имеет большую величину, что соответствует физической картине процессов.

Ансамбли $SRd(T)$ от всех зарегистрированных осциллограмм контурных точек опирая дают следующие статистические аппроксимации:

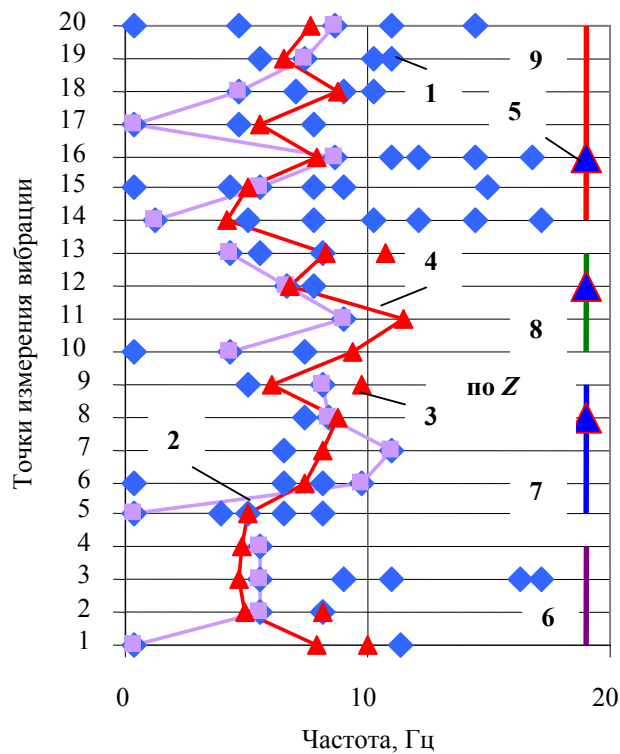
$$\left. \begin{array}{l} \text{покрытие северного крыла} \\ \text{покрытие лоджии} \\ \text{пол лоджии} \end{array} \right\} \begin{array}{l} SRd(T) = 0,030T^{1,36}, \\ SRd(T) = 0,066T^{1,20}, \\ SRd(T) = 0,018T^{1,32}. \end{array} \quad (5.1)$$



а



б



в

Рис. 5.12. Распределение пиков спектров колебаний конструкций здания вокзала по частотам для составляющих X (а), Y (б) и Z (в): 1 – частота пика для точки измерения; 2 – линия энергонесущих пиков; 3, 4 – низшие тона, определенные по осциллограммам общего фона, и огибающая первого тона; 5 – индексация точек центров перекрытий; 6–9 – точки основания, пола, покрытия кассового зала и основного здания вокзала

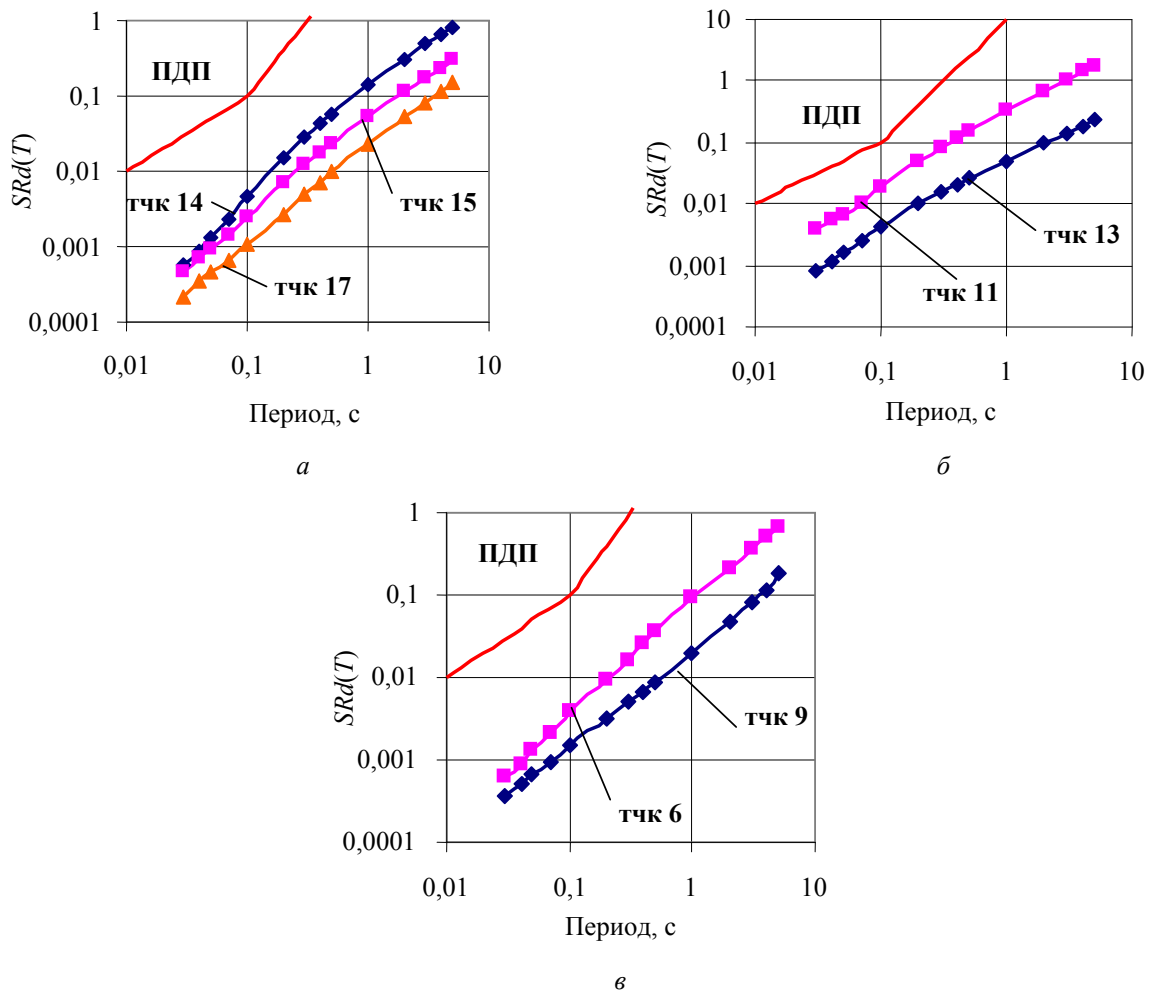


Рис. 5.13. Спектры реакций SDF-моделей перекрытий, рассчитанные по осциллограммам точек контуров опирания: а – покрытие северного крыла основного здания (прохождение грузового состава по третьему пути); б, в – покрытия лоджии и пола кассового зала соответственно (прохождение почтово-багажного состава по четвертому пути)

Допустимость и риск. Как видно из рис. 5.13, реализации линий $SRd(T) - T$ для наиболее тяжелых режимов нагружения всех трех обследованных перекрытий лежат ниже линии ПДП. Более того, ниже лежат и верхние границы двухсигмовых доверительных интервалов, т. е. риск превышения ПДП составляет менее 0,023, что во всех ситуациях считается очень низким.

Выбросы. Совокупность выбросов без разделения ее по составляющим, районам и точкам измерения показывает, что опасность выбросов за определенный уровень существенно зависит от этих параметров, подчиняясь следующим общим закономерностям: вероятность выброса возрастает при увеличении возвышения точки измерения; по составляющей Z центры перекрытий имеют большую вероятность выбросов по сравнению с контурными точками.

Для основания основного здания характерно резкое увеличение вероятности выбросов для т.ч.к. № 2 (средняя часть основного здания в районе примыкания к лоджии) по сравнению с точками на торцах здания и на грунте (рис. 5.14, а).

В этом, по-видимому, сказывается действие лоджии, соединение которой с основным зданием в горизонтальном направлении является достаточно жестким, в то время как в вертикальном оно ослаблено вследствие имеющихся повреждений. В то же время вероятности выбросов для всех точек, кроме т.ч.к. № 2, достаточно близки. Средние арифметические и верхняя мажорантная граница могут быть аппроксимированы следующими уравнениями:

$$\text{тчк № 2y:} \quad N_o = -5199y_o^3 + 665y_o^2 + 1,8y_o + 2,0; \quad (5.2)$$

тчк № 1, 3, 4 (X, Y, Z):

$$\left. \begin{array}{l} \text{среднее:} \quad N_o = -7435y_o^3 + 1696y_o^2 + 124y_o + 2,9; \\ \text{мажоранта:} \quad N_o = -3858y_o^3 + 1238y_o^2 + 1,1y_o + 3,0, \end{array} \right\} \quad (5.3)$$

где y_o – заданный уровень выброса, мм.

Подобная картина наблюдается и для перемещений пола лоджии:

$$\text{тчк № 8z:} \quad N_o = 3367y_o^3 - 542y_o^2 + 1,3y_o + 2,4; \quad (5.4)$$

тчк № 5, 6, 7, 9 (X, Y, Z):

$$\left. \begin{array}{l} \text{среднее:} \quad N_o = -7435y_o^3 + 1696y_o^2 + 124y_o + 2,9; \\ \text{мажоранта:} \quad N_o = -3858y_o^3 + 1238y_o^2 + 1,1y_o + 3,0. \end{array} \right\} \quad (5.5)$$

Для покрытия лоджии не наблюдается плотных компоновок, однако для перемещений по Z вероятность выбросов для центра перекрытия существенно выше, чем для остальных точек измерения (рис. 5.15, а). Мажорантные границы установленных зависимостей могут быть аппроксимированы следующими уравнениями:

$$\text{тчк № 12z:} \quad N_o = 1664y_o^3 - 324y_o^2 + 1,1y_o + 2,1; \quad (5.6)$$

тчк № 10, 11, 13:

$$\left. \begin{array}{l} \text{по X:} \quad N_o = 2000y_o^3 - 378y_o^2 + 1,2y_o + 2,3; \\ \text{по Y:} \quad N_o = 700y_o^3 - 174y_o^2 + 0,6y_o + 1,8; \\ \text{по Z:} \quad N_o = 6479y_o^3 - 771y_o^2 + 4,9y_o + 2,2. \end{array} \right\} \quad (5.7)$$

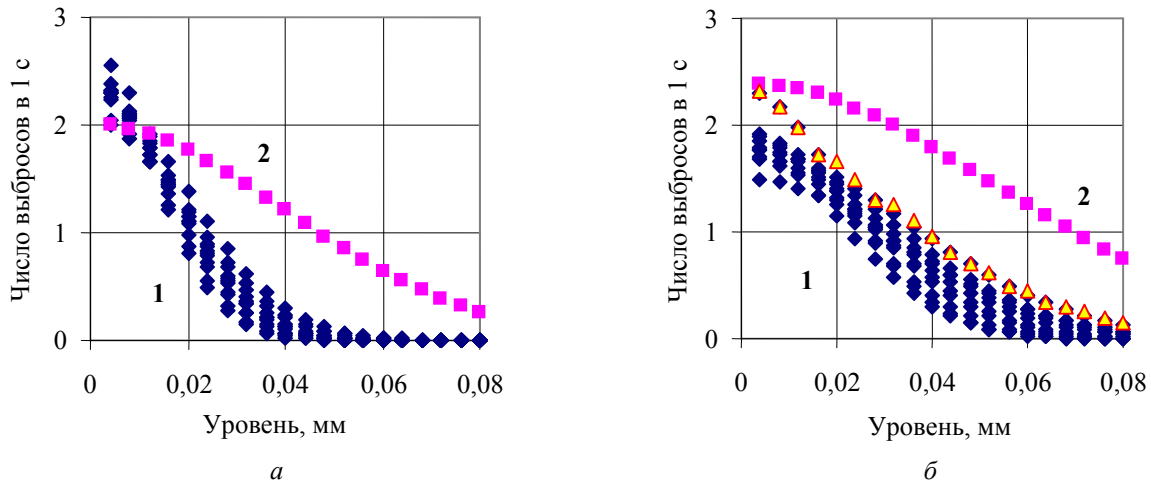


Рис. 5.14. Зависимости среднего числа выбросов в 1 с от модуля уровня для тчк № 2у (2) и совокупности всех остальных точек (1): а – основание здания вокзала; б – пол лоджии

Для покрытий обоих крыльев здания характерна низкая вероятность выбросов по составляющей Z для основных конструкций (опорных контуров перекрытий) по сравнению с перемещениями по составляющим X и Y (рис. 5.15). В то же время вероятность выбросов для вертикальных перемещений центра перекрытия остается наибольшей (рис. 5.15, б).

Мажорантные границы установленных зависимостей для этих районов могут быть представлены следующими уравнениями:

покрытие северного крыла:

$$\text{тчк № 16z:} \quad N_o = 3573y_o^3 - 563y_o^2 + 1,2y_o + 2,4; \quad (5.8)$$

тчк № 14, 15, 17:

$$\left. \begin{array}{l} \text{по X:} \quad N_o = 1432y_o^3 - 288y_o^2 + 0,9y_o + 2,0; \\ \text{по Y:} \quad N_o = 1627y_o^3 - 313y_o^2 + 1,0y_o + 2,0; \\ \text{по Z:} \quad N_o = 7141y_o^3 - 498y_o^2 + 37,8y_o + 2,6. \end{array} \right\} \quad (5.9)$$

покрытие южного крыла:

тчк № 18, 19, 20:

$$\left. \begin{aligned} \text{по } X: & N_o = 781y_o^3 - 200y_o^2 + 0,6y_o + 2,2; \\ \text{по } Y: & N_o = 517y_o^3 - 157y_o^2 + 0,4y_o + 2,3; \\ \text{по } Z: & N_o = 7623y_o^3 - 624y_o^2 + 29,8y_o + 2,6. \end{aligned} \right\} \quad (5.10)$$

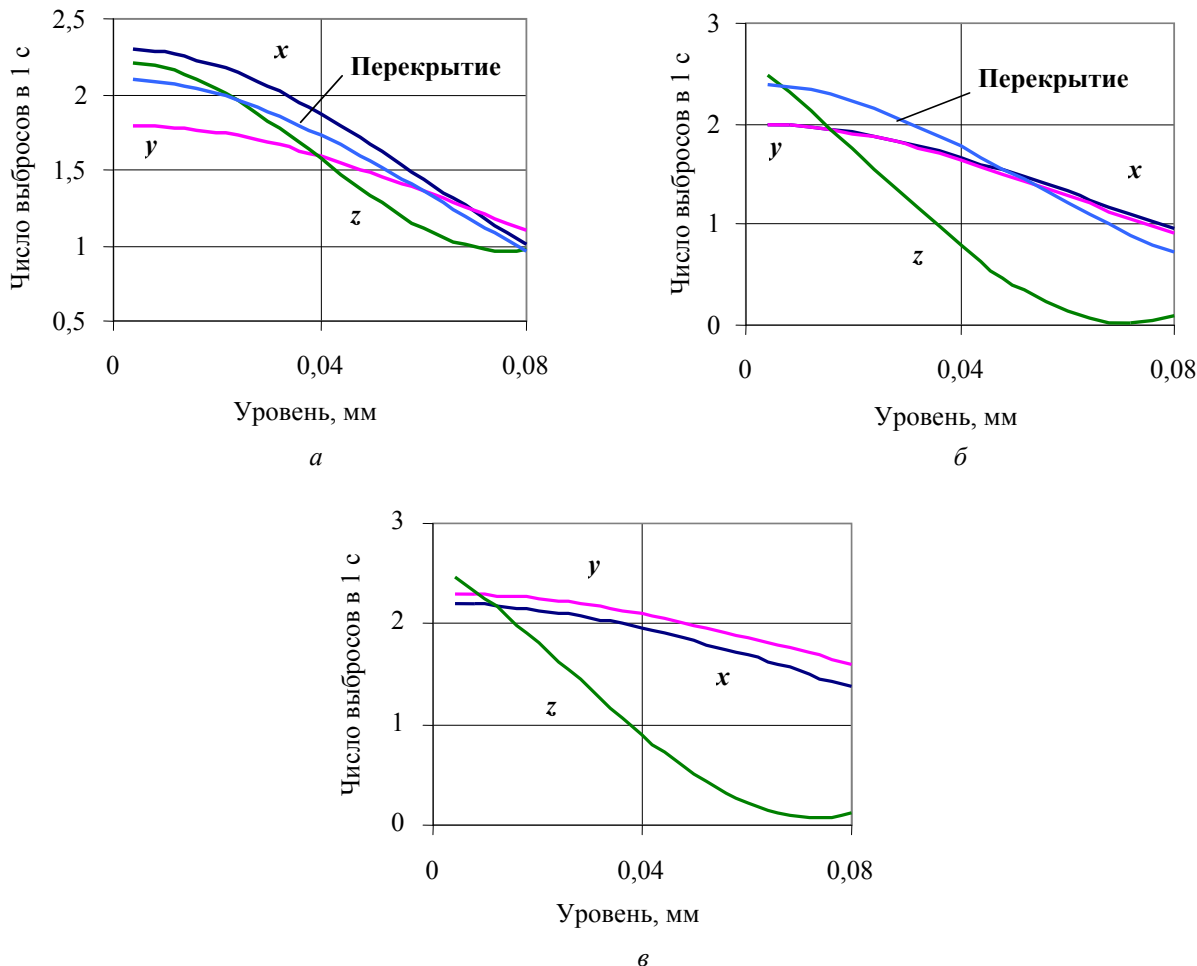


Рис. 5.15. Мажорантные оценки выбросов центров перекрытий вокзала по составляющим:
 а, б, в – покрытия лоджии, северного и южного крыльев основного здания соответственно

Передаточные функции для обследованных перекрытий были определены по методике, изложенной в гл. 2, для преобразования процессов при их переходе от контурных точек опирания к центрам перекрытий. При этом передаточные функции $\varphi(f)$ определялись по усредненным спектрам точек контуров опирания, т. е.

$$\varphi(f) = \frac{SFd(f)_{\text{пер}}}{n^{-1} \sum_n SFd(f)_{i_{\text{кон}}}}, \quad (5.11)$$

где $SFd(f)_{\text{пер}}$ – спектр перемещений центра перекрытия;

$SFd(f)_{i_{\text{кон}}}$ – спектр перемещений i -й точки опорного контура;

n – количество точек опорного контура.

Полученные результаты показывают (рис. 5.16), что для всех перекрытий характерно наличие хорошо отстроенных от общего фона острых пиков на частотах, близких к частотам их собственных колебаний.

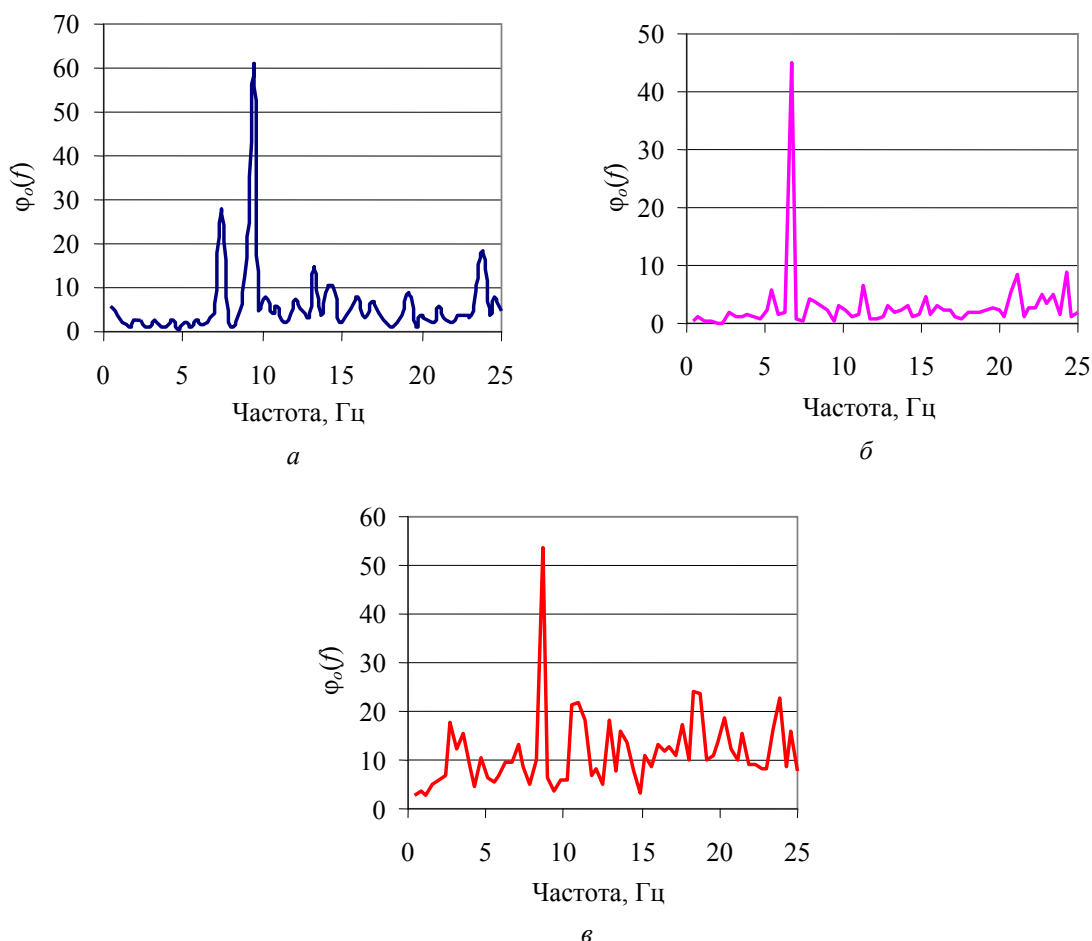


Рис. 5.16. Передаточные функции трассы «опорный контур – центр перекрытия» по составляющей Z: а, б – пол и покрытие лоджии; в – покрытие северного крыла

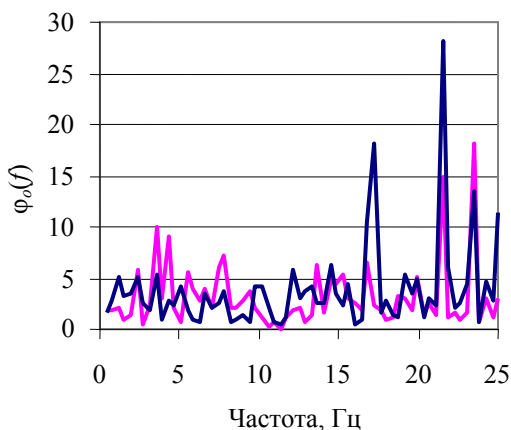


Рис. 5.17. Передаточные функции для трассы «основание – точки опорного контура северного крыла» (тчк № 2–14 и тчк № 15)

Следует отметить выявленную особенность, не свойственную передаточным функциям для трамвайного движения: для трасс «основание – вышерасположенные основные конструкции» (рис. 5.17) передаточные функции характеризуются широкополосностью с явными пиками, расположенными в относительно высокочастотной зоне. В определенной степени это можно отнести за счет значительного растрескивания основных конструкций здания и широкополосности входных для основания процессов.

5.2. Здание товарной конторы станции Владивосток

Общая ситуация. Трехэтажное кирпичное здание товарной станции (рис. 5.18) построено в 1971 г. Фундамент – ленточный с глубиной заложения 3,4 м. По данным инженерно-геологических изысканий ОАО «ПриморТИСИЗ», грунты в основании представлены необводненными суглинками мощностью до 12 м.

В 1994 г. в связи с возникшей необходимостью надстроить здание на два этажа ДальНИИС были проведены работы по оценке общей несущей способности конструк-



Рис. 5.18. Здание товарной станции (два верхних этажа надстроены по результатам экспериментальных измерений)

ций, частью которых было исследование вибрации основных строительных конструкций от движения железнодорожных составов (табл. 5.4) и естественного общего фона.

Измерения проводились (рис. 5.19) на грунте вблизи здания (тчк № 1) по трем составляющим и на покрытии третьего этажа (тчк № 2–6) по составляющей Y . Исследование колебаний перекрытий не было предусмотрено договором. Типовая осциллограмма приведена на рис. 5.20, результаты обработки измерений – в табл. 5.5.

Таблица 5.4

Режимы измерения вибрации

Характеристика проходящего состава	Индекс пути
Общий фон	–
Проход длинного состава товарных вагонов	B1
Проход длинного состава нефтяных цистерн	B2
Проход одиночного локомотива	A
Проход локомотива с двумя груженными автомобильными трейлерами	A

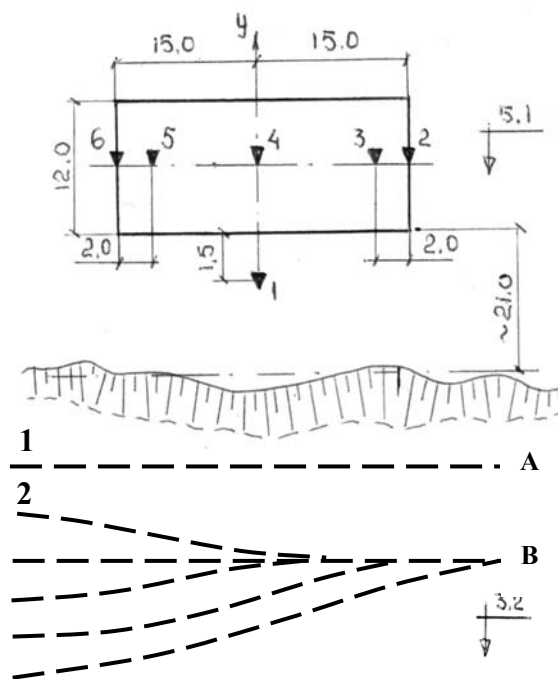


Рис. 5.19. Ситуационная схема измерений на здании товарной конторы:
A–B – системы железнодорожных путей; \blacktriangledown – точка измерения вибрации и ее порядковый номер

Частота первого тона собственных колебаний, определенная как среднее по замерам в тчк № 2–6 при измерениях режима общего фона, равнялась $(8,1 \pm 0,15)$ Гц, а коэффициент затухания $\xi = 0,07 \pm 0,01$.

Спектральный анализ. Для всех точек измерения был выполнен анализ Фурье, который в принципе подтвердил результаты, полученные при анализе измерений свободных колебаний: для всех точек измерения на покрытии наибольший четко выраженный пик соответствовал частоте примерно 8 Гц (рис. 5.21).

Спектр колебаний грунта был более широкополосный, чем покрытия, что характерно для вибраций, генерированных движением транспорта. Во всех случаях основная энергия была сосредоточена в частотном диапазоне 5–12 Гц.

Следует отметить, что для спектров покрытия (особенно для тчк № 4, расположенной посередине длины здания) просматриваются дополнительные пики в районах частот 5 и 12 Гц, причиной которых могут быть как колебания здания в продольном и

поперечном направлениях, так и колебания межэтажных перекрытий, что уже было установлено при динамических калибровках зданий короткозамедленными взрывами. В данных испытаниях точка на грунте была по техническим причинам расположена достаточно близко к зданию, в связи с чем зарегистрированные в ней движения грунта нельзя рассматривать абсолютно свободными от наводок с его стороны.

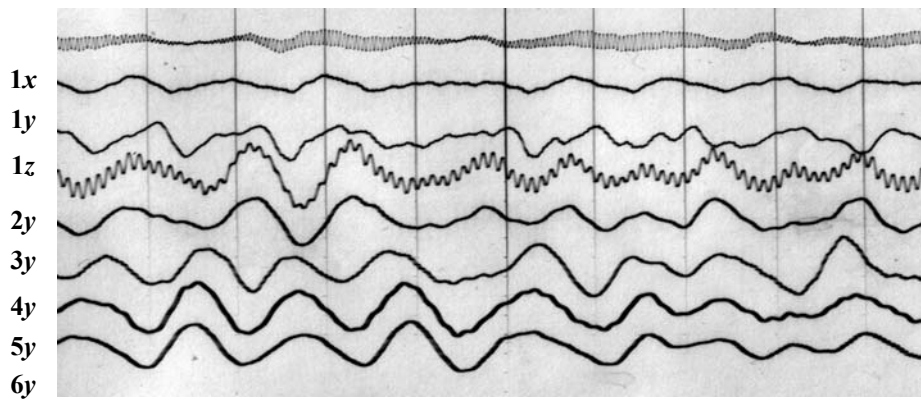


Рис. 5.20. Типовая осциллограмма (прохождение состава с нефтяными цистернами)

Таблица 5.5

Режимы измерения вибрации

Номер п/п	Характеристика проходящего состава	Направление движения
1	Состав порожних открытых полувагонов	во Владивосток
2	Состав порожних нефтяных цистерн	из Владивостока
3	Пригородный электропоезд	во Владивосток
4	Пригородный электропоезд	из Владивостока
5	Общий фон	—

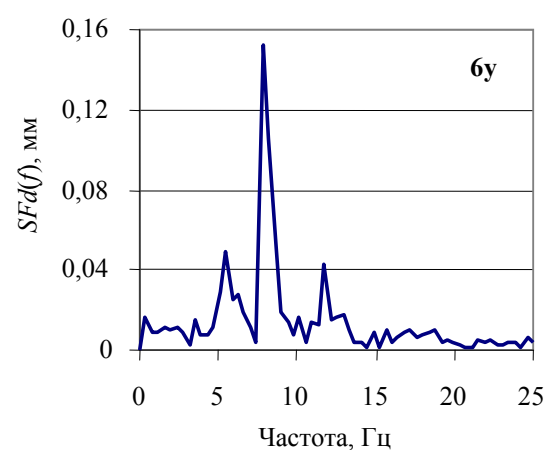
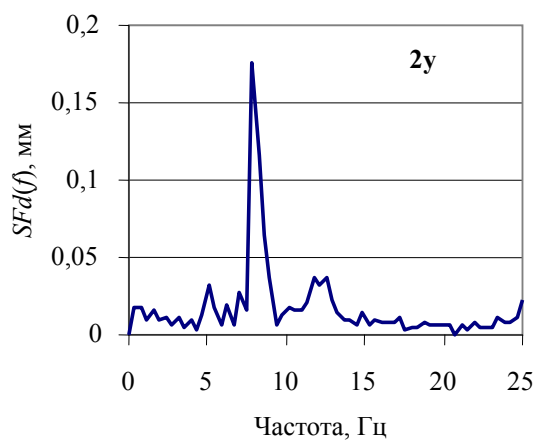
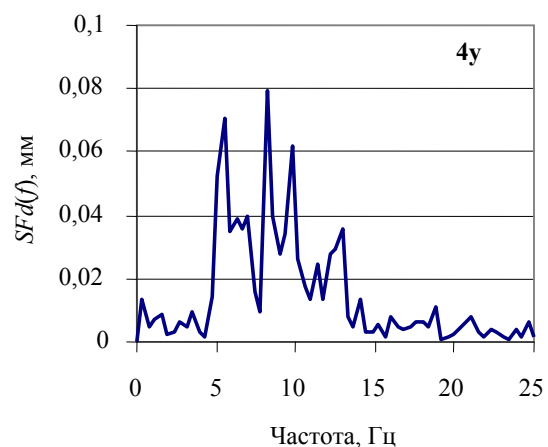
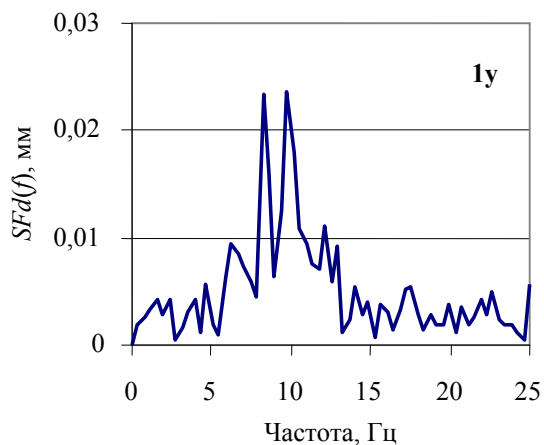


Рис. 5.21. Спектры колебаний грунта и покрытия по составляющей Y

Неожиданно широкополосен спектр тчк № 4, хотя в нем проявляются все отмеченные выше особенности. Скорее всего, здесь сказываются не учтенные при разработке измерительной схемы конструктивные особенности здания. В определенной степени это подтверждается тем, что спектры, полученные в тчк № 3 и 5, аналогичны спектрам, полученным в тчк № 2 и 6.

Спектры реакций. Расчеты спектров реакций здания по составляющей Y выполнены по стандартной процедуре.

Статистические оценки полученных ансамблей – спектр реакций – могут быть оценены следующими уравнениями:

среднее значение:

$$SRd(T) = -0,0007T^4 + 0,0059T^3 - 0,0097T^2 + 0,0344T - 0,0021; \quad (5.12)$$

односигмовый доверительный интервал:

$$SRd(T) = -0,0008T^4 + 0,0054T^3 - 0,0028T^2 + 0,0455T - 0,0024; \quad (5.13)$$

двухсигмовый доверительный интервал:

$$SRd(T) = -0,0008T^4 + 0,0049T^3 - 0,0041T^2 + 0,0567T - 0,0027. \quad (5.14)$$



Рис. 5.22. Фрагмент интенсивной части акселерограммы камчатского землетрясения (24.11.1971 г.)

Допустимость и риск. Отсутствие нормативных требований по предельным величинам динамических перемещений конструкций создает большие трудности по оценке их допустимости в каждом отдельном случае. Расчеты реальных сооружений по программам типа «Лира» требуют больших подготовительных работ и в принципе остаются скорее оценочно-информационными, чем отражающими реальное положение. В связи с этим для оценки степени динамики здания товарной конторы был использован сравнительный метод на базе предполо-

жения, что сейсмостойкое здание должно выдерживать кинематические возбуждения, равные шестибалльному землетрясению. Определенное основание для таких сопоставлений давало и то, что и землетрясение, и вибрация грунта от движения грузовых железнодорожных составов в своей развитой части являются стационарными эргодическими процессами. За образец была принята акселерограмма камчатского (24.11.1971 г.) шестибалльного землетрясения (рис. 5.22, 5.23), на которую и была просчитана SDF -модель с динамическими параметрами, эквивалентными зданию торговой конторы [74]. Сопоставление полученных результатов показывает, что риск достижения колебаниями основных конструкций опасных значений пренебрежимо мал. Более реально было бы просчитывать модель на акселерограммы приморских землетрясений, но в настоящее время таковых в нашем распоряжении нет.

Выбросы. На рис. 5.24 приведены зависимости средних чисел выбросов для различ-

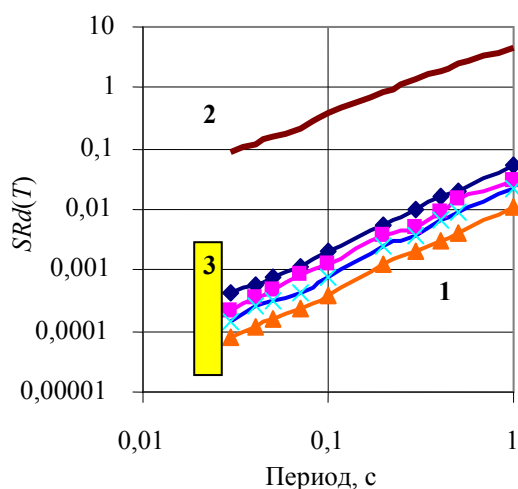


Рис. 5.23. Спектры реакций SDF -модели здания товарной конторы: 1 – различные режимы прохождения составов; 2 – эталонное землетрясение; 3 – зона частот первого тона колебаний здания

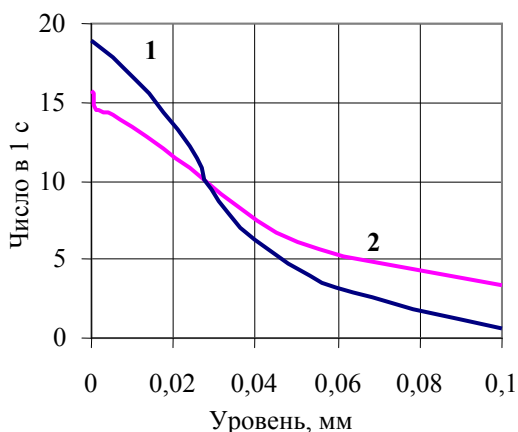


Рис. 5.24. Зависимость числа выбросов в 1 с за заданный уровень для грунта (1) и перекрытия (2)

для перекрытия здания:

$$N_o = 1240y_o^2 + 245y_o + 15,5. \quad (5.16)$$

Передаточные функции были определены по усредненным спектрам точек измерения на покрытии здания (5.11). Дополнительно к этому по максимумам осредненных пиков спектров была визуально построена огибающая (рис. 5.25).

Полученные результаты показывают, что для передаточной функции характерно наличие хорошо отстроенных от общего фона острых пиков на частотах примерно 5,5 и 7,8 Гц, близких к низшему тону собственных колебаний здания по составляющей Y . Пики $\varphi_o(f)$ на более высоких частотах вероятнее всего соответствуют вкладу колебаний отдельных конструкций, в частности перекрытий, как это было установлено при динамических калибровках зданий в пос. Талакан.

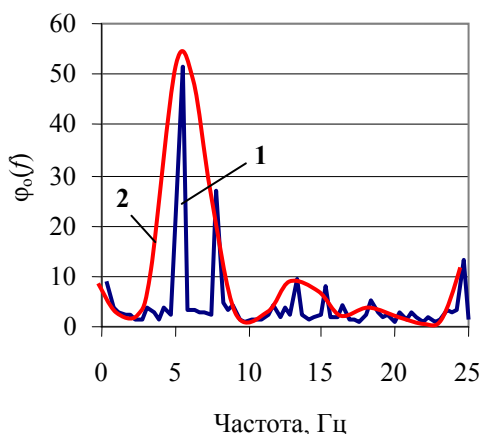


Рис. 5.25. Передаточные функции системы «грунт – покрытие» по составляющей Y :
1 – неаналитическая мажорантная огибающая; 2 – $\varphi_o(f)$, усредненные по всем точкам измерения на покрытии здания

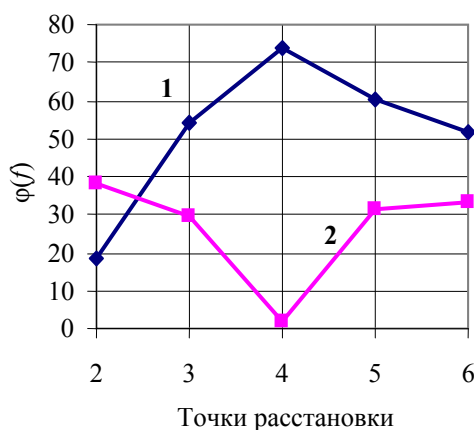


Рис. 5.26. Распределение пиков $\varphi_o(f)$ для точек измерения на покрытии: 1, 2 – для частот 5,5 и 7,8 Гц

Следует отметить и существенное расхождение в значениях пиков $\varphi_o(f)$ для различных точек измерения по длине здания (рис. 5.26). В данном случае можно назвать следующие предположительные причины этого явления:

– наличие крутильных колебаний, которым при экспериментальных исследованиях, как правило, не уделяется должного внимания;

- невыявленные конструктивные особенности здания, созданные при его проектировании и постройке или возникшие при эксплуатации, а также дефекты строительства;
- существенная неоднородность строения грунтов основания по длине здания.

5.3. Учебный корпус (строение № 2) ДВГТУ



Рис. 5.27. Учебный корпус
(строение № 2) ДВГТУ
(вид со стороны железной дороги)

Общая ситуация. Техническое описание объекта исследования и района его расположения даны в ССБТ [63]. Следует отметить, что никакой первичной технической документации по сооружениям объекта в бюро технической инвентаризации и архивах не сохранилось и организация-проектант владеет только результатами фактических обмеров руин на момент восстановления.

Измерения вибрации от железнодорожного движения были выполнены в одном, наибольшем по размерам, помещении второго этажа здания ② (рис. 4.39) посередине перекрытия размерами $11,0 \times 5,2$ м по составляющей Z , на подоконнике окна в наружной стене

этого помещения, обращенной к железнодорожному полотну, по составляющим Y и Z и в точке на грунт, удаленной от торца здания на 12 м параллельно железнодорожному полотну, по составляющим Y и Z . Такое удаление точки на грунте при высоте здания 10,8 м обеспечивает некоррелированность их колебаний по всем составляющим [75].

Режимы движения составов, при которых была произведена регистрация вибрации, приведены в табл. 5.5. Как и предыдущих случаях, скорость прохождения составов в обоих направлениях составляла примерно 20 км/ч. Движение составов во Владивосток происходило по дальней от здания нитке железнодорожного полотна, из Владивостока – по ближней.

Типовая осциллограмма колебаний при прохождении пассажирского электропоезда по ближнему пути приведена на рис. 5.28.

Определенные по осциллограммам общего фона при ветровой нагрузке частота низшего тона свободных колебаний здания и коэффициент колебаний в долях от критического по составляющей Y равнялись соответственно $18,6 \pm 0,7$ Гц и $0,13 \pm 0,04$, по составляющей Z – $6,4 \pm 0,5$ Гц, а аналогичные параметры для перекрытия, определенные при «подпрыгивании» (рис. 5.29), соответственно $10,4 \pm 0,9$ Гц и $0,06 \pm 0,03$.

Спектральный анализ. Анализ Фурье-регистраций (рис. 5.30) показывает следующие основные характеристики:

1. Во всех случаях спектры колебаний как грунта, так и конструкций здания по составляющим Y и Z имеют существенно широкополосный характер, близкий к белому шуму, со слабовыраженными пиками, которые для составляющей Y группируются в районах частот 0,4–8,8–22,2 Гц, а для составляющей Z – в районах частот 0,4–5,8–11,4 Гц. В определенной степени об этом свидетельствуют и стандарты спектральных кривых относительно среднего уровня в диапазонах частот до 25 Гц:

тчк № 1 y – 0,0098, тчк № 2 y – 0,0036, тчк № 1 z – 0,0052;

тчк № 2 z – 0,0075, в то время как для тчк № 3 z стандарт на порядок больше и равен 0,0439.

2. Спектр колебаний перекрытия по составляющей Z имеет резкий узкополосный характер с пиком на частоте примерно 10,6 Гц, практически соответствующей частоте

собственных колебаний перекрытия и по величине на порядок превышающей пики спектров колебаний грунта и несущих стен здания.

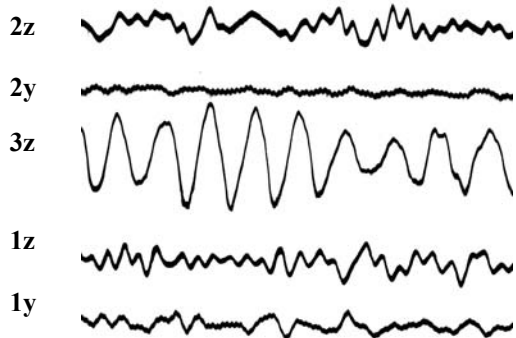


Рис. 5.28. Типовая осциллограмма прохождения пассажирского электропоезда из Владивостока

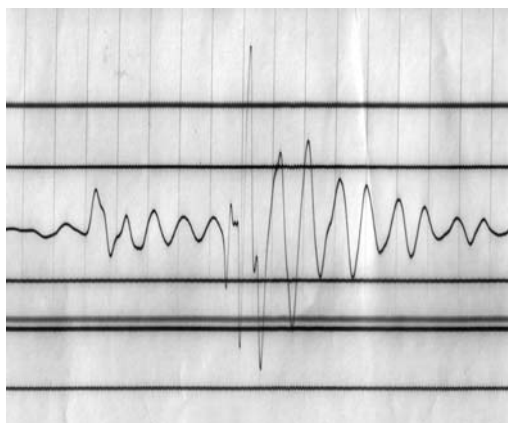


Рис. 5.29. Осциллограмма свободных колебаний межэтажного перекрытия при «подпрыгивании»

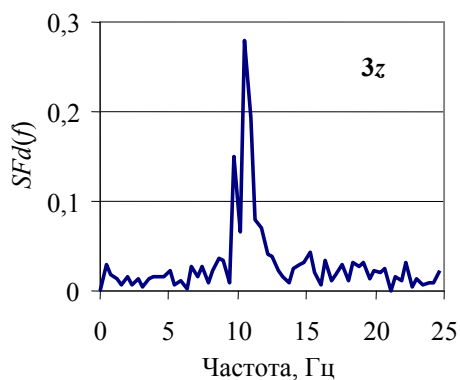
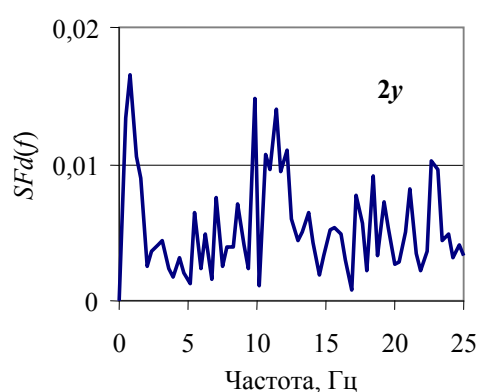
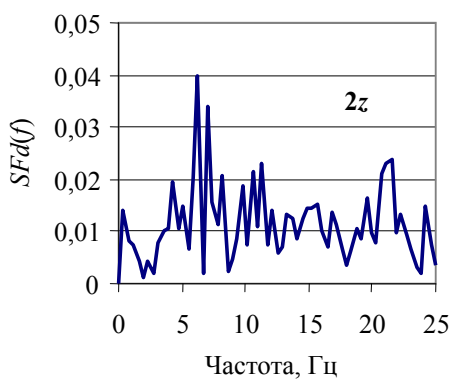
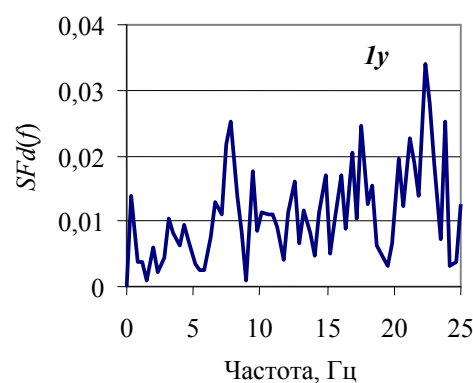
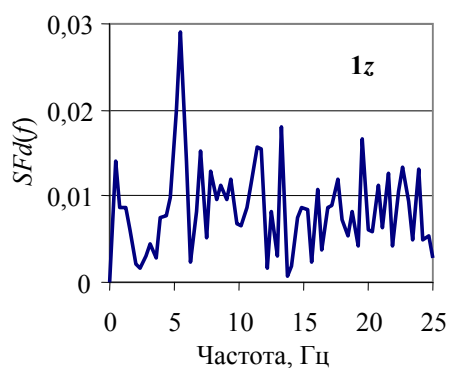


Рис. 5.30. Спектры Фурье-перемещений по составляющим при прохождении пассажирского электропоезда по ближнему пути (тчк № 1 – стена здания; тчк № 2 – грунт; тчк № 3 – центр перекрытия)

Следует отметить, что спектр вертикальных колебаний стены здания, которая является, по сути дела, опорным контуром перекрытия, не имеет на частоте примерно 10,6 Гц преобладающего спектрального пика. Максимальный пик расположен на частоте 6,3 Гц и по величине почти вдвое больше. В то же время на частотах примерно 9,8–10,6–11,3 Гц, близких к резонансной зоне колебаний перекрытия, расположены три соизмеримых по величине спектральных пика. По-видимому, это, помимо резонансных явлений, и объясняет резкое увеличение амплитуд вертикальных колебаний перекрытия.

Кроме того, здесь проявляются и обычные процессы фильтрации, сопровождающие переход колебательных процессов от одного конструктивного элемента к другому.

Спектры реакций рассчитывались для имитационных *SDF*-моделей перекрытия – по составляющей *Z*, пола и самого здания – по составляющей *Y*. Кинематическое возбуждение перекрытия задавалось по осциллограммам, измеренным в тчк № 2, а здания – на грунте в тчк № 1. Сопоставление результатов расчетов с экспериментальными измерениями показывает их хорошее соответствие. В данном случае тчк № 2у, расположенную на уровне 4,2 м над дневной поверхностью, можно считать соответствующей положению центра тяжести здания (примерно на половине его высоты). В то же время перемещения перекрытия почти в два раза превышают расчетные значения.

Выбросы и их допустимость. При прохождении грузовых составов отмечается более высокая частота выбросов, чем при прохождении пассажирских электропоездов. Вся приведенная совокупность может быть аппроксимирована единым уравнением

$$N_o = -832y_o^3 + 420y_o^2 - 66y_o + 3,2... \quad (5.17)$$

Если учитывать, что при частоте, равной частоте собственных колебаний перекрытия ($\approx 10,4$ Гц), амплитуда предельно допустимых прогибов перекрытия равна 0,1 мм, то можно считать реализуемые транспортным движением колебания нормативно-безопасными.

Передаточные функции. Представленные на рис. 5.31 передаточные функции для переходов от грунта к зданию и от опорного контура перекрытия к его центру имеют достаточно сложную структуру. В определенной степени это можно объяснить тем, что в основании здания находятся трещиноватые порфириды (см. гл. 4), которые могут существенно деформировать частотный характер распространяющихся в них деформационных волн. Кроме того, следует учитывать и возможность такого же процесса в результате наличия в сохранившихся фрагментах конструкций аналогичных процессов.

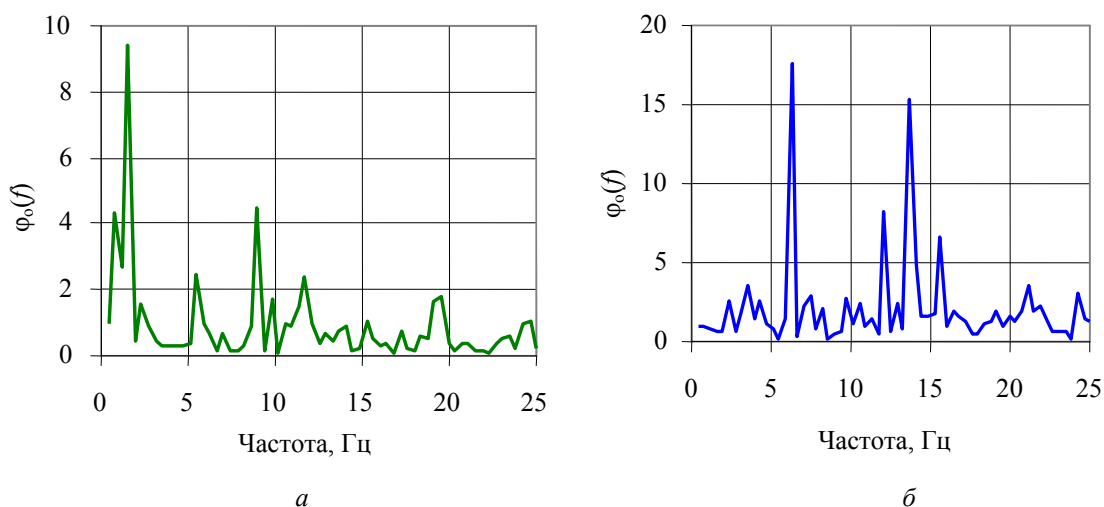


Рис. 5.31. Передаточные функции для строения № 2 ДВГТУ:
а, б – переход от грунта (тчк № 1) к несущей стене здания (тчк № 2)
по составляющим *Y* и *Z* соответственно
(см. также с. 120)

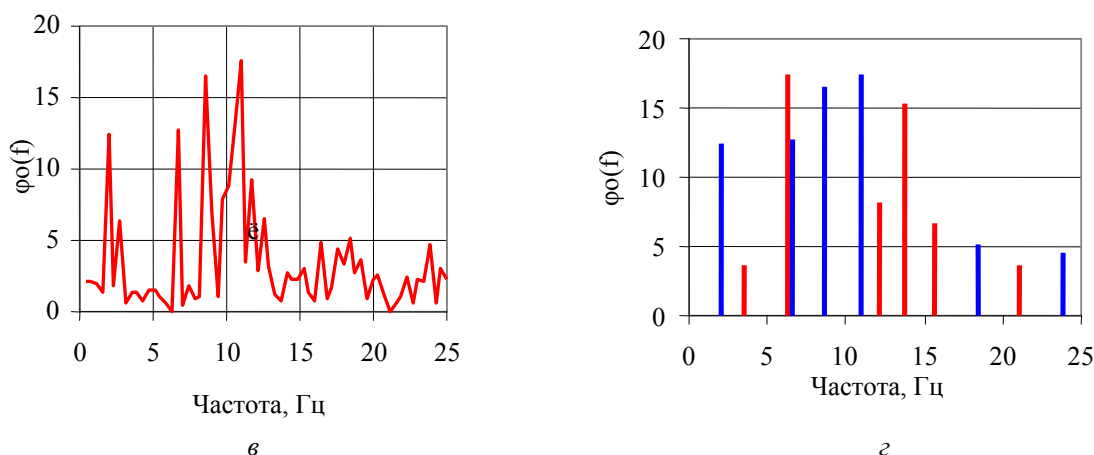


Рис. 5.31. Окончание:
в – переход от опорного контура (тчк № 2) к центру перекрытия (тчк № 3)
 по составляющей Z; *г* – соотношение параметров передаточных функций (величины и частоты реализации) для вертикальных перемещений при переходе в системе «грунт – стена – перекрытие»

В то же время генеральная тенденция проявляется и в этом случае: при переходе волновых процессов от одного конструктивного элемента к другому в наибольшей степени проявляются колебания на частотах, близких к основному тону элемента, для которого передающийся процесс является входящим (рис. 5.31, *г*). Действительно, для передаточных функций по вертикальной составляющей пики спектров проявляются в равной мере на частотах как вертикальных колебаний здания, так и перекрытия. Более того, характер передаточных функций позволяет предполагать, что колебания по разным составляющим, по крайней мере вертикальной и поперечной горизонтальной, не так независимы друг от друга, как принято считать: на обоих типах передаточных функций прослеживаются пики, характерные для различных составляющих.

Данный вопрос представляет несомненный практический интерес, поскольку он неоднократно поднимался в научной периодике, связанной с обработкой и интерпретацией результатов экспериментальных исследований (как и связанность поступательных и крутильных колебаний) [76].

Следует отметить, что одной из вероятных причин сложившегося положения является резкое усложнение расчетных и математических моделей, которое произойдет при переходе к рассмотрению связанных колебаний, хотя быстрое развитие систем компьютерной математики дает основания надеяться на успешное решение этого вопроса.

Выводы

В результате обработки и анализа результатов экспериментальных измерений динамики конструкций и перекрытий трех объектов при движении железнодорожного транспорта установлены следующие закономерности:

1. Тип грунта и особенно степень его водонасыщенности имеют определяющее влияние на характер спектров перемещений в точках, расположенных на фундаментах обследованных сооружений. Как правило, они широкополосные и к тому же или не имеют определяющих пиков, или эти пики слабо выражены. Однако при водонасыщенном грунте спектры становятся узкополосными с четко выраженным пиком (железнодорожный вокзал), поскольку в этом случае водонасыщенный грунт отфильтровывает высокие частоты.

2. Во всех случаях генерируемые железнодорожным трафиком колебания строительных конструкций являются, исключая начальную и конечную фазы, стационарными

эргодическими процессами с относительной продолжительностью до 60–120 с. Характерно наличие на общем вибрационном фоне пиков, возникающих при прохождении колес вагонных тележек через стыки рельсов. При приближении к объекту исследования эти пики выражены достаточно явно, при прохождении мимо объекта – сливаются с общим фоном.

Расположение обследуемых сооружений на плотно застроенной городской территории создает большие трудности в измерении динамики собственно грунта в районе расположения обследуемых объектов по профильным расстановкам. Только в некоторых случаях возможно измерение вибрации грунта в отдельных точках. Кроме того, техногенные изменения грунтовых условий и их насыщенность подземными инженерными коммуникациями приводит к сильной фильтрации и амплитудно-частотной деформации колебательных входных процессов, что соответствующим образом сказывается и на вибрации сооружений.

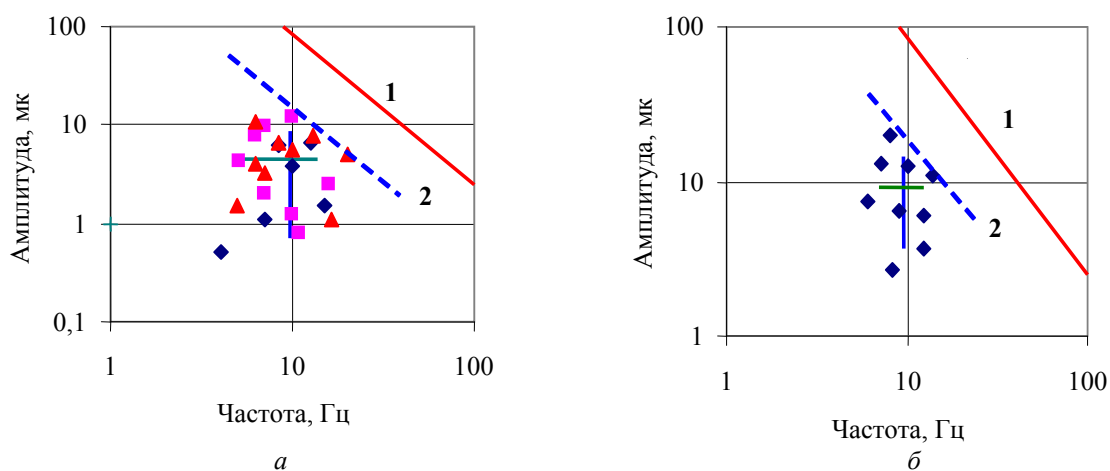


Рис. 5.32. Сводные данные по колебаниям перекрытий: а – железнодорожный вокзал (▲ – тчк № 8; ■ – тчк № 12; ◆ – тчк № 16), б – учебный корпус ДВГТУ (строение № 2); 1 – нормативно-допустимые величины; 2 – трехсигмовый доверительный интервал (перекрещивающиеся линии определяют средние по частоте и амплитуде)

3. Амплитуды вибрации перекрытий всех обследованных сооружений от железнодорожного движения меньше предельно допустимых для динамических прогибов (рис. 5.32). Риск превышения границы трехсигмового доверительного интервала меньше 0,01.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Обзор СМИ показывает, что в западноевропейских странах такие транспортные средства, как железнодорожные и трамвайные со всеми связанными с ними инженерными сооружениями (депо, мастерскими, тоннелями, мостами и подвижным составом), рассматриваются как часть архитектурно-исторического наследия, придающие определенный колорит старым частям города. В связи с таким подходом там не возникает вопроса об их ликвидации. Более того, затрачиваются значительные средства для их сохранения и, в случае необходимости, проведения работ по ликвидации сопутствующих им шума и вибраций.

Отечественная и зарубежная научно-техническая информация по вопросам генерирования транспортными средствами колебаний в грунте и близ расположенных зданий и сооружений крайне немногочисленна и связана в основном с динамикой собственно подвижного состава, обеспечением надежности мостов, туннелей и верхнего строения путей. В ряде работ обращается внимание как на потенциальную опасность транспортной вибрации для охраняемых зданий и сооружений, так и на необходимость обеспечения грунтов в зоне прохождения транспортных магистралей. Каких-либо нормативных требований на настоящий момент попросту не существует. Следует отметить, что основное внимание обращается на шум, экологию и соблюдение санитарных нормативов.

Рассмотренные в настоящей квалификационной работе вопросы являются частью проблемы сбалансированного развития населенных пунктов, частью которой являются и проблемы транспортной вибрации. Как показывает практика, в настоящее время отдельные задачи, составляющие эту проблему, рассматриваются и решаются оторванно друг от друга. Каждый специалист в решении своей части общей проблемы стремится сделать это с максимальной выгодой для представляемой им отрасли, вследствие чего полученные частные рекомендации и решения плохо стыкуются друг с другом, а иногда и вступают в противоречие. Отрицательную роль в этом вопросе играет и разновидность культивирующейся в нашей стране рыночной экономики.

В связи с этим представляется целесообразным при решении любого узкоспециализированного вопроса в первую очередь выяснить, какое место он занимает в общей структуре, какими причинно-следственными связями соединен с другими и какой имеет парциальный вес.

Определение направления создания и развития населенных пунктов в значительной мере зависит от наличия исчерпывающей информации, в первую очередь о возможных динамических нагрузках техногенного типа, реакциях на них отдельных элементов градообразующих комплексов и связанных с этим последствиях. В настоящее время существуют хорошо разработанные математические методы оптимизации таких проблем, при которых все факты, относящиеся к динамическим воздействиям, поведению отдельных сооружений и их конгломератов, а также к экономическим аспектам вопроса, рассматриваются в рамках теории анализа решений даже при отсутствии формальной оптимизации (А.П. Сеницын, Ц. Ломниц, Э. Розенблют, Г. Агусти, А. Баррата, Ф. Кашиати и др.).

В результате экспериментальных и теоретических исследований физических процессов, генерированных в грунте движением различных типов трафика, и реакции расположенных в них строительных сооружений получен ряд научно обоснованных технических решений, представляющих основы комплексной методики, использование которой может ускорить развитие строительной промышленности и транспорта, сохранить культурное наследие, а именно:

1. На основе статистической динамики разработана принципиально новая методика обследования транспортной вибрации грунта и сооружений.
2. Выполнен экспериментальный мониторинг:
 - транспортной вибрации грунтов различной категории, в результате которого установлены регрессионные зависимости между параметрами колебаний грунта от различных типов трафика и удалением от транспортной магистрали;
 - уровней вибрации ряда зданий от различных видов транспортного движения и их сочетаний, в результате которого оценена его опасность для обеспечения их сохранности в соответствии с действующими нормативами. В частности, установлено, что в настоящее время уровень транспортной вибрации строительных конструкций вплотную приближается к существующим нормативам, хотя и не превышает их.
3. Для обследованных сооружений рассчитаны типовые спектры реакции перемещений, которые могут быть использованы в дальнейшем как для прогнозирования их поведения в соответствии с изменением режима трафика, так и для оценки состояния сооружений-аналогов.
4. Установлена аналитическая связь спектров реакций с основными параметрами транспортной вибрации грунта в их основании.
5. Для обследованных сооружений получены численные оценки функции $\varphi_0(f)$ преобразования спектров Фурье-перемещений при переходе колебаний от грунта к фундаменту и вышерасположенным конструкциям.
6. Даны оценки риска выброса амплитуд колебаний перекрытий и отдельных элементов строительных конструкций за опасные уровни.
7. Выполнены спектральные анализы вибрационных потоков в грунте и обследованных сооружениях, установлены характерные особенности их трансформации, определяемые грунтовыми условиями и конструкциями сооружений.
8. В дальнейшем представляется целесообразным провести мониторинг транспортной вибрации территории города в комплексе с уточнением сейсмической интенсивности и оценкой гидрологического состояния отдельных территорий, что определит как их реальную потребительскую стоимость, так и возможность безопасного строительства на них зданий и сооружений.

ЛИТЕРАТУРА

1. Оценка вибрационного воздействия на территории города (на примере Москвы и Братиславы) / Г.П. Локшин, Э.А. Лихачева, Я. Лацика, Ю. Крайчович // Инж. геология. – 1991. – № 4. – С. 82–91.
2. *Ceravola R., Masoero M.* La valutazione dell'impatto ambientale da vibrazioni ferroviarie (Оценка вибрации на железных дорогах и ее влияние на окружающую среду) // *Ing. ferruv.* – 1994. – № 1, 2.
3. *Hunt H.* Prediction of vibration transmission from railways into buildings using model of unlimite length (Анализ передачи вибраций от железной дороги к зданиям на базе модели бесконечной длины) // *Vehicie Syst. Dyn.* – 1995. – 24 Suppl. – P. 234–247.
4. *Interazioni veicoloar-momento velle ferrovie metropolitane. Studi ed esperienze per un approssio globale* (Взаимодействие колесного транспорта и строительных конструкций на линиях метрополитена. Расчеты и опыты в общем подходе) / F. Accotatis, G. Coletti, P. Corridori et. al. // *Ing. ferrov.* – 1995. – № 4. – P. 251–253, 306.
5. *Esveld C.* Railway-induced ground vibrations (Колебания грунта из-за железнодорожного движения) // *Rail Eng. Int.* – 2000. – № 2. – P. 13–17.
6. *Chan T., O'Connor C.* Wheel loads from highway bridge strains: field studies (Определение воздействий от транспортных средств по деформациям автодорожного моста: натурные исследования) // *Res. Rept. Univ. Queens Dep. Civ. Eng.* – 2003. – № 107. – P. 1–38.
7. *Болотин В.В.* Статистические методы в строительной механике. – М.: Стройиздат, 1961. – 202 с.
8. *Екимов В.В.* Вероятностные методы в строительной механике корабля. – Л.: Судпромгиз, 1966. – 327 с.
9. Изменения № 5 к СНиП П–7–81* «Строительство в сейсмических районах» // Бюл. строит. техники. – 2000. – № 6. – С. 21–29.
10. СНиП 2.05.09–90. Трамвайные и троллейбусные линии (взамен СНиП «Электрифицированный городской транспорт. Трамвайные и троллейбусные линии»). – М.: Изд-во стандартов, 1990. – 15 с.
11. *Morrow C.* Noise control versus shock and vibration engineering (Контроль шума и вибрации в технике) // *Jorn. Acust. Soc. Am.* – 1974. – Vol. 55. – № 4. –P. 195–199.
12. *Fisecki M.* A study of ground vibrations produced by blasting and mechanical impact sources (Изучение вибрации грунта от взрывов и ударных механизмов) // *Thesis University of Sheffield.* – 1968. – P. 128–134.
13. *Makovicka D.* Zatizeni stavebnich konstrukci seizmickymi usinky podpovrchove a povrchove dopravu (Динамическое воздействие транспорта на строительные объекты и конструкции) // *Inz. Stavby.* – 1991. – № 9. – S. 320–322.
14. *Масленников Н.А.* К вопросу о колебаниях зданий при прохождении транспорта // *Стат. и динамические расчеты конструкций с учетом нелинейных свойств материалов.* – Л.: ЛИСИ, 1991. – С. 20–23.
15. *Structural response and damage produced by ground vibration from surface mine blasting* (Допустимость реакции сооружений на вибрацию грунта при поверхностных взрывах) / D. Siskind, M. Stagg, J. Kopp, C. Dowding // *Rep. Inv. USBM Dept. Inter.* – 1980. – P. 1–74.
16. О влиянии короткозамедленного взрывания на интенсивность сейсмических колебаний поверхности / И.Т. Воробьев, Ю.В. Нелюбов, Д.Х. Газизов, Н.И. Лемеш // *Горн. журн.* – 1971. – № 12. – С. 36–38.
17. *Вигнэс Э.* Измерения, технические условия и методы испытаний // *Случайные колебания* / Под ред. С. Кренделла. – М.: Мир, 1967. – С. 211–262.

18. Натурные исследования колебаний земляной плотины при прохождении по ней автотранспорта / И.С. Калицева, Л.С. Воронова, Г.С. Шифрин, А.М. Тимофеев // Тез. VI Всесоюз. конф. «Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений». – Л.: Госстрой СССР, 1985. – С. 87–91.
19. Оценка вибрационного воздействия на территории города (на примере Москвы и Братиславы) / Г.П. Локшин, Э.А. Лихачева, Я. Лацка, Ю. Крайчович // Инж. геология. – 1991. – № 4. – С. 82–91.
20. Указания по учету динамического воздействия железнодорожных составов на окружающие объекты / Под ред. И.А. Уханова. – Л.: ЛИИЖТ, 1989. – 117 с.
21. *Шериф Р., Гелдарт Л.* Сейсморазведка. История, теория и получение данных. Т. 1. – М.: Мир, 1987. – 448 с.
22. Рекомендации по сейсмическому микрорайонированию при инженерных изысканиях для строительства. – М.: Госстрой СССР, 1985. – 73 с.
23. *Савинов О.А., Кудрявцев В.А.* Влияние подвижного состава на осадки зданий // Тез. VI Всесоюз. конф. «Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений». – Л.: Госстрой СССР, 1985. – С. 266–267.
24. Investigation on vibration and noise due to pile driving (Исследование шума и вибрации, генерированных при заколачивании свай) / М. Ihara, К. Yoshino, С. Ueda et al. // Railway Technology. Research Quarterly. – Токуо, 1963. – № 3. – Р. 38–39.
25. Уточнение сейсмической интенсивности площадок строительства – основа надежности инженерных сооружений / С.Г. Алимов, Е.К. Борисов, В.В. Руснак и др. // Вестник Камчатского государственного технического университета. – 2004. – № 3. – С. 44–48.
26. *Roberts A.* Ground vibrations due to quarry blasting and other sources – an environmental factor // Dyn. Rock Mechanics Proc. 12th Symp. Rock Mechanics, Rolla, Miss. – New-York, 1970. – Р. 427–457.
27. *Бычков Н.В., Прусов В.И., Фролов Г.И.* Экспериментальное исследование колебаний фундамента здания, вызванных движением поездов метрополитена // Тез. докл. VI Всесоюз. конф. «Эксперим. исслед. инж. сооружений». – Л.: Госстрой СССР, 1986. – С. 69.
28. *Харач В.И.* Снижение инфразвука и низкочастотной вибрации в городах // Безопасность труда в пром-сти. – 1992. – № 8. – С. 28–29.
29. *Доев В.С., Доронин Ф.А., Индейкин А.В.* Исследование работы железнодорожного земляного полотна при действии на него статических и динамических нагрузок от подвижного состава // Тр. VI междунар. науч.-техн. конф. «Пробл. прочности материалов и сооружений на транспорте». – СПб, 2004. – С. 127–130.
30. *Дашевский М.А., Миронов Е.М., Басинкевич Г.И.* Система виброзащиты производственного здания, возводимого над линией метрополитена неглубокого заложения // Тез. докл. VI Всесоюз. конф. «Эксперим. исслед. инж. сооружений». – Л.: Госстрой СССР, 1986. – С. 117–118.
31. *Дубровская Т.В., Пятецкий В.М., Файнберг И.И.* О выборе конструктивного решения здания, расположенного над линией метрополитена // Тез. докл. VI Всесоюз. конф. «Эксперим. исслед. инж. сооружений». – Л.: Госстрой СССР, 1986. – С. 119–120.
32. *Ишанходжаев А.А.* О проблеме защиты сооружений от вибраций, возникающих при прохождении поездов метрополитена // Тез. докл. VI Всесоюз. конф. «Эксперим. исслед. инж. сооружений». – Л.: Госстрой СССР, 1986. – С. 122–123.
33. *Ford R.* Inhibiting the transmission of ground-borne vibrations by placing masses on the surface of the ground (Гашение транспортных колебаний грунта с помощью масс, размещенных на поверхности грунта) // Inst. Eng. Austral. – 1990. – № 9. – Р. 227–231.
34. Experimental study on the transmission characteristics of vibration from the ground to the mat foundation (Экспериментальное исследование характеристик передачи колебаний от грунта на фундаментную подушку) / Н. Rjzakai, Н. Hashizime, Н. Jykawa et al. //

- Inter-Noise' 89. Proc. Int. Conf. Noise Contr. Eng. «Eng. Environ. Noise Countr.». – New-York (NY), 1989. – P. 551–554.
35. *Varfalvi G.* Avasuti vagany legnagyobb lgenybevetete leinek vizsgalata laposkerekek kiserletekkel (Исследование наибольшей нагрузки на железнодорожных путях, возникающих из-за колес с выбоинами) // *Vsuti tud. Kut. inter.* – Budapest, 1990. – P. 73–116.
36. *Interazioni veicoloarmomento velle ferrovie metropolitane. Studi ed esperienze per un appoggio globale* (Взаимодействие колесного транспорта и строительных конструкций на линиях метрополитена. Расчеты и опыты в общем подходе) / *F. Accotatis, G. Coletti, P. Corridori et al.* // *Ing. Ferrov.* – 1995. – № 4. – P. 251–253, 306.
37. *Прокудин И.В., Берестеня Ю.В.* Взаимодействие колебаний грунта земляного полотна с величинами осевых и погонных нагрузок подвижного состава // *Вопр. земляного полотна на дорогах ДВ, ХАБИЖТ.* – Хабаровск, 1991. – С. 24–30.
38. *Коншин Г.Г.* Закономерности изменения напряженного состояния земляного полотна под действием поездной нагрузки // *Вестник ВНИИ ж.-д. трансп.* – 1991. – № 8. – С. 17–21.
39. *Zarembsky A.* Dynamic loading of the track structure. Pt. 1: Vertical loads (Динамическое нагружение на верхнее строение ж.-д. пути. Ч. 1: Вертикальные нагрузки) // *Railway Track and Struct.* – 1989. – № 9. – Vol. 85. – P. 8–9.
40. *Кудрявцев И.А.* К вопросу влияния железнодорожного транспорта на здания и сооружения, прилегающие к железной дороге // *Строит. механика и расчет сооружений.* – 1990. – № 6. – С. 65–70.
41. Мониторинг частей зданий реконструируемого жилого фонда с ограниченным сроком службы и аппаратное обеспечение для технической диагностики и неразрушающего контроля: Отчет по НИР // *Донской гос. техн. ун-т – Владивосток, 2003.* – 66 с.
42. *Курдюмов А.А.* Прочность корабля. – Л.: Судпромгиз, 1956. – 384 с.
43. *Хевиленд Р.* Инженерная надежность и расчет на долговечность. – М.: Л.: Энергия, 1966. – 232 с.
44. Экспериментальное исследование динамики автомобильного моста в г. Большой Камень после восстановительного ремонта: Отчет по НИР // *ДВГТУ Минобразования России, НИИ «Океанотехника». Шифр 81–98–01.* – Владивосток, 1999. – 23 с.
45. *Штейнберг В.В. и др.* Методы оценки сейсмических воздействий: Пособие // *Вопр. инж. сейсмологии.* – М.: Наука, 1993. – С. 5–94.
46. *Максимов Л.С., Шейнин И.С.* Измерение вибрации сооружений: Справ. пособие. – Л.: Стройиздат, 1974. – 255 с.
47. *Бендат Д., Пирсол А.* Применение корреляционного и спектрального анализа. – М.: Мир, 1983. – 312 с.
48. *Клаф Р., Пензиен Д.* Динамика сооружений. – М.: Стройиздат, 1979. – 320 с.
49. *Садовский М.А.* Простейшие приемы определения сейсмической опасности массовых взрывов. – М.: ИГД АН СССР, 1946. – 285 с.
50. *Борисов Е.К., Голованов Б.Е.* Редуцирование колебательной энергии в динамической системе «грунт – фундамент – надфундаментные конструкции» // *Материалы науч.-техн. конф. «Вологдинские чтения».* – Владивосток, 2000. – С. 44–46.
51. *Борисов Е.К., Славгородский М.В.* Экспериментальная динамика сооружений. Безопасность зданий в сейсмической зоне промышленных взрывов. – Владивосток: МГУ им. Г.И. Невельского, 2003. – 132 с.
52. Инструкция по расчету перекрытий промышленных зданий, воспринимающих динамические нагрузки // *ЦНИИСК им. Кучеренко.* – М.: Стройиздат, 1967. – 57 с.
53. *Reiher H., Meister F.J.* Die emfindlichkeit des menschen gegen erschutterungen // *Forschung auf dem gebiet des ingenieurwesense.* – 1931. – Vol. 2. – P. 381–386.
54. *Borisov E.C., Pishhkin B.A.* Experimental investigation of structural – soil interaction under blasting (Экспериментальное исследование взаимодействия грунта и сооружений при взрывах) // *Proc. IX European conf. on earthquake engineering.* – Moscow, 1990. – P. 176–183.

55. Мишин С.В., Кузнецов Е.А. Анализ сейсмических эффектов от промышленных взрывов // Прикл. методы физ. измерений. – Владивосток, 1981. – С. 127–134.
56. Мэнли Р. Анализ и обработка записей колебаний. – М.: Машгиз, 1972. – 326 с.
57. Заключение по величине частот собственных колебаний надземного перехода на Морском городке: Отчет по НИР // ДальНИИС РААСН, НПЦ «Стройкон». Шифр 14–98. – Владивосток, 1998. – 13 с.
58. Экспериментальное исследование динамики автомобильного моста в г. Большой Камень после восстановительного ремонта: Отчет по НИР // ДВГТУ, НИИ «Океанотехника». Шифр 81–98–01. – Владивосток, 1999. – 21 с.
59. Экспериментальное обследование стальных конструкций и фундаментов галерей конвейеров 5/1 и 5/2 при различных режимах эксплуатации и внешних источников. Ч. 2: Измерение амплитуд и параметров колебаний конструкций галереи 5/1: Отчет по НИР // ДальНИИС РААСН, НПЦ «Сейсмозащита». Шифр 1–30–75. – Владивосток, 1991. – 69 с.
60. Исследование вибрации от движения железнодорожных составов и уточнение балльности площадки строительства банка с узлом связи в г. Находка: Отчет по НИР // ДальНИИС РААСН, НПЦ «Сейсмозащита». Шифр 1–93–12ц. – Владивосток, 1993. – 20 с.
61. Обследование междуэтажных перекрытий в больших торговых залах 2-го и 3-го этажей Владивостокского ГУМа по ул. Ленинской, 35: Отчет по НИР // ДальНИИС Госстроя СССР, Бюро внедрений. Шифр В5–2–83. – Владивосток, 1985. – 14 с.
62. Техническое обследование перекрытия здания по ул. Ленинской, 35: Подготовка проектирования // МЖКХ РСФСР, Краевая проектная контора «Приморремпроект». Заказ 06–273. – Владивосток, 1990. – 25 с.
63. Вибрационная безопасность. Общие требования. ГОСТ 12.01.012–90. – М.: Изд-во стандартов, 1990. – 28 с.
64. Исследование поведения высоких и длинных промсооружений при сейсмозрывных нагрузках различной интенсивности: Отчет по НИР // Дальрыбвтуз, М-во рыбного хоз-ва СССР. Шифр ХДТ 279/77, № ГР 78008031. – Владивосток, 1979. – 35 с.
65. Алимов С.Г., Борисов Е.К., Славгородский М.В. Экспериментальная динамика сооружений. Исследование демпфирующих свойств щебеночных подушек: Монография. – Владивосток: ДВГУ, 2003. – 118 с.
66. Исследование динамики уголкового подпорных стенок при динамических воздействиях: Отчет по НИР // ДальНИИС Госстроя СССР. Шифр 162/91. – Владивосток, 1991. – 47с.
67. Барабанов Н.В., Борисов Е.К. Некоторые вопросы проектирования рубок современных судов // Судостроение. – 1967. – № 3. – С. 34–39.
68. Повреждения и пути совершенствования судовых конструкций / Н.В. Барабанов, Н.А. Иванов, В.В. Новиков и др. – Л.: Судостроение, 1989. – 256 с.
69. Справочник по строительной механике корабля. Т. 2 / Под ред. акад. Ю.А. Шиманского. – Л.: Судпромгиз, 1958. – 528 с.
70. Динамическая калибровка объектов Л-4 и Л-30 в пос. Талакан: Отчет по НИР // ДальНИИС Госстроя СССР. Шифр 1–90/93–122. – Владивосток, 1992. – 57 с.
71. Обследование вибрации элементов системы «фундамент – турбогенератор № 5» Артемовской ТЭЦ: Отчет по НИР // ДВГТУ, НИИ «Океанотехника». Прогр. М-ва образования России. – Владивосток, 1999. – 27 с.
72. Экспериментальное обследование стальных конструкций и фундаментов галерей конвейеров 5/1 и 5/2 АртемТЭЦ при различных режимах эксплуатации и внешних воздействий: Отчет по НИР // ДальНИИС Госстроя СССР, НПЦ «Сейсмозащита». Шифр 1–90–75. – Владивосток, 1990. – 126 с.
73. Экспериментальное исследование динамики 10-этажного жилого дома в пос. Береговой: Отчет по НИР // ДальНИИС Госстроя СССР. Шифр 1–90–106. – Владивосток, 1990. – 72 с.

74. *Федякова С.Н., Федяков М.В.* Рекомендации по выбору параметров входного воздействия для определения сейсмических нагрузок на здания массовой застройки Камчатского региона // ДальНИИС Госстроя СССР. – Владивосток, 1987. – 150 с.

75. *Негматуллаев С.Х.* Имитация сейсмического воздействия с целью испытания зданий и сооружений на сейсмостойкость. – Душанбе: Дониш, 1986. – 152 с.

76. Исследование динамики 9-этажного жилого дома в поселке Лучегорск от сейсмозрывных нагрузок: Отчет по НИР // Дальрыбвтуз М-ва рыбного хоз-ва СССР, КНТФ «Пеленг». Шифр 47к/89–90. – Владивосток, 1990. – 48 с.

Монография

**Борисов Евгений Константинович
Алимов Сергей Григорьевич
Лысак Лидия Геннадьевна
Усов Александр Григорьевич
Крылова Татьяна Владимировна
Степанова Елена Анатольевна**

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ ДИНАМИКА СООРУЖЕНИЙ.
МОНИТОРИНГ ТРАНСПОРТНОЙ ВИБРАЦИИ**

Редактор Г.Ф. Майорова
Технический редактор Е.Е. Бабух
Набор текста Е.К. Борисов, Е.А. Степанова, Т.В. Крылова
Верстка Е.А. Степанова, Е.Е. Бабух
Оригинал-макет Е.Е. Бабух

Подписано в печать 15.11.2007 г.
Формат 61*86/8. Печать цифровая. Гарнитура Times New Roman
Авт. л. 12,2. Уч.-изд. л. 12,6. Усл. печ. л. 16,2
Тираж 50 экз. Заказ № 890

Издательство
Камчатского государственного технического университета

Отпечатано полиграфическим участком издательства КамчатГТУ
683003, г. Петропавловск-Камчатский, ул. Ключевская, 35