**МИНИСТЕРСТВО СТРОИТЕЛЬСТВА
И ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

**Федеральное автономное учреждение
«Федеральный центр нормирования, стандартизации
и оценки соответствия в строительстве»**

Методическое пособие

ПОСОБИЕ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ МОСТОВ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

Москва, 2017

gost.e-ecolog.ru

СОДЕРЖАНИЕ

1 Область применения 5
2 Нормативные ссылки 5
3 Термины и определения 6
4 Основные положения 6
5 Расположение мостов 24
6 Основные требования к конструкции 35
7 Нагрузки и воздействия 77
8 Расчеты на сейсмостойкость 96
Приложение А (справочное). Антисейсмические устройства мостов 1044
Приложение Б (справочное). Гашение энергии колебаний мостов 12626
Приложение В (справочное). Определение сейсмической нагрузки от масс сооружения при неравномерном распределении переносных ускорений 1344
Приложение Г (справочное). Сведения о типовых конструкциях балочных разрезных пролетных строений 1411
Приложение Д (справочное). Примерное техническое задание на проектирование станции инженерно-сейсмометрической службы на железнодорожном мосту 147
Приложение Е (справочное). Алгоритм «Сейна» определения сейсмической нагрузки и напряженно-деформированного состояния опор мостов при землетрясениях 149
Приложение Ж (справочное). Динамические характеристики мостов 15760
Приложение И (справочное). Оценки параметров колебаний грунта в сейсмических шкалах 160
Приложение К (справочное). Давление грунта насыпи на устой 165
Приложение Л (справочное). Динамические расчеты балочных пролетных строений мостов как пространственных систем 168
Приложение М (справочное). Влияние трещин в железобетонных стойках опор на амплитуды колебаний подферменных плит при землетрясениях 176
Приложение Н (справочное). Усиление мостов в сейсмических районах 183
Приложение П (справочное). Социальные потери от землетрясений 194
Приложение Р (справочное). Учет податливости рессор подвижного состава при определении сейсмической нагрузки на мост и находящийся на мосту поезд 197
Библиография 199

Предисловие

Настоящее Пособие составлено ООО «Инженерный центр «Проектирование, обследование, испытание строительных конструкций» (ООО «ИЦ «ПОИСК») в развитие разделов 4 и 8 СП 268.1325800.2016 «Транспортные сооружения в сейсмических районах. Правила проектирования».

В Пособии приводятся разъяснения и детализация требований к проектированию мостов посредством включения в Пособие теоретических выкладок, результатов испытаний конструкций на моделях и в натуре, данных обследования мостов в районах разрушительных землетрясений, примеров конструктивных решений, применяемых при строительстве мостов в Российской Федерации, а также ссылок на зарубежный опыт строительства, включая правила проектирования мостов в сейсмических районах.

Порядок выполнения включенных в Пособие положений для наглядности сопровождается примерами определения динамических характеристик мостов (частот и форм собственных колебаний, декрементов колебаний), нахождения сейсмических нагрузок от масс сооружений, рекомендациями по нахождению сейсмического давления грунта насыпей подходов на устои и воды (разжиженного грунта) на промежуточные опоры в водоемах.

В Пособии использован следующий порядок нумерации: первое число номера обозначает раздел Пособия, второе число (после точки) – соответствующий порядковый номер пункта, таблицы, формулы, рисунка в разделе.

Кроме комментариев к пунктам Свода правил СП 268.1325800, Пособие содержит справочные приложения, а также библиографию, позволяющую при необходимости обращаться к первоисточникам информации, использованной при разработке Пособия.

Для удобства использования в Пособии приведен текст пунктов СП 268.1325800 и приложений А, Б, В к нему, относящихся к проектированию мостов на железных, автомобильных и городских дорогах. Эти материалы выделены на

полях слева вертикальной чертой. В необходимых случаях нумерация пунктов, формул и таблиц СП 268.1325800 приведена к нумерации Пособия.

Пособие разработано по договору №01019/СИ-2 д. г.-м. н., проф. Г.С. Шестоперовым на основе многолетних обследований мостов, испытания моделей, теоретических исследований и опыта проектирования в сейсмических районах.

Мосты на Северном Кавказе и в Закавказье, на Сахалине, Камчатке и в Восточной Сибири, в Молдавии и республиках Средней Азии обследовались совместно с д. т. н. А.С. Платоновым, к. т. н. И.И. Казеем, к. т. н. В.А. Милениным, к. т. н. А.Б. Гроссманом, к. т. н. В.Г. Шестоперовым, инженерами А.Я. Штерном, С.Г. Шестоперовым и многими другими специалистами. Испытания моделей железобетонных конструкций выполнены с участием д. т. н., проф. А.И. Васильева. В Пособии учтены результаты расчета мостов на сейсмические нагрузки по программе, составленной совместно с к. т. н. Ю.М. Егорушкиным. В Пособии приведены примеры конструктивных решений мостов и антисейсмических устройств разработанных инж. Б.И. Федотовым и другими специалистами, а также примеры мостов в сейсмических районах зарубежной проектировки.

1 Область применения

1.1 Настоящее Пособие предназначено для использования при проектировании мостов на скоростных магистралях, магистралях с преимущественно пассажирским движением, особогрузонапряженных магистралях и железных дорогах категорий I–IV, на автомобильных дорогах общего пользования категорий I–IV, на линиях метрополитенов, на скоростных городских дорогах и магистральных улицах, пролегающих в районах сейсмичностью 6–10 баллов.

1.2 Пособие не распространяется на мосты, сооружаемые на железнодорожных путях с повышенными по сравнению с предусмотренными СП 119.13330 нагрузками от железнодорожного транспорта и на высокоскоростных дорогах.

Примечание – Особенности проектирования в сейсмических районах мостов на железнодорожных путях с повышенными осевыми и погонными нагрузками и мостов на высокоскоростных железных дорогах, предназначенных для движения пассажирских поездов со скоростями выше 200 км/ч, должны быть отражены в документах на проектирование упомянутых сооружений.

2 Нормативные ссылки

В настоящем Пособии использованы нормативные ссылки на следующие документы:

ГОСТ 5264-80 Ручная дуговая сварка. Соединения сварные. Основные типы, конструктивные элементы и размеры.

ГОСТ 14959-79 Прокат из рессорно-пружинной углеродистой и легированной стали. Технические условия.

ГОСТ 25100-2012 Грунты. Классификация.

ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения».

СП 14.13330.2014 «СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах» (с изменением №1).

СП 22.13330.2011 «СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений».

СП 24.13330.2011 «СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты».

СП 119.13330.2012 «СНиП 32-01-95 Железные дороги колеи 1520 мм».

СП 34.13330.2012 «СНиП 2.05.02-85* Автомобильные дороги»

СП 35.13330.2011 «СНиП 2.05.03-84* Мосты и трубы».

СП 63.13330.2012 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» (с изменениями №1 и №2).

СП 268.1325800.2016 Транспортные сооружения в сейсмических районах. Правила проектирования.

СП 269.1325800.2016 Транспортные сооружения в сейсмических районах. Правила уточнения исходной сейсмичности и сейсмического микрорайонирования.

СП 270.1325800.2016 Транспортные сооружения в сейсмических районах. Правила оценки повреждений дорог при землетрясениях в отдаленных и труднодоступных районах.

3 Термины и определения

В настоящем Пособии применены термины, значения которых определены в ГОСТ 25100, ГОСТ 27751, СП 22.13330, СП 24.13330, СП 34.13330, СП 119.13330, СП 63.13330, СП 268.1325800, СП 269.1325800, СП 270.1325800.

4 Основные положения

4.1 Транспортные сооружения в сейсмических районах, грунты в полосе отвода и прилегающие склоны следует рассматривать как составные части единой природно-технической системы, подвергающейся при землетрясениях поражающим факторам (воздействиям) в виде сейсмических волн в грунте, вертикальных и горизонтальных перемещений крыльев разлома, тектонических разрывов земной поверхности, сейсмооползней, обвалов, снежных лавин, селевых и водно-песчаных потоков, разжижения грунта, цунами, затопления участков местности из-за ее

опускания или образования сейсмогравитационных и сейсмотектонических дамб в долинах рек и других сопровождающих землетрясения воздействий.

К п.4.1. Особенность бедствий, вызываемых катастрофическими землетрясениями, состоит в том, что процесс часто развивается как каскадный (триггерный), когда во время предыдущей фазы создаются условия для возникновения последующего опасного явления, обычно имеющего иную физическую сущность, т.е. процесс развивается как цепная реакция природно-технической системы на экстремальное воздействие.

К первой фазе относятся подвижки плит (блоков) земной коры с возможным выходом на поверхность тектонических разрывов и распространением из очага землетрясения сейсмических волн. Почти сразу или с задержкой на несколько часов (суток) сооружения попадают под воздействие обвалов, оползней, водно-песчаных потоков, снежных и земляных лавин, цунами. Отдельные участки суши затапливаются в результате тектонического опускания местности и нагона морской воды на прибрежные участки суши, а также образования озер при обвалах горной породы с крутых склонов в русла рек. При прорыве обвальных плотин возникают мощные селевые потоки.

Совместно с тектоническими и волновыми воздействиями вторичные поражающие факторы вызывают разрушение зданий и сооружений, повреждения плотин, отказы в системах жизнеобеспечения населенных пунктов, включая транспортную инфраструктуру, а также нарушения работы систем, обеспечивающих функционирование АЭС и других опасных производств. При этом возможен переход природного бедствия в техногенную катастрофу, включающую пожары и загрязнение окружающей среды радиоактивными веществами. В этих условиях возникает необходимость в массовой эвакуации населения из района бедствия.

Следовательно, при планировании содержания и развития транспортной инфраструктуры в сейсмических районах, изысканиях и проектировании транспортных сооружений нужно рассматривать в развитии всю совокупность возможных поражающих факторов стихийного бедствия, их воздействия на техносферу, чтобы избежать катастрофических последствий землетрясения.

4.2 Мероприятия по защите транспортных сооружений, грунта строительных площадок и прилегающих склонов от землетрясений расчетной силы разрабатываются и осуществляются с целью минимизации социальных потерь, экономического и экологического ущерба посредством предотвращения отказа транспортной инфраструктуры, функционирование которой при чрезвычайных ситуациях необходимо для обеспечения спасательных, аварийных и неотложных восстановительных работ, для оказания всех видов помощи пострадавшему населению, включая возможную эвакуацию людей из района стихийного бедствия.

К п.4.2. Наибольшие суммарные людские потери от землетрясений с 1900 г. по 2009 г. были в Китае (около 650 тыс.), Индонезии (около 300 тыс.), Гаити (более 220 тыс.), России совместно с государствами, входившими в состав Российской империи и Советского Союза, (около 170 тыс.), Японии (более 160 тыс.), Иране (около 150 тыс.), Пакистане (около 125 тыс.), Италии (около 110 тыс.), Турции (около 85 тыс.), Перу (более 70 тыс.). Оценка возможных людских потерь от землетрясений в ближайшие десятилетия дана в приложении П.

Санитарные потери в районе отдельного разрушительного землетрясения огромны. Количество раненых в зоне стихийного бедствия может достигать нескольких сотен тысяч человек (Китай, 1976 г. – около 800 тыс. раненых; Гаити, 2010 г. – около 300 тыс. пострадавших). В среднем число раненых превышает количество погибших в три раза, однако это соотношение может сильно изменяться в зависимости от эффективности спасательных работ.

Из-за разрушения дорожных сооружений, в особенности мостов и тоннелей, транспортная доступность района стихийного бедствия оказывается сильно ограниченной, что в решающей степени влияет на эффективность спасательных работ и увеличивает число необратимых (летальных) исходов. Например, при проведении спасательных работ в Нефтегорске (Сахалин, 1995 г.) в первые сутки из каждых 100 пострадавших, извлеченных из-под развалин жилых домов, удавалось спасти 90 человек, а на пятые сутки – только 10 человек. На шестые и последующие сутки шансы на спасение уменьшаются до 1–2% [36].

При изысканиях и проектировании дорожных сооружений рекомендуется выполнять следующие требования, вытекающие из социальных последствий землетрясений:

– дорожная сеть должна обеспечивать транспортную доступность района стихийного бедствия, т.е. возможность незамедлительного начала поисковых, спасательных и аварийно-восстановительных работ в зоне разрушительного землетрясения;

– антисейсмические мероприятия при постройке искусственных дорожных сооружений и земляного полотна должны обеспечивать безаварийное движение транспорта в районе стихийного бедствия с допустимыми для проведения спасательных работ ограничениями по скорости и весу транспортных средств;

– пропускная способность дорог с учетом ограничений должна быть достаточной для возможной срочной эвакуации населения из зоны стихийного бедствия в связи с данными краткосрочного геофизического прогноза о возможности повторения разрушительных толчков или из-за угрожающего состояния плотин, атомных электростанций и других подобных сооружений.

– движение по мостам должно быть восстановлено в полном объеме спустя один месяц после разрушительного землетрясения.

4.3 Мероприятия по защите от землетрясений должны предусматриваться в таком составе и объеме, чтобы объект выдержал землетрясение расчетной силы и сопутствующие ему поражающие факторы без обрушения несущих конструкций и прилегающих склонов, а также без таких повреждений, которые могут стать причиной аварий транспортных средств или вызвать прекращение движения транспорта в результате землетрясения.

К п.4.3. Состав и объем антисейсмических мероприятий определяются в зависимости от поражающих факторов, которые могут воздействовать на сооружение, и от принимаемых при проектировании характеристик воздействий.

При проектировании мостов в соответствующих случаях рекомендуется учитывать поражающие факторы землетрясений в виде перечисленных в таблице 4.1

сейсмических и сейсмогравитационных нагрузок, перемещений грунта, изменения прочности, устойчивости и жесткости конструкций (грунта оснований).

Таблица 4.1 – Поражающие факторы землетрясений

№ по порядку	Наименование нагрузок и воздействий
	А. Сейсмические нагрузки
1	Силы инерции от масс сооружения и подвижного состава
2	Сейсмическое давление грунта насыпей подходов на устои
3	Сейсмическое давление воды и разжиженного грунта на речные опоры
4	Сейсмическое давление грунта покровных отложений на фундаменты опор глубокого заложения
5	Нагрузка от ударов смежных конструкций
	Б.Сейсмогравитационные нагрузки
6	Оползневое давление грунта на фундаменты опор и устои
7	Давление на опоры селей и лавин
8	Давление на опоры водно-песчаных потоков
9	Воздействие цунами
10	Воздействие сил трения на сваи при осадках грунта покровных отложений
	В. Перемещения грунта при землетрясениях
11	Тектонические разрывные перемещения по СП 270.1325800
12	Тектонические перемещения крыльев разлома
13	Вибрационные перемещения
14	Сейсмогравитационные перемещения (осадки, поднятия, горизонтальные перемещения грунта)
	Г. Изменение прочности, устойчивости и жесткости конструкций (оснований)
15	Изменение физико-механических свойств грунта
16	Изменение несущей способности фундаментов по грунту
17	Изменение прочности каменных и бетонных конструкций
18	Снижение жесткости железобетонных конструкций
19	Изменение прочности стальных и железобетонных элементов
20	Изменение устойчивости стальных и железобетонных элементов

4.4 Расчетное сейсмическое воздействие (расчетная сейсмичность) для объектов транспортного строительства определяется в зависимости от установленного в таблице 4.2 допустимого сейсмического риска при проектировании сооружения, сейсмической обстановки в районе (пункте) строительства, а также инженерно-геологических и геоморфологических условий на участке расположения сооружения или здания с учетом ограничений на расчетную сейсмичность, указанных в п.4.8.

Примечание – В зависимости от допустимого сейсмического риска транспортные сооружения подразделяются на три класса сейсмостойкости. Для сооружений класса сейсмостойкости I допустимый сейсмический риск принимается от 1% до 2,5%, для сооружений классов сейсмостойкости II и III величина допустимого сейсмического риска равна 5% и 10%, соответственно.

Таблица 4.2 – Классификация объектов транспортного строительства по сейсмостойкости

Класс сейсмостойкости объектов	Номенклатура объектов
1	2
I – допустимый сейсмический риск от 1% до 2,5%	Наиболее крупные и капиталоемкие объекты на железных и автомобильных дорогах категории II и выше, на скоростных городских дорогах, линиях метрополитена и скоростного монорельсового транспорта: балочные, арочные и рамные мосты с пролетами более 150 м; виадуки с опорами над поверхностью грунта высотой более 50 м; мосты, эстакады, подводные тоннели, тоннели и станции метрополитена, горные тоннели и лавинозащитные галереи длиной более 500 м, многоярусные транспортные развязки с организацией движения в трех и более уровнях. Висячие и вантовые мосты через большие реки, морские проливы и заливы с главными пролетами более 300 м на дорогах всех категорий.
II – допустимый сейсмический риск 5%	Мосты через водотоки, виадуки, эстакады, путепроводы, транспортные развязки, тоннели, галереи (кроме сооружений, отнесенных к объектам класса сейсмостойкости I), подпорные стены, водопропускные трубы, пешеходные мосты и тоннели, пассажирские платформы, насыпи и выемки, возводимые на железных и автомобильных дорогах категории II и выше, а также на скоростных городских дорогах, магистральных улицах (проспектах) общегородского значения, линиях метрополитена, трамвая и скоростного монорельсового транспорта. Опоры контактной сети на железных дорогах категории II и выше.
III – допустимый сейсмический риск 10%	Мосты через водотоки, виадуки, эстакады, путепроводы, транспортные развязки, тоннели и галереи, подпорные стены, водопропускные трубы, пассажирские платформы, пешеходные мосты и тоннели, насыпи и выемки, сооружаемые на железных и автомобильных дорогах категорий III и IV, а также на магистральных городских дорогах (улицах) районного значения. Опоры контактной сети на железных дорогах категорий III и IV.

К п.4.4. Для наиболее крупных и капиталоемких объектов допустимый сейсмический риск принят в интервале от 1 до 2,5% в связи с тем, что карта С общего сейсмического районирования, соответствующая 1% риску, устанавливает 10-балльную сейсмическую опасность для многих (более 300) населенных пунктов на Северном Кавказе, в Сибири и на Дальнем Востоке.

Строительство транспортных сооружений в 10-балльных районах требует громадных материальных и финансовых затрат, поскольку максимальные ускорения колебаний грунта при толчках силой 10 баллов приближаются по величине к ускорению силы тяжести, а амплитуда колебаний покровных отложений достигает 0,5 и более метра. Такие воздействия, помимо обычных антисейсмических мероприятий, требуют применения специальных инженерных решений. При этом стоимость защиты от землетрясения может быть сопоставима со стоимостью объекта в обычном (несейсмостойком) исполнении.

Однако даже исключительные по объему, стоимости и тщательности исполнения мероприятия по усилению конструкций и укреплению грунтов не исключают возможности разрушения мостов и других сооружений транспортного назначения в местах выхода на поверхность тектонических разрывов, тектонического опускания местности по берегам морей, озер и водохранилищ, наката на берег цунами большой высоты, образования катастрофических оползней, обвалов, селей и других эффектов 10-балльных землетрясений.

В связи с этим допустимый сейсмический риск для объектов класса сейсмостойкости I в соответствующих случаях может быть повышен, но не более чем до 2,5% за интервал времени 50 лет (средняя частота землетрясений расчетной силы один раз за 2000 лет). Основанием для выбора допустимого сейсмического риска при проектировании мостов класса сейсмостойкости I служат специальные сейсмотектонические и сейсмологические исследования, выполняемые согласно СП 269.1325800.2016, а также мировой опыт строительства мостов в сейсмических районах.

4.5 Класс сейсмостойкости объектов транспортного строительства определяется по таблице (4.2). Решение о выборе уровня антисейсмической защиты объектов, не включенных в таблицу (4.2), принимается по представлению генерального проектировщика, согласованному с заказчиком.

Примечание – Класс сейсмостойкости сооружения должен учитываться:

– при выборе карты общего сейсмического районирования;

– при уточнении исходной сейсмичности и сейсмическом микрорайонировании участка строительства;

– при разработке видов и объемов антисейсмических мероприятий;

– при организации научно-технического сопровождения проектируемых сооружений;

– при организации инструментального сейсмического и сейсмотектонического мониторинга на стадии эксплуатации сооружения.

К п.4.5. Критериями для отнесения мостов, не включенных в таблицу 4.2, к одному из трех возможных классов требуемой сейсмостойкости, а также для принятия допустимого сейсмического риска при разработке специальных технических условий на проектирование отдельных сооружений, являются возможные

опасные социальные, экономические и экологические последствия разрушения объекта при землетрясении.

Опасность последствий разрушения объекта зависит от его размеров (длины моста, высоты опор, величины наибольшего пролета), стоимости моста, категории дороги, возможности нарушения движения на пересекаемых морских, речных и сухопутных путях сообщения, времени восстановления разрушенного моста, наличия дублирующих дорог и возможности их использования при организации движения по временной схеме.

При определении класса сейсмостойкости сооружений в упомянутых случаях допускается использовать отечественный и зарубежный опыт проектирования мостов в сейсмических районах.

Пример 4.1. В г. Владивостоке построен вантовый мост через пролив Босфор Восточный. Мост соединяет континентальную часть города с о. Русский. Для моста выбрана вантовая двухпилонная система с центральным пролетом 1104 м и пилонами высотой 324 м. Общая длина моста, включая эстакады, около 3,1 км, подмостовой габарит 70 м, движение автомобилей предусмотрено по четырем полосам, глубина фарватера под мостом 50 м.

Размер главного пролета и высота железобетонных пилонов позволяют отнести мост через пролив Босфор Восточный к уникальным сооружениям в классе вантовых мостов. При проектировании таких объектов на первое место выдвигаются требования безопасности, в том числе за счет уменьшения природных рисков.

При проектировании моста выполнялись специальные инженерно-сейсмологические работы. Рассмотрены мелкофокусные землетрясения в пределах южной части Приханкайско-Приморской впадины и ее ближайшего горного обрамления, а также подземные толчки с эпицентрами на дне Японского моря. Для расчета конструкций моста на стадии эксплуатации учитывалась сейсмическая нагрузка, соответствующая риску 1% за интервал времени 50 лет. Среднее значение периода повторения расчетных землетрясений $T = 5000$ лет принято с учетом ограниченного числа инструментально подтвержденных сейсмических событий на территории в радиусе 100–150 км от Владивостока.

Пример 4.2. Висячий автодорожный мост пропускающий шесть полос движения через пролив Золотые Ворота в Сан-Франциско (США), построен в 1937 г. Общая длина моста 2790 м, величина центрального пролета 1280 м, высота пилонов 227 м. Стоимость перехода 1,4 млрд долл. США [69].

Мост расположен в 10 км от разлома Сан-Андреас. В 1906 г. в результате подвижки по этому разлому был разрушен г. Сан-Франциско. Выполненный в начале 1990-х годов анализ показал, что конструкции моста недостаточно прочны, чтобы выдержать землетрясение, подобное случившемуся в 1906 г.

На основании сейсмологического прогноза установлены характеристики сейсмического воздействия, соответствующего толчкам, повторяющимся в створе моста с интервалом от 1000 до 2500 лет (наибольшее ускорение грунта $0{,}65g$, скорость 110 см/с, перемещение 55 см, длительность колебаний 60–90 с).

С учетом полученных параметров воздействия разработан проект и выполнено усиление моста. После усиления риск разрушения моста в течение ближайших 50 лет оценивается в размере от 2 до 5%, т.е. расчетные землетрясения повторяются через 1000–2500 лет. Стоимость работ по усилению несущих конструкций около 175 млн долл. США.

Пример 4.3. Вантовый автодорожный мост через Коринфский пролив в Греции имеет длину в пределах пролива 2252 м и два подхода на берегах длиной 392 и 239 м. Ширина моста 27,2 м рассчитана на пропуск автомашин по четырем полосам, размещения полос безопасности, ограждений и креплений вант [41].

В створе моста исключительно сложные природные условия: глубина пролива до 65 м, слабые отложения на дне с залеганием коренной породы на глубине более 500 м ниже поверхности дна, возможность разрушительного землетрясения и тектонических подвижек в месте перехода.

Вантовый мост в центральной части перехода включает четыре пилона. Фундаменты пилонов бетонные с круглой в плане нижней частью диаметром 90 м. Ниже подошвы фундаментов несущая способность грунта увеличена погружением стальных оболочек длиной от 25 до 30 м диаметром 2 м, расположенных с шагом 7-

8 м. Выше голов свай уложен слой песка, гравия и щебня толщиной 5 м, на который опирается подошва фундаментов пилонов.

Верхние части пилонов устроены в виде пространственных железобетонных рам с четырьмя наклонными стойками и стальными оголовками в зоне анкеровки вант. Пролетное строение выполнено в виде сталежелезобетонной неразрезной конструкции, поддерживаемой вантами. Деформационные швы по концам пролетного строения рассчитаны на перемещения вдоль оси моста в размере 2,5 м при обычных условиях эксплуатации и 5,0 м в случае расчетного сейсмического воздействия.

Расчеты на сейсмостойкость выполнялись с учетом землетрясения, повторяющегося в среднем через 2000 лет, т.е. исходя из риска 2,5% за 50 лет эксплуатации. Соответствующее пиковое значение ускорения колебаний грунта $a_{\text{гр}} = 0{,}48g$, наибольшее ускорение колебаний осциллятора с периодом от 0,2 до 1,0 с равно $1{,}2g$. Предполагается, что после расчетного землетрясения мост будет способен пропускать аварийную технику. Стоимость перехода, сданного в эксплуатацию в 2004 г., равна 750 млн евро.

Пример 4.4. Висячий мост через эстуарий р. Тежу в Лиссабоне (Португалия), построенный в 1966 г., имеет центральный пролет 1013 м и два боковых пролета по 483 м каждый. Неразрезная ферма жесткости длиной 2271 м перекрывает также берега реки. Фундаменты пилонов заложены на скальном грунте. Высота пилонов над водой 190 м [46].

В 1992 г. разработан проект реконструкции мостового перехода для пропуска по низу ферм поездов и по уширенной плите проезжей части в уровне верха ферм автомобилей по шести полосам движения. Для усиления несущих конструкций установлены вторые кабели и внесены другие необходимые изменения.

Мост проверялся на сейсмическое воздействие из удаленного источника с частотой повторения один раз за 2000 лет. Предполагалось, что редкие толчки могут повредить мост при условии сохранения возможности исправить повреждения после землетрясения.

Наибольшее ускорение колебаний скального грунта в створе моста при землетрясении расчетной силы принято $0{,}15g$, длительность колебаний 55 с. Сейсмический риск превышения расчетных параметров колебаний грунта 2,5% за 50 лет эксплуатации. Стоимость реконструкции перехода, включая виадук на подходе к висячему мосту, определена в 320 млн долл. США. Движение по мосту после реконструкции открыто в 1998 г.

Пример 4.5. Комбинированный автодорожный мост, состоящий из двух частей, состыкованных в центральном пролете, построен в Дубровнике (Хорватия). Мост длиной 518 м пересекает узкий пролив шириной около 300 м. Проезжая часть моста пропускает автомашины по двум полосам движения [68].

На восточном берегу пролива расположены пилон и устой вантового моста. Высота пилона 141,5 м. Пилон выполнен в форме буквы А из железобетона, предварительно напряженного в зоне заделки вант. Наклонные стойки пилона коробчатого поперечного сечения с толщиной стенок до 60 см. Пролетное строение выполнено в виде двух стальных главных балок, объединенных ветровыми связями и железобетонной плитой проезжей части. Схема пролетного строения вантовой части моста 244+80,7 м. Часть вант берегового пролета заделана в устой из железобетона с фундаментом из буровых свай. Внутренняя полость анкерного устоя заполнена камнем.

На западном берегу пролива расположены промежуточная опора и устой рамно-консольной части моста. Пролетное строение (береговая часть и консоль) выполнено из напряженного железобетона по схеме 87,35+60,05 м, имеет коробчатое поперечное сечение высотой от 8,2 м над промежуточной опорой до 3,2 м над устоем. Высота опоры из напряженного железобетона над обрезом плиты фундамента около 40 м. Тело опоры коробчатое с внешними размерами 8,0×5,0 м.

Рамная и вантовая части моста соединены стыком в центральном пролете. Конструкция стыка допускает передачу нагрузки в вертикальном и горизонтальном направлениях при свободе относительных перемещений вдоль оси пролетного строения. Для предотвращения ударов и гашения колебаний на мосту установлены

резиновые буферы и два гидравлических демпфера с реакцией на сейсмические колебания 200 тс каждый.

Мост расположен в сейсмически опасной зоне. Ускорение колебаний грунта при расчете моста принято равным $0{,}35g$, что соответствует периоду повторения землетрясений $T = 500$ лет, т.е. сейсмический риск для моста равен 10% за период времени 50 лет. Мост сдан в эксплуатацию в 2002 г. Стоимость сооружения 25 млн евро.

Пример 4.6. Городской мост в Шанхае (КНР) имеет один из самых длинных арочных пролетов (550 м) в мире [56]. Стрела арок 100 м, подмостовой габарит 340×46 м, боковые пролеты длиной 100 м каждый. Арки выполнены стальными коробчатого поперечного сечения с ездой посередине. Распор воспринимается натяжением канатов в уровне проезжей части. Расстояние между пятами арок увеличено по сравнению с расстоянием между арками в замке с целью повысить устойчивость моста.

Опоры с фундаментами на вертикальных сваях, усиленных в верхней части стальными оболочками для уменьшения горизонтальных перемещений. Кроме того, характеристики грунтовых массивов вокруг фундаментов двух основных опор улучшены с помощью устройства грунто-цементных свай диаметром 700 мм.

Шанхай расположен в районе сейсмичностью 7 баллов (наибольшие ускорения колебаний среднего по сейсмическим свойствам грунта 0,1 от ускорения свободного падения). Учитывая большие размеры сооружения, были проведены специальные инженерно-сейсмологические исследования. На прочность и устойчивость мост проверялся исходя из силы толчков, повторяющихся в среднем с интервалом один раз за 3283 года (риск около 1,5% за 50 лет).

Деформационные швы по концам арочной системы общей длиной 750 м рассчитаны на перемещения 200 мм каждый. Для ограничения амплитуды колебаний концевых диафрагм установлены демпферы.

Общая стоимость арочной части моста 78 млн американских долларов. Начало эксплуатации перехода 2003 г.

4.6 Исходную сейсмичность района (пункта) строительства для сооружений классов сейсмостойкости I, II и III следует определять исходя из средней частоты (повторяемости) землетрясений расчетной силы один раз за 5000 лет, один раз за 1000 лет и один раз за 500 лет соответственно. Исходную сейсмичность устанавливают по картам общего сейсмического районирования ОСР-2015 в целых баллах шкалы MSK-64.

К п.4.6. Для мостов на городских дорогах, железнодорожных мостов в пределах границ города, мостов на линиях метрополитена исходная сейсмичность пункта строительства определяется по списку населенных пунктов Российской Федерации, расположенных в сейсмических районах. В этом списке сейсмичность указана в баллах шкалы MSK-64 для средних грунтовых условий и трех степеней сейсмического риска: А (10%), В (5%), С (1%) в течение 50 лет. При проектировании мостов в качестве эталонной характеристики средних по сейсмическим свойствам грунтов принимается сейсмическая жесткость $\rho_э V_{Sэ} = 655$ (г/см^3) (м/с).

4.7 Мероприятия по защите от землетрясений транспортных сооружений разрабатываются с уточнением исходной сейсмичности (УИС) района (пункта) строительства и с учетом результатов работ по сейсмическому микрорайонированию (СМР) участков расположения сооружений.

К п.4.7. Правила уточнения исходной сейсмичности (УИС) и сейсмического микрорайонирования (СМР) при изысканиях мостов изложены в СП 269.1325800.2016.

4.8 Для объектов транспортного строительства антисейсмические мероприятия должны предусматриваться при расчетной сейсмичности 7 баллов и более. Для сооружений классов сейсмостойкости II и III расчетная сейсмичность принимается не более 9 баллов шкалы MSK-64.

К п.4.8. Требования п.4.8 учитывают данные обследования дорожных сооружений после землетрясений в Азербайджане (1981 г.), Армении (1988 г.), Грузии (1986 г.), Киргизии (1978 г.), Молдавии (1986 г.), Российской Федерации (1970, 1975, 1995 и 2007 гг.), Таджикистане (1984 и 1985 гг.), Туркмении (1895 и 1948 гг.), Узбекистане (1966 и 1984 гг.) и других событий силой в эпицентре от 7 до 10 баллов

[15, 30]. Всего полевыми работами охвачены более 100 мостов через водотоки, путепроводов, эстакад, виадуков и пешеходных мостов. Полученная выборка включает мосты разных систем, в том числе балочные (разрезные и неразрезные), рамные, арочные и висячие. Величина перекрываемых пролетов обследованных сооружений колеблется от нескольких метров (малые железобетонные мосты) до более 100 м (металлические мосты на железных дорогах, висячие мосты на автомобильных дорогах).

Повреждения мостов при толчках силой 7–9 баллов отмечены в сооружениях, составляющих примерно 30% выборки. Толчки силой 6 баллов не вызывали необходимость введения ограничений на движение по мостам, находившимся до землетрясения в работоспособном состоянии.

Тяжелые повреждения мостов на железных и автомобильных дорогах наблюдались в нескольких случаях при землетрясениях силой 9–10 баллов. Однако на территории Российской Федерации толчки силой более 9 баллов происходят, как правило, реже чем один раз за 500–1000 лет, поэтому при проектировании мостов классов сейсмостойкости II и III землетрясения силой более 9 баллов не учитываются.

На основании данных обследований и сведений о сейсмическом режиме евроазиатского континента в пределах государственной границы Российской Федерации расчетная сейсмичность для мостов классов сейсмостойкости II и III принята в интервале значений от 7 до 9 баллов шкалы MSK-64.

4.9 При разработке проектной документации на капитальный ремонт и (или) реконструкцию транспортных сооружений, расположенных в сейсмических районах, следует учитывать требования СП 268.1325800.

К п.4.9. Указание п.4.9 соответствует статье 5 Федерального закона Российской Федерации №384-ФЗ [1]. Примеры усиления мостов при капитальном ремонте и (или) реконструкции приводятся в приложении Н к настоящему Пособию.

4.10 При проектировании сооружений класса сейсмостойкости I на участках сейсмичностью 9 баллов и более необходимые исследования и мероприятия обеспечиваются с учетом требований [1].

К п.4.10. Согласно п.8 статьи 6 Федерального закона №384-ФЗ [1] в случаях, если для подготовки проектной документации требуется отступление от требований, установленных Сводом правил, или имеющихся требований недостаточно, или они не установлены, подготовка проектной документации осуществляется в соответствии со специальными техническими условиями, разрабатываемыми и согласовываемыми в порядке, установленном уполномоченным федеральным органом исполнительной власти.

4.11 Требования к сейсмостойкости сооружений по 4.10 должны быть обоснованы исследованиями надежности и эффективности специальных конструкций антисейсмической защиты, обеспечивающих прочность и устойчивость несущих конструкций объекта при расчетном землетрясении.

К п.4.11. Надежность и эффективность средств антисейсмической защиты грунтов в основаниях опор и несущих конструкций мостов, включая укрепление слабых грунтов цементацией или погружением свай, усиление конструкций углепластиком или металлическими оболочками, применение гасителей колебаний и других антисейсмических устройств, проверяется в лабораторных и в полевых условиях геофизическими методами и механическими испытаниями, в том числе с помощью взрывов большой мощности.

Пример 4.7. При строительстве путепроводов и виадуков в районах сейсмичностью 9–10 баллов применяются рамные железобетонные опоры, состоящие из фундамента и надстройки в виде наклонных столбов диаметром 0,8 м, объединенных поверху монолитной насадкой. Испытание рамной опоры в натуре выполнено с помощью взрыва большой мощности при строительстве Байкало-Амурской магистрали [23].

Фрагмент моста, состоящий из одноярусной рамной опоры со столбами длиной 15 м и массивной опоры с фундаментом мелкого заложения, возведен в бывшем карьере по добыче полускальных грунтов для отсыпки железнодорожных насыпей. Опоры рассчитаны на сейсмическое воздействие силой 9 баллов. Металлическое пролетное строение длиной 34,2 м заменено при испытаниях металлическим пакетом длиной 17 м с установленными на нем бетонными блоками. На рамной опоре

поставлена продольно-неподвижная опорная часть, на массивной опоре опорная часть допускает продольные перемещения пакета относительно опоры.

Основное взрывное поле удалено на 20–85 м от фрагмента моста. Взрывчатое вещество закладывалось в скважины глубиной 20 м с уширением скважин в месте размещения заряда. Масса заряда в скважинах от 300 до 500 кг. Общая масса зарядов 46,7 т, в том числе масса зарядов пробных взрывов 11,3 т и при основном взрыве – 35,4 т.

С целью приближения колебаний грунта при взрыве к записям природных землетрясений взрывание начинали с наиболее удаленных зарядов. Одновременно взрывались заряды в 6–9 скважинах. Общая продолжительность процесса колебаний грунта с ускорениями не менее 0,4g составила 1,6 с.

Колебания грунта и конструкций записывались с помощью инженерно-сейсмометрической аппаратуры и тензодатчиков, установленных на столбах, фундаменте и насадке рамной опоры. В столбах регистрировались деформации бетона и продольной арматуры. Колебания также записывались на грунте (8 пунктов на расстоянии до 40 м от фрагмента моста), в нижней и верхней частях массивной опоры и в уровне пролетного строения. Всего запись велась на 163 каналах, включая 96 сейсмометрических и 63 тензоизмерительных.

Во время основного взрыва пиковые ускорения колебаний грунта достигали 50% ускорения свободного падения. Рамная и массивная опоры, выдержали взрывное воздействие без значительных повреждений.

4.12 В проектах транспортных сооружений класса сейсмостойкости I, возводимых на участках сейсмичностью более 9 баллов, следует предусматривать устройство стационарной станции инструментального сейсмического мониторинга, включая сейсмический мониторинг землетрясений, инженерно-сейсмометрический мониторинг реагирования конструкций на землетрясения, геодезический мониторинг деформирования грунта, обусловленного тектоническими процессами и землетрясениями.

Примечание – Инструментальный сейсмический мониторинг может включаться в программу работ станций технического мониторинга на транспортных объектах.

К п.4.12. Пример 4.8. Створ мостового перехода через водохранилище Рогунской ГЭС расположен в зоне Вахшского разлома на территории Таджикистана. В выбранном створе возможны землетрясения силой более 9 баллов.

Один из вариантов проекта моста предполагает строительство висячей системы с центральным пролетом 700 м. В связи с уникальностью объекта и экстремальными природными условиями в месте его возведения в составе проекта была разработана станция автоматизированного контроля за воздействием на мост ветровой и сейсмической нагрузок.

Проект стационарной сейсмостанции включает измерительные пункты, размещенные на мосту и на грунте около моста, пункт регистрации и коммуникационные линии, соединяющие измерительные приборы с регистрирующей аппаратурой.

Измерительные пункты размещаются на фундаментах пилонов левого и правого берегов (2 пункта), на анкерных устоях (2 пункта), на грунте на расстоянии 20–30 м от фундаментов пилонов (2 пункта), а также в середине и в четвертях пролета балки жесткости, на оголовках пилонов. Всего предусмотрено одиннадцать измерительных пунктов.

Измерительная аппаратура позволяет регистрировать параметры колебаний конструкций с периодами до 20 с. Другая особенность проекта сейсмостанции состоит в необходимости устранить влияние металла пролетного строения на магнитную систему измерительного прибора. Для этого между корпусом прибора и конструкцией моста прокладывается текстолитовая плита толщиной 20–30 мм.

В пунктах на фундаментах измерительные приборы устанавливаются на бетонных постаментах площадью не менее 1,5 м^2, высотой 40–60 см от верха фундамента. В постаментах закрепляются металлические пластины, имеющие отверстия с резьбой для крепления приборов.

Пункт регистрации включает регистрационное помещение площадью 25 м^2, комнату для ремонта и настройки аппаратуры площадью не менее 15 м^2, комнату дежурного площадью 10–16 м^2, комнату отдыха, аккумуляторную и фотолабораторию. Общая площадь всех помещений составляет 85–100 м^2.

4.13 Проект станции разрабатывается по утвержденному заказчиком техническому заданию генерального проектировщика, согласованному организацией, принимающей на себя эксплуатацию станции.

К п.4.13. Расходы на выполнение строительно-монтажных работ, связанных с устройством станции, и на приобретение измерительной аппаратуры, должны предусматриваться в сметах на строительство объекта мониторинга. Примерное техническое задание на проектирование станции инженерно-сейсмометрической службы (ИСС) для проведения инструментальных наблюдений на железнодорожном мосту приводится в приложении Д к настоящему Пособию.

4.14 Данные сейсмического мониторинга следует учитывать при разработке дополнительных мер антисейсмической защиты, обеспечивающих долговечность объекта и безопасность движения по нему поездов и автомобилей. Расходы на сейсмометрический мониторинг несет организация, эксплуатирующая сооружение.

К п.4.14. Программа организации инструментальных наблюдений на автодорожных мостах в США была утверждена Федеральной дорожной администрацией в 1974 г. Разработка программы была реакцией на разрушение нескольких крупных развязок и путепроводов в г. Сан-Фернандо при землетрясении 1971 г. До этого события исследованиям сейсмостойкости мостов в США не уделялось большого внимания, хотя было известно о разрушениях многих искусственных сооружений при землетрясениях в Калифорнии и на Аляске.

Государственная сеть станций ИСС на мостах является частью национальной сети инженерно-сейсмометрических станций, управляемой Геологической службой США. Национальная сеть обслуживает несколько ведомств и организаций на разных уровнях. Начало программе сейсмометрических наблюдений положено в 1932 г., когда были установлены первые 9 акселерографов. В 1933 г. инструменты зарегистрировали разрушительное землетрясение в Калифорнии. После этого число приборов в Сан-Франциско и в Лос-Анджелесе увеличилось до 50 штук.

В течение последующих 30 лет шло постепенное накопление количества приборов (до 70 акселерографов в 1962 г.) и усовершенствование методики сейсмометрических работ. В 1963 г. начал производиться более совершенный акселеро-

граф, что способствовало резкому увеличению действующих станций (более 700 к 1974 г.) при числе акселерографов около 1200 шт. Рост числа станций был также вызван требованием норм оборудовать высотные здания сейсмометрическими приборами.

При выборе объектов для оборудования приборами в США приоритет отдают сооружениям, расположенным в Калифорнии, на Аляске и в Неваде, где землетрясения происходят значительно чаще, чем в восточных штатах. Однако для устранения неопределенности при проектировании некоторое число приборов установлено также в районах сравнительно спокойных в сейсмическом отношении.

Сооружения, отобранные для постановки приборов, как правило, имеют типовые конструктивные решения, однако часть сооружений должна представлять новые и специальные решения. Предпочтение отдается объектам, имеющим сравнительно простые схемы, что упрощает анализ результатов наблюдений. Для выбранного сооружения должны быть известны динамические характеристики, конструкция фундаментов и инженерно-геологические условия. На мостах применяется система инструментальных наблюдений, состоящая из центральной записывающей станции и расположенных в нужных местах акселерометров.

5 Расположение мостов

5.1 Сейсмостойкость мостов достигается размещением сооружений на благоприятных в сейсмическом отношении участках, правильным выбором системы моста, применением рациональных схем передачи сейсмической нагрузки на опоры, усилением несущих конструкций по расчету, осуществлением специальных конструктивных антисейсмических мероприятий, использованием прочных и легких материалов, допускающих развитие пластических деформаций, высоким качеством выполнения строительно-монтажных работ при постройке, капитальном ремонте и реконструкции сооружений.

К п.5.1. К благоприятным в сейсмическом отношении створам относятся участки с близким к поверхности залеганием кровли скальных и других малосжимаемых грунтов, удаленные от активных тектонических разломов, мест оползней,

обвалов, селей, цунамиопасных побережий. При выборе расположения больших мостов в сейсмических районах целесообразно использовать материалы космической съемки местности дополнительно к данным осмотра района строительства и разведочного бурения.

Пример 5.1. При определении места перехода автодорожным мостом горного ущелья р. Сурхоб в Таджикистане учитывались опасные воздействия, возникающие при наполнении водохранилища Рогунской ГЭС и землетрясениях. При изысканиях использовались данные бурения разведочных скважин глубиной до 130 м и материалы космической съемки местности.

Река Сурхоб следует в субширотном направлении вдоль зоны двух расположенных в непосредственной близости друг от друга разломов (Гиссаро-Кокшальского и Вахшского), разделяющих горные системы Памира и Тянь-Шаня.

Многолетними наблюдениями экспедиции института Физики Земли АН СССР было установлено сжатие каньона р. Сурхоб со скоростью до 20 мм/год на базе 1 км. Относительные вертикальные перемещения крыльев Вахшского краевого разлома достигают 15 мм/год.

В зоне Вахшского надвига известны землетрясения силой 9-10 баллов, сопровождающиеся выходом на поверхность тектонических разрывов в виде рвов, уступов и трещин в скальных породах, а также образованием обвалов коренных пород, оползней и земляных лавин. Девятибалльная зона Хаитского землетрясения 1949 г. ($M = 7{,}5, h = 25$ км) протянулась вдоль Гиссарского хребта на 60 км при ширине 12 км. Поселок Хаит был разрушен селевым потоком, образовавшим завал длиной 5 км и шириной 1 км.

На основании дешифрирования космических снимков была составлена карта разрывной тектоники нижнего течения р. Сурхоб в масштабе 1 : 50000 на площади около 55 км^2. Установлено, что изученный массив имеет блоковую структуру (более 30 разрывных нарушений), не зафиксированных на ранее составленных картах. Большинство разрывов сечет четвертичные отложения и выражается в современном рельефе, что позволяет сделать вывод о сейсмотектонической активности разломов в настоящее время. При изысканиях рассматривались четыре возможных створа на

участке долины р. Сурхоб длиной около 15 км. В выбранном створе оба борта долины сложены конгломератами неогенового возраста. Коренная порода не нарушена тектоническими разрывами, имеет достаточно высокие прочностные характеристики. Мощность толщи конгломератов более 200 м.

Отсутствие тектонических разрывных дислокаций в русле реки и устойчивость бортов прорезанного рекой в толще конгломератов русла послужили основанием для выбора данного створа при проектировании моста через водохранилище Рогунской ГЭС.

Остальные три створа признаны неприемлемыми из-за пересечения разломами и возможных оползней в результате недостаточной сейсмоустойчивости склонов.

5.2 Места мостовых переходов через большие реки следует выбирать на прямых участках речных долин с инженерно-геологическими условиями, допускающими опирание фундаментов опор на прочные малосжимаемые грунты.

К п.5.2. Пример 5.2. Землетрясение 1964 г. в Японии имело магнитуду $M = 7{,}5$ при глубине очага $h = 40$ км. Эпицентр основного толчка находился в 60 км от г. Ниигата, где по инструментальным данным ускорение колебаний грунта достигало $0{,}19g$, т.е. землетрясение имело силу 8 баллов по шкале MSK-64. В результате разжижения верхнего слоя водонасыщенных песков были повреждены многие здания и сооружения [50, 53].

Городской мост длиной 309 м имел шесть речных пролетов длиной по 40 м, перекрытых бесшарнирными железобетонными арками с ездой поверху. Над набережными устроены двухшарнирные арки. Речные отложения в верхней части разреза представлены рыхлыми и средней плотности песками различной крупности, залегающими на глубине до 10–19 м от дна реки (повышенная мощность слоя относится к левому берегу). Ниже этого слоя залегают плотные мелкие пески морского происхождения.

Более тяжелые повреждения получила левобережная часть моста. Устой с фундаментом из деревянных свай, забитых в рыхлый песок, осел на 1,2 м и отклонился в сторону насыпи. В арке берегового пролета образовались крупные трещины, указывающие на почти полное исчерпание несущей способности конструкции. На

правом берегу устой, сваи которого опирались на песок средней плотности, получил осадку в 40 см. Промежуточные опоры с кессонными фундаментами, заглубленными до плотного песка, не получили заметных остаточных перемещений.

Последствия землетрясения в Ниигате показывают, что водонасыщенные пески рыхлые и средней плотности не являются надежным основанием для опор мостов. Опирание фундаментов на плотные пески избавляет от появления влияющих на эксплуатацию сооружений отклонений опор от проектного положения при толчках силой 7-8 баллов.

5.3 Зоны сейсмотектонических дислокаций (тектонических рвов и уступов), образующих в руслах рек пороги и дамбы, на террасах и склонах – долины притоков и суходолов, следует рассматривать как участки, неблагоприятные для размещения мостов.

К п.5.3. Пример 5.3. Калифорнийское землетрясение 1906 г. в США, имевшее магнитуду $M = 8{,}3$ при глубине очага $h = 10$ км, возникло при тектонической подвижке по разлому Сан-Андреас. На суше тектонический разрыв протянулся примерно на 430 км. В местах пересечения с ожившим разломом инженерные сооружения были разорваны. Величина разрыва изменялась от первых сантиметров до 6,3 м. Кроме горизонтальной компоненты, тектонический разрыв имел вертикальную составляющую, которая изменялась от нескольких сантиметров до 0,9 м [74].

Сила воздействия вблизи поверхностных разрывов превышала 9 баллов. Из характерных признаков большой силы землетрясения наблюдались трещины в грунте шириной до 1 м, многочисленные оползни, деформации железнодорожного пути в плане, осадка на 1,2 м насыпей вблизи устоев мостов. На железной дороге тектонический разрыв вызвал повреждения, исключавшие движение поездов по пятипролетному мосту с бетонными опорами, фундаменты которых были заложены на песчанике и глинистом сланце.

5.4 При невозможности избежать постройки моста на пересечении с активным тектоническим разломом фундаменты опор должны быть вынесены на крылья разлома за пределы зоны тектонического дробления горных пород, подферменные

площадки опор уширены, балочные разрезные пролетные строения объединены в цепочку связями, предотвращающими обрушение конструкций при сдвиге отдельных опор вдоль оси моста.

К п.5.4. Описания сцепных антисейсмических устройств железобетонных, сталежелезобетонных и металлических балочных разрезных пролетных строений приводятся в приложении А.

5.5 К неблагоприятным для строительства мостов через большие реки, водохранилища и морские проливы следует относить участки территорий и акваторий, надводные и подводные склоны которых сложены сейсмически неустойчивыми песчано-глинистыми отложениями, образующими при землетрясениях оползни и водно-песчаные потоки.

К п.5.5. Пример 5.4. При землетрясении 1985 г. в Таджикистане с магнитудой $M = 6{,}0$ и глубиной очага 10–15 км в эпицентральной восьмибалльной зоне наблюдались обвалы, оползни и водно-песчаные потоки.

Локальные повреждения железных и автомобильных дорог наблюдались в радиусе 20–25 км от эпицентра. Здесь на отдельных участках в дорожных насыпях образовались продольные трещины шириной до нескольких см и протяженностью до 20 м. Вблизи устоев мостов и над водопропускными трубами насыпи осели. Осадка песчаных насыпей высотой 6–8 м достигала 50 см. Грунт откосов местами оползал.

Водно-песчаный поток образовался в нижней части берегового склона долины р. Сыр-Дарьи. Разжижение водонасыщенного пылеватого песка привело к образованию водно-песчаного потока на фронте шириной несколько сотен м. При землетрясении бетонное покрытие местной дороги распалось на отдельные части, которые поток перенес по слабонаклонной пойме на расстояние около 100 м в сторону русла реки.

Потеря устойчивости при сейсмических воздействиях покровных отложений, приводящая к возникновению водно-песчаных потоков разжиженных масс грунта, представляет опасность для дорожных сооружений. С возможностью разжижения грунта следует считаться при проектировании в сейсмических районах мостовых

переходов через водохранилища, ложи которых быстро заполняются мощными толщами рыхлых отложений, а также мостов через проливы и низовья рек, заполняемые рыхлыми осадками.

5.6 При проектировании мостов на сейсмически неустойчивых склонах необходимо предусматривать комплекс мер (дренирование, водоотвод, устройство подпорных сооружений и др.), обеспечивающих устойчивость покровных отложений при землетрясении расчетной силы.

К п.5.6. Состав противооползневых мероприятий зависит от инженерно-геологической обстановки и силы расчетного землетрясения. В качестве варианта защитных конструкций может быть рассмотрено устройство авангардных грунторезов перед опорами моста, состоящих каждый из трех свай-оболочек, объединенных поверху железобетонной насадкой. Этот конструктивный элемент служит для восприятия оползневого давления и разрезая грунтовый поток защищает опоры от разрушения. Такая конструкция может быть также использована для защиты опор от скатывающихся по склону глыб.

Давление на узкий грунторез массива сползающего грунта значительно больше, чем давление на соответствующей ширины участок длинной подпорной стены. Для распределения оползневого давления на нужное число свай применяют железобетонные подпорные стены на свайном основании. Для повышения устойчивости склонов применяются также гравитационные (массивные) бетонные стены, многоярусные стены из железобетонных столбов и другие конструкции, предотвращающие возникновение оползней.

Состав и объем противооползневых мероприятий во всех случаях должны быть обоснованы опытом эксплуатации сооружений и проверенными на практике методами расчета сейсмоустойчивости склонов.

Пример 5.5. Трасса автодорожного обхода г. Сочи пересекает крупный оползень раннечетвертичного возраста, расположенный на левом борту долины р. Мацеста. Бровка стенки отрыва имеет отметку 90 м над уровнем моря. Нижняя граница языка оползня расположена на 75 м ниже этой отметки. Длина оползня 260

м, ширина 350 м, площадь 45000 м^2. Глубина захвата оползнем пород склона от 6 до 13 м.

Запас статической устойчивости склона минимален. На поверхности склона отмечается наклон деревьев. Локальные подвижки имеют меньшую глубину захвата, формируясь на поверхности скольжения, проходящей по кровле линзы мягкопластичной глины, залегающей в слое тугопластичной глины. Один из современных оползней располагается в створе виадука через долину р.Мацеста, в районе его первой и второй опор.

Выполненные исследования показали, что склон находится в предельном равновесии при действии постоянных нагрузок, а при землетрясении силой 8 и более баллов можно ожидать подвижки покровных отложений по контакту с аргиллитом, на границе которого с вышележащими слоями тугопластичной глины имеется прослойка мягкопластичной глины с низким значением угла внутреннего трения.

Для обеспечения сейсмоустойчивости склона запроектированы удерживающие грунт сооружения. Проектный институт уточнил физико-механические характеристики слагающих склон грунтов и выполнил его расчет на сейсмоустойчивость. Расчетная сейсмичность для объекта принята 9 баллов. Помимо веса грунта и инерционных сил от его массы, учитывалось фильтрационное давление грунтовой воды.

Оползневой левобережный склон в створе виадука по данным изысканий и расчета закреплен двумя удерживающими сооружениями, расположенными вблизи опоры №1 и в 15 м от опоры №2.

Подпорная стена, защищающая опору №2, состоит из пяти разделенных деформационными швами секций из монолитного железобетона. Высота стены выше подошвы фундаментной плиты равна 2,5 м, ширина плиты 5,0 м, толщина плиты 0,8 м, длина каждой секции от 14,5 до 16,0 м. Полная длина стены около 70 м. Объем бетонной кладки на одну секцию 57 м^3, расход арматуры 4,68 т, содержание арматуры в бетоне 82,1 кг/м^3.

Подпорная стена опирается на буронабивные сваи диаметром 1,5 м с глубиной заложения 18 м. Общее количество свай 30 шт., объем бетона заполнения скважин 892 м^3, расход арматуры в каркасах свай 62,5 т, содержание арматуры в бетоне свай 70 кг/м^3. Сваи располагаются в два ряда в шахматном порядке. Расстояние между сваями одного ряда в осях равно 5,0 м, в свету – 3,5 м. Нижние концы свай заделаны в коренную породу (аргиллит) на 6–8 м.

5.7 Опоры мостов не должны располагаться в местах перемещения потоков рыхлых морских отложений и вблизи грязевых вулканов. При невозможности избежать постройки опор моста на подводном склоне, покрытом рыхлыми илами и песками, необходимо рассчитывать опоры на гидродинамическое давление водно-песчаного потока.

К п.5.7. Известны подводные оползни на континентальном склоне, возникавшие при землетрясениях у побережья Канады, у берегов Индонезии и в других местах Мирового океана. Подводные оползни (турбидитные потоки) перемещаются в среднем со скоростью около 50 км/час на расстояние до 500 км от зоны отрыва, разрывая подводные кабели, проложенные по дну океана.

Механизм движения потерявшего устойчивость грунта по дну океана не вполне ясен. При проектировании мостов через морские проливы данное явление рекомендуется учитывать согласно правилам специальных технических условий с учетом отечественного и зарубежного опыта строительства и эксплуатации мостов и морских платформ.

5.8 При проектировании виадуков через долины с крутыми бортами, сложенными выветрелыми скальными породами, необходимо предусматривать меры против сейсмообвалов в створе виадука, включая удаление неустойчивых глыб и закрепление склонов с помощью бетонного или сетчатого покрытия.

К п.5.8. Осыпи несвязного грунта с естественных склонов и откосов выемок происходят повсеместно при землетрясениях силой 7 и более баллов. При неблагоприятных инженерно-геологических условиях возможны обвалы крупных глыб. При толчках силой 9 баллов обвалы незащищенных склонов и откосов носят массовый характер.

5.9 Опоры моста через селеопасные долину реки или суходол должны быть расположены выше максимального за последние 100 лет уровня селевого потока, определяемого по данным общих инженерно-геологических изысканий.

К п.5.9. В горах обвалы, оползни и земляные лавины, сопровождающие землетрясение, создают на дне долин плотины. Такие явления неоднократно происходили на Кавказе, Памире, в Забайкалье и в других сейсмоопасных районах. Под напором воды образующегося водоема плотина прорывается с образованием селевого потока.

Пример 5.6. Чхалтинское землетрясение 1963 г. имело магнитуду $M = 6{,}4$ при глубине очага $h = 5$ км. Эпицентр располагался в верховьях р. Кодори примерно в 100 км к северо-востоку от Красной Поляны. Сила землетрясения в эпицентре 9 баллов.

В эпицентральной области наблюдались многочисленные скальные обвалы, оползни и лавины. Наиболее крупная лавина сошла со склона долины р. Чхалты крутизной до 45°, сложенного глинистым сланцем, прикрытым делювиальными отложениями мощностью 5–7 м у подошвы склона. В результате землетрясения делювиальные глинистые отложения и частично выветрелый сланец превратились в рыхлую массу, которая в виде земляной лавины спустилась в долину р. Чхалты, образовав плотину объемом более 3,0 млн м^3.

Пример 5.7. Река Мзымта на участке моста ПК 359 протекает по сильно извилистому S-образному в плане руслу, имеющему продольный уклон около 4%. Современные отложения в русле представлены галечниковым грунтом с заполнителем в виде твердой супеси (до 30%). В галечнике присутствуют валуны (до 20%).

Террасы возвышаются над поймой примерно на 15 м. Они сложены аллювиальными и делювиальными отложениями четвертичного возраста (валунным грунтом с заполнителем в виде супеси и суглинка, галечниковым грунтом с заполнителем из твердой супеси, гравийным грунтом с валунами до 25%, щебенистым грунтом с единичными валунами, дресвой с глыбами до 25%).

Под руслом реки и поймами залегают слои примерно того же состава и генезиса, что слагают террасы, т.е. аллювиальные и делювиальные грунты различного

гранулометрического состава. Общая мощность покровных отложений на поймах 28 м, из которых на три слоя аллювиальных отложений приходится 15,9 м, на три слоя делювиальных отложений – 12,1 м.

Геологическое строение участка моста на ПК 359 существенно другое, чем на участке расположенного ниже по течению моста ПК 326. На участке ПК 326 делювий включает только сравнительно мелкие каменные обломки (щебень и дресву), а также глинистые фракции. Напротив, на участке ПК 359 значительную часть (до 50-60% в отдельных слоях) делювиальных масс составляют глыбы, в том числе с размерами сторон более 80 см. Такие крупные фрагменты скальных пород откладываются у подножия крутых склонов при обвалах и переносятся вниз по долинам горных рек селевыми потоками.

Переслаивание пластов гравийно-галечниковых и дресвяно-щебенистых (включая глыбы) отложений на участке моста ПК 359 позволяет считать, что выше по течению реки время от времени возникают мощные обвалы, перегораживающие узкую долину Мзымты. После размыва плотины, образовавшейся на месте обвала, продукты выветривания переносятся в виде селевого потока вниз по течению реки, откладываясь в ее русле, на поймах и террасах.

5.10 При проектировании мостов в устьях рек и через морские проливы на цунамиопасных побережьях морей необходимо предусматривать пропуск волны цунами (бора) под мостом. Опоры моста следует располагать на возвышенных береговых террасах или рассчитывать на гидродинамическое давление волны цунами. Низ пролетных строений должен возвышаться не менее, чем на 1 м над уровнем бора. Уровень бора принимается соответствующим вероятности превышения 1% в год для мостов классов сейсмостойкости I, II и 2% в год для мостов класса сейсмостойкости III.

К п.5.10. Цунами относятся к числу наиболее опасных бедствий для населения, проживающего на островах и побережье Тихого, Индийского и Атлантического океанов. При тектонических подвижках (сбросах и взбросах) на дне океанов по их акватории распространяются цунами, увеличивая тяжесть последствий землетрясений. Волна, обрушившаяся на Лиссабон в 1755 г., имела высоту до 30 м и проникла

вглубь территории более чем на 1 км. В городе погибло 25% жителей. Общее число погибших и пропавших без вести в Индонезии (2004 г.) в результате землетрясения и цунами составило около 228 тыс. человек.

Первые сведения о цунами на Камчатке относятся к 1737 г. В последующие годы на восточное побережье Камчатки и Курильских островах неоднократно выходили разрушительные цунами. В 1923 г. цунамигенное землетрясение произошло у северо-восточного побережья Камчатки. Волна высотой до 11 м от уреза воды у берега распространилась вглубь полуострова до 4 км. Река Камчатка в нижнем течении вскрылась ото льда. На берегах рек были повалены деревья.

В 1952 г. при подводном землетрясении высота цунами в отдельных местах побережья Камчатки и Курильских островов достигала 15–18 м, в том числе у мыса Лопатка 9,5 м, в бухте Пираткова 10–15 м, на острове Парамушир 15–18 м. На острове Парамушир сильно пострадал г. Северо-Курильск. По долине реки Тухарка водяной вал прошел вглубь острова на 2–3 км [14].

Помимо Курило-Камчатского побережья известны цунами на побережье Приморского края, Сахалина, в бассейне Черного и Каспийского морей.

Цунами способны разрушать портовые сооружения, рассчитанные на воздействие штормовых волн. Известны случаи перемещения гравитационными волнами каменных глыб массой до 30 т. Переносимые потоком деревья, каменные глыбы, фрагменты разрушенных строений наносят повреждения портовым и дорожным сооружениям.

Пример 5.8. Аляскинское землетрясение 1964 г. относится к числу наиболее крупномасштабных проявлений сейсмичности Земли. Тектонический разрыв, вызвавший землетрясение, образовался на глубине 21 км. По сейсмологическим данным разрыв протянулся вдоль побережья Аляски приблизительно на 800 км. Землетрясение сопровождалось крупными тектоническими перемещениями горизонтального и вертикального направлений. Край континента сместился в юго-восточном направлении на 21 м. Полуостров Кенай опустился на 2 м, о. Монтагью поднялся на 9 м.

На побережье залива на участке между городами Портиджем и Анкориджем земная поверхность опустилась на 1,5 м. Автомобильное движение на побережье было полностью парализовано, так как проложенная в низких отметках автомобильная дорога погрузилась под воду. Тектонические деформации дна океана вызвали цунами высотой до 20 м, разрушившее 26 автодорожных мостов на побережье залива Аляска [52].

Пример 5.9. Катастрофические социальные и экономические последствия имело землетрясение в Японии 11 марта 2011 г. Большую часть жертв и экономических потерь вызвало цунами высотой более 30 м на отдельных участках восточного побережья о. Хонсю.

В результате землетрясения погибло более 20 тыс. человек, разрушено более 300 тыс. зданий, многие автомобильные и железные дороги, включая 56 мостов. Повреждения получили реакторы на атомной электростанции «Фукусима 1». Из зоны повышенной радиации эвакуировано 450 тыс. человек.

По высвободившейся энергии данное землетрясение относится к числу самых мощных в мире за последние 100 лет ($M = 9{,}0$). Глубина гипоцентра 30 км с выходом тектонических разрывов на дно океана. Инструментальный эпицентр располагался в 120 км восточнее о. Хонсю. На отдельных участках восточного побережья Японии пиковые ускорения грунта превышали 10 м/с^2. Наблюдались многочисленные сейсмогравитационные эффекты (разжижение грунта, осадки, оползни). Цунами, возникающие при землетрясениях у берегов Японии и в северной части Тихого океана, могут воздействовать на транспортные и гидротехнические сооружения, расположенные в береговой зоне Курильских островов и Камчатки.

6 Основные требования к конструкции

6.1 При проектировании мостов в сейсмических районах следует предусматривать применение материалов, соответствующих требованиям СП 35.13330.

6.2 В сейсмических районах допускается проектировать:

– мосты с разрезными пролетными строениями в виде стальных, железобетонных и сталежелезобетонных плитно-балочных конструкций, стальных ферм, а также арок с воспринятым распором;

– мосты с неразрезными пролетными строениями;

– мосты рамной и рамно-неразрезной систем;

– висячие и вантовые мосты;

– арочные шарнирные и бесшарнирные мосты, в том числе арочные мосты со сводами из стальных гофрированных оцинкованных листов, соединенных болтами.

К п.6.2. На железных, автомобильных и городских дорогах Российской Федерации, а также Молдавии, Грузии, Армении, Азербайджана, Туркмении, Узбекистана, Таджикистана, Киргизии и Казахстана эксплуатируются мосты разрезной, неразрезной, рамной, арочной систем, а также ряд висячих и вантовых мостов. Возраст некоторых мостов достигает 100 и более лет. Большая часть мостов за время эксплуатации без разрушения выдержала одно (иногда несколько) сильных землетрясений, что позволяет рекомендовать перечисленные в п.6.2 системы к применению в сейсмических районах с учетом требований, изложенных в СП 268.1325800.2016.

6.3 При рассмотрении вариантов мостового перехода следует иметь в виду особенности мостов балочной системы с разрезными внешне статически определимыми пролетными строениями. К преимуществам балочной разрезной системы относится независимость напряжений в пролетных строениях от осадок и смещений вдоль оси моста фундаментов опор. В многопролетных мостах сейсмическая нагрузка от массы верхнего строения в направлении оси моста распределяется между опорами более равномерно, чем в неразрезной системе. Мосты разрезной системы отличает пригодность к эффективному усилению в процессе эксплуатации и возможность сокращения сроков восстановительных работ после разрушительного землетрясения.

К п.6.3. Упомянутые преимущества наряду с общестроительными достоинствами определили массовый характер применения балочных разрезных пролетных строений при строительстве железнодорожных мостов с пролетами до 110 м.

Для перекрытия пролетов менее 18 м, как правило, используются сборные плитные и ребристые пролетные строения из обычного железобетона, для перекрытия пролетов более 18 м – стальные и сталежелезобетонные балочные пролетные строения. В диапазоне пролетов от 15,8 до 26,9 м применяются разрезные конструкции из предварительно напряженного железобетона. Разрезные пролетные строения обычно изготовляются по типовым проектам, учитывающим особые условия эксплуатации сооружения. Сведения о типовых проектах балочных разрезных пролетных строений, разработанных в 1972–1999 гг. приводятся в приложении Г.

6.4 К основным недостаткам всех типов разрезных пролетных строений относятся возможность сдвига из проектного положения вдоль и поперек оси моста и падение конструкций с опор на грунт при землетрясении. Для предотвращения падения разрезных пролетных строений на грунт они должны быть закреплены на опорах с помощью сейсмостойких опорных частей или специальных антисейсмических устройств.

К п.6.4. Примеры антисейсмических устройств разрезных пролетных строений железнодорожных, автодорожных и городских мостов приведены в приложении А.

6.5 При сравнении вариантов моста необходимо учитывать преимущества неразрезной системы, позволяющие перекрывать пролеты повышенной длины, что дает возможность уменьшить стоимость опор при строительстве мостов через большие реки, глубокие ущелья и морские проливы при залегании прочных грунтов под мощной толщей слабых покровных отложений, а также повысить устойчивость конструкции в отношении сброса с опор при землетрясении по сравнению с разрезными пролетными строениями.

В автодорожных и городских мостах пролеты от 42 до 150 м обычно перекрывают неразрезными конструкциями. Для уменьшения веса пролетных строений вместо железобетонных и сталежелезобетонных могут использоваться металлические конструкции.

Пример 6.1. Конструктивные решения городского моста в Иркутске [7], учитывают восьмибалльную сейсмичность района. Мост имеет длину свыше 1 км при

ширине между перилами 27 м. Русло реки перекрыто цельнометаллической неразрезной балкой по схеме 106+146+106 м. Поперечное сечение пролетного строения состоит из двух замкнутых коробок, связанных поперечными фермами и ортотропной плитой проезжей части. Опорные узлы пролетного строения закреплены от подбрасывания гибкими анкерами, установленными на опорах. Дополнительно вес пролетного строения уменьшен применением сварки вместо соединений на высокопрочных болтах.

При землетрясениях силой 8 и более баллов неразрезные пролетные строения могут сдвигаться в поперечном к оси моста направлении или поворачиваться в плане с разрушением крепления опорных частей. Для исключения подобных случаев целесообразно устраивать на опорах железобетонные тумбы, к домкратным балкам прикреплять металлические упоры, препятствующие поперечному сдвигу главных балок. Между тумбой и упорами полезно устанавливать резиновые прокладки.

Пример 6.2. Автодорожный мост через р. Прут построен на границе между Молдавией и Румынией. Схема моста 52,0+46,4+52,0 м, габарит Г7+2×0,7 м. Пролетное строение сталежелезобетонное. Опорные части металлические, на устоях №1 и №4 и промежуточной опоре №3 – подвижные, на опоре №2 – неподвижные. Опоры бетонные. Грунты в створе моста представлены суглинками, глинами, супесями, песками от пылеватых до средней крупности с гравием, залегающими на неогеновых глинах.

В результате землетрясения 1977 г. с магнитудой $M \approx 7{,}2$ и глубиной очага около 100 км с эпицентром на территории Румынии пролетное строение было сдвинуто из проектного положения в верховую сторону на правобережном устое №4 на 15 см, на промежуточной опоре №3 на 12 см, на промежуточной опоре №2 на 10 см, на левобережном устое перемещение не произошло.

Румынскими специалистами был разработан и осуществлен проект восстановления положения пролетного строения и усиления конструкций, удерживающих главные балки от сдвига.

Карпатское землетрясение 1986 г. в створе моста было примерно таким же, как землетрясение 1977 г, т.е. имело силу 8 баллов. В результате сейсмического воздействия произошел угон катков на устое №1 на 6 см. На промежуточной (анкерной) опоре №2 срезаны фиксаторы неподвижных опорных частей. Пролетное строение сдвинулось вверх по течению реки, но было остановлено силами трения и сопротивлением железобетонной тумбы и металлических упоров. При ударе в тумбе образовались трещины, но несущая способность антисейсмического устройства оказалась достаточной для того, чтобы предотвратить дальнейшее смещение пролетного строения.

6.6 В случае использования неразрезных пролетных строений с большой собственной массой сейсмическая нагрузка от массы пролетного строения, передаваемая на анкерную опору, делает ее конструкцию уязвимой при землетрясениях. При расчетной сейсмичности 9 баллов фундамент анкерной опоры следует закладывать на скальном грунте или уменьшать сейсмическую нагрузку на анкерную опору за счет изменения системы моста, конструкции опор и пролетного строения или применения специальных антисейсмических устройств.

Пример 6.3. Схема передачи сейсмической нагрузки на устои, опирающиеся на скальное основание, применена на железнодорожном мосту в Японии. В средней части моста установлено неразрезное пролетное строение, в боковых частях – разрезные балки (рисунок 6.1). Две промежуточные опоры в средней части моста высотой 27,2 и 31,7 м выполнены гибкими выше обреза фундаментов. На этих опорах установлены неподвижные опорные части. На остальных опорах, включая устои, опорные части допускают перемещение балок относительно опор.

Пролетные строения объединены в две цепочки с помощью соединительных элементов. Длинная цепочка, включающая неразрезное пролетное строение и разрезную балку, присоединена к анкерному устою на скальном основании с повышенными размерами, обеспечивающими устойчивость против сдвига и опрокидывания. Устой на противоположной стороне долины имеет меньшие размеры, поскольку воспринимает сейсмическую нагрузку только от двух разрезных пролетных строений.

Поскольку устои имеют значительную жесткость в горизонтальном направлении, сила инерции от масс пролетных строений практически полностью передается на устои, что позволяет облегчить промежуточные опоры. Недостаток этой схемы состоит в том, что масса пролетных строений присоединена к устоям расположенным в верхних частях бортов долины, где интенсивность колебаний грунта возрастает, что должно быть учтено при определении сейсмической нагрузки.

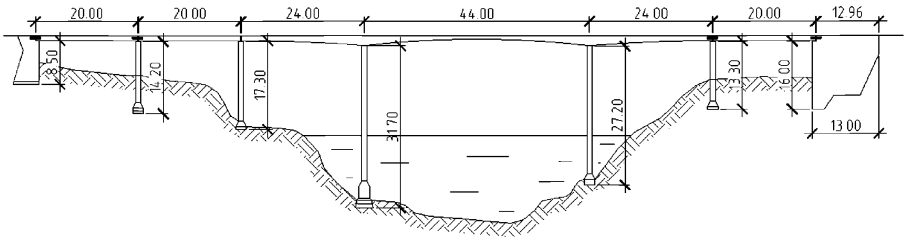


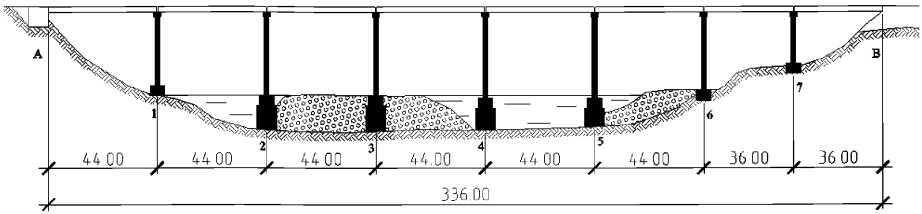
Рисунок 6.1 – Схема моста с передачей сейсмической нагрузки на устои

6.7 Для повышения сейсмостойкости и уменьшения стоимости мостов с неразрезными пролетными строениями продольно-неподвижные опорные части могут быть установлены на двух и более гибких опорах, конструкция которых должна быть рассчитана на усилия, возникающие в рамно-неразрезной системе при изменении длины пролетного строения от температурного воздействия воздушной среды.

Пример 6.4. Когда промежуточные опоры достаточно гибкие и не испытывают больших напряжений от температурных деформаций пролетного строения, применяют конструкцию по типу, показанному на рисунке 6.2 [64]. Температурно-неразрезные пролетные строения этого совмещенного моста в Турции состоят из сборных балок и монолитной плиты. Пролетные строения под железную и автомобильную дороги не связаны между собой, но опираются на общие опоры. Продольная к оси моста сейсмическая нагрузка воспринимается гибкими промежуточными опорами №№1–6. Низкая опора №7 не нагружена сейсмической нагрузкой от массы пролетного строения вдоль оси моста (кроме сил трения), так как на ней установлены подвижные опорные части. Для ограничения сейсмической нагрузки на опоры

№№1–6 используются устои. С этой целью между устоями и концами пролетных строений установлены буферные прокладки и стяжки.

а)



б)

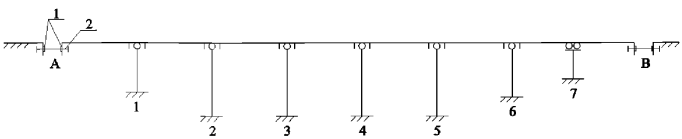


Рисунок 6.2 – Мост через р. Ефрат:

а) схема моста; б) схема передачи сейсмической нагрузки на опоры

Пример 6.5. В Испании неразрезная система с гибкими анкерными опорами применена при строительстве виадука на скоростной железной дороге [58]. Пролетное строение под два пути выполнено в виде двух стальных главных балок с железобетонной плитой, на которую уложен балласт. В уровне нижних поясов главных балок забетонированы на месте железобетонные плиты для увеличения жесткости конструкции.

Общая длина виадука 1208,9 м. Высота промежуточных железобетонных опор над дном долины превышает 93 м. Схема перехода 50,4+17×63,5+44+35 м. Четыре промежуточные опоры в центральной части перехода воспринимают сейсмическую нагрузку в продольном к оси виадука направлении через продольно-неподвижные опорные части. На остальных опорах, включая устои, установлены скользящие опорные части. Для гашения колебаний между концами неразрезного пролетного строения и устоями установлены четыре гидравлических гасителя

колебаний, рассчитанных на силу 2200 кН (по два на устой) и перемещение ±350 мм каждый, включая воздействие от изменения температуры среды и землетрясения.

Пример 6.6. В Японии в качестве прогрессивной рассматривается неразрезная система с двумя жесткими промежуточными опорами и жесткими устоями [48]. Остальные промежуточные опоры выполняются гибкими. На жестких промежуточных опорах устанавливаются свинцово-резиновые опорные части и гидравлические гасители колебаний. На остальных промежуточных опорах и устоях применяют скользящие опорные части, поперечные упоры (стопоры) и буферные прокладки. Для предотвращения ударов пролетного строения в шкафные стенки устоев и схода балок с подферменных плит расстояния между торцами главных балок и шкафной стенкой (гранью передней стенки устоя) определяют с учетом параметров движения грунта и амплитуд колебаний конструкции.

6.8 При невозможности применения гибких опор допускается устанавливать на мосту прерыватели колебаний между пролетным строением и оголовками опор. Прерыватели колебаний должны работать как жесткие связи между пролетным строением и опорами при землетрясении и выключаться из работы при медленных температурных перемещениях главных балок. Прерыватели должны распределять действующую вдоль оси моста сейсмическую нагрузку от массы неразрезного пролетного строения на все опоры пропорционально их жесткости.

Прерыватели колебаний, разные по исполнению, применяются в Японии и ряде других стран, в том числе в Италии.

В Японии запатентован метод соединения пролетного строения автодорожного моста с опорами с помощью силовых гидроцилиндров, управляющих пневмоклапанов и датчика вибраций.

Во время сильного землетрясения датчик открывает дренажный клапан пневмосистемы и переливные каналы гидросистемы перекрываются. В результате поршни гидроцилиндров не могут смещаться и связь пролетного строения с опорами становится неподатливой.

При строительстве виадуков в Италии с пролетами более 100 м применяются неразрезные железобетонные пролетные строения с плавно изменяющейся по длине

жесткостью. Высота сборных блоков коробчатого поперечного сечения с массой до 120 т изменяется от 2,45 м в середине пролетов до 4,55 м над опорами. Промежуточные опоры высотой до 90 м выполняются пустотелыми из монолитного железобетона [57].

Идея распределения сейсмической нагрузки от массы неразрезной конструкции на промежуточные опоры и другие специальные способы антисейсмической защиты начали активно развиваться в Италии с середины 70-х годов XX в. К настоящему времени на многих больших мостах установлены амортизаторы, гидравлические демпферы и прерыватели колебаний.

Пример 6.7. Виадук Савио на автомобильной дороге в Италии имеет длину 1890,5 м, состоит из шести секций, выполненных по неразрезной схеме из напряженного железобетона. Длина пролетов изменяется от 85,0 до 110,0 м. Высота пролетного строения 5,50 м. Секции стыкуются с помощью конструкции, допускающей относительные перемещения соединяемых концов балок. Ширина плиты пролетного строения 15,50 м, толщина стенок коробки от 20 до 45 см. опоры в плане имеют размеры 8,50×5,50 м. Высота виадука над дном долины в среднем около 60 м.

Антисейсмические устройства на виадуке Савио относятся к типу жестких связей, передающих импульсную нагрузку. Они не создают препятствий для температурных перемещений пролетного строения, но исключают быстрые движения между соединяемыми конструкциями. Эти устройства позволяют передавать сейсмическую нагрузку от массы неразрезных пролетных строений на опоры с подвижными опорными частями, разгружая опоры с неподвижными опорными частями.

6.9 При проектировании пилонов висячих и вантовых мостов в районах распространения разрушительных сейсмических волн из глубоких очагов землетрясений следует избегать применения чрезмерно гибких конструкций пилонов с периодом собственных колебаний по основной форме более 3,0 с.

К п.6.9. Обычно периоды колебаний мостовых опор без учета массы пролетных строений не превышают 1,5 с. Например, период для опоры подхода к висячему мосту через р.Тежу в Лиссабоне оказался равен 0,71 с при колебаниях вдоль оси

моста и 0,45 с – при колебаниях поперек оси моста. Данные получены при динамических испытаниях опоры в период строительства мостового перехода. Опора сооружена на скальном основании, выше которого залегают аллювиальные отложения мощностью около 20 м. Высота опоры 87 м.

В работе [63] приводятся сведения о периодах колебаний пилона висячего моста в Японии. Расчет выполнен для моста с центральным пролетом 1300 м, боковыми пролетами по 650 м и пилонами высотой по 200 м. период колебаний пилонов в продольном к оси моста направлении составил 1,30 с.

При строительстве высоких зданий предпринимались попытки уменьшить сейсмическую нагрузку за счет снижения горизонтальной жесткости зданий (конструкции с гибким первым этажом). Как показал опыт землетрясений в Скопле (1964 г.), Каракасе (1967 г.) и Бухаресте (1977 г.), такие здания имеют неудовлетворительную сейсмостойкость. К их недостаткам относятся появление дополнительных усилий в стойках первого этажа из-за возникновения больших перемещений верхних этажей, малое сопротивление кручению, пониженные характеристики затухания колебаний, повышенная реакция на колебания грунта из удаленных и глубоких очагов землетрясений.

Большая величина периода собственных колебаний пилона по основной форме показывает необходимость выполнения деформационного расчета моста при сейсмическом воздействии с определением перемещений пролетного строения относительно опор с тем, чтобы проверить достаточность ширины деформационных швов и хода подвижных опорных частей. Следует также учитывать повышенные нагрузки на вантовые и висячие мосты с гибкими пилонами и малым декрементом колебаний по основной форме, возникающие при землетрясениях с глубокими и удаленными очагами.

Необходимая жесткость и приемлемые декременты колебаний вантовых мостов с большими пролетами в продольном к их оси направлении обеспечиваются двумя способами:

– проектированием пилонов в виде пространственных рам с наклонными стойками вдоль и поперек оси моста;

– устройством анкерных опор в боковых пролетах, применением жестких на изгиб железобетонных пролетных строений, использованием прерывателей и гасителей колебаний в сочетании с оптимальными размерами по фасаду стоек пилонов, выполняемых в форме плоских рам или отдельных колонн.

Первый принцип проектирования вантовых мостов с очень жесткими пилонами широко использовал Р. Моранди (мост через озеро Маракаибо в Венесуэле, виадук Полчевера в Италии, виадук в Ливии с центральным пролетом 281 м и др.). По системе Моранди построен также мост через р. Парана в Аргентине. К числу недавно построенных вантовых мостов с пилонами в виде пространственных рам на жестких столбчатых опорах относится мост в Греции с центральным пролетом 560 м.

Второй принцип проектирования мостов больших пролетов с применением пилонов в виде плоских рам или колонн из железобетона (стали) является ведущим по числу применений в современном строительстве.

Для висячих мостов имеются выработанные на практике определенные ограничения на отношение высоты пилона h к его размеру по фасаду b. Оптимальным отношением для пилонов висячих мостов считается значение $h : b$ от 22 до 28 [28].

Для ограниченной выборки, включающей 13 недавно построенных вантовых мостов в Китае, Японии, США, Франции, Чили, Испании, Португалии, а также мост через пролив Зунд между Данией и Швецией, в среднем для вантовых мостов с пилонами в виде плоских железобетонных рам или отдельных железобетонных колонн отношение $h : b = 24{,}0$.

6.10 Для уменьшения периода собственных колебаний пилонов необходимо рассмотреть варианты конструкции с увеличением ширины фасадных граней в нижней части и сужением верхней части пилона, т.е. с понижением центра масс системы. Эффективно уменьшить период собственных колебаний пилона вдоль оси моста можно также за счет установки прерывателей колебаний между пилоном и балкой жесткости с неподвижными опорными частями на массивном анкерном устое.

6.11 Арочные железобетонные бесшарнирные мосты допускается применять при возможности опирания массивных фундаментов опор на скальное основание. Надсводное строение больших арочных мостов с ездой поверху следует проектировать сквозным с применением стоек-стенок, омоноличенных с арками и плитой проезжей части.

К п.6.11. Стальные, железобетонные и сталежелезобетонные арочные мосты построены на дорогах стран южной Европы и в других районах мира [45, 54, 56].

На Северном Кавказе и в Армении продолжают эксплуатироваться арочные мосты из бетонной и каменной кладки, сооруженные более 100 лет назад, а также отдельные железобетонные арочные мосты, построенные в 30-тых годах прошлого столетия.

Сейсмостойкость арочных мостов определяется возможностью опирания фундаментов на скальные и другие малодеформируемые грунты, уменьшением массы за счет применения стали и предварительно напряженного железобетона, назначением размеров несущих конструкций по расчету на прочность и устойчивость.

Пример 6.8. Арочный городской мост с ездой поверху длиной 371 м через р. Дуэро построен в Португалии в 2003 г. Расстояние между пятами арки L = 280 м, стрела арки f = 25 м, соотношение между стрелой и пролетом 1 : 11 [45].

Пролетное строение моста состоит из балки жесткости высотой h = 4,50 м и гибкой арки толщиной δ = 1,50 м. Пяты арки заделаны в устои, расположенные на бортах долины р. Дуэро, сложенных гранитом.

Мост имеет рекордные параметры среди железобетонных арок по отношениям толщины арки к пролету $\delta : L$ = 1 : 187 (обычно отношение $\delta : h$ находится в интервале от 1 : 40 до 1 : 60) и стрелы к пролету $f : L$=1 : 11.

Балка жесткости коробчатая из предварительно напряженного железобетона с консолями. Ширина плиты балки жесткости рассчитана на пропуск автомобилей по четырем полосам движения и пешеходов по двум тротуарам. Арка выполнена из обычного железобетона. Ширина арки увеличивается от 10 м в замке до 20 м в пятах. Стойки подарочного строения устроены в виде железобетонных стенок

шириной 10 м под балкой жесткости и до 20 м над пятами арок. Повышенная ширина арки в опорных сечениях и стоек-стенок над пятами арки повышает устойчивость моста против опрокидывания сейсмической нагрузкой, действующей в поперечном к оси моста направлении. На постройку моста израсходовано 3800 т обычной арматуры и 26000 т бетона. Начало эксплуатации 2003 г.

6.12 При невозможности опирания фундаментов на скальный грунт допускается применять комбинированную систему с ездой поверху в виде стальной двухшарнирной гибкой арки, объединенной стойками с балкой жесткости.

К п.6.12. При опирании фундаментов опор арочных мостов на сжимаемые грунты (пластичные глинистые, средней плотности песчаные) под действием собственного веса моста и в результате землетрясений наблюдаются повреждения несущих конструкций и образование неровностей продольного профиля. Использование стальных двухшарнирных арок возможно при опирании подошвы фундаментов мелкого заложения или нижних концов свай, столбов и оболочек на крупнообломочные грунты, гравелистые плотные пески, глинистые грунты твердой и полутвердой консистенции.

Пример 6.9. Мацестинский виадук в г. Сочи построен в 1938 г., длина моста 391 м, ширина проезжей части и тротуаров 18 м, высота опор над дном долины р.Мацеста до 29 м (рисунок 6.3).

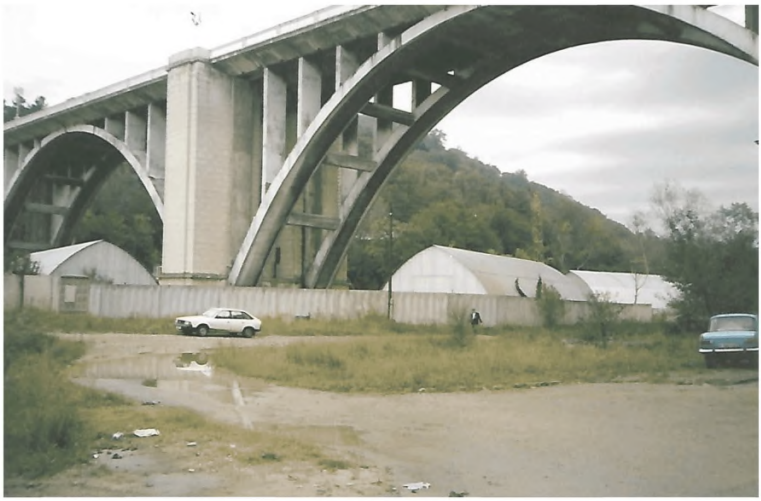


Рисунок 6.3 – Арочный мост через долину р. Мацеста в г. Сочи

В средней части моста пролетные строения выполнены в виде аркады из трехшарнирных железобетонных арок с ездой поверху с расчетным пролетом 62,86 м каждая. Склоны долины перекрыты бесшарнирными арками с расчетным пролетом 42,64 м. Все арки имеют сквозное надарочное строение. Концевые части виадука устроены в виде рамных железобетонных эстакад.

Опоры арочных пролетных строений ниже пят арок бетонные массивные. Фундаменты всех опор, кроме промежуточных опор №3 и №4 также бетонные массивные. Массивные фундаменты опираются на коренную породу, представленную глинистым мергелем и трещиноватым песчаником.

Опора №3 возведена на деревянных сваях диаметром 29 см. В среднем сваи забиты на глубину 7,6 м при проектной длине свай 12 м. В пределах этой глубины залегает слой водонасыщенного галечника, подстилаемого слабой иловатой глиной. Мощность слоя глины под опорой №3 около 7 м. От подошвы слоя глины до кровли песчаника залегает линза галечника толщиной до 18 м.

Опора №4 также возведена на деревянных сваях. Сваи погружены в слабую иловатую глину. Нижние концы одной части свай доведены до плотной глины,

другие сваи оставлены в слое слабой глины. Средняя глубина забивки свай 10,8 м. Часть свай при строительстве наращивалась.

Во время строительства виадука произведено опытное нагружение фундамента опоры №3. При испытании осадка фундамента под расчетной нагрузкой достигла 9,2 см. В связи с этим было принято решение изменить первоначальный проект центральных бесшарнирных арок на трехшарнирные.

Наблюдения за осадками опор №3 и №4 производились во время строительства с января 1937 г. по июнь 1938 г., во время эксплуатации с августа 1941 г. по ноябрь 1945 г. и при обследованиях моста в 1948 г. и в 1996 г.

По данным инструментальных наблюдений к моменту принятия виадука в эксплуатацию в июне 1938 г. осадка опоры №3 составила 11,2 см. После первых 10 лет эксплуатации к 1948 г. осадка увеличилась на 6,8 см. За тот же период времени осадка опоры №4 возросла на 4,5 см.

По данным обследования 1996 г. за 58 лет эксплуатации опора №3 дала осадку не менее чем на 12,5 см, опора №4 на 7,0 см. На величину осадок могли повлиять Краснополянское (1955 г.) и Сочинское (1970 г.) землетрясения.

В результате многолетних затухающих во времени осадок опор №3 и №4 в средней части моста проезжая часть приобрела вогнутый профиль (рисунок 6.4). При этом возникли углы перелома продольного профиля, близкие к предельно допустимым углам по условию плавного хода автомобилей (2‰). Для исправления дефектов выполнен капитальный ремонт надарочного строения и проезжей части моста [37].

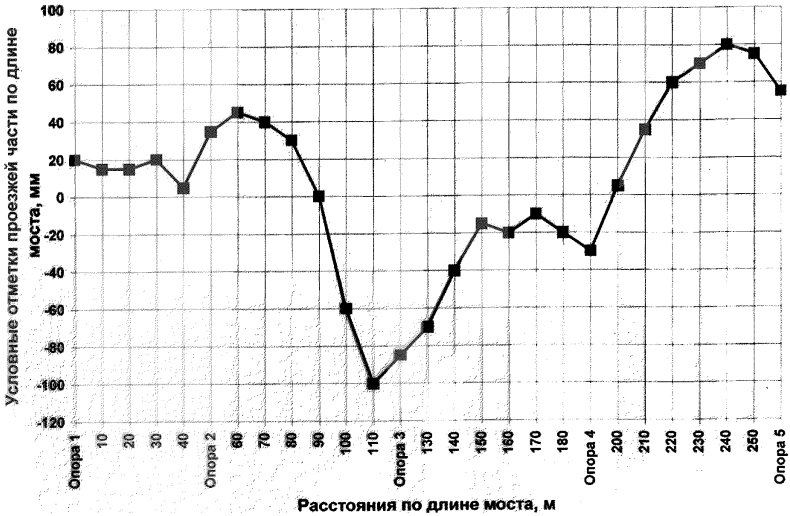


Рисунок 6.4 – Продольный профиль проезжей части виадука на участке от опоры №1 до опоры №5

6.13 При проектировании высоких эстакад допускается применение железобетонных опор с гибкими парными стойками и неразрезным пролетным строением, опертым на гибкие опоры с помощью продольно-неподвижных опорных частей.

К п.6.13. Рамно-неразрезная система (рисунок 6.5) применена в России при строительстве автодорожного обхода г. Сочи (мосты через долины рек Мацеста, Бзуга и др.). Высота парных стоек до 28,5 м, толщина – 1,2 м. Пример приводится в приложении А.



Рисунок 6.5 – Мост рамно-неразрезной системы
через долину р. Мацеста в г. Сочи

6.14 При проектировании виадуков могут применяться рамные мосты с жесткими узлами между стальной фермой и стойками, выполненными в виде стальных стержневых конструкций, в том числе наклонных с шарнирным опиранием на скальное основание.

Пример 6.10. В 1981 г. в Армении построен совмещенный мост через каньон р. Раздан. Ширина каньона поверху 260 м, глубина до 100 м. Высокая сейсмичность района и сложные геоморфологические условия мостового перехода определили выбор рамного металлического сквозного пролетного строения при пересечении ущелья (рисунок 6.6). Основное преимущество рамной системы с наклонными стойками по сравнению с неразрезной в данном случае заключается в отказе от сооружения высоких промежуточных опор с примерным объемом железобетона 2400 м^3 [11].

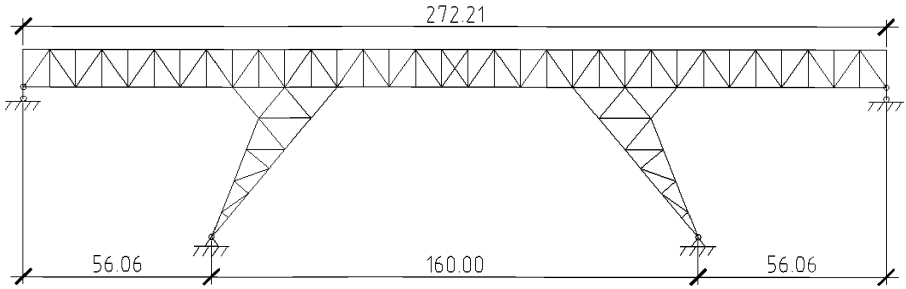


Рисунок 6.6 – Мост через каньон р. Раздан

Для уменьшения собственного веса моста поезда ездят по безбалластной железобетонной плите, устроенной в уровне нижнего пояса стальной фермы-ригеля рамы. Движение автомобилей осуществляется по ортотропной плите. Конструкции плит включены в совместную работу с главными фермами. Устойчивость моста против опрокидывания обеспечивается уширением наклонных стоек вблизи уровня опорных частей до 24 м. Для удержания пролетного строения от сдвига поперек оси моста на опорах установлены стопоры.

За рубежом в сейсмических районах применяются рамно-консольные железобетонные мосты с вынесенными в пролеты стыками консолей. В нескольких случаях такие мосты разрушались при землетрясениях из-за несинхронных колебаний смежных опор, вызывавших размыкание стыков и обрушение консолей.

Пример 6.11. Эпицентральную область землетрясения Сан-Фернандо (1971 г., США) пересекали четыре магистрали, пропускавшие до 90 тыс. авт./сут. Высокая пропускная способность дорог обеспечивалась транспортными развязками. Входящие в развязки эстакады и виадуки обычно имели косое или криволинейное в плане пролетное строение из железобетона, опирающееся на железобетонные колонны. Фундаменты колонн из вертикальных забивных или набивных свай и массивные мелкого заложения. При проектировании мостов учитывалась горизонтальная сейсмическая нагрузка в размере от 2 до 13% от веса пролетных строений. Эта нагрузка распределялась между опорами пропорционально их жесткости.

При землетрясении полностью или частично разрушены пять мостов, в том числе расположенный на кривой в плане виадук длиной более 400 м. Обрушившийся участок выполнен в виде рамно-консольной конструкции, состоящей из центральной железобетонной колонны и коробчатого ригеля из предварительно напряженного железобетона. Восьмигранная колонна, армированная 52 стержнями диаметром 57 мм, имела высоту 42 м и размеры в поперечном сечении 1,8×3,0 м. Колонна была заделана в столбчатый фундамент диаметром 3,0 м. Концы консолей ригеля опирались на консольные выступы смежных пролетных строений. Для ограничения относительных перемещений центральной и смежных секций в поперечном к оси моста направлении на консольных выступах были сделаны железобетонные упоры. Раскрытие стыков в продольном к оси моста направлении блокировалось тремя болтами диаметром 38 мм.

При землетрясении соединительные болты были разорваны и стопоры разбиты. Консоли средней секции сошли с опорных площадок, обломились в месте сопряжения с центральной колонной и обрушились вниз. Центральная колонна разрушилась в сечении у поверхности земли и опрокинулась. В месте излома бетон был раздроблен, а стержни продольной арматуры разорваны или сильно изогнуты [44].

Для снижения напряжений, вызванных изменением температуры и асинхронными колебаниями грунта в основаниях опор рамных железобетонных виадуков, применяют гибкие в плоскости моста промежуточные опоры. Необходимая податливость опор достигается за счет уменьшения ширины опор по фасаду или оформления конструкции опор в верхней части в виде парных стоек. На коротких опорах устанавливают продольно-подвижные опорные части [77].

Пример 6.12. Виадук в Португалии пересекает глубокую речную долину [40]. Длина виадука 1050 м, высота над дном долины около 90 м. Движение автомобилей предусмотрено по двум параллельно расположенным пролетным строениям с шириной плиты проезжей части 18 м.

Коробчатые пролетные строения из напряженного железобетона монолитно соединены по всей длине моста с промежуточными опорами, т.е. мост является

рамной конструкцией с жесткими узлами между ригелем и промежуточными опорами. Высота пролетного строения от 2,50 м до 5,50 м при наибольшем расстоянии между опорами 100 м.

Железобетонные опоры в средней части виадука выполнены в виде пустотелых колонн, переходящих на участке длиной 30 м ниже пролетного строения в две железобетонные плоские стойки, обеспечивающие снижение температурных и сейсмических напряжений. Дополнительно сейсмические напряжения уменьшены установкой по концам моста двух пар гасителей колебаний сопротивлением 4000 кН каждый с ходом поршней ±275 мм.

При постройке виадука израсходовано ненапрягаемой арматуры 6100 т, напрягаемой арматуры 850 т, бетона 51000 м^3. Мост введен в эксплуатацию в 2003 г. Стоимость виадука 26 млн евро.

6.15 Для уменьшения сейсмической нагрузки железнодорожный путь на виадуках со стальными пролетными строениями допускается проектировать с ездой на металлических поперечинах, ездовое полотно на автодорожных и городских виадуках следует устраивать по ортотропной плите.

6.16 Арочные своды мостов, собираемые из металлических гофрированных листов, не должны терять устойчивость при землетрясении расчетной силы. В случае недостаточной устойчивости арочный свод из стандартных элементов следует усиливать ребрами жесткости, железобетонным покрытием или изменением сортамента листов.

К п.6.16. Арочные мосты через водотоки со сводами из гофрированных листов обычно перекрывают пролеты до 18 м. Пяты арочных сводов и элементы усиления закрепляются в железобетонных фундаментах мелкого заложения или на свайном основании. В зависимости от высоты насыпи и данных гидравлического расчета применяют низкие или высокие арочные своды.

При данном сортаменте листов устойчивость гибкой оболочки можно повысить за счет устройства двух жестких железобетонных балок, размещаемых вдоль оси свода с наружной стороны в месте возможного выпучивания гофрированных листов. Армирование балок и объединение их с листами свода должно обеспечивать

совместную работу оболочки с упорными балками. Под балками и сбоку от них грунт засыпки следует хорошо уплотнять. Значительная жесткость упорных балок и уплотнение грунта засыпки повышают устойчивость свода при действии нагрузок от веса насыпи, транспортных средств и сил инерции.

Устойчивость сводов может быть дополнительно увеличена за счет включения в работу гнутых двутавров, заделанных концами в железобетонные упорные балки, покрытия свода вторым слоем листов (гребни волны нижнего ряда листов сбалчиваются с впадинами верхнего ряда), укладки монолитного бетонного слоя, объединенного с листами свода штырями диаметром 12 мм и высотой 100 мм.

6.17 Многопролетные арочные мосты в виде полуциркульных, полицентрических и коробовых сводов из сборных металлических гофрированных листов допускается применять при пересечении дорогой мелководных и широких водных преград. При выборе формы свода следует иметь в виду, что распределение напряжений в коробовых сводах менее благоприятно, чем в полуциркульных и полицентрических арках. Соотношение радиусов верхней части коробового свода и радиуса боковой зоны должно быть не более 4. Количество пролетов арочных мостов со стальными гофрированными сводами не ограничивается.

При необходимости пересечения дорогой водотока шириной более 20 м можно использовать арочную систему, состоящую из нескольких арочных сводов. Многопролетные арочные мосты отличаются экономической эффективностью, простотой проектирования и постройки, отсутствием деформационных швов на проезжей части, значительными межремонтными сроками, привлекательным внешним видом сооружения.

6.18 Своды из металлических гофрированных листов должны опираться на фундаменты мелкого заложения или свайные фундаменты, конструкция которых определяется расчетом с учетом инженерно-геологических, гидрогеологических и геокриологических условий строительной площадки.

К п.6.18. Бетон фундаментов арочных мостов из гофрированных листов должен подбираться с учетом показателей агрессивности окружающей среды по СП 63.13330.

При восстановлении антикоррозийного покрытия на открытых металлических поверхностях сводов применяют лакокрасочные составы и другие средства, используемые при ремонте стальных гофрированных водопропускных труб.

При возможности недопустимого размыва грунта в отверстии моста дно водотока может быть защищено покрытием (обратным сводом) из стальных гофрированных листов. Обратный свод укладывается на песчаную подушку и закрепляется анкерными болтами в оголовках фундаментов.

Для предотвращения фильтрации воды через тело насыпи на подходах к мосту осуществляются меры, указанные в п.10.7 СП 268.1325800.

6.19 Проектное положение пролетных строений мостов всех систем не должно изменяться в результате землетрясения. Устойчивость пролетных строений против сдвига и опрокидывания обеспечивается жестким соединением пролетных строений арочных и рамных бесшарнирных мостов с опорами, сейсмостойкими опорными частями и антисейсмическими устройствами мостов с шарнирными соединениями пролетных строений с опорами.

К п.6.19. Наименее устойчивы против сдвига плитные и плитно-балочные пролетные строения с резиновыми опорными частями, а также с опорными частями из металлических листов с прокладками из полимерных материалов (неопрена, тефлона). Такие конструкции могут сдвигаться из проектного положения при толчках силой 7 и более баллов. Величина подвижки зависит от силы толчка и направления колебаний. При толчках силой 7 баллов сдвиг пролетных строений поперек оси моста составляет несколько см, при толчках силой 8 баллов смещение увеличивается до 10 и более см.

Пример 6.13. Невельское землетрясение на Сахалине (2007 г.) имело магнитуду $M = 6{,}1$, глубину очага 8 км. В зону 8-балльных сотрясений попал мост через р. Амурская.

Двухпролетный автодорожный мост выполнен из железобетонных конструкций. Пролетные строения балочные. Опорные части резиновые. В результате землетрясения пролетные строения переместились поперек оси моста на 30-40 см. Ребра балок вышли за пределы площадок опирания (подферменников) и упали на

подферменную плиту. Поперечное смещение пролетных строений относительно устоев привело к разрыву ограждения проезжей части из железобетонных блоков.

6.20 Сейсмостойкие опорные части должны передавать с пролетных строений на опоры расчетные нагрузки, действующие вдоль и поперек оси моста, а также предотвращать подбрасывание опорных узлов пролетных строений.

К п.6.20. Сейсмические нагрузки, действующие на опорные части, зависят от ускорения колебаний грунта, отношения ускорений колебаний пролетного строения и грунта (коэффициента динамичности) и от массы пролетного строения.

Наибольших значений ускорения колебаний грунта достигают вблизи тектонических разрывов. На основании акселерограмм многих землетрясений в США Г. Хаузнер в 1965 г. оценил максимальное ускорение колебаний грунта при землетрясениях величиной $0{,}5g$ [47]. Такие ускорения могут возникать в ближней к разрыву зоне на расстояниях, приблизительно равных глубине очага. Интенсивность колебаний в ближней зоне определяется вспариванием разлома на участке длиной не более 50 км, поскольку влияние удаленных участков разрыва уменьшается из-за рассеяния энергии и затухания колебаний.

В последующем в разных странах были получены записи колебаний с более высокими ускорениями, чем ранее предсказывались. В частности, ускорения более $1{,}0g$ зарегистрированы при землетрясении 1971 г. в Калифорнии (США), в Кобе (Япония, 1995 г.) и в эпицентре Газлийского землетрясения 1976 г. (Узбекистан).

Запись последнего события особенно интересна тем, что наибольшая амплитуда ускорения грунта $1{,}3g$ соответствовала его вертикальным колебаниям. Интенсивность горизонтальных колебаний была в 1,5–2 раза меньше. Этот пример показывает, что при тектонических разрывах со смещением, близким к падению сбрасывателя, возникает опасность сдвигов, опрокидывания и подбрасывания незаанкеренных конструкций.

Стальные опорные части в сейсмостойком исполнении успешно выдерживают землетрясения силой 7–8 баллов, если опоры не изменяют проектного положения за счет остаточных (оползневых) перемещений грунта.

Пример 6.14. Железнодорожный мост через р. Шура-Озень в Дагестане построен в 1914 г. по схеме 3×22,7 м. Пролетные строения балочные, разрезные, металлические, с ездой поверху на деревянных поперечинах, установлены в 1956 г. взамен ранее существовавших ферм. Продольно-подвижные опорные части (рисунок 6.7) защищают опорные узлы пролетных строений от поперечного сдвига и подбрасывания. Каменные опоры сложены из ракушечника. Фундаменты опор устроены в виде колодцев, опущенных на глубину до 6 м от дна реки.



Рисунок 6.7 – Опорная часть моста через р. Шура-Озень

Мост подвергался толчкам силой 8 баллов в 1970 г. и силой 7 баллов в 1975 г. В результате землетрясений повреждена кладка одного из устоев. В качестве временной меры рядом с устоем после толчка 1975 г. установлена шпальная клетка. Стальные опорные части на устое не повреждены.

6.21 Сейсмостойкие опорные части не должны препятствовать независимым колебаниям соседних секций моста, разделенных деформационными швами, а также повороту в плане пролетных строений из-за различия амплитуд колебаний оголовков опор моста.

К п.6.21. В тех случаях, когда амплитуды колебаний опорных узлов пролетных строений превышают расчетные перемещения опорных частей, необходимо

уменьшать амплитуды колебаний за счет увеличения жесткости опор и включения в работу гасителей колебаний или увеличить допустимые перемещения опорных узлов за счет подбора подвижных опорных частей с характеристиками, соответствующими колебаниям опор при расчетном землетрясении.

6.22 При назначении ширины деформационных швов необходимо учитывать относительные перемещения при землетрясении концов пролетных строений, разделенных деформационным швом.

К п.6.22. При расчете относительных перемещений при землетрясении соседних пролетных строений следует учитывать влияние снижения жесткости изгибаемых железобетонных конструкций опор на амплитуды колебаний подферменных плит, а также асинхронность колебаний секций моста с различными периодами собственных колебаний.

6.23 В случаях невозможности обеспечить устойчивость положения пролетных строений при землетрясении с помощью опорных частей в сейсмостойком исполнении необходимо включать в состав проекта специальные антисейсмические устройства.

К п.6.23. Примеры антисейсмических устройств мостов даны в приложении А.

6.24 Применение антисейсмических устройств необходимо предусматривать при проектировании мостов в районах сейсмичностью 9 и 10 баллов, включая:

– объекты расположенные вблизи активных тектонических разломов (в зонах очагов возможных землетрясений);

– сооружения на участках проявления вторичных эффектов землетрясений, включая цунами;

– мосты, расположенные на кривых в плане;

– мосты с косыми в плане пролетными строениями;

– мосты с периодом собственных колебаний в горизонтальной плоскости более 1,5 с;

– все объекты класса сейсмостойкости I.

К п.6.24. При проектировании мостов в зонах очагов возможных землетрясений рекомендуется учитывать фактические данные о конструкции и состоянии подобных сооружений, испытавших толчки силой 9-10 баллов в Российской Федерации и за рубежом.

Пример 6.15. Землетрясение 1994 г. в Калифорнии (США) имело магнитуду M от 6,6 до 6,8 при глубине очага h = 18 км [76]. Колебания грунта записаны многими приборами, в том числе вблизи транспортных развязок. В зоне главного толчка и последовавших за ним повторных толчков на площади 20×30 км пиковые ускорения грунта находились в интервале от 0,5g до 1,0g. На нескольких участках ускорения грунта превышали 1,0g. Таким образом, в зоне макросейсмического эпицентра сила землетрясения была 10 баллов по шкале MSK-64.

При землетрясении были частично или полностью разрушены 7 автодорожных мостов, в том числе усиленных сцепными антисейсмическими устройствами, ограничивавшими раскрытие деформационных швов.

Рамно-консольный железобетонный мост состоит из двух параллельных путепроводов длиной 226 м каждый (рисунок 6.8). Пролетные строения из монолитного железобетона объединены с устоями и промежуточными опорами. Деформационные швы устроены в двух местах по длине путепроводов, разделяя конструкцию на три секции. Деформационные швы, устои и промежуточные опоры ориентированы под углом 23° к оси путепроводов. Опоры железобетонные в виде колонн высотой до 22 м в центральной секции и менее высокие в крайних секциях.

Ширина площадок опирания консолей крайних секций на консоли средней секции около 20 см. На концах консолей устроены диафрагмы, соединенные вдоль оси пролетного строения семью канатами диаметром 2,0 см каждый.

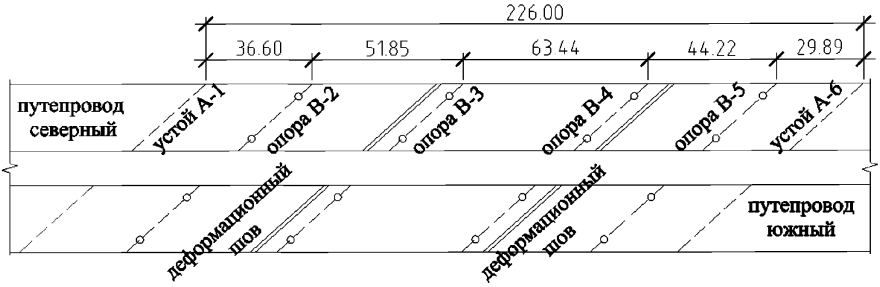


Рисунок 6.8 – План путепроводов

При землетрясении консоли крайних секций сдвинулись относительно площадок опирания на консолях центральной секции. Соединяющие консоли канаты были разорваны или их анкера вырваны из бетона диафрагм. Остроугольные концы консолей крайних секций обрушились на грунт.

Причины разрушения путепроводов:

– колебания грунта с ускорением до 0,8g в течение шести или семи секунд;

– разделение путепроводов на секции с разными частотами собственных колебаний;

– несовпадение центров масс и жесткости крайних секций, что вызвало вращение пролетных строений этих секций в плане;

– недостаточная ширина опорных площадок в стыках секций;

– косина в плане пролетных строений, явившаяся одной из причин разрушения стенок каналов в диафрагмах для пропуска канатов.

6.25 Антисейсмические устройства необходимо применять для предотвращения обрушения пролетных строений на грунт, предупреждения разрушения главных балок при их подбрасывании с последующим падением на площадки опирания, смягчения ударов пролетных строений в выступающие части опор, сохранения работоспособности опорных частей и деформационных швов, уменьшения сейсмической нагрузки от масс, регулирования усилий и перемещений в системе моста при сейсмическом воздействии.

К п.6.25. Инженерный анализ последствий землетрясений показывает, что мосты в несейсмостойком исполнении частично или полностью разрушаются при толчках силой 9-10 баллов.

Пример 6.16. Схема автодорожного моста 6×12 м. Пролетные строения сталежелезобетонные с главными балками из двутавров №55. Анкерные антисейсмические устройства отсутствуют. Устои в виде бетонных стенок. Промежуточные опоры массивные бетонные шириной по фасаду 80 см. Мост расположен в зоне вышедшего на поверхность тектонического разрыва. При землетрясении в Армении (1988 г.) три из шести пролетных строений обрушились. В промежуточных опорах образовались трещины в 0,5 м от поверхности грунта. Обрушение пролетных строений вызвано превышением пиковыми ускорениями вертикальных колебаний грунта ускорения силы тяжести. Сила толчка 10 баллов.

6.26 В качестве антисейсмических устройств следует применять работающие на поперечную нагрузку жесткие ограничители горизонтальных перемещений пролетных строений (стопоры), растягиваемые сейсмической нагрузкой элементы (анкеры), смягчающие удары смежных конструкций (буферы), ограничивающие относительные перемещения концов соседних пролетных строений связи (сцепные устройства), поглощающие энергию колебаний демпферы, изменяющие жесткость и распределение усилий в системе амортизаторы и прерыватели колебаний (приложение А).

К п.6.26. Гасители колебаний в виде гидравлических демпферов, в частности, применялись при строительстве мостов на автодорожном обходе г. Сочи (рисунок 6.9).



Рисунок 6.9 – Гидравлический демпфер, установленный между концом пролетного строения и шкафной стенкой устоя

Практика проектирования мостов в сейсмических районах выработала множество различных приемов сейсмозащиты. В настоящее время процесс создания сейсмостойких конструкций интенсивно развивается. С одной стороны он вызывается случаями тяжелых повреждений и разрушений мостов при землетрясениях, с другой стороны – необходимостью отбора наиболее экономичных и вполне надежных решений.

По применяемому способу сейсмозащиты конструктивные решения сейсмостойких мостов можно разделить на две основные группы. Первую группу составляют мосты с резервами несущей способности, достаточными для сохранения прочности и устойчивости при действии сейсмических нагрузок. Во вторую группу входят мосты, сейсмозащита которых сводится к уменьшению сейсмических нагрузок до безопасного уровня. На практике также используются решения, сочетающие упомянутые способы.

Первую группу образуют следующие типы сейсмостойких конструкций мостов:

– конструкции из материалов с повышенными прочностными характеристиками;

– конструкций с увеличенными размерами сечений;

– конструкции с дополнительным армированием;

– конструкции с повышенным ресурсом работы в упруго-пластической стадии;

– конструкции с резервными связями (стопорами, анкерами и т.п.);

– основания фундаментов, упрочненные цементацией или другими способами.

Ко второй группе относятся:

– конструкции с уменьшенной массой;

– конструкции с оптимальной жесткостью;

– конструкции с гасителями колебаний;

– конструкции с гасителями ударов;

– конструкции, включающие устройства сейсмоизоляции.

Достоинством комбинированного способа сейсмозащиты является большой диапазон средств для создания экономичных и надежных сейсмостойких сооружений, что особенно важно в тех случаях, когда в месте мостового перехода может проявиться несколько поражающих факторов землетрясения. Поэтому применение комбинированной сейсмозащиты особенно эффективно для мостов, сооружаемых в наиболее сложных природных условиях (зоны очагов возможных землетрясений, сооружения на участках проявления вторичных эффектов землетрясения и др.).

6.27 Опоры балочных мостов в сейсмических районах следует преимущественно проектировать в виде монолитных, сборных и сборно-монолитных железобетонных конструкций столбчатого или рамного типа, а также в виде опор-стенок. Размеры поперечных сечений и армирование опор определяются по расчету. В качестве арматуры следует применять стержни из арматурной стали, допускающей развитие пластических деформаций в узлах, стойках и ригелях рам.

К п.6.27. Карпатское землетрясение 1986 г. с эпицентром на территории Румынии проявилось в Молдавии с силой 7–8 баллов. После землетрясения осмотрен 21 мост, включая 18 объектов на автомобильных дорогах и 3 железнодорожных путепровода [30].

Осмотренные сооружения построены преимущественно с использованием современных конструкций из обычного и предварительно напряженного железобетона. Опоры автодорожных путепроводов и эстакад, как правило, выполнены из двух железобетонных столбов большого диаметра или одного (двух) рядов железобетонных стоек сравнительно небольшого поперечного сечения, объединенных железобетонным ригелем. Опоры железнодорожных путепроводов рамные железобетонные или массивные бетонные. Грунты в основаниях опор преимущественно глинистые. На глубине 10-15 м от поверхности иногда встречаются выходы известняка. Фундаменты опор по большей части свайные. Мосты новой постройки выполнены с антисейсмическими мероприятиями соответствующими землетрясениям силой 7–8 баллов.

При ликвидации последствий землетрясения 1986 г. потребовалось отремонтировать несколько искусственных сооружений на дорогах Молдавии. Однако состояние этих мостов не вызвало прекращения движения по ним. Остальные осмотренные объекты вообще не получили видимых сейсмических повреждений. Таким образом, применяемые при строительстве в районах сейсмичностью 7 и 8 баллов современные конструкции железобетонных опор в основном обеспечивают сейсмостойкость мостов. К такому же выводу можно прийти на основании данных обследования мостов в России и в республиках Средней Азии и Закавказья.

При строительстве мостов с расчетной сейсмостойкостью 9 баллов необходимо применять в железобетонных опорах материалы и конструкции, допускающие развитие трещин и пластических деформаций на стадии, предшествующей разрушению. Такие конструкции способны выдерживать без разрушения значительные динамические перегрузки, вызываемые отдельными пиковыми значениями ускорения грунта при распространении сейсмических волн. Это объясняется тем, что при кратковременном воздействии критические остаточные деформации не успевают развиться, частично погашаясь при перемене направления воздействия.

При строительстве в 9-балльных сейсмических районах железнодорожных виадуков промежуточные опоры могут устраиваться в виде железобетонных про-

странственных рам. На Байкало-Амурской магистрали для опор высотой до 20 м применялась одноярусная конструкция, для опор высотой 35 м – двухярусная.

Выше обреза фундамента тело рамной опоры состоит из установленных с наклоном железобетонных столбов диаметром 80 см, объединенных монолитной насадкой. Опоры предназначены для опирания железобетонных пролетных строений длиной 23,6 и 27,6 м, а также металлических пролетных строений длиной 34,2 м. При расчетной силе землетрясения 9 баллов объем бетона в рамных опорах примерно в два раза меньше, чем в опорах массивной конструкции.

В эстакадах и путепроводах тело промежуточных опор обычно выполняют из железобетонных стоек заводского исполнения, объединенных ригелем. В таких опорах необходима надежная заделка стоек в плиту фундамента. Проектированию этого стыка нужно уделять особое внимание, так как разрушение некоторых мостов при 9-балльных землетрясениях происходило из-за недостаточной заделки железобетонных стоек в фундаменты. Для повышения прочности стыка стоек с фундаментом увеличивают глубину заделки стоек в плиту, которую армируют горизонтальными арматурными сетками [19].

6.28 При проектировании пилонов висячих и вантовых мостов, опор виадуков допускается предусматривать применение стальных конструкций.

К п.6.28. Применение в конструкциях пилонов высокопрочной стали и гасителей колебаний позволяет сохранить пилоны вантовых и висячих мостов при толчках силой 9–10 баллов.

Пример 6.17. Эпицентр землетрясения 1995 г. в Японии располагался в проливе между островами Хонсю и Авадзе. Магнитуда основного толчка M = 7,2. Глубина очага 14 км. Ускорения колебаний грунта на берегах пролива достигали 0,82g, что соответствует силе толчка 10 баллов [67, 73].

Эпицентр располагался в проливе вблизи строившегося висячего двухпилонного моста с центральным пролетом 1990 м и двумя боковыми пролетами длиной 960 м каждый. К моменту землетрясения устои и пилоны моста были сооружены, канаты установлены на место.

Тектонические разрывы вышли на поверхность дна пролива в центральном пролете моста. В результате фундамент пилона и устой со стороны о. Авадзе сместились вдоль оси моста соответственно на 0,8 и 1,1 м, поперек оси моста на 1,0 м и 0,9 м. Фундамент пилона осел на 0,2 м, устой приподнялся на 0,2 м.

Мост был запроектирован с учетом ускорения 850 см/с^2 спектров воздействия землетрясений на жесткие сооружения с периодом собственных колебаний менее 0,2 с. Для гибких сооружений с периодом собственных колебаний 3 с ордината спектра уменьшается до 60 см/с^2.

Пилоны моста выполнены из стали прочностью 570 МРа. Сборные конструкции выполнены на заводе с высокой точностью, что обеспечило отклонение верха пилона от проектного положения при монтаже в пределах 30 мм.

Пилоны выполнены в виде плоских рам из двух стоек, соединенных распорками и крестовыми связями. Высота стоек 282,2 м. Расстояние между стойками в осях в уровне обреза фундаментов 46,5 м, вверху стоек 35,5 м. Внутри стоек установлены гасители колебаний.

Прочность пилонов, фундаментов и кабелей оказалась достаточной, несмотря на очень высокие ускорения колебаний и тектонические подвижки грунта. Работы по устранению последствий землетрясения заняли один месяц.

6.29 В районах сейсмичностью 7 и 8 баллов могут использоваться монолитные бетонные опоры и сборно-монолитные бетонные опоры с дополнительными антисейсмическими конструктивными элементами, обеспечивающими надежное соединение облицовочных блоков между собой и с монолитным ядром опоры, а также связь тела опоры с плитой фундамента и с оголовком опоры.

К п.6.29. По данным обследования мостов монолитные бетонные и сборно-монолитные бетонные опоры с конструктивным армированием, а также каменные опоры, усиленные армированными бетонными рубашками, без разрушения выдерживают толчки силой 7–8 баллов.

Пример 6.18. Эпицентр сильного землетрясения в Грузии (1986 г.) располагался на Джавахетском вулканическом нагорье. Магнитуда основного толчка M = 5,6. Глубина очага h = 15 км. Сила в эпицентре 7 баллов.

В пределах Джавахетского нагорья железная дорога Марабда-Ахалкалаки проходит по Параванской котловине и по Ахалкалакскому плато, сейсмичность которых оценивается в 8 баллов. За пределами нагорья дорога пролегает по местности сейсмичностью 7 баллов. В соответствии с действующими нормами мосты на линии запроектированы с учетом сейсмических воздействий силой 7 и 8 баллов.

Для переходов через небольшие водотоки и суходолы применены конструкции, подобные использованным при строительстве моста вблизи озера Паравани (рисунок 6.10). Мост балочный, разрезной, трехпролетный. Центральный пролет перекрыт балками длиной 23,6 м из предварительно напряженного железобетона. В крайних пролетах установлены конструкции из обычного железобетона. Устои рамные, типовые. Промежуточные опоры сборно-монолитные, прямоугольные в поперечном сечении. Монолитное ядро опор выполнено из бетона марки М300 по СН 365-67. Фундаменты опор массивные, мелкого заложения, опираются на грубоокатанные валуны. Высота конусов насыпи примерно 10 м.

Для обеспечения сейсмостойкости монолитное ядро промежуточных опор усилено сетками из арматуры класса А-II диаметром 20 мм (вертикальные стержни) и из арматуры класса А-I диаметром 8 мм (горизонтальные стержни). Нижние концы вертикальных стержней заделаны на 80 см в бетон фундаментов. Подферменные плиты связаны с телом опор с помощью выпущенных из монолитных ядер арматурных петель. Опорные части типовые, металлические.

Расход конструктивной арматуры в промежуточных опорах моста равен 17 кг на 1 $м^3$ сборного и монолитного бетона выше обреза фундаментов. При объеме кладки над поверхностью грунта 60–70 $м^3$, характерном для промежуточных опор данной конструкции, расход арматуры на одну опору составляет 1000–1200 кг. Примерно такие же показатели имеют массивные промежуточные опоры железнодорожных путепроводов.

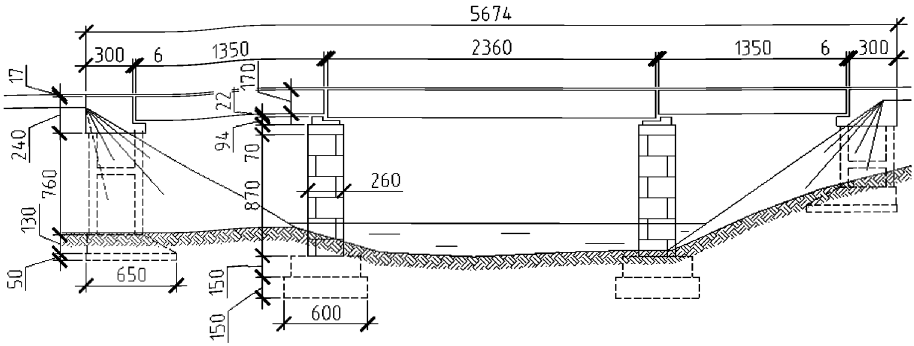


Рисунок 6.10 – Общий вид моста вблизи озера Паравани

В местах пересечения дорогой глубоких речных долин построены виадуки с опорами высотой от подошвы фундаментов до 35 м и сталежелезобетонными пролетными строениями (рисунок 6.11). Промежуточные опоры виадуков сборно-монолитные индивидуальной проектировки с использованием облицовочных блоков Мостотреста. Монолитные ядра опор армированы вертикальной арматурой класса А-II диаметром 28 мм и горизонтальной арматурой класса А-II диаметром 12 мм, которые объединяются монтажной сваркой в пространственные каркасы с заделкой концов вертикальной арматурой на 100 см в фундамент и на 45 см в монолитный железобетонный подферменник.

Расход антисейсмической арматуры в опорах виадуков составляет 15–17 кг на 1 м^3 бетонной кладки выше обреза фундаментов. При высоте надземной части конструкции 18 м расход арматуры в теле опор составляет примерно 3 т на одну промежуточную опору. Расход арматуры значительно увеличивается в случае использования ферм с ездой понизу, достигая 15 т для опор высотой 30 м под пролетное строение длиной 111 м.



Рисунок 6.11 – Опора виадука на железнодорожной линии Марабда-Ахалкалаки

Осмотр мостов после землетрясения не выявил значительных повреждений несущих конструкций. Из числа мелких дефектов можно отметить небольшие трещины и сколы бетона с поверхности облицовочных блоков. Характер возникших дефектов не препятствует нормальной эксплуатации сооружений.

6.30 При проектировании железобетонных опор необходимо предусматривать обязательное конструктивное армирование плит свайных ростверков, массивных фундаментов мелкого заложения, непрерывное вертикальное армирование колонн высотой до 9 м и отнесение стыка арматуры колонн высотой более 9 м не менее, чем на 3 м от верхней грани фундаментной плиты.

К п.6.30. Продольная и поперечная арматура железобетонных колонн и опор-стенок определяется расчетом. При расчетной сейсмичности 9 баллов процент армирования колонн μ вертикальной арматурой рекомендуется принимать не менее 1% и не более 4%, исходя из необходимости избежать хрупкого разрушения опоры

при землетрясении и образования поперечных трещин при усадке бетона. Для опор-стенок площадь продольной (вертикальной) арматуры не должна быть меньше 0,5% от площади горизонтального сечения опоры.

Продольная арматура колонн и опор-стенок должна быть заведена в плиту фундамента и в подферменную плиту. Длина заделки арматурных стержней принимается не менее $24d$, где d – диаметр стержня продольной арматуры. Длина заделки в бетон арматуры не должна сокращаться за счет устройства концевых крюков.

В опорах-стенках шаг вертикальных и горизонтальных арматурных стержней, установленных параллельно наружным граням опор, не должен превышать 30 см. Стыки арматуры располагаются в шахматном порядке.

6.31 В случаях применения опор из железобетонных конструкций столбчатого типа в виде пустотелых оболочек из предварительно напряженного железобетона необходимо устраивать анкера на пучках из проволок. При расчетной сейсмичности 9 баллов не допускается применять без анкеров напрягаемую стержневую арматуру диаметром более 25 мм.

К п.6.31. Требования к предварительно напряженным конструкциям различного назначения установлены с целью избежать хрупкого разрушения конструкций при сейсмическом воздействии. К этим требованиям относятся:

– применение арматуры с относительным удлинением при разрыве не ниже 4%;

– высокопрочная гладкая проволока должна иметь анкеры на концах;

– в конструкциях с натяжением арматуры на бетон закрытые каналы для пучков должны быть заполнены раствором;

– усилие, соответствующее пределу прочности рассматриваемого сечения, должно быть больше усилия, вызывающего образование поперечных трещин, не менее чем на 25%.

Пример 6.19. При землетрясении в Армении строившийся автодорожный виадук через каньон р. Дзорагет оказался в зоне 8-балльного воздействия. Схема виадука 18+3×63+18 м. В центральных пролетах установлено неразрезное сталежелезобетонное пролетное строение (рисунок 6.12).

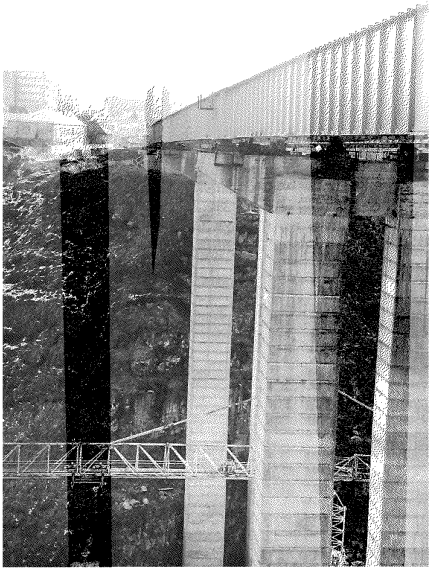


Рисунок 6.12 – Промежуточные опоры виадука через ущелье р. Дзорагет

Промежуточные опоры №3 и №4 высотой от обреза фундаментов до верха подферменных плит соответственно 52 и 56 м имеют монолитные железобетонные фундаменты на скальном основании. Две сборные пустотелые колонны каждой опоры из предварительно напряженного железобетона объединены поверху монолитной подферменной железобетонной плитой. Горизонтальные стыки между блоками стоек обработаны эпоксидным клеем. Расчетная сейсмичность при проектировании опор виадука принята 8 баллов.

К моменту землетрясения на объекте были завершены работы по сооружению опор №2–4. На опоры установлены металлические балки неразрезного пролетного строения. Железобетонная плита проезжей части отсутствовала, что снизило сейсмическую нагрузку на опоры.

По данным контрольных геодезических измерений изменения положения фундаментов и стоек опор в результате землетрясения не произошло. При обследовании моста в нижней части опоры №4 установлены волосные трещины, устранимые соответствующим ремонтом.

6.32 При расчетной сейсмичности 9 баллов рамные опоры с вертикальными стойками круглого поперечного сечения допускается проектировать в виде объединенных железобетонным ригелем стальных оболочек (труб), заполняемых бетоном на безусадочном цементе с армированием бетонного ядра арматурным каркасом.

К п.6.32. Разрушения рамных железобетонных опор наблюдались при многих землетрясениях силой 9-10 баллов, из-за необоснованного сокращения по высоте стоек продольной арматуры и недостаточности поперечного армирования.

В США для усиления железобетонных колонн опор путепроводов применяют стальные оболочки (рубашки) [70]. Две полуоболочки с внутренним радиусом обычно на 25 мм большим, чем радиус поперечного сечения колонны, устанавливают на фундамент вокруг колонны и сваривают вертикальными швами. Пространство между колонной и рубашкой заполняют строительным раствором. Толщина рубашки принимается в размере от 0,5 до 1% от диаметра колонны. Если колонна имеет прямоугольное или другое отличное от круга сечение, то пространство между рубашкой и колонной заполняется бетонной смесью. Данная конструкция применена на нескольких сотнях мостов. Установка стальных рубашек повышает прочность железобетонных стоек опор путепроводов при изгибе сейсмической нагрузкой, предотвращая разрушения конструкций при толчках силой 9–10 баллов.

6.33 При расчетной сейсмичности 9 баллов расстояние от торца разрезного пролетного строения до края подферменной плиты должно удовлетворять условию:

$$S \geq 70 + 0{,}5L, \text{ где } L \leq 100 \text{ м}, \quad (6.1)$$

$$S \geq 80 + 0{,}4L, \text{ где } L > 100 \text{ м}, \quad (6.2)$$

где L – длина пролетного строения, м;

S – расстояние от торца пролетного строения до края подферменной плиты, см.

К п.6.33. Данное правило применяется при проектировании автодорожных мостов в Японии [71].

Уширение подферменных плит позволяет предотвратить обрушение балочных разрезных пролетных строений, включая косые в плане конструкции, на грунт при 9-балльных толчках.

6.34 Для уменьшения изгибающих моментов в сваях от сейсмической нагрузки свайные фундаменты опор больших мостов при расчетной сейсмичности 9 баллов следует проектировать, применяя наклонные сваи в крайних рядах свайного поля. Количество свай, в том числе наклонных, размеры их поперечного сечения и угол наклона устанавливаются расчетом.

К п.6.34. Опоры больших мостов с фундаментами из вертикальных металлических свай, выполненных из сваренных в пучок железнодорожных рельсов или стальных труб диаметром до 60 см включительно неудовлетворительно переносят землетрясения силой 8 и более баллов. В связи с этим рекомендуется в крайних рядах свайного ростверка использовать наклонные сваи или применять вертикальные сваи повышенной жесткости (большого диаметра).

Пример 6.20. Мост через р. Синано в г. Ниигата (Япония) длиной 306 м построен по схеме 15+10×27,6+15 м. В речной части моста разрезные пролетные строения выполнены из металлических балок, объединенных с железобетонной плитой проезжей части. Свайные опоры состоят из одного ряда металлических труб диаметром 600 мм, объединенных поверху насадкой и в уровне межени распоркой. Длина свай 25 м.

При землетрясении 1964 г. силой 8 баллов одна опора в средней части моста разрушилась, три пролетных строения упали одним концом в реку и одно пролетное строение обрушилось целиком. Разрушение моста на участке, сложенном до глубины 10–17 м рыхлым песком, объясняется недостаточной глубиной заложения свай и неудовлетворительной конструкцией опор, имевших малую изгибную жесткость в плоскости моста.

6.35 При расчетной сейсмичности менее 9 баллов свайные фундаменты опор больших мостов допускается проектировать с вертикальными железобетонными сваями сечением не менее 600×600 мм или диаметром не менее 800 мм.

К п.6.35. При расчетной сейсмичности 9 баллов фундаменты опор больших мостов могут проектироваться с железобетонными вертикальными сваями диаметром 800 мм и более, если плита фундамента заглубляется в грунт с уплотнением засыпки пазух котлована или сваи сооружаются в неизвлекаемых стальных оболоч-

ках (трубах). Достаточность принятого диаметра столбов, их количества и глубины заложения проверяются расчетом.

Пример 6.21. Землетрясение на севере Италии (1976 г.) проявилось с силой до 9 баллов. Эпицентральную область пересекала строившаяся автомобильная дорога. На пересечениях новой автострады с существующими дорогами и р. Тальяменто возводились многочисленные путепроводы и мосты с пролетными строениями из предварительно напряженного железобетона [38].

Успешно выдержал землетрясение построенный незадолго до землетрясения мост с разрезными балочными пролетными строениями длиной по 45 м из предварительно напряженного железобетона.

Массивные опоры моста сооружены на фундаментах в виде низких свайных ростверков из столбов диаметром 1200 мм, погруженных на 22 м в аллювиальные грунты. На подферменных площадках расположены массивные железобетонные стопоры, препятствующие сбросу пролетных строений. Зазор меду стопорами и балками принят равным 3 см. Стопоры удержали пролетные строения от обрушения, но в результате соударения торцовые части балок и стопоры получили повреждения в виде трещин и сколов бетона.

6.36 При проектировании фундаментов опор мостов глубина заложения массивных и свайных фундаментов определяется из условия прочности фундаментов по грунту и устойчивости слоев грунта, прорезаемых фундаментом.

К п.6.36. При расчетной сейсмичности 9 баллов стойки опорных поперечных рам мостов на нескальных основаниях должны иметь общий фундамент мелкого заложения или опираться на плиту, объединяющую головы всех свай. Раздельные фундаменты под стойки допускаются при условии опирания подошвы фундаментов мелкого заложения или нижних концов свай (столбов) на скальный (полускальный) грунт.

6.37 При необходимости погружения свай на большую глубину через слой слабых грунтов допускается использовать стальные сваи из труб или сборных железобетонных оболочек, а также монолитные железобетонные сваи в стальных трубах и железобетонных оболочках, оставляемых в грунте. На поверхность сталь-

ных свай необходимо наносить покрытие, стойкое к электрохимической коррозии в водонасыщенных грунтах, водной среде и зоне переменного увлажнения. Железобетонные конструкции свай должны быть защищены от воздействия агрессивной среды.

К п.6.37. Целесообразность применения свай каждого из перечисленных типов, а также забивных свай из широкополых двутавров определяют в результате технико-экономического сравнения вариантов при обязательном учете местных инженерно-геологических, гидрологических и сейсмических условий, агрессивного воздействия окружающей среды, возможностей технологического оборудования.

Пример 6.22. Опоры совмещенного моста запроектированы под железнодорожные и автодорожные пролетные строения длиной 55 м [4]. Дно реки сложено на глубину до 29 м главным образом супесчаным и суглинистым илом, подстилаемым гравийно-галечниковым грунтом с песчаным заполнителем.

Фундаменты промежуточных опор приняты в виде низких свайных ростверков из железобетонной плиты и оболочек диаметром 1,6 м, погружаемых с наклоном в крайних рядах до 7 : 1 ниже кровли гравийно-галечникового грунта на 2-3 м.

Секции оболочек изготовлены центрифугированием с последующим обжатием продольной стержневой арматурой. Предварительное напряжение секций выполнено с целью повышения трещиностойкости свай в условиях агрессивной среды, а также повышения их жесткости на изгиб.

Для защиты оболочек от агрессивного воздействия воды при их изготовлении применялся бетон на сульфатостойком портландцементе. Наружная поверхность оболочек покрывалась битумной гидроизоляцией, фланцевые стыки закрывали битумной мастикой и приваренным снаружи стальным листом.

Оболочки с наконечниками из стали заглубляли в грунт с помощью вибропогружателя. Грунт из внутренней полости сваи извлекали грейфером. В полость оболочки, погруженной до проектной отметки, устанавливали арматурный каркас с последующим заполнением бетоном на сульфатостойком портландцементе.

7 Нагрузки и воздействия

7.1 При проектировании мостов сейсмические нагрузки следует учитывать совместно с постоянными нагрузками (воздействиями), силами трения в подвижных опорных частях, нагрузками от подвижного состава железных, автомобильных и городских дорог, а также с изменением свойств грунта, бетона, стали и других материалов (конструкций) при сейсмическом воздействии.

К п.7.1. Указания по учету совместно с сейсмическими нагрузками сил трения в подвижных опорных частях, нагрузок от подвижного состава железных, автомобильных и городских дорог, а также изменения свойств грунта, бетона, стали и других материалов (конструкций) при сейсмическом воздействии приводятся в пп. 7.4, 7.7, 7.8 и 7.20.

7.2 К постоянным нагрузкам (воздействиям) особого сочетания относятся:

– нагрузка от собственного веса конструкций;

– гидростатическое давление (взвешивающее действие воды);

– давление потока воды на опоры;

– воздействие усадки и ползучести бетона;

– воздействие осадки грунта;

– воздействие предварительного напряжения железобетонных конструкций;

– регулирование усилий в стальных пролетных строениях с железобетонной плитой проезжей части.

7.3 Коэффициент надежности γ_f к постоянным нагрузкам в сочетании с сейсмическим воздействием принимают равным средним значениям γ_f, приведенным в СП 35.13330.

7.4 Силы трения в подвижных опорных частях каткового, секторного и валкового типа, тангенциальных и плоских металлических опорных частях, опорных частях с прокладками из фторопласта, а также в качающихся стойках и подвесках определяют по указаниям СП 35.13330, полагая силы трения действующими в неблагоприятном для рассчитываемой конструкции направлении.

К п.7.4. Исследования влияния сил трения в подвижных опорных частях на колебания мостов при землетрясениях изложены в работе [10]. Испытания моделей мостов с разрезными пролетными строениями на сейсмоплатформе показали, что каждая опора вместе с неподвижно опертым на нее пролетным строением совершает самостоятельные колебания. При этом подвижный опорный узел смещается относительно верха опоры рывками, что указывает на изменение знака разности сдвигающей силы и силы трения в опорной части. Точное описание работы моста при землетрясении с учетом этого обстоятельства настолько сложно, что для получения практического результата приходится прибегать к упрощенным расчетным схемам, которые выбирают так, чтобы поставить рассчитываемую конструкцию в менее благоприятные условия по сравнению с действительностью.

Согласно СП 35.13330 нормативная величина коэффициента трения $\mu_н$ в подвижных опорных частях при их перемещении принимается равной средней величине из возможных крайних значений. Для катковых, секторных и валковых опорных частей $\mu_н$ = 0,025, для тангенциальных и плоских металлических опорных частей $\mu_н$ = 0,25. Фактические средние значения коэффициента трения значительно ниже (0,015 для опорных частей с малым трением и 0,20 для плоских и тангенциальных опорных частей).

Направление сил трения зависит от знака скорости относительного смещения верха опоры и конца пролетного строения, опертого на подвижную опорную часть. Из-за несинхронности колебаний смежных секций моста знак силы трения может неоднократно изменяться. В связи с этим силы трения принимают действующими в неблагоприятном для рассчитываемой конструкции направлении.

7.5 При определении сил трения в подвижных опорных частях с прокладками из фторопласта, работающими совместно с полированными листами из нержавеющей стали, нормативную величину коэффициента трения находят при температуре воздуха, равной среднегодовой температуре в месте строительства объекта.

7.6 При определении нагрузок на анкерные опоры неразрезных мостов равнодействующую сил трения, приложенных к пролетному строению со стороны подвижных опорных частей, допускается принимать равной нулю.

К п.7.6. Из-за несинхронности колебаний неразрезного пролетного строения и оголовков опор с подвижными опорными частями силы трения действуют на пролетное строение вдоль его оси в противоположных направлениях. В связи с этим допускается равнодействующую сил трения, приложенных к пролетному строению со стороны подвижных опорных частей, принимать равной нулю.

7.7 Совместное действие сейсмических нагрузок и нагрузок от подвижного состава, включая силы торможения, требуется учитывать при проектировании железнодорожных мостов на скоростных магистралях, на магистралях с преимущественно пассажирским движением, на особо грузонапряженных магистралях и на железнодорожных магистралях категорий I–IV по СП 119.13330.

К п.7.7. Согласно п.7.16 при определении расчетной нагрузки от транспортных средств на мосту следует исходить из допустимой вероятности 5% появления на мосту во время землетрясения расчетной или более тяжелой подвижной нагрузки.

С учетом перспективы развития железных дорог грузовые поезда с вероятностью 5% и выше могут появляться в момент начала землетрясения на двухпутных мостах.

Необходимость совместного учета сейсмических нагрузок и нагрузок от подвижного состава для однопутных мостов определяется с учетом п.7.16 и данных о среднем интервале движения поездов в грузовом направлении на 10-й год эксплуатации.

Сейсмические толчки силой 7 и более баллов оказывают психологическое воздействие на машинистов локомотивов, естественная реакция которых заключается в том, чтобы остановить поезд.

Пример 7.1. В 1978 г. сильное землетрясение в Японии нанесло значительный ущерб железным дорогам. На ближайших к эпицентру перегонах землетрясение застало 63 поезда. Из них 44 поезда (70%) были немедленно остановлены, причем в 29 случаях машинисты применили экстренное торможение и в 15 случаях – нормальное рабочее торможение. Сигналом для торможения послужила резкая тряска локомотивов, а также сильное раскачивание контактной сети. Остальные 19 поездов,

локомотивные бригады которых не почувствовали землетрясение, находились на тех участках, где сила землетрясения не превышала 6 баллов.

Время торможения поезда соизмеримо со средней продолжительностью землетрясения. Поэтому при расчете мостов на сейсмостойкость необходимо принимать во внимание силу торможения находящегося на сооружении поезда.

7.8 Нагрузки от автомобилей совместно с сейсмическими нагрузками учитывают при проектировании мостов на автомобильных дорогах общего пользования категорий I-IV по СП 34.13330, а также скоростных городских дорогах и магистральных улицах общегородского и районного значения.

К п.7.8. История землетрясений содержит ряд случаев обрушения автодорожных и городских мостов, приведших к авариям транспортных средств и гибели оказавшихся на мостах людей. Например, при землетрясении 1989 г. в Калифорнии (США) в результате разрушения стоек поддерживавших пролетные строения верхнего уровня эстакады, балки упали на проезжую часть первого уровня, вызвав гибель 43 человек [65].

7.9 Совместное действие сейсмических нагрузок и нагрузок от подвижного состава допускается не учитывать при проектировании железнодорожных мостов на дорогах категорий V по СП 119.13330, на внешних подъездных путях и на внутренних путях предприятий, мостов на ведомственных автомобильных дорогах (за исключением случаев, оговоренных в задании на проектирование).

7.10 Сейсмические нагрузки не следует учитывать совместно с нагрузками от транспортеров и от горизонтальных поперечных ударов подвижного состава при расчете железнодорожных мостов, а также с нагрузками от тяжелых одиночных четырехосных транспортных единиц по схеме НК, нагрузками от торможения и от ударов автомобилей в ограждение проезжей части при расчете мостов на автомобильных и городских дорогах.

К п.7.10. Транспортеры и одиночные четырехосные транспортные единицы по схеме НК не учитываются совместно с сейсмическими нагрузками из-за малой вероятности нахождения особо тяжелых подвижных нагрузок на мосту при землетрясении.

Сейсмические нагрузки не учитываются совместно с нагрузками от торможения в связи с тем, что совпадение во времени торможения с наступлением главной фазы сейсмического воздействия маловероятно.

Примечание – Время торможения автомобиля на сухой дороге с твердым покрытием примерно на порядок меньше средней продолжительности землетрясения. Поэтому можно ожидать, что торможение завершится до начала главной фазы землетрясения.

7.11 Нормативную вертикальную нагрузку от подвижного состава железных дорог следует принимать в виде равномерно распределенной нагрузки интенсивностью εK, тс/м, загружая один путь на мосту. Показатель K, обозначающий класс нагрузки, для капитальных сооружений равен 14. Коэффициент ε, учитывающий отсутствие в поезде тяжелых транспортеров, равен 0,85 при длине загружения до 25 м и 1,00 при длине загружения более 50 м. При длине загружения от 25 до 50 м коэффициент ε определяют по интерполяции.

К п.7.11. При расчете двухпутных мостов с общими опорами для пролетных строений обоих путей загружают подвижным составом только один путь, исходя из малой вероятности появления в процессе землетрясения одновременно двух грузовых поездов на мосту.

7.12 Для железнодорожных мостов, расположенных на кривой в плане, следует учитывать горизонтальную поперечную нагрузку от центробежной силы, определяемую согласно СП 35.13330.

7.13 Нормативная вертикальная нагрузка от подвижного состава автомобильных и городских дорог с каждой полосы движения для капитальных сооружений принимается в виде равномерно распределенной нагрузки интенсивностью $0{,}1K$ тс/м, где показатель K равен 14.

7.14 При одновременном загружении двух и более полос движения интенсивность нагрузки от автомобилей со второй и последующих полос умножают на коэффициент полосности S_2 равный 0,6.

7.15 При учете сейсмического воздействия динамический коэффициент $1+\mu$ к нагрузкам от транспортных средств железных, автомобильных и городских дорог считают равным 1,0.

7.16 При определении расчетной нагрузки от транспортных средств на мосту следует исходить из допустимой вероятности 5% появления на мосту во время землетрясения расчетной или более тяжелой подвижной нагрузки. Поправка на вероятность одновременного воздействия на мост статистически независимых нагрузок достигается умножением расчетных нагрузок на коэффициенты сочетания.

К п.7.16. Вероятностный подход к нормированию сочетаний сейсмических нагрузок с ветровыми, снеговыми и некоторыми другими временными нагрузками использован в работе [3], где предложено учитывать совместно с расчетным сейсмическим воздействием такие величины временных нагрузок, вероятность превышения которых составляет 20%. На этой основе в промышленно-гражданском строительстве были определены коэффициенты сочетания для снеговых, крановых нагрузок и нагрузок на перекрытия и обоснована нецелесообразность расчета на совместное действие ветровой и сейсмической нагрузок.

Обрушение моста вместе с подвижным составом железных, автомобильных или городских дорог может привести к неприемлемым социально-экономическим последствиям. Поэтому расчетная нагрузка от транспортных средств определяется для уменьшенной до 5% вероятности появления на мосту во время землетрясения этой или более тяжелой временной подвижной нагрузки.

7.17 Коэффициент сочетания η следует принимать равным:

1,0 – для постоянных нагрузок и воздействий, сейсмических нагрузок, учитываемых совместно с постоянными нагрузками и воздействиями;

0,8 – для сейсмических нагрузок, действие которых учитывается совместно с нагрузками от подвижного состава железных, автомобильных и городских дорог;

0,7 – для нагрузок от подвижного состава железных дорог;

0,5 – для нагрузок от подвижного состава автомобильных и городских дорог.

Примечание – Для мостов на особогрузонапряженных железнодорожных магистралях, на автомагистралях категории IA, скоростных дорогах и магистральных улицах общегородского значения коэффициент сочетания к нагрузкам от транспортных средств может быть увеличен по согласованию с заказчиком, исходя из расчетной интенсивности движения.

К п.7.17. Коэффициент сочетания для силы трения в подвижных опорных частях принимается таким же, как для постоянных нагрузок.

7.18 Ветровая и ледовая нагрузки, нагрузка от навала судов, температурные климатические воздействия и воздействие от морозного пучения грунта совместно с сейсмическими нагрузками не учитываются.

7.19 Сейсмические нагрузки, соответствующие толчкам силой 7 и более баллов, должны учитываться совместно со строительными нагрузками при проектировании пилонов висячих и вантовых мостов класса сейсмостойкости I. Сейсмическая нагрузка от массы пилона, опалубки и других обустройств определяется исходя из среднего интервала времени между землетрясениями расчетной силы T = 100 лет.

К п.7.19. Строящиеся мосты неоднократно повреждались и разрушались землетрясениями, в том числе в США (1971 г.), Италии (1976 г.), Армении (1988 г.). В связи с этим в районах частых сильных землетрясений пилоны мостов должны проверяться на прочность и устойчивость с учетом строительных и сейсмических нагрузок.

Пример 7.2. Пусть уравнение сейсмического режима для участка расположения вантового моста в 9-балльном районе

$$I = 4{,}46 + 1{,}52 lgT, \qquad (7.1)$$

где I – сила землетрясения в баллах для средних инженерно-геологических и геоморфологических условий;

T – средний интервал времени в годах между точками силой I.

По уравнению (7.1) находим силу толчка для T=100 лет: $I = 4{,}46 + 1{,}52 \cdot 2 =$ 7,5 балла.

При расчете пилона найденное значение балльности потребуется уточнить с учетом грунтовых условий и рельефа местности. Если после уточнения параметры колебаний грунта будут соответствовать толчкам силой 7 и более баллов, то конструкцию пилонов необходимо проверять на сейсмостойкость с учетом строительных нагрузок.

7.20 Изменение при землетрясениях свойств грунта, бетона, стали и других материалов (конструкций) учитывается согласно СП 22.13330, СП 24.13330 и СП 14.13330.

7.21 Сейсмические нагрузки на мосты следует учитывать в виде сил инерции частей моста и подвижного состава, увеличенного (сейсмического) давления грунта насыпей подходов на устои, а также в виде сил инерции от присоединенных к опорам масс воды и разжиженного грунта. При определении сейсмических нагрузок, действующих вдоль оси моста, масса железнодорожного состава не учитывается.

Примечание – При проектировании мостов неразрезной, рамной и арочной систем следует учитывать дополнительные усилия в конструкциях, возникающие из-за различия наибольших амплитуд и асинхронности горизонтальных колебаний вдоль и поперек оси моста фундаментов мостовых опор при существенном различии их оснований по сейсмическим свойствам.

К п.7.21. Поскольку в процессе торможения сила трения в тормозных устройствах поезда достигает предельного значения, масса железнодорожного подвижного состава при определении сейсмической нагрузки, действующей вдоль оси моста, не учитывается.

Кроме нагрузок, действующих на мост в процессе землетрясения, в необходимых случаях конструкции моста должны быть проверены расчетом на действие нагрузок от возникающих в результате землетрясения вторичных явлений (оползней, цунами и др.). Постсейсмические эффекты совместно с действием на сооружение вибраций грунта не учитываются.

7.22 Сейсмические нагрузки от масс моста следует определять спектрально-модальным методом с учетом упругих деформаций конструкций и податливости рессор железнодорожного состава. Используемые при вычислении сил инерции динамические дискретные схемы составляют для моста в целом или для отдельных частей моста, являющихся самостоятельными колебательными системами. В обоснованных случаях допускается выполнять расчет по упрощенным схемам, выработанным практикой проектирования и учитывающим симметрию, однородность и другие структурные особенности конкретного сооружения.

Примечание – При проектировании мостов класса сейсмостойкости I следует выполнять поверочные расчеты несущих конструкций на воздействие в виде акселерограмм колебаний грунта, соответствующих сейсмичности района строительства, с приведением выбран-

ных записей к акселерограммам толчков расчетной для сооружения силы умножением ускорений на поправочные коэффициенты согласно п.7.30.

К п.7.22. Подбор акселерограмм выполняется специалистами в области инженерной сейсмологии по техническому заданию главного инженера проекта. Алгоритм определения сейсмической нагрузки спектрально-модальным методом приводится в Приложении Е.

7.23 При определении сейсмической нагрузки, направленной вдоль оси балочного моста, следует считать, что при сейсмическом воздействии силы трения в катковых, секторных и валковых опорных частях, опорных частях с прокладками из фторопласта, а также в качающихся стойках и подвесках преодолеваются. Расчетные схемы составляют для отдельных частей моста, состоящих из одной опоры и неподвижно опертых на нее пролетных строений. Динамическую расчетную схему принимают в виде упруго закрепленного в грунте стержня или стержневой системы, испытывающих перемещения в плоскости моста. Массу пролетных строений, имеющих продольно-неподвижные опорные части на данной опоре, относят к уровню шарниров неподвижных опорных частей.

К п.7.23. Фактические значения коэффициента трения в подвижных опорных частях каткового, валкового и секторных типов составляют 0,01–0,02. Сопоставление сил трения в подвижных опорных частях с сейсмическими усилиями, смещающими подвижной конец пролетного строения относительно опоры, показывает, что силы трения в опорных частях преодолеваются уже при семибалльных землетрясениях. Поскольку подвижные опорные части с малым трением не создают достаточной связи между подвижными концами пролетных строений и опорами, отдельные части моста, разделенные опорными частями с малым трением, можно рассматривать как самостоятельные колебательные системы.

В балочных разрезных мостах встречаются следующие разновидности таких систем:

– промежуточная опора с одним неподвижно опертым пролетным строением;

– то же с двумя неподвижно опертыми пролетными строениями;

– промежуточная опора, изолированная от остальных частей моста подвижными частями опертых на нее пролетных строений;

– устой с неподвижно опертым пролетным строением;

– устой, изолированный от остальных частей моста подвижными опорными частями.

7.24 Поперечную к оси балочного моста сейсмическую нагрузку допускается определять для отдельных фрагментов сооружения, состоящих из одной опоры и присоединенной к опоре массы, равной половине массы двух примыкающих пролетных строений. Расчетную схему фрагмента моста принимают в виде упруго закрепленного в грунте вертикального стержня или стержневой системы, испытывающих перемещения из плоскости моста. Присоединенную массу пролетных строений относят к их центрам тяжести. При сочетании сейсмического воздействия с нагрузками от подвижного состава железных, автомобильных и городских дорог в расчетной схеме учитывают также половину суммарной массы временной вертикальной нагрузки на примыкающих к опоре пролетных строениях.

К п.7.24. При расчете балочных разрезных мостов на поперечную сейсмическую нагрузку следует выполнить дополнительную проверку относительного поворота в плане соседних пролетных строений согласно п.8.14.

7.25 При вычислении сил инерции в системе моста следует использовать дискретные расчетные схемы. Нормативный вес конструкций и подвижного состава умножают на коэффициенты надежности, полосности и сочетания. Собственный вес (массу) подводных частей опор и фундаментов определяют без учета гидростатического давления.

Примечание – При определении сил инерции от масс опоры с фундаментом в виде свайного ростверка допускается считать сваи невесомыми. При этом расчетный вес (массу) плиты ростверка увеличивают на 25% суммарного веса (массы) свай.

К п.7.25. Опоры мостов сооружают высотой до 100 и более метров. В соответствии с эпюрами изгибающих моментов, поперечных и продольных сил размеры поперечных сечений опоры и ее армирование могут сильно изменяться по высоте. Для приемлемого приближения к действительным распределениям погонной массы,

моментов инерции и площадей поперечных сечений опоры необходимо выделить по ее высоте достаточное число участков. В зависимости от высоты опоры число участков, как правило, принимают равным 4-5 для опор высотой до 20 м и до 10 для опор виадуков и пилонов висячих (вантовых) мостов.

Влияние различных форм колебаний на перемещения участков опоры, изгибающие моменты и поперечные силы в сечениях неодинаково. Обычно для достижения приемлемой точности при вычислении перемещений и моментов достаточно учесть первые три формы. На поперечные силы по обрезу и подошве фундаментной плиты существенное влияние оказывают высшие формы колебаний.

7.26 При определении сил инерции единичные перемещения точек расположения сосредоточенных грузов в системе находят с учетом работы конструкций и оснований опор моста в упругой стадии. Деформации рессор железнодорожного подвижного состава учитывают согласно п.7.29.

7.27 Единичные перемещения опоры с фундаментом мелкого заложения следует вычислять суммируя упругие перемещения тела опоры выше подошвы фундамента, определяемые по правилам строительной механики стержневых систем, с перемещениями от упругого поворота фундамента в грунте.

Примечание – Для грунтов с условным сопротивлением сжатию $R \geq 50$ тс/м^2 единичные перемещения от поворота фундамента мелкого заложения в грунте могут не учитываться.

К п.7.27. Угол поворота фундамента K_φ от единичного момента, образующийся за счет деформаций грунта под его подошвой, определяется по формуле

$$K_\varphi = \frac{0{,}5}{C_z I_\text{ф}}, \qquad (7.2)$$

где C_z – коэффициент упругого равномерного сжатия грунта основания;

$I_\text{ф}$ – момент инерции подошвы фундамента относительно оси, перпендикулярной плоскости поворота фундамента.

При отсутствии данных натурных испытаний грунта значение C_z допускается принимать в зависимости от расчетного сопротивления грунта осевому сжатию R равным 5000 тс/м^3 при $R = 30$ тс/м^2 и 7000 тс/м^3 при $R = 50$ тс/м^2. Для $30 < R < 50$ тс/м^2 значения C_z находят по интерполяции.

7.28 Единичные перемещения опоры, имеющей фундамент, в виде свайного ростверка, следует находить с учетом горизонтального перемещения и поворота плиты ростверка. Влияние сейсмического воздействия на условия заделки свай в водонасыщенных песках и слабых глинистых грунтах ниже верхней границы расчетной толщи грунта, допускается учитывать путем снижения на 30% значений коэффициента пропорциональности K, приведенных в СП 24.13330.

К п.7.28. Слабые водонасыщенные грунты, теряющие устойчивость при расчетном землетрясении, исключаются из состава расчетной толщи.

7.29 Перемещение поперек оси моста центра тяжести железнодорожного подвижного состава, расположенного на высоте 2 м от уровня головок рельсов, от приложенной в этом центре горизонтальной единичной силы, происходящее за счет упругих деформаций рессор, следует определять по формуле:

$$\delta = \frac{0{,}05}{Q}, \frac{\text{м}}{\text{тс}}, \tag{7.3}$$

где Q – расчетный вес подвижного состава, определяемый для отдельных фрагментов сооружения согласно п.7.24.

К п.7.29. Вывод формулы по учету податливости рессор подвижного состава при определении сейсмической нагрузки на мост и находящийся на мосту поезд приводится в приложении Р.

7.30 Расчетная сейсмическая нагрузка от масс моста, приложенная в точке k и соответствующая -му тону собственных колебаний системы, определяется по формуле

$$S_{ik} = K_1 K_2 K_3 K_4 K_\psi A \beta_i \eta_{ik} Q_k, \tag{7.4}$$

где K_1 – коэффициент, учитывающий влияние на сейсмическую нагрузку снижения жесткости сооружения и увеличение рассеяния энергии колебаний из-за появления трещин и пластических деформаций в конструкциях и в грунтах основания;

K_2 – коэффициент уточнения исходной сейсмичности по данным о сейсмическом режиме местности;

K_3 – поправочный коэффициент на инженерно-геологическую обстановку на участке строительства;

K_4 – поправочный коэффициент на рельеф местности, определяемый расчетом по данным изысканий;

K_ψ – коэффициент, учитывающий отклонение декремента колебаний объекта от стандартного значения, в том числе за счет работы демпферов;

A – соответствующая исходной сейсмичности наибольшая амплитуда ускорения колебаний грунта, выраженная в долях ускорения силы тяжести;

β_i – коэффициент динамичности, соответствующий -му тону собственных колебаний моста;

η_{ik} – коэффициент формы колебаний моста;

Q_k – отнесенный к точке k расчетный вес сооружения, определяемый в необходимых случаях с учетом присоединенной к опорам массы воды (разжиженного грунта) и нагрузок от подвижного состава железных, автомобильных и городских дорог с коэффициентом надежности по нагрузке γ_f согласно СП 35.13330.

7.31 Коэффициент K_1 следует принимать равным:

0,50 – для мостов класса сейсмостойкости I;

0,37 – для мостов класса сейсмостойкости II;

0,25 – для мостов класса сейсмостойкости III.

К п.7.31. Для мостов класса сейсмостойкости III, с периодом T_1 по первой форме собственных колебаний в интервале от 0,1 до 0,5 с, нагрузка от сил инерции за счет снижения жесткости конструкций уменьшается примерно в 2,5 раза и за счет увеличения рассеяния энергии из-за появления трещин и пластических деформаций дополнительно уменьшается на 10%. При таком снижении расчетной нагрузки состояние железобетонных конструкций приближается к предельному по прочности, т.е. в опорах мостов возникают многочисленные трещины, сколы защитного слоя бетона, отклонение опор от проектного положения.

С целью уменьшения тяжести сейсмических повреждений для мостов классов сейсмостойкости I снижение расчетной нагрузки принято в меньшем размере, чем для мостов класса сейсмостойкости II, а для мостов класса сейсмостойкости II – меньше, чем для мостов класса сейсмостойкости III.

7.32 Поправочные коэффициенты K_2 и K_3 определяют по данным изысканий по формулам

$$K_2 = 2^{\delta I_{\text{с.р.}}}, \tag{7.5}$$

$$K_3 = 2^{\delta I_{\text{гр.}}}, \tag{7.6}$$

где $\delta I_{\text{с.р.}}$ – поправка на сейсмический режим местности по данным изысканий;

$\delta I_{\text{гр.}}$ – поправка на инженерно-геологические условия по данным изысканий.

К п.7.32. Правила нахождения поправок на сейсмический режим местности и на инженерно-геологические условия участка строительства принимаются по СП 269.1325800.

7.33 Коэффициент K_ψ определяется по формуле

$$K_\psi = \frac{1{,}5}{40h+1} + 0{,}5, \tag{7.7}$$

где h – относительный коэффициент затухания по основной форме колебаний сооружения в долях критического затухания, определяемый на основании данных динамических испытаний близких по конструкции сооружений.

Для сооружений, не имеющих испытанных аналогов или оборудованных гасителями колебаний, коэффициент h находят посредством расчета поглощения энергии колебаний, учитывающего характеристики поглощения энергии в окружающей среде, в конструкциях сооружения и в гасителях колебаний (приложение Б).

Примечание – В зависимости от результатов динамических испытаний и расчета влияния среды, конструкции сооружения и демпферов на процесс затухания колебаний значение коэффициента K_ψ принимают от 0,7 до 1,5. При отсутствии данных об относительном коэффициенте затухания h допускается принимать $K_\psi = 1{,}0$.

К п.7.33. Коэффициент динамичности β_i, входящий в формулу (7.4) зависит от необратимого поглощения и последующего рассеяния энергии колебаний сооружения. В мостах энергия колебаний уменьшается в основном за счет работы по преодолению сил внутреннего трения, а также трения в подвижных соединениях (опорных частях, деформационных швах), расходуется при деформациях грунта, окружающего фундаменты. Частично энергия расходуется на преодоление сопротивления воздушной и водной среды. Значительная часть энергии может быть поглощена гидравлическими гасителями колебаний (демпферами), используемыми с

этой целью при строительстве наиболее капиталоемких мостов в районах с большими ветровыми и сейсмическими нагрузками.

Для использования формулы (7.7) нужно предварительно оценить относительный коэффициент затухания h по основной форме колебаний сооружения. При этом используются данные о величине h и логарифмическом декременте $\delta = 2\pi h$, полученные при испытаниях близких по конструкции объектов, а также справочные материалы (приложение Ж).

Примечание – Характеристики затухания h и δ пропорциональны частоте колебаний φ. Поэтому высокочастотные формы колебаний имеют повышенные характеристики затухания и оказывают менее существенное влияние на колебания сооружения, чем получается по расчету без учета отмеченного обстоятельства. Однако для упрощения расчета и в запас надежности сооружения эти характеристики для старших форм колебаний принимаются такими же, как для главной формы.

7.34 A – соответствующая исходной сейсмичности наибольшая амплитуда ускорений горизонтальных колебаний грунта, выраженная в долях ускорения свободного падения. Величина A принимается равной 0,1, 0,2, 0,4 и 0,8 при исходной сейсмичности 7, 8, 9 и 10 баллов по шкале MSK-64 соответственно.

Примечание – При проектировании мостов произведение коэффициентов K_2, K_3, K_4 и величины A принимается не более 0,4.

К п.7.34. Ускорения, скорости и перемещения грунта, соответствующие землетрясениям разной силы, представлены в сейсмических шкалах. По форме представления параметров колебаний грунта шкалы подразделяются на интервальные, дискретные и комбинированные.

Интервальные шкалы используются в инженерной сейсмологии для определения силы землетрясения в баллах по инструментально определенным параметрам колебаний грунта.

Дискретные шкалы содержат параметры колебаний грунта, используемые при проектировании сооружений.

Комбинированные шкалы могут использоваться как для определения силы землетрясения, так и для нормирования параметров колебаний грунта для строительства.

Сведения о шкале MSK-64 и других шкалах приводятся в приложении И.

7.35 Наибольшее ускорение вертикальных колебаний грунта получают умножением наибольшего ускорения горизонтальных колебаний на переходной коэффициент $m_{Vh} = 2/3$ для участков вблизи сейсмически активных разломов (удаленных от них менее, чем на среднюю глубину очагов землетрясений в районе строительства) и $m_{Vh} = 0{,}5$ для прочих участков.

7.36 Коэффициент динамичности β_i, соответствующий -му тону собственных колебаний сооружения и относительному коэффициенту затухания $h = 5\%$, следует находить в зависимости от категории грунта расчетной толщи по сейсмическим свойствам и периоду собственных колебаний сооружения T_i по таблице 7.1.

Примечание – Для сооружений класса сейсмостойкости I коэффициент динамичности допускается уточнять на основании анализа записей колебаний грунта временной сетью регистрации землетрясений на участке строительства.

Таблица 7.1 – Коэффициенты динамичности β_i для грунтов категорий I, II, III по сейсмическим свойствам

Категория грунта расчетной толщи по сейсмическим свойствам	Сейсмическая жесткость расчетной толщи грунта ρV_S, т/м^{2}с	Коэффициенты динамичности β_i
I	Более 2570	$\beta_i = 1 + 15T_i$ при $T_i \le 0{,}1$ с $\beta_i = 2{,}5$ при $0{,}1\text{ с} < T_i \le 0{,}3$ с $\beta_i = \frac{0{,}75}{T_i}$, но не менее 1,0 при $0{,}3\text{ с} < T_i \le 1{,}8$ с
II	От 655 до 2570	$\beta_i = 1 + 15T_i$ при $T_i \le 0{,}1$ с $\beta_i = 2{,}5$ при $0{,}1\text{ с} < T_i \le 0{,}5$ с $\beta_i = \frac{1{,}25}{T_i}$, но не менее 1,0 при $0{,}5\text{ с} < T_i \le 1{,}8$ с
III	Менее 655	$\beta_i = 1 + 15T_i$ при $T_i \le 0{,}1$ с $\beta_i = 2{,}5$ при $0{,}1\text{ с} < T_i \le 0{,}7$ с $\beta_i = \frac{1{,}75}{T_i}$, но не менее 1,0 при $0{,}7\text{ с} < T_i \le 1{,}8$ с

К п.7.36. Коэффициент динамичности β_i равен отношению максимальных ускорений центра масс сооружения к наибольшему ускорению колебаний грунта в

его основании. При этом предполагается, что коэффициент относительного демпфирования h = 5%.

Коэффициент динамичности β_i может быть вычислен, если известна акселерограмма землетрясения. Поскольку акселерограммы различных землетрясений неодинаковы, кривая коэффициента $\beta_i(T)$ также изменяется в зависимости от региональных и локальных инженерно-геологических условий. Например, при землетрясении Лома Приета (США, 1989 г.) в Сан-Франциско для площадок, сложенных скальным грунтом, наибольшее значение $\beta_i = 2{,}5$ получено при $T = 0{,}5$ с, а для площадок из слабых грунтов максимум $\beta_i = 2{,}0$ соответствовал периоду $T = 0{,}6$ с [65].

При массовом строительстве использование многих кривых коэффициента β_i затруднительно. Поэтому для расчета мостов приняты три кривые $\beta_i(T)$, соответствующие грунтам категорий I, II и III по сейсмическим свойствам. Кривые выбраны на основании анализа данных о повреждениях мостов обычного типа и норм различных стран [42, 43, 70, 71, 75, 79].

Для висячих и вантовых мостов, а также для мостов других систем с периодом собственных колебаний более 1,8 с рекомендуется находить коэффициент $\beta_i(T)$ на основании специальных инженерно-сейсмологических исследований.

7.37 Коэффициент формы колебаний сооружения следует вычислять по формуле

$$\eta_{ik} = \frac{x_{ik}\sum_{j=1}^{n} Q_j x_{ij}}{\sum_{j=1}^{n} Q_j {x_{ij}}^2}, \qquad (7.8)$$

где x_{ik} и x_{ij} – смещения сооружения при собственных колебаниях по -й форме в точках k и j;

Q_j – расчетный вес сооружения, отнесенный к точке j.

Примечание – При различии переносных ускорений масс, в том числе из-за неодинаковой интенсивности или несинхронности колебаний грунта в основаниях опор моста, следует использовать обобщенную формулу (приложение В) для определения коэффициента формы колебаний сооружения.

7.38 Сейсмическое давление неармированного грунта насыпи подхода и грунта засыпки пазух котлована на контактирующие с грунтом поверхности тела

устоя и фундаментной плиты со стороны насыпи следует определять с учетом сил инерции в грунте и изменения угла внутреннего трения при сейсмическом воздействии. Наклон задней грани устоя, трение между грунтом и задней гранью устоя (фундаментной плиты), давление грунта конуса и засыпки пазух котлована со стороны пролета допускается не учитывать.

7.39 Равнодействующая сейсмического горизонтального давления грунта определяется по формуле

$$E = \frac{1}{2}\gamma B H^2 \mu_c, \qquad (7.9)$$

где γ –удельный вес грунта насыпи определяемый с учетом коэффициента надежности γ_f по 7.3 и СП 35.13330.;

B – расчетная ширина устоя в плоскости задних граней, на которую распределяется сейсмическое давление грунта;

H – высота насыпи, считая от подошвы фундаментной плиты до подошвы шпал железнодорожных мостов и до низа дорожного покрытия автодорожных и городских мостов;

μ_c – коэффициент бокового давления грунта насыпи в условиях сейсмического воздействия.

7.40 Коэффициент бокового давления песчаного грунта насыпи μ_c допускается определять по таблице (7.2) в зависимости от нормативного угла внутреннего трения $\varphi_н$ и силы расчетного землетрясения.

Примечание – Значение $\varphi_н$ следует принимать по указаниям СП 35.13330.

Таблица 7.2 – Коэффициент бокового давления грунта при сейсмическом воздействии

Нормативный угол внутреннего трения $\varphi_н$	Расчетная сейсмичность, баллы			
	7	8	9	10
25°	0,45	0,50	0,62	0,98
30°	0,37	0,42	0,52	0,81
35°	0,31	0,34	0,43	0,68
40°	0,25	0,28	0,36	0.57

Примечание – При дробных значениях расчетной сейсмичности и промежуточных величинах угла $\varphi_н$ коэффициент μ_c определяют по интерполяции.

К п.7.40. При определении коэффициента μ_c бокового давления грунта уменьшение угла внутреннего трения песчаного грунта при толчках силой 7, 8, 9 и 10 баллов принято равным 1,5°, 3,0°, 6° и 12° соответственно. Расчет коэффициента μ_c выполнен по формулам приложения К.

7.41 Промежуточные опоры мостов, расположенные в реках, водохранилищах, проливах и заливах следует проектировать с учетом сейсмического давления воды и разжиженного грунта, если суммарная глубина водоема и слоя неустойчивого грунта у опоры с учетом общего размыва превышает 5 м. При определении глубины водоема у опоры поверхность дна принимается без учета воронки местного размыва.

7.42 Сейсмическое давление воды и разжиженного грунта находят как горизонтальную инерционную нагрузку от присоединенных к подводным конструкциям масс воды и разжиженного грунта. Присоединенные к опоре массы допускается принимать равными массам воды (разжиженного грунта) в объеме свай и других частей опоры, погруженных в воду и в разжиженный грунт.

К п.7.42. Для свай и опор круглого и квадратного поперечных сечений погонную присоединенную массу воды (разжиженного грунта) принимают равной массе воды (грунта) в объеме единицы длины конструкции. Для подводных частей опоры с эллиптическим или близким к эллиптическому сечением погонную присоединенную массу рекомендуется определять следующим образом:

а) при движении опоры в направлении большой оси эллипса $m = \pi\rho d^2$, где ρ – плотность присоединяемой воды (грунта); d – размер малой полуоси эллипса;

б) при движении опоры в направлении малой оси эллипса $m = \pi\rho l^2$, где l – размер большой полуоси эллипса.

Найденные массы включают в динамическую расчетную схему моста. Часть сейсмической нагрузки, приходящаяся на массу m, рассматривается как погонное сейсмическое давление воды (разжиженного грунта).

7.43 При определении нагрузок на свайные фундаменты, прорезающие слои неустойчивого при землетрясении расчетной силы водонасыщенного песка, следует учитывать дополнительную нагрузку на сваи, возникающую при уплотнении песка

по окончании вибраций. Величина дополнительной нагрузки рассматривается в виде силы отрицательного (направленного сверху вниз) трения по боковой поверхности свай, возникающей при уменьшении объема заполненных водой пор и осадке разжиженных слоев песка.

Примечание – Дополнительная нагрузка в виде отрицательных сил трения на сваи не учитывается совместно с силами инерции от масс грунта, воды и сооружения.

8 Расчеты на сейсмостойкость

8.1 Расчеты мостов с учетом сейсмических нагрузок следует выполнять на прочность и устойчивость несущих конструкций, на прочность и устойчивость грунтов строительной площадки, по ограничению поворота фундаментов мелкого заложения, по предотвращению хрупкого разрушения предварительно напряженных железобетонных конструкций и предельно допустимым относительным линейным и угловым перемещениям в плане смежных секций моста, разделенных деформационными швами.

8.2 Расчеты на прочность и устойчивость проводят по правилам, изложенным в СП 35.13330, СП 63.13330, СП 22.13330, СП 24.13330, с учетом дополнительных требований СП 268.1325800.

8.3 Расчетные значения сейсмических продольных и поперечных сил, изгибающих и крутящих моментов следует находить посредством расчета конструкций на сейсмическую нагрузку, соответствующую отдельным формам собственных колебаний объекта, с последующим вычислением усилий по формуле

$$N_{\text{р}} = \sqrt{\sum_{j=1}^{n_{\text{р}}} N_i^2}, \qquad (8.1)$$

где $N_{\text{р}}$ – расчетное усилие в рассматриваемом сечении;

$n_{\text{р}}$ – число учитываемых в расчете форм собственных колебаний объекта;

N_i – усилие в рассматриваемом сечении от нагрузки, соответствующей -й форме собственных колебаний объекта.

8.4 Напряженно-деформированное состояние объекта, рассчитываемого по консольной схеме, допускается находить, используя сейсмическую нагрузку от масс, соответствующую нескольким формам собственных колебаний

$$S_k = \sqrt{\sum_{i=1}^{n_p} S_{ik}^2}, \qquad (8.2)$$

где S_k – расчетная сейсмическая нагрузка от массы m_k;

S_{ik} – сейсмическая нагрузка от массы m_k, соответствующая -й форме собственных колебаний объекта.

К п.8.4. Формулой (8.2) допускается пользоваться для предварительных расчетов с последующим уточнением напряженно-деформированного состояния объекта по результатам УИС, СМР и с использованием формулы (8.1).

8.5 При расчете опор балочных мостов с присоединенными массами пролетных строений, подвижного состава, воды и разжиженного грунта массу системы допускается считать сосредоточенной в 8–10 точках по высоте сооружения. Число учитываемых в расчете форм собственных колебаний принимают равным количеству сосредоточенных масс.

К п.8.5. Конструкции пролетных строений мостов следует рассчитывать как пространственные системы с распределенной массой или сосредоточенными в отдельных точках массами, используя методы строительной механики, данные испытаний мостов в натуре и на моделях, а также приближенные методы, выработанные практикой проектирования. Расчеты балочных пролетных систем как пространственных систем приведены в приложении Л.

8.6 При проверке конструкций устоев с фундаментами мелкого заложения на устойчивость против сдвига и опрокидывания удерживающая горизонтальная сила, создаваемая давлением грунта конуса насыпи и засыпки пазух котлована, не учитывается.

Силы трения между подошвой фундамента мелкого заложения на немерзлых или оттаивающих вечномерзлых грунтах следует принимать по СП 35.13330.

Понижающий коэффициент условий работы, учитывающий влияние сейсмического воздействия на силы трения между подошвой фундамента и основанием из

песчаных или глинистых грунтов, следует принимать по СП 24.13330 как для сопротивления этих грунтов по боковой поверхности свай при землетрясениях.

8.7 При расчетной сейсмичности 9 баллов усилия в сейсмостойких опорных частях и в анкерных антисейсмических устройствах, удерживающих от подбрасывания опорные узлы пролетных строений мостов, следует принимать не менее 10% опорной вертикальной реакции от собственного веса конструкции.

К п.8.7. При силе землетрясения 9–10 баллов в бетонных опорах образуются горизонтальные трещины, балки пролетных строений отделяются от опор, ребра железобетонных балок в опорных панелях разрушаются от вертикальных ударов, иногда также разрушаются главные балки в пролете, указывая на превышение вертикальной составляющей колебаний грунта ускорения свободного падения.

Пример 8.1. По данным обследования мостов в Армении после землетрясения 1988 г. [15] ускорения вертикальных колебаний грунта вблизи тектонических разрывов превышали ускорение свободного падения g, т.е. сила толчка была более 9 баллов. В этой зоне землетрясением был частично разрушен железнодорожный мост через р. Чичхан на подъездном пути к сахарному заводу в г. Спитак.

Схема моста 2×16 м. Пролетные строения из монолитного железобетона. Устои массивные из каменной кладки с арочными проемами. Промежуточная опора бетонная монолитная. Мост построен в 1945 г.

В результате землетрясения в кладке передней стенки левобережного устоя образовался разрыв, исключивший движение по мосту. В правобережном устое образовались горизонтальные сквозные трещины со сдвигом кладки и вертикальная трещина в замке свода с раскрытием до 10 мм. В промежуточной опоре несколько выше обреза фундамента технологический шов кладки разрушен сквозной трещиной растяжения кладки.

Разрушение технологического шва бетонирования позволяет оценить ускорение вертикальных колебаний грунта в основании опоры исходя из уравнения равновесия (принципа Даламбера).

$$ma_{\text{в}} = mg + F\sigma, \tag{8.3}$$

где m – масса опоры выше шва бетонирования и одного пролетного строения;

$a_в$ – ускорение вертикальных колебаний грунта;

$g = 9{,}81$ м/с^2 – ускорение свободного падения;

F – площадь сечения промежуточной опоры в месте разрыва;

σ – прочность на растяжение по шву бетонирования.

В нашем случае $m = 27\ \frac{\text{тс}\cdot\text{с}^2}{\text{м}}$, $F = 8{,}75$ м^2, $\sigma = 50$ кПа=5 тс/м^2. При этих исходных данных по уравнению (8.3) получаем $a_в = 1{,}16g$.

Примечание – Согласно СП 14.13330 временное сопротивление осевому растяжению по неперевязанным швам допускается не менее 60 кПа. Однако на практике встречаются случаи менее прочных швов. Поэтому для оценки минимального значения $a_в$ по уравнению (8.3) принимаем $\sigma = 50$ кПа. При этом на шов действовала сила растяжения, равная 16% от собственного веса расположенных выше шва конструкций.

8.8 При расчете на прочность анкерных болтов опорных частей и антисейсмических устройств, удерживающих опорные узлы пролетных строений от сдвига, следует назначать коэффициент надежности $\gamma_f = 1{,}5$. Диаметр анкерных болтов следует принимать не менее 25 мм при длине заделки в бетон не менее 10 диаметров.

К п.8.8. Анкерные болты могут приниматься в обычном исполнении при дополнительном закреплении опорных частей с помощью заделанных в бетон подферменной плиты упоров или другими способами, обеспечивающими передачу на опору сейсмической нагрузки без участия анкерных болтов.

8.9 При расчете на прочность бетонных, железобетонных и стальных конструкций мостов, сварных и болтовых соединений, а также при расчете на устойчивость формы стальных элементов, кратковременность действия сейсмической нагрузки следует учитывать, умножая расчетные сопротивления материалов на дополнительный коэффициент условий работы, регламентированный в СП 14.13330.

Примечание – Для стержневой арматуры с относительным удлинением при разрыве $\delta \leq 10\%$ коэффициент, учитывающий кратковременность сейсмической нагрузки, равен 1,0.

К п.8.9. Экспериментальные исследования [13] прочности стали, бетона и железобетона и устойчивости гибких элементов при динамических воздействиях показывают, что прочность и устойчивость элементов зависят от скорости приложе-

ния нагрузки, числа циклов нагружения и от эффекта «перегрузочных» циклов, характерных для сейсмического воздействия. Увеличение скорости нагружения ведет к увеличению в определенных пределах прочностных характеристик материалов, а повторяемость воздействия и «перегрузочные» циклы уменьшают прочность. В расчетах мостов на прочность и устойчивость перечисленные факторы учитывают с помощью дополнительного коэффициента условий работы, регламентированного в СП 14.13330.

8.10 При расчетной сейсмичности 9 баллов предварительно напряженные железобетонные конструкции мостов следует проектировать таким образом, чтобы усилие, соответствующее пределу прочности рассматриваемого сечения, было больше усилия, вызывающего образование поперечных трещин, не менее чем на 25%.

К п.8.10. Предварительно напряженные опоры и пролетные строения мостов имеют повышенную трещиностойкость, что снижает рассеяние энергии при колебаниях и увеличивает сейсмическую нагрузку. Для возможности выхода из зоны резонанса предварительно-напряженные конструкции требуется проектировать таким образом, чтобы до наступления предельного состояния по прочности существенно снизилась жесткость и повысились силы внутреннего трения за счет образования и развития трещин.

8.11 При расчете оснований фундаментов мелкого заложения по несущей способности и при определении несущей способности свай по грунту силы сопротивления грунта сжатию под нижними концами свай (подошвой фундамента мелкого заложения) и силы сопротивления грунта по боковой поверхности свай находят с учетом коэффициентов условий работы, регламентированных в СП 22.13330 и в СП 24.13330. Сопротивление грунта по боковой поверхности свай учитывается от уровня верхней границы расчетной толщи грунта до низа свай.

Примечание – При расчете свайных фундаментов коэффициент условий работы для корректировки значения расчетного сопротивления водонасыщенного песчаного грунта под нижними концами свай допускается принимать таким же, как для корректировки расчетных сопротивлений того же грунта по боковой поверхности свай.

К п.8.11. Приведенные в СП 24.13330 коэффициенты условий работы m_{eq1} не позволяют определить несущую способность свай, опирающихся на водонасыщенные пески средней плотности при расчетной сейсмичности 9 баллов. До получения соответствующих экспериментальных данных рекомендуется корректировать расчетное сопротивление водонасыщенных песков средней плотности под нижним концом сваи с помощью коэффициента условий работы m_{eq2}, используемого для корректировки несущей способности сваи по боковой поверхности.

8.12 При проектировании фундаментов мелкого заложения следует исключать возможность недопустимого поворота фундамента в вертикальной плоскости в результате землетрясения. Для ограничения поворота эксцентриситет e_o равнодействующей активных сил относительно центра тяжести сечения по подошве фундаментов должен удовлетворять следующим условиям:

– в сечениях по подошве фундаментов, заложенных на нескальном грунте, $e_o \leq 1{,}5R$;

– в сечениях по подошве фундаментов, заложенных на скальном выветрелом и сильновыветрелом грунте, $e_o \leq 2{,}0R$, где R – радиус ядра сечения по подошве фундамента со стороны более нагруженного края сечения.

К п.8.12. Наклоны устоев и промежуточных опор с фундаментами мелкого заложения характерны для мостов, испытавших сильное землетрясение. Значительные продольные смещения верха опор могут привести к падению на грунт балочных разрезных пролетных строений, поперечные смещения – к появлению недопустимого поворота соседних пролетных строений в плане. В связи с этим положение равнодействующей активных сил, включая сейсмические нагрузки, в плоскости подошвы фундамента ограничивается установленными пределами.

8.13 Амплитуды колебаний торцов пролетных строений мостов, установленных на продольно-подвижные опорные части, относительно оголовков опор и торцов соседних пролетных строений не должны превышать допустимых перемещений в подвижных опорных частях и в деформационных швах.

Примечание – Амплитуды колебаний оголовков опор и торцов пролетных строений при сейсмическом воздействии следует определять как сумму амплитуд колебаний расчетной толщи грунта и конструкций опор.

К п.8.13. Амплитуду колебаний расчетной толщи грунта и конструкций опор находят с учетом правил СП 269.1325800 и п.8.16 настоящего СП.

8.14 Суммарный угол α относительного поворота в плане соседних разрезных балочных пролетных строений железнодорожных и совмещенных мостов на промежуточных опорах не должен превышать при сейсмическом воздействии 0,010 рад и 0,009 рад для линий с движением грузовых поездов со скоростями до 120 км/ч и 140 км/ч соответственно.

К п.8.14. Данное правило имеет целью предотвратить сход движущегося поезда с рельсов при землетрясении. Установленное значение предельных углов α соответствуют требованиям японских норм проектирования мостов на железных дорогах.

8.15 При определении угла α следует рассмотреть колебания из плоскости моста секции, включающей три опоры и два пролетных строения. На средней опоре угол α определяется по формуле

$$\alpha = \frac{A_2 - A_1}{L_1} + \frac{A_2 - A_3}{L_2}, \qquad (8.4)$$

где A_1, A_2 и A_3 – наибольшие амплитуды колебаний подферменных плит опор №№1–3 поперек оси моста при расчетном сейсмическом воздействии;

L_1 и L_2 – длины пролетных строений, примыкающих к опоре №2.

К п.8.15. Схема к определению угла относительного поворота соседних пролетных строений в плане показана на рисунке 8.1.

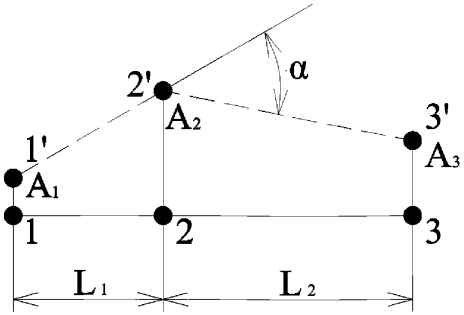


Рисунок 8.1 – Изменение положения в плане пролетных строений балочного моста при землетрясении: (1–2–3) – положение пролетных строений моста до землетрясения; (1′–2′–3′) – то же во время землетрясения

8.16 При определении наибольших амплитуд колебаний оголовков опор (подферменных плит) необходимо учитывать влияние на перемещения допускаемых при сейсмическом воздействии трещин и пластических деформаций в железобетонных конструкциях опор. Влияние на жесткость изгибаемых железобетонных конструкций трещин и пластических деформаций следует учитывать согласно СП 63.13330.

К п.8.16. Методика расчета влияния трещин и пластических деформаций железобетонных конструкций на их перемещения при землетрясении приведена в Приложении М.

ПРИЛОЖЕНИЕ А (справочное)

Антисейсмические устройства мостов

А.1 Стопоры

Стопоры используются для удержания пролетных строений от сдвига поперек и вдоль оси моста. Конструкция поперечных железобетонных стопоров (рисунок А.1) для применения в районах сейсмичностью 7 и 8 баллов разработана Ленгипротрансмостом в виде дополнения к типовому проекту пролетных строений длиной от 16,5 до 27,6 м из предварительно напряженного железобетона. Проектом предусматривается армирование подферменных плит промежуточных опор и устоев дополнительными сетками. После установки пролетных строений арматуру стопоров сваривают с выпусками арматуры из подферменной плиты, затем бетонную смесь укладывают в опалубку стопоров.

Расход материалов в железобетонных стопорах значителен. Так, для пролетных строений длиной 27,6 м объем бетона в антисейсмических устройствах на одну промежуточную опору составляет 2,6 м^3 или примерно 3% объема железобетона пролетного строения. В стопорах одной опоры устанавливают от 730 до 1158 кг арматуры.

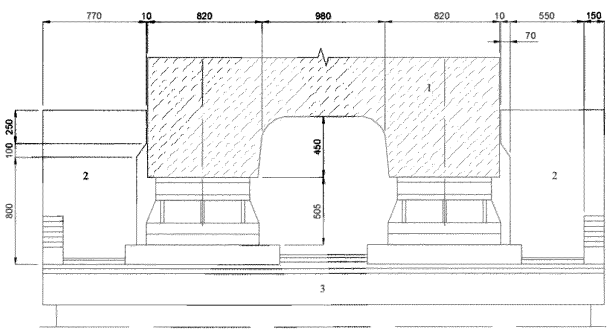


Рисунок А.1 – Стопоры, защищающие от поперечного сдвига пролетные строения длиной 23,6 и 27,6 м: 1 – пролетное строение; 2 – железобетонный стопор; 3 – устой

Испытывая при землетрясении удары со стороны пролетных строений железобетонные стопоры нередко повреждаются, а при толчках силой 9-10 баллов могут полностью разрушиться. Отказ стопоров влечет за собой сдвиг и обрушение на грунт пролетных строений, в то время как их повреждение приводит лишь к некоторым затруднениям при эксплуатации моста после сейсмического воздействия. Для смягчения ударов между пролетными строениями и стопорами рекомендуется размещать буферы.

А.2 Буферы

А.2.1 В качестве буферов применяют резиновые прокладки, резинометаллические элементы и конструкции из стали с тарельчатыми пружинами.

Возможность использования в антисейсмических устройствах мостов резинометаллических элементов, применяемых в вагоностроении для уменьшения вибраций подвижного состава железных дорог, подтверждена испытаниями этих элементов на сжатие.

Испытания проводили в ЦНИИСе с элементами, изготовленными на Саранском заводе резинотехнических изделий (рисунок А.2). Каждый элемент представлял собой резиновую прослойку толщиной 40 мм, заключенную между двумя стальными пластинками, которые имеют в плане форму прямоугольника с размерами сторон 220×265 мм. Углы пластин закруглены радиусом 30 мм. Очерченные по параболе боковые поверхности резиновой прослойки вогнуты внутрь элемента.

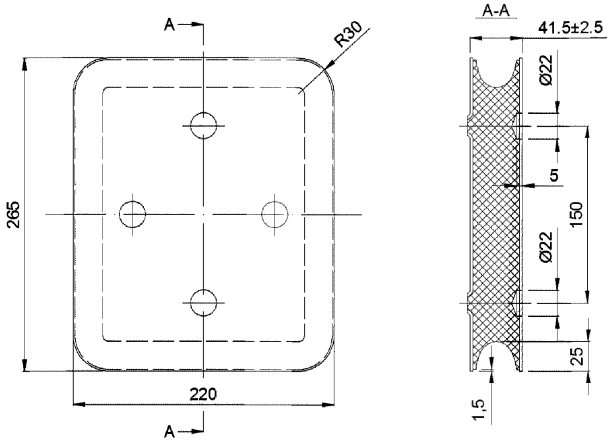


Рисунок А.2 – Резинометаллический элемент буферного устройства

Для получения необходимой способности к поглощению энергии удара резинометаллические элементы могут собираться в пакеты. В данном эксперименте испытывались пакеты из трех элементов с доведением нагрузки на пакет до 800 кН. Нагрузка прикладывалась ступенями по 100 кН. Каждая ступень нагрузки выдерживалась 3–4 мин. Испытания проводились при температуре плюс 18–20 °С.

По результатам эксперимента построена зависимость осевой деформации пакета от сжимающей нагрузки (рисунок А.3). Среднее значение деформации испытанных пакетов при наибольшей нагрузке составило 27 мм. Отклонение для наименее и наиболее жестких пакетов находилось в пределах 15% от средней величины деформации.

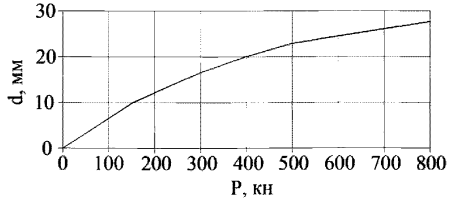


Рисунок А.3 – Диаграмма сжатия комплекта
из трех резинометаллических элементов

Следует отметить значительную кривизну диаграммы сжатия. Модуль упругости резины в пакете в начале нагружения составлял примерно 35 МПа, а в среднем для всего диапазона нагрузки – 75 МПа.

Повышение жесткости пакета с ростом нагрузки объясняется изменением конфигурации боковых поверхностей резиновых прослоек, увеличением площади их поперечного сечения, а также уменьшением объема микропор резины.

Наибольшая нагрузка воспринималась пакетами без разрушения, хотя уже при нагрузке 400 кН на боковых поверхностях резиновых прослоек появлялись заметные горизонтальные трещины. В связи с этим пакеты были испытаны на выносливость десятикратным нагружением с доведением силы сжатия за короткий промежуток времени (30 с) до 800 кН с последующей разгрузкой. После этого пакеты вновь подвергались постепенному сжатию с увеличением нагрузки ступенями по 100 кН. Сопоставление диаграмм сжатия, полученных до и после испытаний на выносливость, показало, что резинометаллические элементы в целом сохранили прочность и жесткость после испытаний на выносливость, хотя среднее значение для пяти пакетов наибольшей деформации сжатия уменьшилось примерно на 10%.

Партия из 20 резинометаллических элементов была испытана на сжатие (в том числе при отрицательной температуре –30 °С) и на сдвиг. Сжатие двух элементов нагрузкой 2200 кН не привело к их разрушению. По свойствам резины срок службы буферов составляет не менее 60 лет.

Проведенные испытания позволяют сделать вывод о том, что резинометаллические элементы можно использовать в буферных антисейсмических устройствах мостов. Принимая во внимание значительный разброс упругих характеристик резины, следует проводить выборочные испытания элементов, предназначенных для установки на больших мостах. Необходимое количество буферных устройств и резинометаллических элементов в каждом из них определяется расчетом, учитывающим прочностные и деформативные характеристики элементов.

А.2.2 В качестве буферов применяют также стальные конструкции, рабочим органом которых являются тарельчатые пружины. Буфер железнодорожного моста с пролетными строениями в виде ферм с ездой поверху показан на рисунке А.4.



Рисунок А.4 – Буфер, установленный в рабочее положение

На данном объекте буферные устройства установлены в скошенные концы крайних ферм. Каждый буфер выполнен в виде массивного стального сердечника, воспринимающего удар и опирающегося тыльной стороной головки на комплект тарельчатых пружин из рессорно-пружинной стали. Пружины помещены в стальной корпус, защищающий их от атмосферного воздействия и засорения. Корпус буфера крепится болтами к узловым фасонкам фермы. Всего на мосту установлены четыре буферных устройства, рассчитанных на длительную эксплуатацию в условиях сурового климата. Общая масса буферов составляет 700 кг.

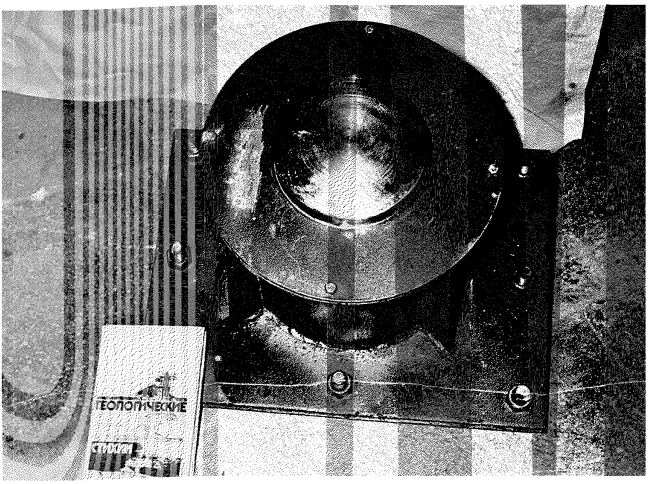


Рисунок А.5 – Буферное антисейсмическое устройство
с тарельчатыми пружинами

Для изготовления опытной партии тарельчатых пружин для буферов сталежелезобетонных пролетных строений (рисунок А.5) использовалась сталь марки 60С2А по ГОСТ 14959-79. Пружины имели внешний диаметр $D = 300$ мм, внутренний диаметр $d = 122$ мм, толщину $\delta = 20$ мм, высоту внутреннего конуса $f = 6$ мм. Фактические размеры пружин отличались от расчетных в пределах допусков. Пружины испытывались на твердость, жесткость, прочность и выносливость.

Проверка твердости производилась на трех образцах, изготовленных из той же партии металла, что и пружины, и имеющих с ними одинаковую толщину. Твердость по Роквеллу термообработанных образцов составила от 43 до 45 единиц. Проверка соответствия деформации пружин при предельной рабочей нагрузке (450 кН) требуемому значению 7,8 мм производилась выборочным контролем 10% пружин партии. Измеренный прогиб комплекта из двух пружин при нагрузке 450 кН в среднем составлял 8,1 мм (рисунок А.6). При этом отклонение контролируемой деформации от расчетного значения было 4% при допускаемом отклонении ±5%.

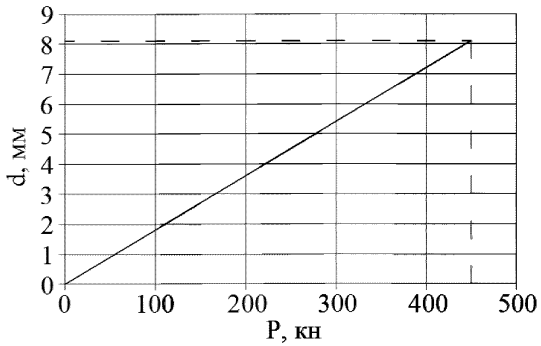


Рисунок А.6 – Диаграмма сжатия комплекта из двух тарельчатых пружин при кратковременном нагружении

Прочность пружин проверялась заневоливанием (полным сжатием) комплектов в течение 24 часов. Все три комплекта успешно прошли испытания на полное сжатие (рисунок А.7). После разгрузки пружины не имели трещин и надрывов.

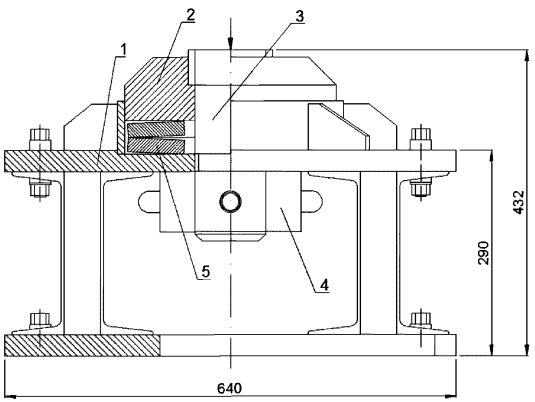


Рисунок А.7 – Испытание тарельчатых пружин на полное сжатие: 1 – нижняя плита; 2 – верхняя плита; 3 – болт; 4 – гайка; 5 – тарельчатая пружина

Проверка выносливости производилась многократным нагружением (100 циклов) от $P_{min} = 0$ до $P_{max} = 450$ кН трех комплектов пружин. Высота внутреннего конуса пружин в свободном состоянии после испытаний на выносливость

уменьшилась в среднем на 0,2 мм. Трещин и надрывов пружины не получили. Таким образом, испытаниями было установлено, что партия пружин удовлетворяет требованиям норм к этим изделиям и может быть использована при строительстве в буферных антисейсмических устройствах мостов.

А.3 Анкеры

Вертикальные анкеры устанавливают с целью повышения устойчивости опор и пролетных строений против опрокидывания, а также для предотвращения повреждений конструкций, возникающих при подбрасывании опорных узлов балок, ферм и рам. Горизонтальные анкеры могут использоваться для повышения сопротивления устоев и пролетных строений сдвигу вдоль оси моста (поперек русла).

При расчетной сейсмичности 9 баллов пролетные строения с ездой поверху длиной от 18,8 до 34,2 м закрепляют за середины домкратных балок. Анкер осуществляется в виде стальной шарнирной конструкции (рисунок А.8). Масса металла анкерных устройств на одно пролетное строение составляет около 270 кг.

Пролетные строения длиной 45,8 и 55,8 м закрепляются за домкратные балки в местах постановки ребер жесткости с помощью тяг из уголков, заделанных в подферменные плиты опор. Масса металла анкерных устройств на одно пролетное строение длиной 45,8 и 55,8 м составляет примерно 1700 кг.

При совместном учете сейсмической нагрузки и веса железнодорожных ферм с ездой понизу в анкерных устройствах по расчету не возникает растягивающих сил. Поэтому для всей серии этих конструкций в диапазоне пролетов от 33 до 110 м анкерные устройства приняты одинаковыми облегченного типа с массой 336 кг стали, что достаточно для предотвращения подбрасывания ферм, оказавшихся поблизости от эпицентра землетрясения.

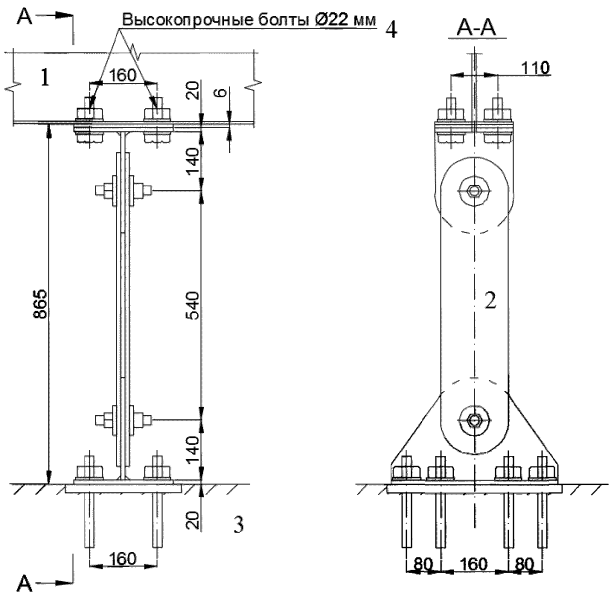


Рисунок А.8 – Анкерные устройства для сталежелезобетонных пролетных строений длиной до 34,2 м: 1 – домкратная балка пролетного строения; 2 – анкерное устройство; 3 – опора; 4 – высокопрочные болты

Анкеровка балочных разрезных сталежелезобетонных пролетных строений на автомобильных дорогах осуществляется таким же способом, как для железнодорожных балок и ферм. Для пролетного строения длиной 42,6 м масса анкерного устройства для закрепления одного конца конструкции составляет 122,7 кг.

А.4 Сцепные устройства

А.4.1 Разрезные пролетные строения могут обрушиться из-за сейсмодеформаций грунта и опор, приводящих к горизонтальным перемещениям подферменных плит из проектного положения. При возможных сейсмотектонических и оползневых перемещениях грунта в створе моста, а также при асинхронных колебаниях опор прибегают к уширению подферменных площадок опор или устанавливают сцепные

антисейсмические устройства, ограничивающие не только относительные горизонтальные, но также относительные вертикальные перемещения смежных концов соседних ферм (балок). Сцепное устройство рассчитывают так, чтобы оно выдерживало опорную реакцию повисающей конструкции.

А.4.2 Конструктивное решение сцепки в каждом конкретном случае определяется ее функцией и типом пролетного строения. Для объединения металлических и сталежелезобетонных балок со сплошной стенкой обычно используются накладки, прикрепляемые к вертикальным листам главных балок болтами. Отверстия под болты в стенке одной из балок делают овальными для того, чтобы не возникало температурных напряжений в конструкции и обеспечивалась свобода поворота концов пролетного строения. При необходимости соединения сталежелезобетонного пролетного строения с железобетонным или двух железобетонных конструкций сцепное устройство можно закрепить на железобетонных ребрах или плите.

А.4.3 Сцепные устройства стальных ферм устанавливают в узлах пролетных строений. Типовое сцепное устройство железнодорожных ферм состоит из вертикальных листов, поперечных планок и опорного стержня. Отверстия в узловых фасонках под болты и опорный стержень сверлят по месту с учетом фактического положения пролетных строений. Отверстия под опорный стержень в вертикальных листах сцепного устройства делают овальными. Размеры отверстий подбирают из условия свободы линейных и угловых перемещений соединяемых концов ферм. Диаметр опорного стержня определяют расчетом на срез и смятие под нагрузкой от собственного веса фермы. Масса металла, необходимого для сцепки ферм с ездой поверху длиной 55 м составляет 900 кг.

А.5 Прерыватели колебаний

А.5.1 Прерыватели колебаний (гидравлические стопоры) используются для перераспределения усилий в системе с более нагруженных частей сооружения на менее нагруженные. Например, если скальные грунты по оси мостового перехода залегают глубоко, то при проектировании моста неразрезной системы целесообраз-

но перераспределить сейсмическую нагрузку от массы пролетного строения с анкерной опоры на все опоры моста.

Гидравлические стопоры состоят из заполненного жидкостью полого цилиндра, в котором размещается шток, соединенный с перфорированным диском. Концы цилиндра и штока соединяются с конструкциями моста, могущими совершать перемещения друг относительно друга.

Гидравлические стопоры могут работать в двух режимах (рисунок А.9). Первый режим относится к медленно изменяющимся воздействиям (изменение температуры среды, ползучесть и усадка бетона). При таких воздействиях требуется незначительное усилие для перемещения перфорированного диска в заполненном жидкостью цилиндре. Таким образом, в обычных условиях эксплуатации стопор не ограничивает перемещений соединяемых конструкций и практически не влияет на напряженно-деформированное состояние моста.

При быстрых относительных перемещениях смежных частей моста, возникающих при землетрясениях, стопор блокирует эти перемещения, работая как жесткая связь, соединяющая разделенные деформационным швом части сооружения. Изменение динамической расчетной схемы моста с балочной неразрезной на рамную с продольно-неподвижными опорными частями на всех опорах может существенно уменьшить усилия в анкерной опоре и повысить сейсмостойкость моста в целом.

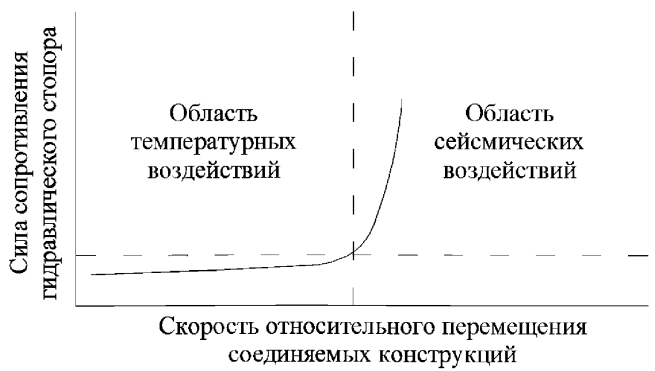


Рисунок А.9 – Принципиальная схема работы гидравлического стопора

А.5.2 Прерыватели колебаний могут использоваться также при строительстве висячих и вантовых мостов в особенности в районах прохождения тайфунов, глубоких очагов разрушительных землетрясений и при расположении пилонов в акватории морей, с целью обеспечения динамической устойчивости пилонов моста при воздействии турбулентного воздушного потока, штормовых и сейсмических волн. Прерыватели устанавливаются в целях уменьшения периода собственных поперечных колебаний пилонов на период постройки до безопасного уровня. Схема подкрепления пилона вантового моста показана на рисунке А.10.

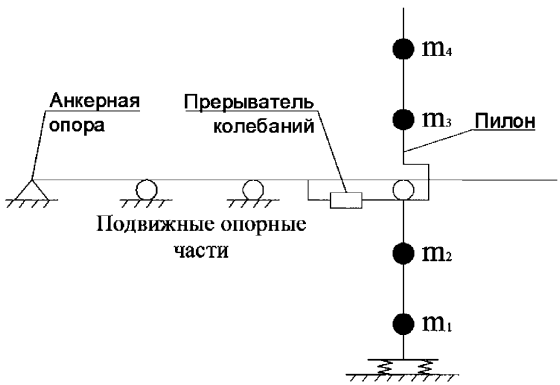


Рисунок А.10 – Схема установки прерывателя колебаний

А.6 Гасители колебаний

А.6.1 Масса пролетного строения неразрезной системы длиной более 500 м нередко превышает 10000 т, а сейсмическая нагрузка от этой массы достигает нескольких тысяч тонн. При расчетной сейсмичности 9 баллов приемлемые решения по расходу материалов получаются только в том случае, когда основанием массивного фундамента анкерной опоры служит скальный грунт.

Если прочные коренные породы залегают глубоко, то приходится принимать специальные меры для уменьшения сейсмической нагрузки и амплитуд горизонтальных колебаний сооружения. К таким мерам относится снижение массы пролет-

ного строения за счет использования высокопрочной стали в главных балках, связях и плите проезжей части, распределение продольной сейсмической нагрузки от массы пролетного строения на несколько промежуточных опор, применение антисейсмических устройств для гашения колебаний (демпферов).

А.6.2 Характерный пример применения демпферов – виадук через долину реки в районе сейсмичностью 9 баллов. Виадук имеет общую длину около 900 м при высоте опор в средней части перехода более 40 м. Пролетное строение запроектировано из стали, имеет коробчатое сечение с верхней ортотропной плитой. Высота главной балки 3,6 м, ширина проезжей части 11,5 м. Деформационный шов, устроенный над одной из промежуточных опор, делит пролетное строение на две неравные части длиной 810 и 100 м.

Большая секция пролетного строения запроектирована в виде неразрезной балки, перекрывающей десять пролетов длиной от 53 до 126 м. Масса неразрезной секции составляет 10785 т.

Коренные породы в створе виадука представлены мергелем, песчаником и аргиллитом. В зоне выветривания на глубину до 5 м от кровли скальные грунты имеют низкую прочность.

На склонах долины коренные породы перекрываются чехлом делювиальных и оползневых накоплений, представленных суглинками и глинами с включением обломочного материала. Мощность четвертичных отложений колеблется от 3 до 17 м.

Пойму и русло р. Мацесты слагают аллювиальные и аллювиально-лиманные отложения (гравий, галька, глина). Вскрытая разведочными скважинами мощность галечников достигает 29 м.

Основная часть виадука запроектирована в виде рамно-неразрезной системы с неподвижными опорными частями на семи промежуточных опорах большой высоты и с подвижными опорными частями на четырех крайних низких опорах (рисунок А.11).

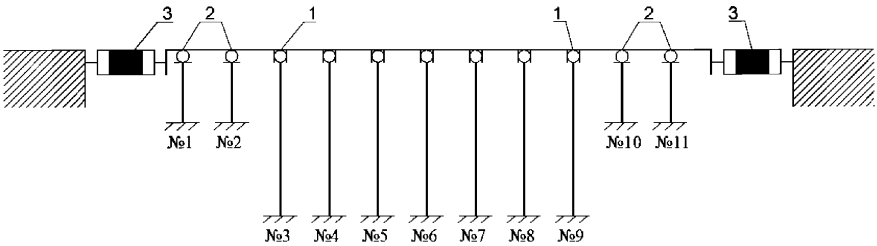


Рисунок А.11 – Расчетная схема Мацестинского виадука:
1 – неподвижные опорные части; 2 – подвижные опорные части;
3 – гидравлические демпферы

Колебания опор с большой амплитудой вдоль оси перехода способны повредить опорные части, деформационные швы и другие конструкции виадука. Для уменьшения сейсмической нагрузки от массы пролетного строения и ограничения амплитуды колебаний предельно допустимой величиной 25 см между неразрезным пролетным строением и жесткими концевыми опорами установлены гидравлические гасители колебаний.

А.6.3 Существо работы гидравлического демпфера представлено зависимостью его реакции от скорости нагружения. Из графика (рисунок А.12) видно, что демпфер слабо реагирует на медленное нагружение (на изменение длины пролетного строения от перепада температур в течение суток), но создает значительное сопротивление сейсмическим колебаниям, которые в нашем случае имеют скорость около 0,5 м/с.

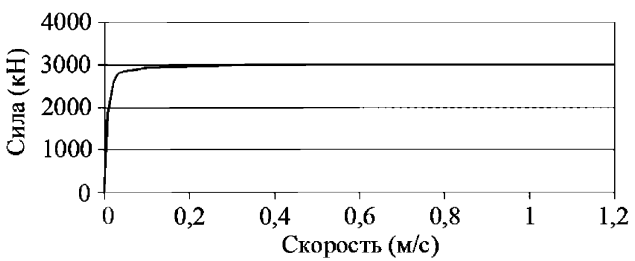


Рисунок А.12 – Зависимость реакции демпфера от скорости его нагружения

Гасители колебаний выпускаются для осевых нагрузок до нескольких сотен тс и возможных относительных перемещений соединяемых частей моста до 450 мм и более. От этих исходных данных зависят диаметр цилиндрического корпуса и его длина.

Корпус демпфера имеет надежную защиту от неблагоприятных атмосферных воздействий. Для защиты от коррозии наружные поверхности корпуса покрываются грунтовкой из слоя цинка с последующей окраской двумя слоями краски. Внутренние поверхности демпфера имеют специальное покрытие, разработанное фирмой-изготовителем. В качестве рабочей жидкости используется силиконовое масло, содержащее присадки для защиты от старения. Рабочая жидкость имеет характеристики, малоизменяющиеся в широком диапазоне температур.

Демпферы запроектированы в предположении, что температура воздуха изменяется в пределах от минус 20 °С до плюс 50 °С. При землетрясении в течение короткого промежутка времени гашения колебаний моста температура рабочей жидкости может возрасти до 200 °С.

Расчетный срок службы гидравлических демпферов не менее 30 лет. Устройства не требуют обслуживания при эксплуатации, но предприятие-изготовитель рекомендует проводить осмотр демпферов с периодичностью один раз в три года.

А.7 Амортизаторы

А.7.1 Амортизаторами являются конструкции и устройства, позволяющие уменьшать сейсмическую нагрузку от масс и регулировать распределение нагрузки между частями сооружения. К амортизаторам относятся гибкие опоры с парными стойками, резиновые опорные части, устройства с рабочим органом в виде тарельчатых пружин и ряд других конструкций.

При строительстве опор виадуков в сейсмических районах применяют рамные железобетонные опоры, имеющие вертикальные или наклонные стойки из сборного (монолитного) железобетона. Такое конструктивное решение позволяет уменьшить массу опор и получить оптимальные динамические характеристики

виадука, что дает возможность максимально понизить сейсмическую нагрузку от масс опор и пролетного строения.

Виадуки с рамными опорами часто сооружаются в районах пересечения железной дорогой горных хребтов. Опоры таких мостов обычно проектируют в виде одноярусных и двухъярусных пространственных рам. В качестве стоек опор используют железобетонные столбы диаметром поперечного сечения 0,8 м и длиной 15 м. Плиты фундаментов, горизонтальные диафрагмы и насадки выполняют из монолитного железобетона. Высоту рамных опор обычно принимают до 35 м от обреза фундаментов.

А.7.2 Конструкции железобетонных опор с телом в виде монолитных парных стоек применяют при строительстве эстакад и виадуков на автомобильных и городских дорогах.

По расчету на температурное и сейсмическое воздействия промежуточные опоры рамно-неразрезной части виадука (рисунок А.13) приняты гибкими в виде рамных надстроек над цоколем с небольшой жесткостью стоек в направлении оси перехода (высота стоек до 28,5 м, толщина 1,2 м). Верх стоек объединен железобетонным ригелем.

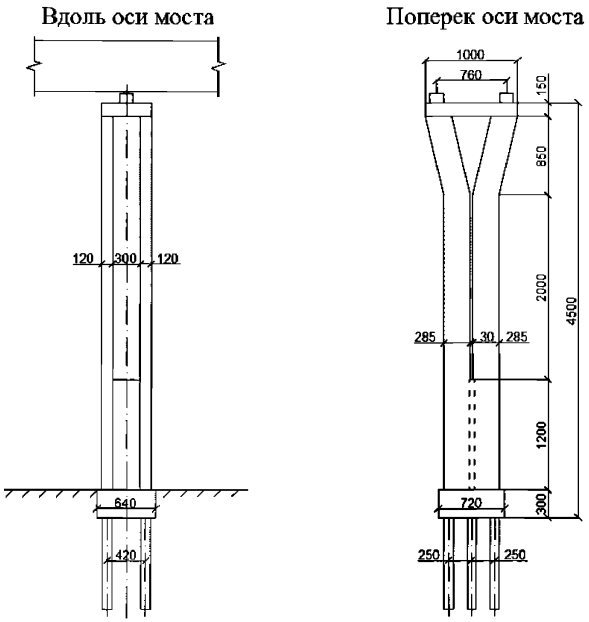


Рисунок А.13 – Промежуточная опора виадука

Сейсмическая нагрузка от масс пролетного строения зависит от периода собственных колебаний сооружения, уменьшаясь примерно в 2,5 раза при увеличении периода от интервала резонансных периодов (0,1–0,5 с для средних грунтов) до периодов, расположенных вне зоны резонансных колебаний (1,2 с и выше).

Назначением высоты гибких стоек в интервале 25–30 м можно получить оптимальные динамические характеристики опоры и существенно снизить напряжения в рамной надстройке и силы (моменты), передаваемые на цоколь и свайное основание (рисунок А.14). В случае применения стоек большей длины, усилия в сечениях опоры уменьшаются незначительно, однако повышение гибкости опоры приведет к существенному росту амплитуд колебаний ригеля и повышению напряжений за счет роста эксцентриситета нагрузки от собственного веса пролетного строения.



Рисунок А.14 – Зависимость момента в уровне подошвы плиты фундамента от высоты парных стоек

А.8 Комбинированные антисейсмические устройства

А.8.1 К поражающим факторам землетрясений относятся инерционные силы горизонтального и вертикального направлений, сейсмическое боковое давление грунта, сейсмическое давление воды, удары в швах между смежными секциями моста, смещения фундаментов опор из проектного положения при распространении сейсмических волн, тектонические разрывы, оползни береговых склонов, обвалы бортов ущелий, осадки покровных отложений и др. Перечисленные факторы обычно проявляются в различных сочетаниях в зависимости от региональных сейсмотектонических и местных инженерно-геологических условий.

Многофакторный характер сейсмической опасности требует разработки при проектировании комплекса мер антисейсмической защиты. В качестве примера комплексных антисейсмических мероприятий в настоящем приложении рассмотрены меры защиты от землетрясений железнодорожного моста.

Мост сооружен на участке с неблагоприятными тектоническими условиями. По оси моста залегают слабовыветрелые гранодиориты, нарушенные на участке шириной 30 м тектоническим разломом. В зоне разлома скальная порода раздроблена до состояния щебня. Монолитные устои и сборно-монолитные промежуточные

опоры вынесены из зоны дробления. Пролеты моста перекрыты стальными фермами с ездой поверху. Фундаменты всех опор массивные мелкого заложения.

С учетом неблагоприятных тектонических условий были разработаны дополнительные меры антисейсмической защиты мостового перехода, направленные против сброса пролетных строений с опор, подбрасывания опорных узлов ферм, обрушения ферм при возможном выходе тектонических разрывов на поверхность участка моста, а также против повреждения конструкций от ударов ферм в шкафные стенки устоев. Для защиты моста на опорах и пролетных строениях установлены стопорные, анкерные, сцепные и буферные устройства (рисунок А.15).

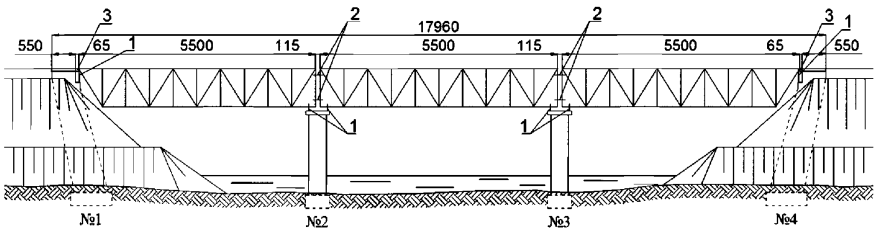


Рисунок А.15 – Балочный мост, построенный на участке с неблагоприятными тектоническими условиями: 1 – стопорные и анкерные устройства; 2 – сцепные устройства; 3 – буферы

А.8.2 Совмещение в одной конструкции двух и более функций рассмотренных антисейсмических устройств позволяет уменьшить расход материалов на антисейсмическую защиту мостовых сооружений. В связи с этим в мостостроении нашли широкое применение комбинированные устройства.

Для железнодорожных ферм длиной 55 м с ездой поверху запроектировано комбинированное антисейсмическое устройство, препятствующее сдвигу опорных узлов поперек оси моста и их подбрасыванию. Устройство (рисунок А.16) состоит из нижнего упора, связанного с опорой анкерными болтами диаметром 36 мм, верхнего упора, прикрепленного к ферме высокопрочными болтами диаметром 22 мм, и шпильки диаметром 50 мм. Анкерные болты заделываются с помощью

эпоксидной смолы в оголовок опоры. Расход стали в устройствах на защиту одной фермы составляет примерно 1190 кг.

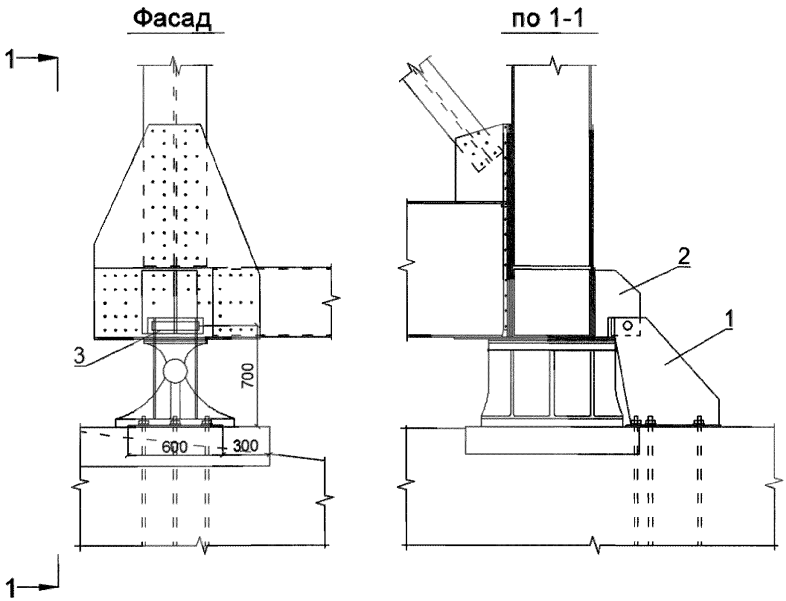


Рисунок А.16 – Комбинированное антисейсмическое устройство на мосту через р. Дымкоуль: 1 – нижний упор; 2 – верхний упор; 3 – шарнир

А.8.3 Комбинированное устройство применено также для сталежелезобетонного пролетного строения длиной 45,8 м (рисунок А.17). Эта конструкция защищает пролетное строение от поперечного сдвига и подбрасывания опорных узлов, а также смягчает удары пролетного строения в стопоры. В качестве буферов здесь использованы резинометаллические элементы, работающие на сжатие.

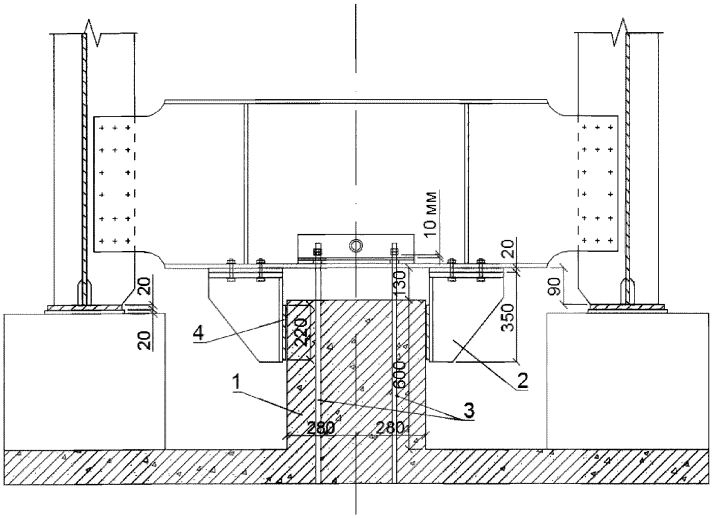


Рисунок А.17 – Комбинированное антисейсмическое устройство сталежелезобетонного пролетного строения длиной 45,8 м: 1 – железобетонный стопор; 2 – стальной упор; 3 – анкерные болты; 4 – резинометаллический элемент

А.8.4 Пролетные строения из пустотных плит длиной от 15 до 18 м могут применяться во всех сейсмически опасных районах страны. Для закрепления плит от смещения вдоль и поперек оси моста, а также от подбрасывания их при землетрясении в крайних плитах пролетного строения по оси опирания устанавливаются закладные детали, к которым приваривается антисейсмическое устройство с вертикальной трубой на конце (рисунок А.18). Труба надевается сверху на анкерный болт, заделанный в ригеле или насадке опоры. Перемещения плиты относительно насадки в вертикальном направлении ограничиваются шайбой, которая приваривается к анкерному болту на 10 мм выше верхнего конца трубы и закрепляется сверху гайкой. Расход стали на четыре устройства, закрепляющие одно пролетное строение, составляет 181 кг.

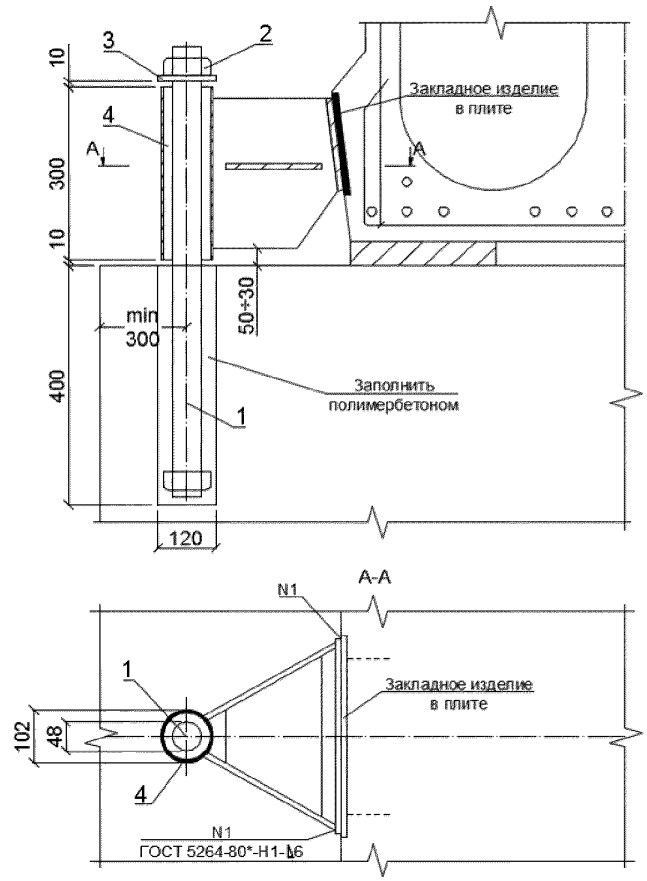


Рисунок А.18 – Комбинированные антисейсмические устройства плитных пролетных строений: 1 – анкерный болт; 2 – гайка; 3 – шайба; 4 – труба

ПРИЛОЖЕНИЕ Б (справочное)

Гашение энергии колебаний мостов

Б.1 В мостах энергия колебаний поглощается за счет работы по преодолению сил внутреннего трения, а также трения в подвижных соединениях (опорных частях, деформационных швах) и рассеивается при деформациях грунта, окружающего фундаменты опор и обсыпные устои, а также расходуется на преодоление сопротивления воздушной и водной среды. Значительная часть энергии колебаний моста может быть поглощена гидравлическими гасителями колебаний (демпферами), используемыми с этой целью при строительстве мостов в районах с большими сейсмическими и ветровыми воздействиями.

Б.2 **Учет демпфирующих свойств конструкций**

В нормативной формуле, определяющей сейсмическую нагрузку от масс сооружений спектрально-модальным методом, в качестве одного из сомножителей присутствует коэффициент K_ψ, учитывающий влияние на нагрузку нестандартного поглощения и рассеяния энергии по основной форме колебаний. Величина коэффициента K_ψ изменяется от 0,7 для гидротехнических сооружений из грунтовых материалов до 1,5 для высоких сооружений с небольшими размерами в плане.

При проектировании мостов в Российской Федерации коэффициент K_ψ обычно принимают равным 1,0. Для мостов, оборудованных гасителями колебаний, пилонов вантовых мостов, стальных пролетных строений большой длины с уменьшенным декрементом упругих колебаний допускается определять коэффициент K_ψ на основании данных специального расчета, принимая его не менее 0,7 и не более 1,5.

При проектировании автодорожных мостов для нахождения коэффициента K_ψ применяют формулу

$$K_\psi = \frac{1{,}5}{40h+1} + 0{,}5, \qquad (Б.1)$$

где h – относительный коэффициент затухания колебаний сооружения.

К сооружениям со стандартным затуханием колебаний относятся объекты, для которых $K_\psi = 1{,}0$. В этом случае относительный коэффициент затухания $h = 0{,}05$ (5%) и логарифмический декремент колебаний $\delta = 0{,}314$. Наибольшие значения h и δ, соответствующие $K_\psi = 0{,}7$, равны $h_{max} = 0{,}16$ и $\delta_{max} = 1{,}00$. Наименьшие h и δ, соответствующие $K_\psi = 1{,}5$, характерны для висячих, вантовых мостов и балочных разрезных пролетных строений из стали ($h_{min} = 0{,}012$ и $\delta_{min} = 0{,}075$).

Для применения формулы (Б.1) к сооружениям с нестандартным затуханием колебаний нужно оценить логарифмический декремент колебаний проектируемого сооружения. При этом используются данные о декрементах колебаний, полученные при испытаниях аналогичных объектов и справочные материалы.

В японских нормах в качестве справочного материала для проектирования автодорожных мостов приводятся следующие значения относительного коэффициента затухания h:

– стальные пролетные строения $0{,}02 \leq h \leq 0{,}03$;

– стальные опоры $0{,}03 \leq h \leq 0{,}05$;

– железобетонные опоры $0{,}05 \leq h \leq 0{,}10$;

– фундаменты $0{,}10 \leq h \leq 0{,}30$.

Б.3 **Методика нахождения параметров затухания колебаний мостов, оборудованных демпферами**

При нахождении характеристик затухания h и δ, а также коэффициента поглощения энергии колебаний ψ исходим из следующих предпосылок:

1) действие различных механизмов потери энергии колебаний суммируется. Характеристики δ, h и ψ принимаются в качестве констант, соответствующих основной форме собственных колебаний системы;

2) при определении характеристик демпфирования необходимо в начале установить их значения для отдельных частей сооружения, а также для демпферов, а

затем найти эти характеристики для сооружения в целом, т.е. расчетные (эквивалентные) характеристики затухания должны учитывать все виды потерь в различных частях и устройствах сооружения;

3) при оценке энергии колебаний и ее потерь должны учитываться допустимые трещины и пластические деформации в элементах сооружения;

4) для оценки характеристик δ, h и ψ используется теория колебаний осцилляторов с затуханием.

Затухающие колебания системы с одной массой описываются дифференциальным уравнением второго порядка

$$m\ddot{y} + n\dot{y} + ky = 0, \qquad (Б.2)$$

где y – отклонение массы от положения равновесия;

m – масса осциллятора;

n – коэффициент вязкого сопротивления;

k – коэффициент упругого сопротивления.

Уравнение (Б.2) приводят к стандартному виду делением всех членов на m. В результате получают уравнение

$$\ddot{y} + 2\varepsilon\dot{y} + \varphi^2 y = 0, \qquad (Б.3)$$

где $\varepsilon = \frac{n}{2m}$ – коэффициент затухания;

$\varphi^2 = \frac{k}{m}$ – квадрат частоты φ, рад/с, колебаний осциллятора.

Для мостовых сооружений имеет место неравенство $\varepsilon^2 \ll \varphi^2$. В этом случае решением уравнения (Б.3) является функция

$$y = Ae^{-\varepsilon t}sin(\varphi_1 t + \nu_1), \qquad (Б.4)$$

где $\varphi_1 = (\varphi^2 - \varepsilon^2)^{0,5}$,

$$A = \left[y_н^2 + \left(\frac{\varepsilon y_н + V_н}{\varphi_1}\right)^2\right]^{0,5},$$

$$\nu_1 = arctg\frac{\varphi_1 y_н}{\varepsilon y_н + V_н},$$

$y_н$ и $V_н$ – заданные начальные условия (отклонение от положения равновесия и скорость массы m при $t = 0$).

Имея в виду, что коэффициент затухания ε существенно меньше частоты φ, можно полагать $\varphi_1 = \varphi$ и период колебаний осциллятора определять без учета демпфирования, т.е. по формуле

$$T_1 = T = \frac{2\pi}{\varphi}. \quad (Б.5)$$

Из формулы (Б.4) следует, что отношение предыдущей амплитуды колебаний $y_п$ к последующей амплитуде $y_{п+1}$ остается неизменным и равным $\frac{y_п}{y_{п+1}} = e^{\varepsilon T}$.

Натуральный логарифм отношения амплитуд называется логарифмическим декрементом колебаний. Формулой (Б.6) удобно пользоваться при оценке характеристик рассеяния энергии колебаний сооружений по данным натурного эксперимента:

$$\delta = ln\frac{y_п}{y_{п+1}} = \varepsilon T. \quad (Б.6)$$

Движение осциллятора перестает быть колебательным при критических значениях коэффициента затухания $\varepsilon_{кр} = \varphi$. Коэффициент затухания, выраженный в долях критического коэффициента $\varepsilon_{кр}$, называется относительным коэффициентом затухания $h = \frac{\varepsilon}{\varphi}$. С учетом $\varepsilon = \frac{n}{2m}$ и $\varphi^2 = \frac{k}{m}$ коэффициент h определяют по формуле

$$h = \frac{n}{2\sqrt{km}}. \quad (Б.7)$$

Формула (Б.7) показывает, что коэффициент h содержит информацию об упругих, демпфирующих и инерционных свойствах осциллятора. Его значение может быть меньше, равно или больше единицы. В первом случае система имеет слабое затухание и совершает гармонические движения с амплитудой, уменьшающейся по экспоненте. Если $h \geq 1{,}0$, то движение массы перестает быть колебательным.

Соотношение (Б.8) между h и δ показывает, что при $\delta = 2\pi$ движение становится апериодическим

$$\delta = 2\pi h. \quad (Б.8)$$

Для характеристики потерь энергии за один цикл колебаний используют коэффициент поглощения энергии

$$\psi = \frac{\Delta E}{E_н}, \quad (Б.9)$$

где $E_н$ – энергия колебаний в начале цикла;

$\Delta E = E_н - E_к$ – потеря энергии за один цикл колебаний.

Потенциальная энергия деформированной системы δ в начале цикла $E_1 = \frac{kA_1^2}{2}$, в конце цикла $E_2 = \frac{kA_2^2}{2}$,

где k – коэффициент жесткости системы;

A_1 и A_2 – последовательные амплитуды колебаний.

Потеря энергии колебаний за один цикл

$$\Delta E = E_1 - E_2 = \frac{k}{2}(A_1^2 - A_2^2) = \frac{kA_1^2}{2}\left(1 - \frac{A_2^2}{A_1^2}\right). \quad (Б.10)$$

Учитывая, что $A_1 = Ae^{-\varepsilon T}$ и $A_2 = Ae^{-2\varepsilon T}$, найдем $\left(\frac{A_2^2}{A_1^2}\right) = \left(\frac{e^{-2\varepsilon T}}{e^{-\varepsilon T}}\right)^2 = e^{-2\varepsilon T}$.

Следовательно,

$$\Delta E = \frac{kA_1^2}{2}(1 - e^{-2\varepsilon T}) = E_1(1 - e^{-2\varepsilon T}). \quad (Б.11)$$

Искомый коэффициент поглощения ψ связан с декрементом колебаний δ соотношением

$$\psi = \frac{\Delta E}{E_1} = 1 - e^{-2\varepsilon T} = 1 - e^{-2\delta}. \quad (Б.12)$$

График коэффициента поглощения ψ в зависимости от декремента колебаний δ показан на рисунке Б.1.

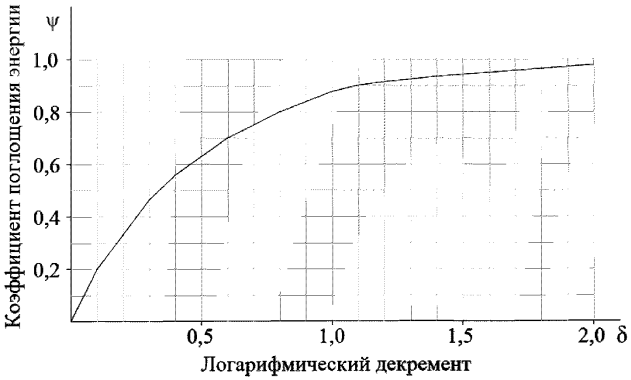


Рисунок Б.1 – График коэффициента поглощения энергии колебаний за один цикл

Из формулы (Б.12) находим зависимость, по которой определяется декремент колебаний δ при известном коэффициенте поглощения ψ

$$\delta = -\frac{ln(1-\psi)}{2}, \quad (Б.13)$$

Б.4. Пример определения сейсмической нагрузки с учетом поглощения энергии колебаний демпферами

Приложение приведенных зависимостей показано ниже на примере расчета промежуточной опоры автодорожного путепровода, оборудованного гидравлическими демпферами.

Путепровод расположен в районе сейсмичностью 9 баллов. Неразрезное пролетное строение перекрывает два пролета, опираясь на продольно-подвижные опорные части на крайних опорах и на продольно-неподвижные опорные части на промежуточной опоре. Между концами пролетного строения и крайними опорами установлены гидравлические демпферы (по два демпфера на каждой опоре). Осевая нагрузка на один демпфер принимается 5 тс, ход поршня в цилиндрах ±15 см. Принятая конструкция демпферов соответствует колебаниям пролетного строения относительно крайних опор при расчетной амплитуде относительных перемещений 10,6 см.

Расчетная схема секции включает шесть масс, представляющих инерционные свойства фундамента, надфундаментных частей опоры и пролетного строения. Веса частей секции и расчетные скорости их колебаний при сейсмическом воздействии, найденные спектрально-модальным методом, приведены в таблице Б.1.

Таблица Б.1 – Массы и скорости колебаний секции путепровода

Номера частей секции, считая от плиты фундамента промежуточной опоры	Веса частей расчетной схемы Q_k, тс	Скорости горизонтальных колебаний масс V_k, см/с
1	269,7	9,7
2	50,4	11,8
3	45,5	23,9

4	20,6	33,4
5	20,6	36,2
6	1854	38,1

Считая за начало цикла вертикальное положение промежуточной опоры, при котором кинетическая энергия системы достигает максимума, а потенциальная энергия, обусловленная деформациями конструкции, равна нулю, находим величину кинетической энергии

$$E_{\text{н}} = \frac{1}{2g}\sum_{k=1}^{6} Q_k V_k^2 = 28{,}5 \text{ тсм}.$$

Из этого значения на энергию колебаний фундамента приходится $E_{\text{нф}} = 0{,}3$ тсм, на энергию колебаний тела опоры выше обреза фундамента $E_{\text{ноп}} = 0{,}8$ тсм и на энергию колебаний пролетного строения $E_{\text{нпр}} = 27{,}4$ тсм.

Коэффициенты поглощения энергии колебаний ψ найдем по формулам (Б.8) и (Б.12), принимая относительный коэффициент затухания h для фундамента 0,2, для опоры 0,1 и для пролетного строения 0,02.

Коэффициент $h = 0{,}2$ учитывает рассеяние энергии за счет сил внутреннего трения в массивной плите свайного ростверка и сил сопротивления грунта обратной засыпки пазух котлована, а также уход энергии в грунт ниже подошвы фундаментной плиты и потери на деформации столбов. Коэффициенту $h = 0{,}2$ соответствует декремент колебаний $\delta = 1{,}256$ и коэффициент поглощения $\psi = 0{,}92$.

Потеря кинетической энергии телом опоры происходит за счет внутреннего трения в ее кладке и аэродинамического сопротивления. Коэффициенту $h = 0{,}1$ соответствуют декремент $\delta = 0{,}628$ и коэффициент поглощения $\psi = 0{,}71$.

Потеря энергии колебаний пролетным строением вызывается трением в подвижных опорных частях и гашением в деформационных швах. Коэффициенту $h = 0{,}02$ соответствуют декремент $\delta = 0{,}126$ и коэффициент поглощения $\psi = 0{,}22$.

К этим потерям следует добавить поглощение энергии колебаний в четырех демпферах

$$\Delta E_{\text{дем}} = 4nAS, \qquad \text{(Б.14)}$$

где n – количество демпферов;

$A = 10{,}6$ см – амплитуда колебаний пролетного строения;

$S = 5$ тс – рабочая нагрузка на один демпфер.

Общая потеря энергии за один цикл колебаний секции из промежуточной опоры и пролетного строения

$$\Delta E = \psi_{\text{ф}} E_{\text{нф}} + \psi_{\text{оп}} E_{\text{ноп}} + \psi_{\text{пр}} E_{\text{непр}} + \Delta E_{\text{дем}} . \qquad \text{(Б.15)}$$

Вычисления по формуле (Б.15) позволяют найти потерю энергии $\Delta E = 15{,}35$ тсм. Эквивалентный коэффициент поглощения энергии в системе $\psi = \frac{\Delta E}{E_{\text{н}}} = 0{,}54$. Эквивалентный относительный декремент колебаний $\delta = -\frac{ln(1-\psi)}{2} = 0{,}39$. Эквивалентный относительный коэффициент затухания $h = \frac{\delta}{2\pi} = 0{,}062$.

По найденному h с использованием формулы (Б.1) находим поправочный коэффициент к сейсмической нагрузке, учитывающий необратимые потери энергии при колебаниях средней секции путепровода $K_{\psi} = \frac{1{,}5}{40h+1} + 0{,}5 = 0{,}93$, т.е. нагрузка за счет рассеяния энергии колебаний преимущественно в демпферах уменьшается на 7%.

Для снижения сейсмической нагрузки более чем на 7% необходимо увеличить способность демпферов рассеивать энергию колебаний системы. Например, можно использовать демпфера с осевой рабочей нагрузкой 10 тс вместо 5 тс. В этом случае потеря энергии в системе за первый цикл колебаний $\Delta E = 23{,}8$ тсм. При этом характеристики затухания увеличатся до следующих значений: $\psi = 0{,}84$, $\delta = 0{,}92$, $h = 0{,}15$, а коэффициент K_{ψ} уменьшится до 0,71.

Следовательно, установка на путепроводе четырех демпферов с рабочей нагрузкой 10 тс на каждый агрегат позволяет уменьшить сейсмическую нагрузку на среднюю секцию сооружения, направленную вдоль его оси, на 29%.

ПРИЛОЖЕНИЕ В (справочное)

Определение сейсмической нагрузки от масс сооружения при неравномерном распределении переносных ускорений

Для протяженных объектов переносные ускорения масс сооружения по длине объекта могут быть неодинаковыми. Различие переносных ускорений масс обусловлено неоднородностью пород, слагающих участок строительства, значительной протяженностью сооружения и конечной скоростью распространения сейсмических волн, в результате чего колебания грунта в основаниях соседних опор могут происходить в противоположных фазах или в одной фазе, но с различными амплитудами. В частности, переносные вертикальные ускорения масс балки жесткости висячего моста изменяются по длине пролета, если горизонтальные колебания пилонов происходят в противоположных фазах.

Рассмотрим колебания линейно деформируемой упругой системы, несущей n масс. Свойства системы определяются следующими матрицами:

1) C – квадратная порядка n матрица коэффициентов жесткости;

2) T – то же диссипации энергии колебаний;

3) M – диагональная порядка n матрица масс.

Возмущение системы задается вектором смещений масс $\bar{Z}_0(t)$ при переносном движении, т.е. движении системы без учета ее деформаций силами инерции. Перемещения масс при относительном движении, обусловленном деформативностью элементов системы и опорных связей силами инерции, обозначают $\bar{Z}(t)$.

Уравнение колебаний масс выражает условие равновесия системы под действием сил инерции – $M\left[\ddot{\bar{Z}}_0(t) + \ddot{\bar{Z}}(t)\right]$, внутреннего трения – $T\dot{\bar{Z}}(t)$, упругости – $C\bar{Z}(t)$ и имеет вид

$$\ddot{\bar{Z}}(t) + B_1\dot{\bar{Z}}(t) + B_2\bar{Z}(t) = -\ddot{\bar{Z}}_0(t), \tag{В.1}$$

$$\text{где } B_1 = M^{-1}T; \tag{В.2}$$

$$B_2 = M^{-1}C\,. \tag{В.3}$$

В начальный момент времени перемещения $\bar{Z}(t)$ и скорости $\dot{\bar{Z}}(t)$ относительного движения масс равны нулю. Следовательно, искомая функция должна удовлетворять дифференциальному уравнению (В.1) и начальным условиям

$$\bar{Z}(t) = 0, \dot{\bar{Z}}(t) = 0\,. \tag{В.4}$$

Уравнение (В.1) с начальными условиями (В.4) решается методом интегрального преобразования Лапласа. Изображения по Лапласу функций $\bar{Z}(t)$ и $\bar{Z}_0(t)$ обозначим соответственно $\bar{Z}^*(p)$ и $\bar{Z}_0^*(p)$. Преобразуя оператором Лапласа $L[\varphi(t)] = \int_0^\infty e^{-pt}\varphi(t)dt = \varphi^*(p)$ обе части уравнения (В.1) и учитывая начальные условия (В.4), получим уравнение относительно изображения по Лапласу искомой функции $\bar{Z}(t)$.

$$p^2 E\bar{Z}^*(p) + pB_1\bar{Z}^*(p) + B_2\bar{Z}^*(p) = -\bar{Z}_0^*(p)p^2\,. \tag{В.5}$$

После очевидных преобразований уравнение (В.5) запишем в виде

$$R(p)\bar{Z}^*(p) = -\bar{Z}^*(p)p^2\,, \tag{В.6}$$

где $R(p)$ – квадратный трехчлен комплексного переменного p с матричными коэффициентами E, B_1 и B_2 (E – единичная матрица), вычисляемый по формуле

$$R(p) = Ep^2 + B_1 p + B_2 \tag{В.7}$$

Решение уравнения (В.6):

$$\bar{Z}^*(p) = -R^{-1}(p)\bar{Z}_0^*(p)p^2\,. \tag{В.8}$$

Преобразуя оператором L^{-1} обе части выражения (В.8), получим искомую функцию

$$Z(t) = L^{-1}[-R^{-1}(p)Z_0^*(p)p^2]. \tag{В.9}$$

Матрица $R(p)$, выраженная формулой (В.7), при некотором допущении относительно B_1 может быть представлена в виде произведения трех матриц

$$R(p) = Pdiag\{\ldots p^2 + 2\varepsilon_i p + \omega_i^2 \ldots\}P^{-1}\,. \tag{В.10}$$

В самом деле, в силу свойств матриц M^{-1} и C их произведение $B_2 = M^{-1}\cdot C$ приводится к диагональной форме некоторым неособенным преобразованием, заданным матрицей P

$$P^{-1}B_2P = diag\{\ldots\omega_i^2\ldots\}, \tag{В.11}$$

где ω_i – собственная частота колебаний системы.

То же преобразование приводит к диагональной форме матрицу B_1, т.е.

$$P^{-1}B_1P = diag\{\dots 2\varepsilon_i \dots\}, \quad \text{(В.12)}$$

где ε_i – коэффициент затухания свободных колебаний.

Используя формулы (В.11) и (В.12), получим представление матриц B_1 и B_2 в виде

$$B_1 = Pdiag\{\dots 2\varepsilon_i \dots\}P^{-1}, \quad \text{(В.13)}$$

$$B_2 = Pdiag\{\dots \omega_i^2 \dots\}P^{-1}. \quad \text{(В.14)}$$

Подстановка выражений (В.13) и (В.14) в формулу (В.7) доказывает справедливость формулы (В.10). Таким образом, матрица $R(p)$ может быть представлена произведением трех матриц с центральным членом в виде диагональной матрицы. Используя формулу (В.10), определяем

$$R^{-1}(p) = Pdiag\left\{\dots\left(p^2 + 2\varepsilon_i p + \omega_i^2\right)^{-1} \dots\right\}P^{-1}. \quad \text{(В.15)}$$

Из теории матриц известны формулы преобразования произведения трех матриц в сумму, что позволяет в нашем случае записать равенство

$$R^{-1}(p) = \sum_{i=1}^{n} \bar{X}_i\, \bar{Y}_i\left(p^2 + 2\varepsilon_i p + \omega_i^2\right)^{-1}, \quad \text{(В.16)}$$

где $\bar{X}_i$ –-й столбец матрицы P – собственная форма колебаний системы;

$\bar{Y}_i - i$-я строка матрицы P^{-1}.

На основании формул (В.8) и (В.16) изображение по Лапласу искомого решения

$$\bar{Z}^*(p) = -\sum_{i=1}^{n} \bar{X}_i\, \bar{Y}_i \frac{p^2 Z_0^*(p)}{p^2+2\varepsilon_i p+\omega_i^2}. \quad \text{(В.17)}$$

Выполняя обратное преобразование Лапласа над обеими частями уравнения (В.17), получаем решение уравнения в виде

$$\bar{Z}(t) = -\sum_{i=1}^{n} \bar{X}_i\, \bar{Y}_i L^{-1}\left[\frac{p^2 \bar{Z}_0^*(p)}{p^2+2\varepsilon_i p+\omega_i^2}\right]. \quad \text{(В.18)}$$

Координата вектора $L^{-1}\left[\frac{p^2 \bar{Z}_0^*(p)}{p^2+2\varepsilon_i p+\omega_i^2}\right]$ определяет упругие колебания системы с одной степенью свободы (например, консоли с массой на конце), вызванные движением основания, заданным соответствующей координатой вектора $\bar{Z}_0(t)$. Таким образом, задача определения относительного движения масс системы с

несколькими степенями свободы сводится к решению задачи о колебаниях системы с одной степенью свободы при различных возмущениях, определению собственных форм колебаний системы $\bar{X}_i$ и к суперпозиции собственных форм согласно формуле (В.18).

Пусть переносные колебания масс отличаются амплитудой, т.е.

$$\bar{Z}_0(t) = \bar{A}Z_0(t), \tag{В.19}$$

где $Z_0(t)$ – функция, задающая движение основания во времени;

$\bar{A}$ – вектор амплитуд переносного движения масс.

Дальнейшие упрощения решения уравнения (В.1) связаны с разложением вектора $\bar{A}$ по системе векторов $\bar{X}_j$, определяющих собственные формы колебаний некоторой конструкции. Пусть

$$\bar{A} = \sum_{j=1}^{n} f_j \bar{X}_j. \tag{В.20}$$

Коэффициент Фурье f_i находим обычным способом, умножая скалярно обе части равенства (В.20) на вектор $M\bar{X}_i$ и используя свойство ортонормированности векторов $\bar{X}_j$ $(j = 1, 2 \dots n)$ в M метрике, т.е. формулу

$$(M\bar{X}_i\bar{X}_j) = \delta_{ij} \quad (i, j = 1, 2, \dots n) \tag{В.21}$$

где δ_{ij} – символ Кронекера.

Получаем тождество

$$(M\bar{X}_i\bar{A}) = f_i(M\bar{X}_i\bar{X}_i). \tag{В.22}$$

Таким образом, коэффициент

$$f_i = \frac{(M\bar{X}_i\bar{A})}{(M\bar{X}_i\bar{X}_i)}. \tag{В.23}$$

Вычисляя скалярные произведения в правой части формулы (В.23), найдем

$$f_i = \frac{\sum_{k=1}^{n} a_k m_k x_{ik}}{\sum_{k=1}^{n} m_k x_{ik}^2}, \tag{В.24}$$

с учетом формул (В.17), (В.19) и (В.20) получаем

$$\bar{Z}^*(p) = -\sum_{i=1}^{n} \bar{X}_i \bar{Y}_i (\sum_{j=1}^{n} f_j \bar{X}_j) \frac{p^2 Z_0^*(p)}{p^2 + 2\varepsilon_i p + \omega_i^2}. \tag{В.25}$$

Так как $\bar{Y}_i$ и $\bar{X}_i$ – строка и столбец взаимно обратных матриц, то

$$\bar{Z}^*(p) = -\sum_{i=1}^{n} \bar{X}_i f_i \frac{p^2 Z_0^*(p)}{p^2 + 2\varepsilon_i p + \omega_i^2}. \tag{В.26}$$

Выполняя обратное преобразование Лапласа над обеими частями равенства (В.26), представим решение уравнения (В.2) в виде

$$\bar{Z}(t) = -\sum_{i=1}^{n} f_i \bar{X}_i \, L^{-1}\left[\frac{p^2 Z_0^*(p)}{p^2+2\varepsilon_i p+\omega_i^2}\right]. \quad \text{(В.27)}$$

Функция $L^{-1}\left[\frac{p^2 Z_0^*(p)}{p^2+2\varepsilon_i p+\omega_i^2}\right]$ определяет упругие колебания $Z_{\text{упр}}^{(i)}(t)$ системы с одной степенью свободы, вызванные заданным движением основания $Z_0(t)$. В отличие от общего случая, рассмотренного выше, здесь требуется определить колебания системы с одной степенью свободы (при различных ε_i и ω_i) только при одном возмущающем движении $Z_0(t)$.

Изображение по Лапласу вектора сейсмических сил $\bar{S}^*(p)$ находим по формуле

$$\bar{S}^*(p) = -CZ^*(p), \quad \text{(В.28)}$$

где $\bar{Z}^*(p)$ – изображение вектора упругой деформации системы.

Используя формулу (В.26), находим

$$\bar{S}^*(p) = \sum_{i=1}^{n} C\bar{X}_i f_i \, \frac{p^2 Z_0^*(p)}{p^2+2\varepsilon_i p+\omega_i^2}. \quad \text{(В.29)}$$

Представим C в виде произведения матриц M и B_2 и подставим результат в (В.29)

$$\bar{S}^*(p) = M\sum_{i=1}^{n} B_2\bar{X}_i f_i \, \frac{p^2 Z_0^*(p)}{p^2+2\varepsilon_i p+\omega_i^2}. \quad \text{(В.30)}$$

Поскольку вектор $\bar{X}_i$ и число ω_i^2 являются собственными значениями матрицы B_2, то

$$B_2\bar{X}_i = \omega_i^2\bar{X}_i. \quad \text{(В.31)}$$

После подстановки (В.31) в (В.30) получаем

$$\bar{S}^*(p) = M\sum_{i=1}^{n} \bar{X}_i f_i\omega_i^2 \frac{p^2 Z_0^*(p)}{p^2+2\varepsilon_i p+\omega_i^2}. \quad \text{(В.32)}$$

Преобразуя оператором L^{-1} обе части формулы (В.32), получаем вектор сейсмической нагрузки

$$\bar{S}(t) = M\sum_{i=1}^{n} \bar{X}_i f_i\omega_i^2 L^{-1}\left[\frac{p^2 Z_0^*(p)}{p^2+2\varepsilon_i p+\omega_i^2}\right]. \quad \text{(В.33)}$$

Учитывая, что

$$\omega_i^2 L^{-1}\left[\frac{p^2 Z_0^*(p)}{p^2+2\varepsilon_i p+\omega_i^2}\right] = \ddot{z}_{\text{абс}}^{(i)}(t), \quad \text{(В.34)}$$

где $\ddot{z}_{\text{абс}}^{(i)}(t)$ – абсолютное смещение массы, для вектора сейсмической нагрузки получает выражение

$$\bar{S}(t) = M\sum_{i=1}^{n} f_i \bar{X}_i \ddot{z}_{\text{абс}}^{(i)}(t), \quad \text{(В.35)}$$

Рассматривая сейсмическую нагрузку, соответствующую одной форме колебаний, и учитывая, что наибольшее ускорение определяется величиной $k_c\beta_i g$, получают расчетное значение сейсмических сил при колебаниях по -й собственной форме

$$\bar{S}_{max}^{(i)} = k_c\beta_i Q f_i \bar{X}_i, \quad \text{(В.36)}$$

где Q – диагональная матрица сосредоточенных грузов.

Положим

$$A^{-1} f_i \bar{X}_i = \bar{\eta}_i, \quad \text{(В.37)}$$

где A – диагональная матрица коэффициентов a_j амплитуд переносного движения масс.

На основании зависимостей (В.36) и (В.37) выражение для определения сейсмической нагрузки можно представить в виде

$$\bar{S}_{max}^{(i)} = k_c\beta_i Q A \bar{\eta}_i. \quad \text{(В.38)}$$

Формула (В.38) дает для компонента вектора $\bar{S}_{max}^{(i)}$ нормативные значения сейсмических сил, если переносные ускорения всех масс одинаковы.

Заменяя векторные обозначения скалярными, получают в окончательном виде формулу для определения сейсмических нагрузок, соответствующих -й форме собственных колебаний конструкции. Формула справедлива и в том случае, когда переносные колебания масс происходят с различными амплитудами

$$S_{ik} = k_c\beta_i\eta_{ik}Q_k, \quad \text{(В.39)}$$

где k_c – сейсмический коэффициент;

β_i – коэффициент динамичности;

Q_k – сосредоточенный в точке k груз;

$\eta_{ik} = \frac{x_{ik}\sum_{i=1} a_i x_{ij} Q_j}{\sum_{j=1}^{n} Q_j x_{ij}^2}$ – коэффициент формы;

a_j – коэффициент, учитывающий действительный характер движения груза Q_j в переносном движении;

x_{ij} – ордината $\bar{X}_i$ в точке прикрепления груза Q_j.

ПРИЛОЖЕНИЕ Г (справочное)

Сведения о типовых конструкциях балочных разрезных пролетных строений

Типовой проект №557/12 разработан для изготовления сборных железобетонных пролетных строений длиной от 2,95 до 16,5 м для железнодорожных мостов в северном и в сейсмостойком исполнении. В проекте представлены плитные и ребристые пролетные строения под нагрузку С14. Плитными конструкциями можно перекрывать пролеты от 2,55 до 15,8 м, ребристыми – от 8,70 до 15,8 м. Оба типа пролетных строений пригодны для применения на прямых участках пути и на кривых радиусом не менее 300 м. При одинаковых пролетах плитные конструкции значительно тяжелее ребристых, но имеют меньшую строительную высоту.

Ребристые пролетные строения запроектированы двухблочными. Блоки выполнены в виде балок таврового сечения, соединенных между собой в торцевых диафрагмах монолитными монтажными стыками. Стыки омоноличивают после установки балок на опорные части.

Все ребристые пролетные строения выполняются из бетона марки М300 по прочности на сжатие. Расчетная арматура принята в виде стержней периодического профиля из низколегированной стали класса А-II марки 10ГТ или из низколегированной стали класса А-III марки 25Г2С. Нерасчетная арматура – из гладкой горячекатанной стали класса А-I марки ВСт3пс2. Основные сведения о ребристых пролетных строениях, армированных стержнями из стали марки 10ГТ, даны в таблице Г.1.

Таблица Г.1 – Характеристики типовых железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов

№ пп	Полная длина, м	Расчетный пролет, м	Строительная высота, м	Нормативная постоянная нагрузка на метр пути, кН	Масса арматуры, т			Объем бетона балок и тротуарных плит, м^3
					сталь класса А-II	сталь класса А-I	общая масса	
1	9,30	8,70	1,40	86	3.18	0,60	3,78	15,92
2	9,85	9,25	1,40	86	3,37	0,63	4,0	16,86
3	11,50	10,80	1,55	88	4,48	0,73	5,21	20,76
4	12,20	11,50	1,55	88	5,32	0,77	6,09	22,01
5	13,50	12,80	1,70	94	6,28	0,82	7,10	27,14
6	14,30	13,60	1,70	94	7,08	0,86	7,94	28,81
7	16,50	15,80	1,90	98	8,92	1,05	9,97	36,39

Выполненные проектной организацией расчеты не выявили необходимости увеличивать опалубочные размеры пролетных строений из обычного железобетона, а также изменять их армирование по условию сейсмостойкости. Единственным антисейсмическим мероприятием по проекту является устройство монтажного стыка в плитах балок, предотвращающего относительные горизонтальные перемещения балок пролетного строения при землетрясении.

Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной от 16,5 до 27,6 м для применения на железных дорогах в районах сейсмичностью 7 и 8 баллов включены в типовой проект №556/7. Пролетные строения запроектированы с ездой поверху на балласте для мостов и путепроводов на прямых участках пути и на кривых радиусом не менее 300 м для конструкций длиной 16,5 м и 18,7 м (радиусом не менее 600 м для конструкций длиной 23,6 м и 27,6 м). Бетон балок марки М400 по прочности на сжатие. Напрягаемая арматура из стальной высокопрочной холоднотянутой гладкой проволоки класса В-II диаметром 5 мм с нормативным сопротивлением 1700 МПа. Ненапрягаемая арматура периодического профиля из горячекатанной стали класса А-II марки Ст5сп и круглая гладкая класса А-I марки ВСт3сп. Балки пролетных строений после установки соединяют между собой монтажными стыками, расположенными в поперечных диафрагмах. Основные данные о предварительно напряженных пролетных строениях даны в таблице Г.2.

Таблица Г.2 – Характеристики типовых железнодорожных пролетных строений из предварительно напряженного железобетона

№ пп	Полная длина, м	Расчетный пролет, м	Строительная высота, м	Нормативная постоянная нагрузка на метр пути, кН	Масса арматуры, т				Объем бетона балок и тротуарных плит, $м^3$
					сталь класса В-II	сталь класса А-II	сталь класса А-I	общая масса	
1	16,5	15,8	1,90	92	1,83	3,08	1,16	6,07	35,2
2	18,7	18,0	2,05	104	2,36	3,42	1,33	7,11	44,4
3	23,6	22,9	2,35	112	3,86	3,41	1,70	8,97	64,3
4	27,6	26,9	2,76	114	4,91	4,63	2,05	11,59	83,0

Опалубочные размеры и армирование предварительно напряженных пролетных строений для сейсмических районов приняты такими же, как в прочих районах. Антисейсмическими устройствами пролетных строений являются стыки балок по

длине, устраиваемые для того, чтобы избежать при землетрясении смещений одной балки относительно другой в плане, а также упорные уголки, предохраняющие тротуарные плиты от сбрасывания. Кроме того, для предотвращения расстройства подвижных опорных частей их шарниры выполняются с повышенными ребордами. Сдвиг пролетных строений поперек оси пути ограничивается железобетонными стопорами, расположенными на подферменных плитах сбоку от балок пролетного строения.

Для перекрытия пролетов от 18,2 до 55,0 м используются сталежелезобетонные пролетные строения по типовому проекту №739/13, предназначенному для строительства в сейсмических районах. По сравнению с металлическими конструкциями с ездой на поперечинах сталежелезобетонные пролетные строения имеют некоторые преимущества (повышенную жесткость, возможность использования на кривых участках пути, лучшую защищенность главных балок от воздействия атмосферных осадков). Вместе с тем эти конструкции имеют определенные недостатки (высокое положение центра тяжести относительно опорных частей, несовпадение центров тяжести и жесткости, сравнительно большой собственный вес). По величине постоянной нагрузки на метр пути сталежелезобетонные пролетные строения занимают промежуточное положение между железобетонными и металлическими конструкциями (таблица Г.3).

Таблица Г.3 – Характеристики типовых сталежелезобетонных пролетных строений железнодорожных мостов

№ пп	Полная длина, м	Расчетный пролет, м	Строительная высота, м	Нормативная постоянная нагрузка на метр пути, кН	Масса металла, т			Итого
					Пролетного строения	Мостового полотна	Смотровых приспособлений	
1	18,8	18,2	2,19	82	17,1	2,69	0,86	20,65
2	23,6	23,0	2,44	82	24,1	3,29	1,06	28,45
3	27,6	27,0	2,94	84	31,4	3,74	1,21	36,35
4	34,2	33,6	2,97	86	48,6	4,60	1,41	54,61
5	45,8	45,0	4,86	99	81,3	6,09	4,00	91,39
6	55,8	55,0	4,91	103	119,1	7,29	4,60	130,99

По проекту №739/13 для изготовления сталежелезобетонных пролетных строений используются те же материалы, что в пролетных строениях для обычных условий эксплуатации. Не изменена также конструкция главных балок, плиты и связей. При расчетной сейсмичности 9 баллов потребовалось лишь усилить опорные части пролетных строений длиной 34,2 и 45,8 м. Кроме того, при максимальной расчетной сейсмичности пролетные строения этой серии необходимо закреплять вертикальными анкерами, препятствующими опрокидыванию конструкций, и стопорами, предотвращающими смещение балок поперек оси пути.

Значительно меньший собственный вес имеют металлические пролетные строения в виде ферм с ездой понизу на деревянных поперечинах, изготовленные по типовому проекту №690/8С (таблица Г.4).

Для обеспечения сейсмостойкости при землетрясениях силой 9 баллов по сравнению с обычными условиями эксплуатации увеличен диаметр головки шарнира в опорных частях 55-метрового пролетного строения и усилено крепление к опорам нижних балансиров неподвижных опорных частей ферм длиной более 88 м. Для увеличения устойчивости пролетных строений на опорах устанавливаются анкеры и стопоры.

Таблица Г.4 – Характеристики типовых металлических пролетных строений железнодорожных мостов

№ п п	Полная длина, м	Расчетный пролет, м	Строительная высота, м	Нормативная постоянная нагрузка на метр пути, кН	Масса металла, т			Итого
					Пролетного строения	Пролетного строения	Пролетного строения	
1	33,8	33	1,20	38	78,8	12,9	6,1	97,8
2	44,8	44	1,20	38	106,2	16,7	7,1	130,0
3	55,8	55	1,20	39	139,5	20,4	8,1	168,0
4	67,0	66	1,57	40	174,8	24,1	9,3	208,2
5	78,0	77	1,57	44	227,7	32,1	10,3	270,1
6	89,1	88	1,85	49	305,4	33,1	14,3	352,8
7	111,1	110	1,85	54	439,7	40,9	16,4	497,0

В автодорожных и городских мостах наиболее часто применяется балочная разрезная система с железобетонными пролетными строениями длиной до 42 м. Конструкции ребристых пролетных строений, приведенные в типовом проекте

№384/45, предназначены для эксплуатации в сейсмических районах с исходной сейсмичностью до 9 баллов включительно. Балки запроектированы в двух вариантах: цельноперевозимыми длиной 12, 15, 18, 21, 24 и 33 м и составными длиной 24, 33 и 42 м. На изготовление балок идет бетон по прочности марок 350, 400 и 450. В качестве напрягаемой арматуры применяются пучки из стальной круглой холоднотянутой углеродистой проволоки класса В-II диаметром 5 мм с нормативным сопротивлением 1700 МПа. Для ненапрягаемой рабочей и конструктивной арматуры берется сталь классов А-I и А-II. В сейсмических районах для защиты пролетных строений от сдвига применяют стопоры. Основные сведения об унифицированных пролетных строениях автодорожных и городских мостов габаритом Г-8, собираемых из цельноперевозимых балок, приведены в таблице Г.5.

Таблица Г.5 - Характеристики типовых предварительно напряженных балочных пролетных строений автодорожных и городских мостов

№ пп	Полная длина, м	Расчетный пролет, м	Высота балок, м	Расход материалов на пролетное строение				
				объем бетона, $м^3$	сталь, т			
					проволока класса В-II	арматура класса А-I	арматура класса А-II	полосовая сталь и анкеры
1	12	11,4	0,90	35,5	1,22	1,46	4,88	1,02
2	15	14,4	0,90	44,0	1,80	2,01	5,60	1,16
3	18	17,4	1,20	59,5	2,13	2,77	6,63	1,30
4	21	20,4	1,20	69,1	2,88	2,62	7,69	1,44
5	24	23,4	1,20	78,9	4,20	2,97	8,78	1,71
6	33	32,2	1,50	119,9	8,13	5,35	10,21	2,47

При строительстве мостов и путепроводов на автомобильных дорогах применяют также пролетные строения из пустотных плит длиной от 12 до 18 м, армированных стержневой арматурой. Для применения в районах сейсмичностью до 9 баллов включительно разработаны конструкции плит длиной 15 и 18 м, армированные канатами диаметром 15 мм с натяжением на упоры. Класс бетона по прочности на сжатие В35. Основные характеристики плит шириной 99 см приведены в таблице Г.6.

Таблица Г.6 – Характеристики пустотных предварительно напряженных плит для пролетных строений автодорожных мостов и путепроводов

№ пп	Полная длина, м	Расчетный пролет, м	Высота плит, м	Расход материалов на одну плиту				
				Объем бетона, $м^3$	Сталь, кг			
					канаты	арматура класса А-I	арматура класса А-III	закладные изделия
1	15,0	14,40	0,63	5,17	214	146	405	45
2	18,0	17,40	0,78	7,00	296	176	478	60

На монтаже плиты объединяются монолитными шпонками. При строительстве в сейсмических районах пролетные строения закрепляются антисейсмическими устройствами, препятствующими сдвигу конструкции вдоль и поперек оси моста, а также подбрасыванию плит. Расход стали на закрепление одного плитного пролетного строения при габарите Г-11 составляет около 200 кг (расход уточняется при конкретном проектировании).

ПРИЛОЖЕНИЕ Д (справочное)

Примерное техническое задание на проектирование станции инженерно-сейсмометрической службы на железнодорожном мосту

1) Основание для проектирования. Пункт 4.12 СП 268.1325800.

2) Основные требования к проекту:

– станция ИСС проектируется как капитальное сооружение, предназначенное для проведения стационарных сейсмометрических наблюдений с целью получения информации об интенсивности сейсмических колебаний грунта и конструкций моста при землетрясениях;

– получаемая от ИСС информация должна использоваться для обеспечения безопасности движения поездов по мосту и на подходах к нему при землетрясениях, а также для улучшения норм проектирования и методов расчета на сейсмостойкость искусственных сооружений.

3) Служебное здание станции должно удовлетворять действующим нормам и правилам, включая требования к проектированию зданий в сейсмических районах.

4) В служебном здании выделяются помещения для установки и обслуживания регистрирующих приборов площадью 25–30 м^2, для обработки получаемой информации площадью 15–20 м^2, для дежурного по станции площадью не менее 15 м^2, для отдыха персонала площадью не менее 20 м^2, комнаты для приема пищи, душевая, санитарный узел и другие необходимые помещения.

5) Измерительные пункты на грунте площадью 6–8 м^2 каждый размещаются: два на подходах к мосту на расстоянии не более 50 м от устоев, третий – в подвале служебного здания станции, четвертый – на территории ближайшей тяговой подстанции дороги.

6) Пункты на грунте проектируются с хорошей гидроизоляцией стен, потолка и входного люка или двери. Помещение снабжается электроэнергией для освещения и монтажно-ремонтных работ. Эксплуатационный режим пункта: температура

воздуха не ниже +5 °С, относительная влажность до 50%. Внутри пункта обязательна принудительная вентиляция.

7) Пол измерительного пункта на грунте устраивается на глубине 2,5–3,0 м от поверхности грунта. Сейсмометрические приборы устанавливаются на бетонных постаментах, не имеющих с полом пункта жесткой связи. Постаменты закладываются в грунт на глубину 50–100 см и выводятся на 40–60 см выше уровня пола.

8) Измерительные пункты на устоях и как минимум на одной из промежуточных опор размерами в плане 1,2×0,8 м размещаются в нишах, устраиваемых в оголовках опор с гидроизоляцией поверхности подферменных плит. Высота ниш 1,5 м. С наружной стороны каждая ниша закрывается дверцей с хорошей теплоизоляцией. Для выполнения монтажно-ремонтных работ необходимо обеспечить удобный и безопасный доступ к нишам.

9) Измерительные пункты связываются с регистрационным помещением кабельными линиями. Вне помещений коммуникационный кабель должен проходить в асбестоцементной трубе или в железобетонных лотках, закрываемых сверху плитами. Кабельные линии внутри помещений укладываются в закрытые каналы.

10) Станция ИСС оснащается аппаратурой, способной регистрировать колебания (смещения, скорости, ускорения) грунта и конструкции моста при землетрясениях силой от 5 до 10 баллов. Записываются колебания вдоль и поперек оси моста, а также вертикальные колебания.

ПРИЛОЖЕНИЕ Е (справочное)

Алгоритм «Сейна» определения сейсмической нагрузки и напряженно-деформированного состояния опор мостов при землетрясениях

Одной из первых отечественных программ, предназначенных для расчета опор мостов на сейсмостойкость, была написанная на языке АЛГОЛ-60 программа «Сейна 74» [29]. Программа автоматизировала процесс вычисления сейсмической нагрузки, соответствующей первым трем формам колебаний опоры.

При разработке программы «Сейна 74» расчетная схема опоры принята в виде вертикального консольного стержня, состоящего из n участков (рисунок Е.1). Число n может изменяться от 3 до 10. Модули упругости материала при растяжении и сдвиге одинаковы для всех участков опоры. Площади и моменты инерции поперечных сечений участков постоянны по их длине, но могут быть неодинаковыми у разных участков. К основанию стержень прикреплен упругими связями, допускающими его горизонтальное перемещение и поворот относительно основания.

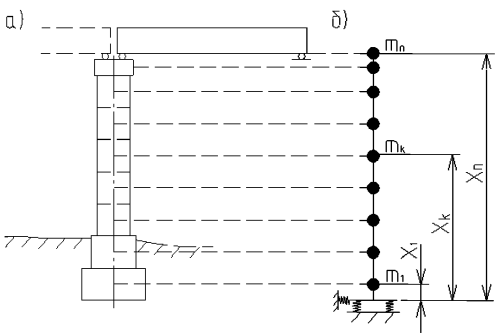


Рисунок Е.1 – Схемы секции и опоры моста при расчете на сейсмостойкость:
а) секция моста, рассматриваемая как независимая колебательная система;
б) – схема опоры с дискретно распределенной массой

В середине каждого участка стержня размещается груз, масса которого равна массе выделенного участка опоры. К верхней точке консоли присоединяется масса

пролетного строения. При определении сейсмической нагрузки, действующей вдоль оси моста, масса пролетного строения считается сосредоточенной в уровне центров шарниров продольно-неподвижных опорных частей.

Связи между грузами и консолью всюду предполагаются абсолютно жесткими за исключением последнего участка, где связь может быть упруго податливой. Это позволяет учитывать в расчете податливость рессор вагонов, продольные деформации пролетного строения и деформации сдвига резиновых опорных частей.

Структура алгоритма показана на схеме (рисунок Е.2). Для определения элементов матрицы единичных перемещений А, характеризующей податливость опоры при действии горизонтальных сил, используется формула Максвелла-Мора, правило Верещагина и теорема Максвелла [22]. При этом учитываются деформации изгиба и сдвига опоры, деформации основания и связи между верхним грузом и консолью.

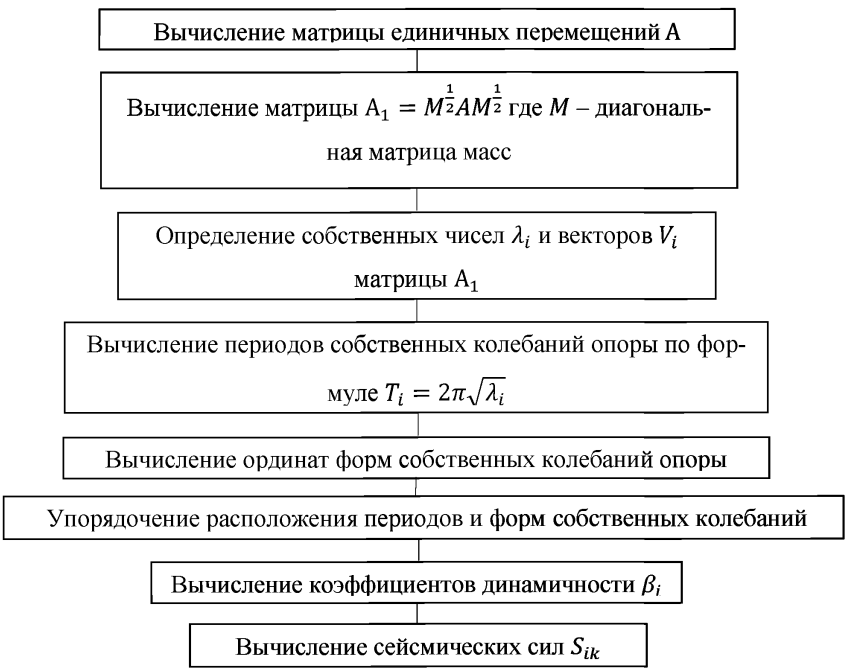


Рисунок Е.2 – Блок-схема программы «Сейна 74»

Единичное перемещение δ_{ij} вычисляется по формуле

$$\delta_{ij} = k_1 + k_2 x_i x_j + k_3(x_i + x_j) + \sum_{k=1}^{j} \left\{ \frac{y_{k-1} - x_{k-1}}{6EI_{k-1}} \left[2(x_i - x_{k-1})(x_j - x_{k-1}) + 2(x_i - y_{k-1})(x_j - y_{k-1}) + (x_i - x_{k-1})(x_j - y_{k-1}) + (x_j - x_{k-1})(x_i - y_{k-1}) \right] + \frac{x_k - y_{k-1}}{6EI_k} \left[2(x_i - y_{k-1})(x_j - y_{k-1}) + 2(x_i - x_k)(x_j - x_k) + (x_i - y_{k-1})(x_j - x_k) + (x_j - y_{k-1})(x_i - x_k) \right] + \frac{1{,}2(y_{k-1} - x_{k-1})}{GF_{k-1}} + \frac{1{,}2(x_k - y_{k-1})}{GF_k} \right\}, \quad (E.1)$$

где E – модуль упругости материала опоры при растяжении (сжатии);

G – то же при сдвиге;

k_1 – горизонтальное перемещение опоры от единичной силы, приложенной горизонтально в уровне подошвы плиты фундамента;

k_2 – угол поворота плиты фундамента от единичного момента;

k_3 – то же от единичной силы, приложенной горизонтально в уровне подошвы плиты фундамента;

$y_i (i = 1, 2 \dots n)$ – координаты верхних границ участков опоры в системе координат с началом в уровне подошвы фундамента;

$x_i (i = 1, 2 \dots n)$ – координаты дискретных масс, присоединенных к консоли;

$F_i (i = 1, 2 \dots n)$ – площади поперечных сечений участков опоры;

$I_i (i = 1, 2 \dots n)$ – моменты инерции поперечных сечений участков опоры относительно центральных осей, перпендикулярных плоскости изгиба.

При учете деформаций рессор подвижного состава железных дорог единичное перемещение δ_{nn} определяется с дополнительным слагаемым k_4. С помощью слагаемого k_4 также учитываются продольные деформации пролетного строения с неподвижными опорными частями на рассчитываемой опоре и деформации резиновых опорных частей.

Периоды и формы собственных колебаний опоры вычисляются с использованием для определения собственных значений матрицы A_1 циклического метода вращений Якоби. После завершения процесса вращений формы собственных колебаний нормируются по условию $\sqrt{\sum_{k=1}^{n} x_{ik}^2} = 1$ $(i = 1, 2 \dots n)$ и располагаются в

порядке следования соответствующих им периодов колебаний. После этого определяются инерционные силы от масс.

В 1983 г. программа была дополнена блоком определения поперечных сил и изгибающих моментов в сечениях опоры. Расчет производился по следующим формулам:

$$H_{ik} = \sum_{j=k}^{n} S_{ij} \ (i = 1, 2, 3; k = 1, 2 \dots n); \tag{Е.2}$$

$$H_{\rho k} = \sqrt{H_{1k}^2 + H_{2k}^2 + H_{3k}^2} \qquad (k = 1, 2 \dots n) \tag{Е.3}$$

$$M_{ik} = \sum_{j=k}^{n} S_{ij}(x_j - y_{k-1}) \ (i = 1, 2, 3; k = 1, 2 \dots n); \tag{Е.4}$$

$$M_{\rho k} = \sqrt{M_{1k}^2 + M_{2k}^2 + M_{3k}^2} \qquad (k = 1, 2 \dots n), \tag{Е.5}$$

где H_{ik} и M_{ik} – поперечная сила и изгибающий момент в уровне нижней границы k – го участка расчетной схемы, соответствующие i – й форме собственных колебаний секции (опоры) моста;

$H_{\rho k}$ и $M_{\rho k}$ – расчетные значения поперечной силы и изгибающего момента в уровне нижней границы k – го участка опоры.

Программа «Сейна 88» имеет следующие основные отличия от предыдущей версии:

– модули упругости при растяжении и сдвиге задаются для каждого участка расчетной схемы, что позволяет выполнять расчет с учетом изменения свойств бетона по высоте опор, а также использовать программу при расчете колебаний многослойных грунтовых толщ в ее основании;

– сейсмическая нагрузка, поперечные силы и изгибающие моменты определяются с учетом всех форм собственных колебаний;

– программа дополнена блоком определения упругих горизонтальных перемещений опоры при сейсмическом воздействии.

Программа «Сейна 92» разработана с участием к.т.н. Ю.М. Егорушкина. Расчетная схема объекта принята в виде консольной конструкции, состоящей из n участков. Число участков может изменяться от 3 до 10. К основанию консоль прикреплена упругими связями, допускающими ее горизонтальное перемещение и поворот относительно основания.

Участки сооружения могут деформироваться за счет изгиба и сдвига. Модули упругости материала при растяжении (сжатии) и сдвиге, площади и моменты инерции поперечных сечений участков постоянны по их длине, но могут быть неодинаковыми у разных участков. Конструктивно участки могут быть решены в виде стержневых систем, состоящих из вертикальных, наклонных или пересекающихся элементов, образующих раму или ферму.

Соединения участков между собой осуществляются с помощью упругих связей, допускающих взаимный поворот и сдвиг в любом стыке. Таким образом, в программе принят смешанный способ представления деформационных свойств объекта с помощью распределенных и дискретных параметров.

В пределах каждого участка размещается один груз, масса которого равна массе соответствующей части сооружения и присоединенной массе (например, воды). Связи между грузами и участками всюду предполагаются упругоподатливыми, что позволяет учесть деформации связей (опорных частей, рессор и др.). положение каждого груза задается координатой его центра масс, т.е. инерционные свойства сооружения задаются дискретно.

Сейсмическое воздействие в программе задается амплитудами перемещения, скорости и ускорения колебаний грунта категории II по сейсмическим свойствам, для которого установлена балльность района по карте общего сейсмического районирования (исходная сейсмичность), а также графиком коэффициента динамичности. Исходные характеристики воздействия корректируются с учетом сейсмического режима в районе строительства, местных грунтовых условий и рельефа местности. Расчетная сейсмическая нагрузка определяется с учетом коррекции на допустимые повреждения конструкции и на отклонение декремента колебаний объекта от стандартного значения.

Результатами работы программы служат числовые массивы, включающие периоды и формы собственных колебаний сооружения, сейсмическую нагрузку по всем формам колебаний, поперечные силы и изгибающие моменты в сечениях по границам участков, горизонтальные перемещения, углы поворота, скорости и ускорения колебаний грузов при сейсмическом воздействии. При необходимости

также может быть получена информация о промежуточных результатах вычислений в виде матриц единичных перемещений, углов поворота грузов, осцилляционной матрицы объекта и др.

В графическом виде могут быть напечатаны геометрические и инерционные характеристики опоры, эпюры модулей деформации, площадей и моментов инерции сечений участков, линии влияния перемещений верхних грузов, основные формы колебаний, коэффициенты основных форм колебаний, коэффициенты динамичности объекта, расчетные упругие перемещения и углы поворотов грузов, расчетные скорости и ускорения колебаний основания и грузов, расчетные усилия в сечениях по границам участков опоры.

Пример определения сейсмической нагрузки, действующей на опору поперек оси моста

Русло реки перекрывается пролетным строением из предварительно напряженного железобетона рамно-неразрезной системы. Разбивка на пролеты принята по схеме 84,5+4х105,0+84,5. Общая длина русловой части моста 589,0 м.

Пролетное строение состоит из двух параллельных секций, каждая из которых пропускает автомобильный транспорт в одном направлении. Вдоль оси моста секции разделены деформационным швом. Поперечное сечение секций коробчатое. Ширина верхней плиты одной коробки 15,9 м. Высота коробок по длине моста переменная.

Общая масса пролетного строения длиной 589 м под одно направление движения (одна коробка и дорожная одежда с коэффициентами надежности) достигает 28091 т или 47,7 т на 1 п.м. конструкции.

Наибольшая сейсмическая нагрузка в продольном к оси моста направлении приходится на анкерную опору, состоящую из двух одинаковых конструкций массивного типа, каждая из которых предназначена для опирания пролетного строения под одно направление движения.

Фундаменты верховой и низовой опор состоят из буровых столбов диаметром 1500 мм, прорезающих слои галечника и твердого суглинка (супеси). Нижние части столбов погружены в слои песчаника и алевролита.

Сейсмичность района строительства 9 баллов. Параметры горизонтальных колебаний среднего по сейсмическим свойствам грунта: перемещение 16,0 см, скорость 32,0 см/с, ускорение 4,0 м/с^2. Поправочные коэффициенты на сейсмический режим, местные инженерно-геологические и геоморфологические условия: $K_2 = 0{,}57$, $K_3 = 1{,}0$, $K_4 = 1{,}0$. Поправочные коэффициенты на снижение жесткости опоры и увеличение рассеяния энергии колебаний из-за трещин и пластических деформаций $K_1 = 0{,}25$. Коэффициент, учитывающий декремент колебаний сооружения, $K_\psi = 1{,}0$.

Геометрические и физические характеристики фрагмента моста, включающего анкерную опору и два примыкающих полупролета приведены в таблице Е.1. Модули упругости соответствуют принятым классам бетона по прочности на сжатие. Веса грузов определены с учетом коэффициентов надежности. Вес верхнего груза соответствует весу двух примыкающих к анкерной опоре полупролетов, омоноличенных с верхним участком опоры.

Таблица Е.1 – Характеристики участков опоры

№ участка	Размер по фасаду B, м	Верх участка Y, м	Модуль упругости E, тс/мм^2	Модуль упругости G, тс/мм^2	Площадь сечения F, м^2	Момент инерции сечения I, м^4	Вес груза Q, тс
1	15,50	2,00	3,060	1,220	186,0	3724	1841
2	13,00	5,40	3,320	1,330	88,40	1245	776
3	8,00	20,78	3,320	1,330	40,00	213,0	1691
4	8,00	26,85	3,520	1,410	40,00	213,0	5008

Соединения всех участков опоры между собой приняты абсолютно жесткими. Центры масс плиты ростверка, цоколя и тела опоры выше цоколя предполагаются расположенными в середине соответствующих участков расчетной схемы. Масса примыкающих к опоре полупролетов сосредоточена в точке, отстоящей на 1,5 м ниже верха дорожной одежды.

В результате расчета найдены сейсмические силы от масс, соответствующие периодам и формам собственных колебаний (таблица Е.2).

Таблица Е.2 – Сейсмическая нагрузка на опору, тс

Координаты точечных масс	1 форма	2 форма	3 форма	4 форма
1,00	0,40	2,64	45,58	70,56
3,70	1,25	6,52	67,58	–20,01
13,09	65,19	126,52	–8,35	0,88
25,43	774,01	-31,63	1,31	–0,11

Период основной формы собственных колебаний фрагмента в поперечном к оси моста направлении $T_1 = 0{,}31$ с лежит в середине резонансной области (0,1÷0,5 с). Этому значению периода соответствует наибольший коэффициент динамичности $\beta_1 = 2{,}5$.

Сейсмическая нагрузка от массы пролетного строения, соответствующая первой форме колебаний, равна 774 тс, что составляет около 15% от веса двух полупролетов.

ПРИЛОЖЕНИЕ Ж (справочное)

Динамические характеристики мостов

В монографии [10] приводятся сведения о динамических характеристиках балочных разрезных пролетных строений длиной от 15 до 40 м из обычного и предварительно напряженного железобетона на автомобильных дорогах (всего 68 пролетных строений), а также данные испытаний железобетонных арочных мостов на автомобильных, железных и городских дорогах (19 мостов). Декременты колебаний δ в первой группе объектов изменяются от 0,08 до 0,245, во второй группе от 0,055 до 0,302. Декременты колебаний увеличиваются с уменьшением периода колебаний.

В работе [5] рассматриваются динамические характеристики металлических пролетных строений железнодорожных мостов. Диапазону пролетов от 27 до 158 м соответствуют интервалы значений периода вертикальных колебаний (средние значения) 0,10-0,50 с, декремента колебаний 0,25-0,04, т.е. с увеличением пролета и периода колебаний декремент колебаний уменьшается.

В монографии [63] собраны данные об относительных коэффициентах затухания h вертикальных колебаний висячих мостов в Японии. Для 11 мостов с центральным пролетом от 75 до 367 м среднее значение коэффициента h = 0,011.

Статья [51] написана по материалам исследований моста через пролив Зунд, разделяющий Швецию и Данию. В средней части мостового перехода длиной около 8 км устроен вантовый мост с центральным пролетом 490 м. Мостовой переход запроектирован совмещенным. Движение поездов и автомобилей организовано в двух уровнях. Балка жесткости вантового моста имеет период собственных колебаний в горизонтальной плоскости 5,0 с, в вертикальной плоскости 2,7 с и изгибно-крутильных колебаний 1,4 с (расчетные значения). При динамических расчетах коэффициент затухания h принят равным 0,01.

Однопилонный вантовый мост с длиной главного пролета 330 м и короткого пролета 180 м построен на Тайване [78]. Высота А-образного железобетонного пилона 183,5 м. Пролетное строение принято в виде железобетонной коробчатой

конструкции высотой 3,2 м в коротком пролете и стальной коробки с ортотропной плитой той же высоты в главном пролете. Отношение высоты балки жесткости к длине главного пролета около 1:100. Ширина пролетного строения в уровне проезда 34,5 м.

Проектирование моста сопровождалось испытаниями моделей в масштабе 1:80 и 1:150. В аэродинамической трубе моделировались условия работы моста на стадии постройки с учетом веса монтажного оборудования и на стадии эксплуатации.

Стадии постройки соответствуют следующие опытные значения периодов колебаний пролетного строения: в горизонтальной плоскости T_1 = 0,53 с, в вертикальной плоскости T_2=0,43 с, изгибно-крутильных колебаний T_3 = 0,17 с. Погрешности расчетных значений периодов колебаний соответственно 1,6%, 4,3% и 5,9%.

Упомянутые значения периодов собственных колебаний характеризуют данный мост как весьма жесткую систему, которая не должна раскачиваться при сильном ветре. Вместе с тем, сооружения с периодами 0,2–0,5 с испытывают повышенные сейсмические нагрузки, попадая в область резонанса при прохождении сейсмических волн. Определенный экспериментально для модели моста коэффициент h находился в интервале 0,02–0,03.

Мостовой переход через эстуарий р. Тежу в Португалии включает вантовый мост с двумя железобетонными пилонами высотой 147 м, веерной системой вант и железобетонным пролетным строением (балкой жесткости). Расстояние между пилонами 420 м. Высота пролетного строения 2,9 м или примерно 1:145 от длины пролета. Фундаменты пилонов из железобетонных свай диаметром 2,2 м, погруженных в грунт на 50 м под северным пилоном и на 65 м – под южным пилоном. Для уменьшения движения балки жесткости в продольном направлении относительно пилонов установлены демпферы [59].

Расчетные значения периодов колебаний пролетного строения: формы колебаний вдоль оси моста T_1 = 3,89 с, для горизонтальных колебаний поперек оси моста T_2 = 3,97 с, для вертикальных колебаний T_3 = 3,01 с, для изгибно-крутильной формы T_4 = 2,16 с. Для этих форм колебаний приняты следующие величины логарифмиче-

ского декремента, учитывающие конструктивное и аэродинамическое демпфирование: $\delta_1 = 0{,}04$, $\delta_2 = 0{,}05$, $\delta_3 = 0{,}19$, $\delta_4 = 0{,}09$.

Вантовый двухпилонный автодорожный мост построен во Вьетнаме. Общая длина моста 903 м при центральном пролете 435 м. Пилоны выполнены в виде полых железобетонных колонн с обычной и напряженной арматурой, опертых на кессоны. Высота пилонов около 140 м. Внутри пилонов установлены гасители колебаний в виде емкостей с водой.

Балка жесткости коробчатого поперечного сечения со стальными связями внутри коробок. Дополнительно пролетное строение усилено пучками предварительно напряженной арматуры.

На воздействие ветра конструкция моста в масштабе 1 : 150 проверялась в аэродинамической трубе. Испытания показали, что демпферы увеличивают логарифмический декремент по первой форме колебаний с 0,03 до 0,07. При этом максимальное отклонение верха пилонов, соответствующее скорости ветра 50 м/с, уменьшается на 14% [61].

Автодорожный виадук построен в Испании по схеме 60+3×80+60 м. Высота монолитных бетонных опор изменяется от 41 до 92 м. Опоры выполнены коробчатого поперечного сечения с фасадной гранью, размер которой уменьшается от обреза фундамента к верху опоры.

Колебания самой высокой опоры после ее возведения возбуждались с помощью взрыва около ее основания и в результате порывов ветра. Первые три формы колебаний опоры имели периоды T_1 = 2,00 с, T_2 = 0,40 с и T_3 = 0,16 с. Коэффициент h изменялся в диапазоне от 0,008 до 0,019 [39].

В монографии [66], написанной преимущественно на основании опыта проектирования мостов в США и в Европе, рекомендуется принимать коэффициент h для стальных конструкций в интервале от 0,02 до 0,05, для железобетонных конструкций в интервале от 0,02 до 0,07 (в среднем 0,05). Более высокие значения h принимаются в тех случаях, когда значительная часть энергии рассеивается в грунт или поглощается в демпферах.

ПРИЛОЖЕНИЕ И (справочное)

Оценки параметров колебаний грунта в сейсмических шкалах

В шкале MSK-64 [16] приводятся интервалы возможных значений ускорений и скоростей колебаний грунта, а также амплитуд смещения центра масс маятника СБМ при сейсмических воздействиях силой от 5 до 10 баллов (таблица И.1).

Таблица И.1 – Инструментальная часть шкалы MSK-64

Сила землетрясения, баллы	Ускорение колебаний грунта, см/с^2	Скорость колебаний грунта, см/с	Перемещение центра масс маятника СБМ, мм
5	12–25	1,0–2,0	0,5–1,0
6	25–50	2,1–4,0	1,1–2,0
7	50–100	4,1–8,0	2,1–4,0
8	100–200	8,1–16,0	4,1–8,0
9	200–400	16,1–32,0	8,1–16,0
10	400–800	32,1–64,0	16,1–32,0

При анализе инструментальных записей рассматриваются ускорения грунта для периодов от 0,1 до 0,5 с, скорость колебаний для периодов от 0,5 до 2,0 с. Для записи перемещений используется маятник СБМ с периодом собственных колебаний 0,25 с и логарифмическим декрементом 0,5.

Граничные и средние значения интервалов в таблице И.1 изменяются вдвое с увеличением силы землетрясения на один балл, т.е. параметры колебаний грунта и маятника СБМ образуют геометрические прогрессии со знаменателем 2.

В 1973 г. Институт физики Земли предложил инструментальную шкалу MSK-73, основанную на измерении скорости сейсмических колебаний грунта на земной поверхности и на показаниях сейсмометра СБМ (таблица И.2) [17].

В отличие от шкалы MSK-64 в шкале MSK-73 рассматриваются пиковые (максимальные) значения параметров колебаний грунта без изъятия из записей низших и высших форм колебаний. Приведенные в таблице И.2 параметры образуют геометрические прогрессии со знаменателем 2. По результатам обработки записей 122 землетрясений предложено увеличить скорости колебаний и смещения маятника, соответствующие толчкам силой 6–9 баллов, в 1,5 раза.

Таблица И.2 – Инструментальная часть шкалы MSK-73

Сила землетрясения, баллы	Наибольшая скорость колебаний грунта на поверхности, см/с	Наибольшие смещения центра масс маятника сейсмометра СБМ, мм
6	3,1–6,0	1,5–3,0
7	6,1–12,0	3,1–6,0
8	12,1–24,0	6,1–12,0
9	24,1–48,0	12,1–24,0

Шкала ИГИС-73 разработана в Институте геофизики и инженерной сейсмологии АН Армении [20]. При составлении шкалы использованы записи около 200 в основном японских и американских землетрясений.

Для оценки силы землетрясения в шкале используются наибольшие ускорения грунта и показания сейсмометра СБМ (таблица И.3).

Таблица И.3 – Инструментальная часть шкалы ИГИС-73

Сила землетрясения, баллы	Наибольшие ускорения колебаний грунта, см/с^2	Наибольшие смещения центра масс маятника сейсмометра СБМ, мм
6	30–60	0,8–1,6
7	60–120	1,6–3,2
8	120–240	3,2–6,4
9	240–480	6,4–12,8

При разработке шкалы ИГИС-73 акселерограммы, содержащие высокочастотные колебания (T <0,1 с) не учитывались. По сравнению со шкалой MSK-64 граничные значения ускорений повышены на 20%, смещения центра масс маятника СБМ уменьшены на 25%.

Представленные в шкале параметры образуют геометрические прогрессии со знаменателем 2. В предложенные интервалы изменения ускорений попадает около 70% землетрясений данного балла. На меньшие и большие значения параметров приходится по 15% землетрясений.

Шкала ИСМиС-73 (таблица И.4) разработана в Институте строительной механики и сейсмостойкости АН Грузии [21].

Таблица И.4 – Инструментальная часть шкалы ИСМиС-73

Сила землетрясения, баллы	Интервалы наибольших параметров колебаний грунта		
	ускорение, см/с^2	скорость, см/с	перемещение, см
6	25–50	2–4	1–2
7	50,1–100	4,1–8	2,1–4
8	100,1–200	8,1–16	4,1–8
9	200,1–400	16,1–32	8,1–16

Наиболее существенное отличие шкалы ИСМиС от шкалы MSK-64 состоит в добавлении данных об упругих перемещениях грунта на земной поверхности для оценки силы землетрясения. Ускорения и скорости колебаний соответствуют шкале MSK–64. Все параметры колебаний грунта образуют геометрические прогрессии со знаменателем 2. Параметры колебаний грунта в шкале приведены для периодов составляющих гармоник 0,1–0,5 с (для ускорений), 0,5–2 с (для скоростей) и 2–5 с (для перемещений грунта).

Обобщив известные шкалы Межведомственный совет по сейсмологии и сейсмостойкому строительству (МСССС) предложил [35] для определения силы землетрясений использовать шкалу, приведенную в таблице И.5.

Представленные в этой таблице граничные значения интервалов параметров колебаний образуют геометрические прогрессии со знаменателем 2. По сравнению со шкалой MSK-64 скорости колебаний грунта увеличены в 1,5 раза, ускорения – на 20%.

Таблица И.5 – Инструментальная часть шкалы МСССС

Сила землетрясения, баллы	Интервалы наибольших ускорений грунта при периоде 0,1 с и более, см/с^2	Интервалы наибольших скоростей колебаний грунта, см/с	Интервалы наибольших перемещений центра масс маятника СБМ, мм
6	30–60	3,0–6,0	1,5–3,0
7	61–120	6,1–12,0	3,1–6,0
8	121–240	12,1–24,0	6,1–12,0
9	241–480	24,1–48,0	12,1–24,0

В работе [18] С.В. Медведев отмечал, что приведенные в шкале MSK–64 параметры колебаний грунта и маятника СБМ занижены. В связи с этим в модифицированном варианте шкалы MSK-64 (MSK-78) приняты более высокие, чем в шкале MSK-64 параметры, а именно средние значения интервалов ускорений колебаний грунта, соответствующие силе землетрясений от 6 до 9 баллов, увеличены на 33%, скоростей колебаний и смещений центра масс маятника СБМ – на 66% (таблица И.6). Приведенные в таблице параметры образуют геометрические прогрессии, повторяя в этом отношении все рассмотренные выше шкалы.

Таблица И.6 – Инструментальная часть шкалы MSK-78

Сила землетрясения, баллы	Средние значения интервалов наибольших параметров колебаний грунта и маятника СБМ		
	ускорение, см/с^2	скорость, см/с	перемещение центра масс маятника СБМ, мм
6	50	5	2,5
7	100	10	5
8	200	20	10
9	400	40	20

Предложенная Ф.Ф. Аптикаевым инструментальная часть сейсмической шкалы [2] в сокращенном виде представлена в таблице И.7.

Таблица И.7 – Параметры колебаний грунта по Ф.Ф. Аптикаеву

Сила землетрясения, баллы	Средние значения интервалов наибольших параметров колебаний грунта		
	ускорение, см/с^2	скорость, см/с	перемещение, см
6	44	3,8	0,66
7	110	11	3,2
8	280	33	15
9	700	98	72

Наиболее существенное отличие данной шкалы от всех рассмотренных выше шкал – отклонение скорости роста параметров колебаний грунта от закона геометрической прогрессии со знаменателем 2. В результате при силе толчка 9 баллов средние ускорения колебаний грунта по сравнению со шкалой MSK-78 увеличиваются с 400 см/с^2 до 700 см/с^2, скорости колебаний с 40 см/с до 98 см/с.

При использовании предложения Ф.Ф. Аптикаева для расчета на 9-балльные воздействия сейсмическая нагрузка увеличится почти в 2 раза. Одновременно существенно возрастают размеры и стоимость антисейсмических устройств, используемых для гашения колебаний и ударов, поскольку скорость колебаний грунта повышается примерно в 2,5 раза.

В СП 269.1325800 (приложение А) включены данные о параметрах колебаний грунта при толчках силой от 7 до 10 баллов с шагом в 0,1 балла. Границы изменения параметров колебаний грунта и нормативные значения параметров для целых баллов приводятся в таблице И.8. Нормативные значения перемещения, скорости и ускорения колебаний грунта относятся к среднему по разрушительным

последствиям землетрясению, сила которого устанавливается по повреждениям (разрушениям) построек.

Таблица И.8 – Параметры колебаний грунта, используемые при проектировании мостов

Сила землетрясения, баллы	Параметры колебаний грунта		
	перемещение, см	скорость, см/с	ускорение, см/с^2
7	$\frac{2,8-5,7}{4,0}$	$\frac{5,7-11,3}{8,0}$	$\frac{70,7-141}{100}$
8	$\frac{5,7-11,3}{8,0}$	$\frac{11,3-22,6}{16,0}$	$\frac{141-283}{200}$
9	$\frac{11,3-22,6}{16,0}$	$\frac{22,6-45,3}{32,0}$	$\frac{283-566}{400}$

Примечание – в числителе приведены интервальные, в знаменателе – нормативные значения перемещения, скорости и ускорения грунта при толчках силой 7, 8 и 9 баллов.

ПРИЛОЖЕНИЕ К (справочное)

Давление грунта насыпи на устой

Давление грунта на устои во время землетрясения отличается от статического. Это связано с появлением сил инерции, действующих на грунт, влиянием вибрации на угол внутреннего трения грунта и наклоном задней грани устоя.

Наклон задней грани стены к вертикали в результате землетрясения может существенно повлиять на давление грунта в том случае, когда поворот устоя достигает 5–10°. Такой наклон приводит к горизонтальному перемещению подферменной плиты устоя в пролет на метр и более, что недопустимо. Развитие значительных отклонений фундаментов должно предупреждаться их опиранием на малосжимаемые грунты и ограничением положения равнодействующей активных сил в плоскости подошвы фундаментов. В необходимых случаях проектное положение устоев может обеспечиваться конструктивными мероприятиями. Упомянутые меры позволяют не учитывать влияние наклона устоев при определении сейсмического давления грунта со стороны насыпей подходов.

Рассмотрим вывод формулы для определения давления грунта на устой с учетом сил инерции в насыпи и изменения при вибрациях угла внутреннего трения грунта.

Во время землетрясения наряду с гравитационной силой на массу m грунта действует сила инерции (рисунок К.1). Их равнодействующая γ_c и угол наклона θ равнодействующей к вертикали:

$$\gamma_c = \frac{(1+K_в)}{\cos\theta} mg, \qquad (К.1)$$

$$\theta = arctg\frac{K_г}{1+K_в}, \qquad (К.2)$$

где g – ускорение свободного падения;

$K_г$ – отношение горизонтальной компоненты сейсмического ускорения грунта к ускорению g;

$K_в$ – отношение вертикальной компоненты сейсмического ускорения грунта к ускорению g.

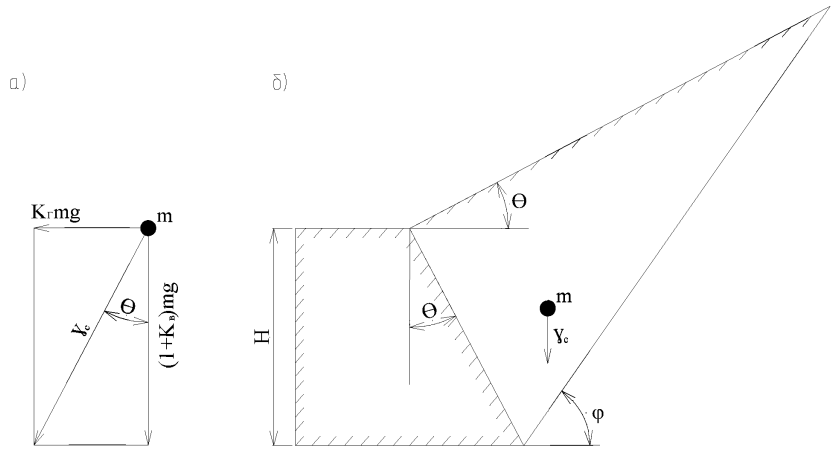


Рисунок К.1 – Схемы к расчету сейсмического давления грунта на устой:

а) силы, действующие на частицу грунта массой m;

б) схема устоя при определении давления грунта во время землетрясения

Если принять за вертикаль направление равнодействующей сил гравитации и инерции, а в качестве удельного веса грунта взять величину равнодействующей гравитационной и сейсмической сил γ_c, действующей на единицу объема засыпки, то задача сводится к нахождению давления засыпки с наклонной поверхностью на стену с наклонной гранью. Эта задача может быть решена различными методами. Ниже приводится решение, использующее теорию Кулона.

Согласно теории Кулона [22], коэффициент бокового давления μ и равнодействующая давления грунта E на единицу длины подпорной стены определяются по формулам:

$$\mu = \frac{cos^2(\varphi-\alpha)}{\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\varphi_0)\cdot\sin(\varphi-\beta)}{sin\psi\cos(\beta-\alpha)}}\right]^2 sin\psi cos^2\alpha}, \quad (К.3)$$

$$E = \frac{1}{2}\gamma H^2 \mu, \quad (К.4)$$

где γ – удельный вес грунта;

H – высота стены;

α – угол наклона задней грани стены к вертикали;

φ – угол внутреннего трения грунта;

φ_0 – угол внутреннего трения грунта по стене;

β – угол наклона поверхности засыпки к горизонту;

ψ – угол, равный 90°– $\alpha - \varphi_0$.

Коэффициент бокового давления μ зависит только от углов φ, φ_0, α и β. Обычно при расчете устоев мостов влияние конструктивного наклона задней грани и трения между грунтом и задней гранью устоя не учитывается. Поэтому в нашем случае следует принять $\alpha = \beta = \Theta$ и $\varphi_0 = 0$. Кроме того, $\varphi = \varphi_c$, где φ_c – угол внутреннего трения при вибрациях.

После соответствующих преобразований получим для определения давления грунта на 1 погонный метр ширины устоя:

$$\mu_c = \frac{(1+K_в)cos^2(\varphi_c - \Theta)}{\left[1+\sqrt{\frac{\sin\varphi_c \cdot \sin(\varphi_c - \Theta)}{\cos\Theta}}\right]^2 cos^4\Theta}, \quad \text{(К.5)}$$

$$E = \frac{1}{2}\gamma H^2 \mu_c . \quad \text{(К.6)}$$

ПРИЛОЖЕНИЕ Л (справочное)

Динамические расчеты балочных пролетных строений мостов как пространственных систем

Пролетные строения мостов, сооружаемых в сейсмических районах, испытывают воздействие разнообразных динамических нагрузок, вызывающих сложное напряженное состояние конструкций и в некоторых случаях разрушительные последствия. В частности, как показывает опыт эксплуатации, одновременно с сейсмическим воздействием часто возникают вибрации от ударов смежных частей моста.

Удары по пролетному строению могут наноситься вдоль его оси или поперек оси в вертикальном и в горизонтальном направлениях. При землетрясении в Армении (1988 г.) вертикальные импульсные силы, возникавшие при подбрасывании опорных узлов, вызвали тяжелые повреждения балочных разрезных пролетных строений из обычного железобетона на автомобильных дорогах. Один мост с главными балками из стали и железобетонной плитой проезжей части был разрушен (рисунок Л.1).

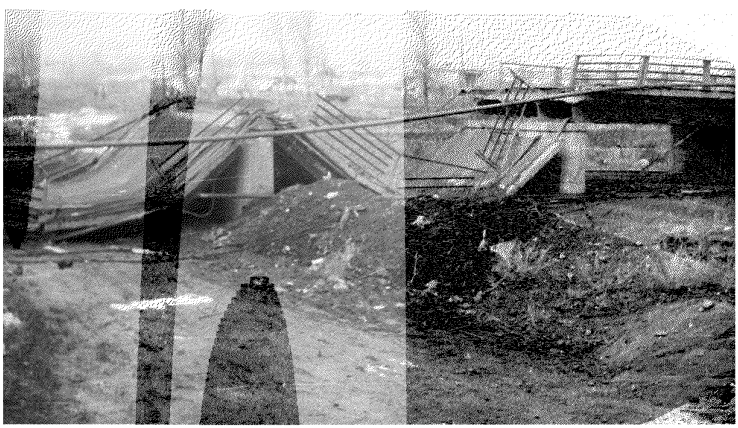


Рисунок Л.1 – Разрушение моста на автомобильной дороге

Металлические пролетные строения на железной дороге выдержали землетрясение в Армении без заметных повреждений. Факты указывают на необходи-

мость принятия специальных мер по защите одних конструкций и достаточность имеющихся резервов прочности в других пролетных строениях. Для оценки сейсмостойкости мостов прежних лет постройки, проектирования мер защиты вновь сооружаемых и старых мостов от землетрясений применяется методика расчета конструкций на импульсные нагрузки.

Методы расчета колебаний балок, рам, арок и других систем изложены в многочисленных публикациях по динамике сооружений, в частности в работах [5, 6, 22, 24, 25, 26], а также в справочной литературе. Расчет вынужденных колебаний балочного пролетного строения при ударе и движении по нему транспортной нагрузки требует предварительного нахождения частот и форм собственных колебаний конструкции.

Рассмотрим свободные колебания пролетного строения без затухания, в процессе которого все главные балки совершают поперечные изгибно-крутильные вибрации.

В системе отсчета, связанной с осью центров тяжести ox_i, положение балки с номером i в момент времени t определяется вектор-функцией

$$\overline{D_{oi}}(x_i t) = \overline{D_{oi}}(x) sin\omega t, \quad (i = 1, 2, \dots n) \qquad (Л.1)$$

где вектор $\overline{D_{oi}}(x)$ имеет своими координатами максимальные отклонения оси балки i от положения равновесия, т.е. вертикальный и горизонтальный прогибы и угол закручивания (рисунок Л.2).

Вектор сил инерции $\Phi_{oi}^{iner}(x,t)$, действующих на балку i, включает вертикальную и горизонтальную силы, приложенные в центре тяжести поперечного сечения балки, а также момент, закручивающий балку относительно центров изгиба. В силу второго закона Ньютона векторы $\overline{D_{oi}}(x_i t)$ и $\Phi_{oi}^{iner}(x,t)$связаны уравнением

$$\Phi_{oi}^{iner}(x,t) = \omega^2 A_i \overline{D_{oi}}(x) sin\omega t, \qquad (Л.2)$$

где $A_i = \rho_i \begin{Vmatrix} S_i & 0 & 0 \\ 0 & S_i & 0 \\ 0 & 0 & I_{ri} \end{Vmatrix}$;

ρ_i – плотность материала;

S_i – площадь поперечного сечения балки;

I_{ri} – полярный момент инерции поперечного сечения балки относительно центров тяжести.

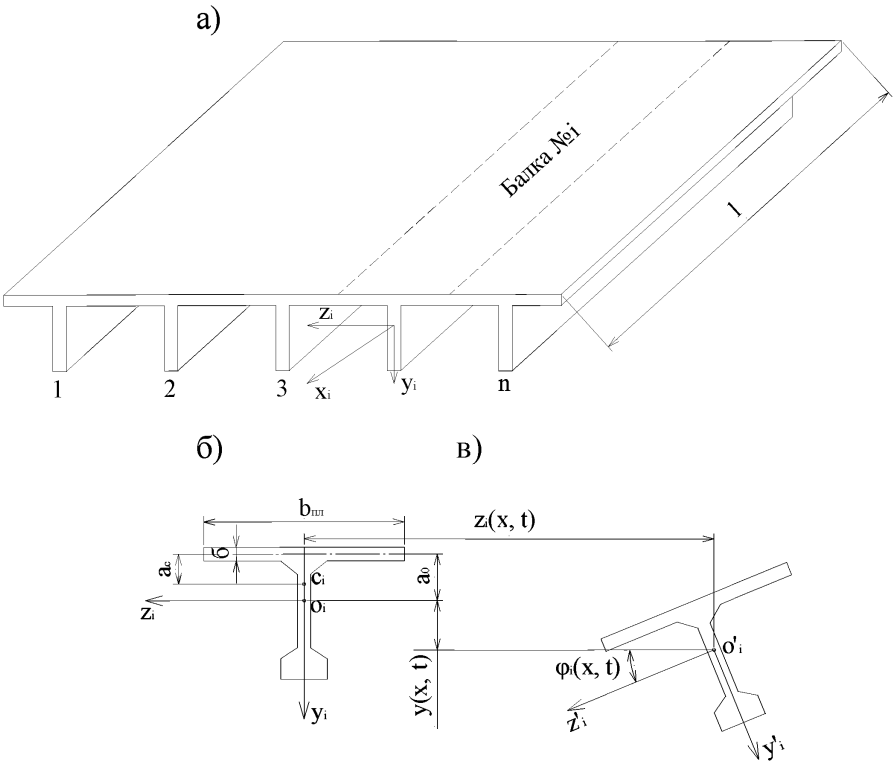


Рисунок Л.2 – Схемы к динамическому расчету балочного разрезного пролетного строения:

а) расчетная модель пролетного строения;

б) поперечное сечение балки с номером i;

в) отклонение балки с номером i от положения равновесия

В момент времени $t = \frac{\pi}{2\omega}$, когда отклонения оси балки i от положения равновесия равны $\overline{D_{oi}}(x)$, силы инерции определяются вектор-функцией

$$\overline{\Phi}_{oi}^{iner}(x) = \omega^2 A_i \overline{D_{oi}}(x).$$

Представим вектор-функцию $\overline{D_{oi}}(x)$ в виде синусоидального ряда Фурье

$$\overline{D_{oi}}(x) = \sum_{k=1}^{\infty} \overline{D}_{oi}^{(k)} sin\frac{k\pi x}{l}. \quad (Л.3)$$

Очевидно разложение в ряд Фурье сил инерции

$$\overline{\Phi}_{oi}^{iner}(x) = \omega^2 A_i \sum_{k=1}^{\infty} \overline{D}_{oi}^{(k)} sin\frac{k\pi x}{l}. \quad (Л.4)$$

Вектор коэффициентов Фурье в разложении (Л.4) назовем обобщенной инерционной нагрузкой, действующей на балку i. Этот вектор определяется формулой

$$\overline{\Phi}_{oi}^{iner(k)} = \omega^2 A_i \overline{D}_{oi}^{(k)}. \quad (Л.5)$$

Инерционные силы, действующие на пролетное строение в момент времени $t = \frac{\pi}{2\omega}$, запишем в виде блочного вектора

$$\overline{\Phi}_{o}^{iner}(x) = \left\| \overline{\Phi}_{o1}^{iner}(x), \overline{\Phi}_{o2}^{iner}(x), \dots \overline{\Phi}_{on}^{iner}(x) \right\|. \quad (Л.6)$$

Вектор-функцию $\overline{\Phi}_{o}^{iner}(x)$ разложим в ряд Фурье

$$\overline{\Phi}_{o}^{iner}(x) = \sum_{k=1}^{\infty} \overline{\Phi}_{o}^{iner(k)} sin\frac{k\pi x}{l}. \quad (Л.7)$$

Обобщенная инерционная сила $\overline{\Phi}_{o}^{iner(k)}$, действующая на пролетное строение, в силу формулы (Л.5) связана с обобщенным прогибом пролетного строения $\overline{D}_{o}^{(k)}$ уравнением

$$\overline{\Phi}_{o}^{iner(k)} = \omega^2 A \overline{D}_{o}^{(k)}, \quad (Л.8)$$

где квазидиагональная матрица

$$A = \begin{Vmatrix} A_1 & & 0 \\ & \dots & \\ 0 & & A_n \end{Vmatrix}. \quad (Л.9)$$

Уравнение (Л.8) содержит два неизвестных вектора $\overline{\Phi}_{o}^{iner(k)}$ и $\overline{D}_{o}^{(k)}$, а также неизвестный параметр ω^2. Второе уравнение, содержащее эти векторы, позволяет получить принцип Даламбера и статический расчет пролетного строения как пространственной плитно-балочной конструкции.

При загружении пролетного строения внешней нагрузкой $\overline{\Phi}_{a}(x) = \overline{\Phi}_{a}^{(k)} sin\frac{k\pi x}{l}$ получаем прогиб $\overline{D_o}(x) = \overline{D}_{o}^{(k)} sin\frac{k\pi x}{l}$. Вектор коэффициентов Фурье отклонения балок от положения равновесия определяем по формуле

$$\overline{D}_o^{(k)} = C_k \overline{\Phi}_a^{(k)}, \qquad (Л.10)$$

где матрица C_k определяется по формулам статического расчета пролетного строения.

В соответствии с принципом Даламбера система находится в равновесии, если к активным силам добавить силы инерции. В случае свободных незатухающих колебаний

$$\overline{\Phi}_a^{(k)} = \overline{\Phi}_o^{iner(k)}. \qquad (Л.11)$$

Из (Л.10) и (Л.11) следует искомое соотношение

$$\overline{D}_o^{(k)} = C_k \overline{\Phi}_o^{iner(k)}, \qquad (Л.12)$$

Рассмотрим уравнения (Л.8) и (Л.12) совместно:

$$\left.\begin{aligned} \overline{\Phi}_o^{iner(k)} &= \omega^2 A \overline{D}_o^{(k)} \\ \overline{D}_o^{(k)} &= C_k \overline{\Phi}_o^{iner(k)} \end{aligned}\right\}. \qquad (Л.13)$$

Обозначим $\mu = \frac{1}{\omega^2}$ и $\Omega_k = C_k A$.

Исключая из системы (Л.13) вектор $\overline{\Phi}_o^{iner(k)}$ и принимая во внимание введенные обозначения, получим уравнение обобщенных собственных форм колебаний пролетного строения

$$\Omega_k \overline{D}_o^{(k)} = \mu \overline{D}_o^{(k)}. \qquad (Л.14)$$

Определение собственных форм колебаний сводится к отысканию нетривиальных решений системы линейных алгебраических уравнений (Л.14). Необходимое и достаточное условие существования нетривиального решения однородной системы (Л.14) заключается в равенстве нулю определителя, составленного из коэффициентов системы.

$$Det[\Omega_k - \mu E] = 0, (k = 1, 2). \qquad (Л.15)$$

Корни уравнения (Л.15) $\mu_{k1}, \mu_{k2} \dots \mu_{k,3n}$ связаны с частотами собственных колебаний пролетного строения соотношениями

$$\omega_{k1} = \sqrt{\frac{1}{\mu_{k1}}}, \omega_{k2} = \sqrt{\frac{1}{\mu_{k2}}}, \dots \omega_{k,3n} = \sqrt{\frac{1}{\mu_{k,3n}}}. \qquad (Л.16)$$

Обобщенная форма колебаний $\overline{D}_o^{(ki)}$, соответствующая частоте ω_{ki}, определяется из уравнения

$$\Omega_k \overline{D}_o^{(ki)} = \mu_{ki} \overline{D}_o^{(ki)} \ (k = 1, 2 \ldots; i = 1, 2, \ldots 3n), \qquad (Л.17)$$

а действительная форма колебаний описывается вектор-функцией

$$\overline{D}_o^{(ki)}(x) = \overline{D}_o^{(ki)} sin \frac{k\pi x}{l}, \qquad (Л.18)$$

Можно доказать, что при фиксированном индексе k характеристические числа ω_{ik}^2 положительные, а векторы $\overline{D}_o^{(ki)}$ $(i = 1, 2, \ldots 3n)$ линейно независимы и ортогональны в метрике матрицы A.

Вынужденные колебания балочных разрезных пролетных строений от импульсной, внезапно приложенной, гармонической и подвижных нагрузок рассмотрены в работе [32].

Для проверки методики поставлен опыт с использованием мелкомасштабной модели двухбалочного пролетного строения. Модель изготовлена из органического стекла с модулем упругости при растяжении $E = 3{,}9 \cdot 10^3$ МПа, плотностью $\rho = 1{,}2 \cdot 10^{-3}$ кг/см^3 и коэффициентом Пуассона $\mu = 0{,}32$. Длина модели 800 мм, высота балок 62 мм, ширина плиты 240 мм. Формы собственных колебаний модели показаны на рисунке Л.3.

Опыт проводился с двумя видами динамической нагрузки. Эффект внезапно действующей силы создавался обрывом нити, соединявшей груз весом 44 N с серединой балки №1. Мгновенный импульс $I = 20{,}4 \cdot 10^{-2}$ Н·с создавался с помощью вертикального удара по плите модели в середине и в четверти ее пролета.

Амплитуды колебаний, возбуждаемых динамическими нагрузками, не превышали 0,2 мм. Вибрации отдельных точек модели фиксировались тремя пьезокерамическими датчиками и аппаратурой для передачи, усиления и записи сигналов. Датчики, имевшие массу 15 г каждый, рассчитаны на регистрацию колебаний с частотами в диапазоне от 15 до $15 \cdot 10^3$ Hz. Продолжительность колебаний модели, превышающих уровень помех, составляла 0,10–0,15 с.

Анализ записей колебаний позволил установить частоту изгибно-крутильной и изгибной форм колебаний, соответствующих прогибам и углам закручивания

балок модели по одной полуволне синусоиды. Экспериментальные частоты для этих форм колебаний отличаются от частот, найденных расчетом модели, на 1–2%.

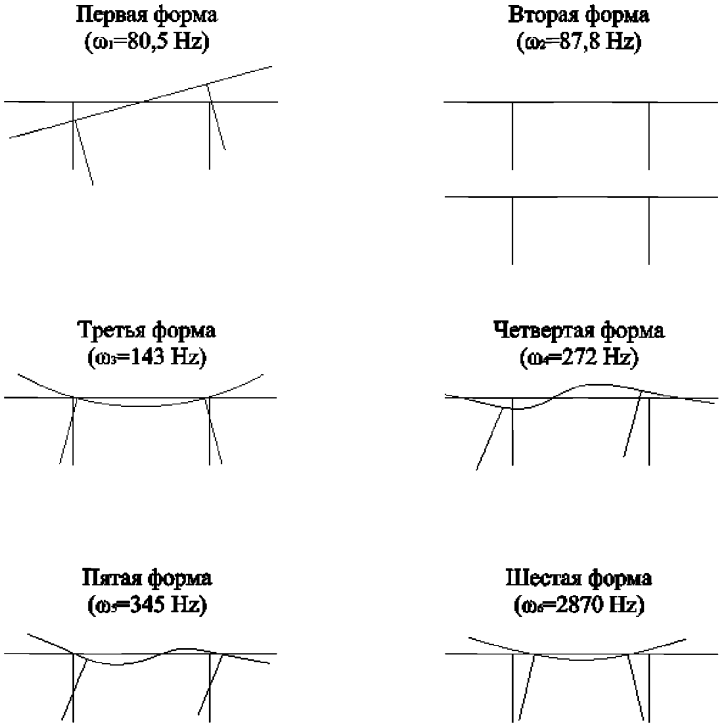


Рисунок Л.3 – Формы собственных колебаний модели, соответствующие изгибу (закручиванию) балок вдоль пролета по одной полуволне синуса

Для определения динамических перемещений использована методика расчета колебаний, приведенная в работе [32]. Коэффициенты затухания приняты по данным эксперимента. Ординаты прогибов подсчитывались через каждую миллисекунду на отрезке времени 50 мс.

Наибольшее значение расчетного прогиба балки №1 при вертикальном ударе по середине балки №2 практически совпадает с полученным на опыте.

Расчетный график вибраций балки №1 в уровне нижнего пояса построен с учетом изгибно-крутильной формы колебаний. По этой причине теоретическая и

опытная кривые различаются на отрезке 12 мс, где высокочастотная четвертая собственная форма резко снизила первую амплитуду вибраций. Затем влияние четвертой формы заметно падает и амплитуды кривых сближаются.

Помимо вибраций отдельных точек записывались деформации плиты и балок модели. Для измерения деформаций использовались датчики на пленочной основе с базой 10 мм и номинальным сопротивлением 200 Ом. Всего на модель было наклеено 62 датчика, которые позволили измерять деформации плиты модели в 31 точке, нижних поясов балок в 19 точках, стенки балки в 12 точках.

Анализ графиков деформаций показал, что нормальные напряжения в нижних поясах балок при внезапном нагружении определяются изгибной и изгибно–крутильной формами колебаний. При ударе на начальном отрезке записи наблюдается заметное влияние высокочастотной формы собственных колебаний.

ПРИЛОЖЕНИЕ М (справочное)

Влияние трещин в железобетонных стойках опор на амплитуды колебаний подферменных плит при землетрясениях

При сейсмическом воздействии подферменные плиты стоечных опор и неподвижно опертые на них балочные пролетные строения путепроводов и эстакад совершают в направлении оси моста колебания со значительными амплитудами. Если деформационные швы не имеют достаточной ширины, то возникают удары подвижных концов пролетных строений в шкафные стенки устоев, в разновысокие подферменники промежуточных опор, в торцы балок смежных пролетов или в ограничительные устройства (стопоры). При этом в местах контакта соударяющихся конструкций возникают тяжелые повреждения. Для предотвращения этих повреждений необходимо выполнить расчет амплитуд колебаний всех секций моста, совершающих независимые колебания, и по результатам расчета предусмотреть соответствующие антисейсмические мероприятия.

При колебаниях секции моста изменяются плечи вертикальных сил от собственного веса конструкций относительно центральных осей поперечных сечений стоек и подошвы фундамента опоры. В результате изменяется напряженно–деформированное состояние элементов опоры и грунта в ее основании. Для учета этого изменения также необходимо выполнить расчет амплитуд горизонтальных колебаний подферменной плиты и других частей опоры относительно основания.

Для железнодорожных балочных разрезных мостов расчет амплитуд колебаний подферменных плит выполняется с целью определения угла взаимного поворота соседних пролетных строений в плане, ограниченного по условию безопасности движения поездов.

Согласно спектрально–модальному методу расчета амплитуду колебаний подферменной плиты находят отдельно для каждой учитываемой в расчете формы собственных колебаний, рассматривая сейсмическую нагрузку от масс условно как статическую. Для стоечных опор амплитуду колебаний можно определить как прогиб консоли, если известны матрица единичных перемещений и сейсмическая

нагрузка, соответствующая различным формам собственных колебаний опоры. Особенность расчета заключается в правильной оценке жесткости опоры, так как при землетрясении железобетонные стоечные опоры могут получать повреждения различной тяжести (рисунок М.1), что уменьшит их жесткость при изгибе и соответственно увеличит прогибы конструкции.



Рисунок М.1 – Повреждение стойки опоры автодорожного путепровода при землетрясении силой 9 баллов

Рассмотрим данные испытания моделей железобетонных конструкций [27]. Эксперименты выполнялись на моделях железобетонных балок прямоугольного и таврового сечения, плит и плитно–балочных конструкций длиной 80 см. Всего испытано 16 моделей, а также железобетонный блок прямоугольного поперечного сечения размером в поперечном сечении 94×45 см длиной 20,5 м. Растянутая зона блока армирована 14 стержнями диаметром по 32 мм.

Мелкомасштабные модели армированы стержневой арматурой класса А-II диаметром 8 мм. Для лучшего сцепления с бетоном на стержнях сделана нарезка. Процент армирования балок с прямоугольным поперечным сечением от 1,5 до 3,0%. При испытаниях модели доводились до разрушения (рисунок М.2).

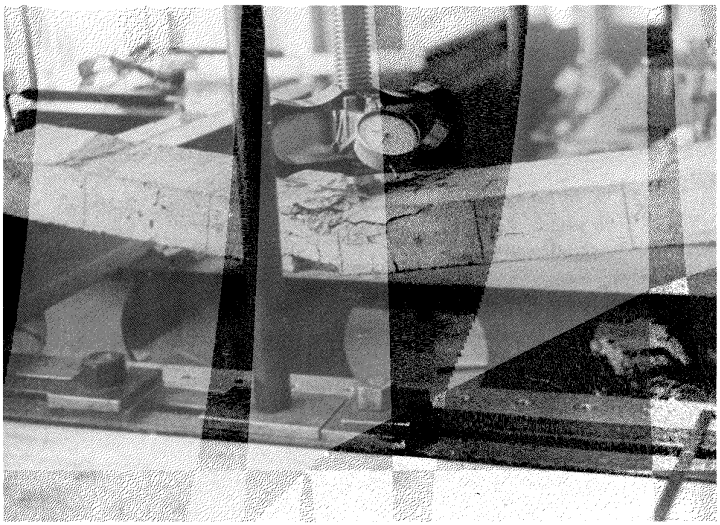


Рисунок М.2 – Испытание модели железобетонной балки

Опыты на моделях сопровождались расчетом прогибов по формулам сопротивления упругих материалов и по различным методам, учитывающим трещины и пластические деформации бетона. Как видно из рисунка М.3, неучет трещин и пластических деформаций бетона существенно занижает прогибы по сравнению с фактическими значениями. Если нагрузка Р приближается к предельной $Р_{пр}$ по условию прочности балок, то прогибы, рассчитанные по формулам сопротивления упругих материалов, составляют примерно 40% от фактических, т.е. на прогибы от неупругих деформаций и трещин приходится около 60% от суммарной величины прогиба. Аналогичные результаты получены при испытаниях моделей плитных и плитно–балочных пролетных строений.

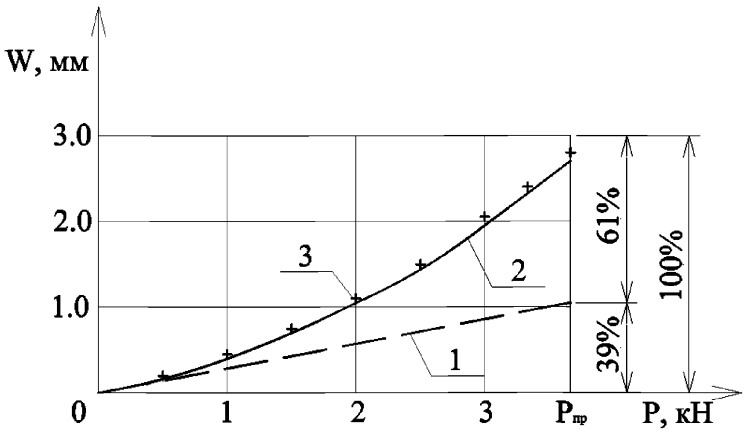


Рисунок М.3 – Прогибы модели балки прямоугольного поперечного сечения в середине пролета: 1) расчет по формулам сопротивления упругих материалов; 2 – расчет с учетом нелинейной зависимости кривизны изогнутой балки от момента; 3 – экспериментальные значения прогиба

Исходя из данных испытания железобетонных конструкций и опыта обследования мостов, испытавших сейсмическое воздействие, можно считать, что уменьшение жесткости на изгиб стоек мостовых опор находится в диапазоне от 25 до 75% от их первоначальной жесткости. При этом условии оценим влияние трещин и неупругих деформаций бетона на амплитуду колебаний подферменной плиты промежуточной опоры автодорожного путепровода, во время землетрясения силой 9 баллов.

Конструкция промежуточной опоры состоит из сборного железобетонного фундамента мелкого заложения высотой 1,65 м, четырех сборных железобетонных стоек диаметром 0,8 м и высотой по 9,45 м каждая и сборного железобетонного ригеля высотой 0,7 м. В смежных пролетах установлены восемь железобетонных балок l_p = 24,0 м и десять железобетонных балок l_p = 18,0 м. Опорные части резиновые.

Расчет выполнен с учетом податливости в горизонтальном направлении резиновых опорных частей. Коэффициенты податливости основания принимались

равными нулю. Рассмотрены три варианта потери жесткости стоек в сечении по обрезу фундамента (25%, 50% и 75% потери жесткости за счет повреждений стоек при землетрясении). Во всех случаях предполагается, что уменьшения жесткости стоек в местах их соединения с ригелем не происходит. По высоте стоек от обреза фундамента до низа ригеля потеря жесткости уменьшается линейно.

Для определения расчетной жесткости стоек в сечении на расстоянии Z от обреза фундамента начальную жесткость EI_0 нужно умножить на коэффициент K_z, величина которого определяется по формуле

$$K_z = 1 - K_{\text{обр}} \frac{h-Z}{h}, \qquad \text{(М.1)}$$

где K_z – коэффициент, учитывающий влияние повреждений стоек на их жесткость;

$K_{\text{обр}}$ – коэффициент снижения жесткости стоек в сечении по обрезу фундамента (при уменьшении жесткости на 25% $K_{\text{обр}} = 0{,}25$);

h – высота стоек над обрезом фундамента, м;

Z – расстояние от обреза фундамента до рассматриваемого сечения, м.

Выделим по высоте стоек четыре участка. Расстояния от обреза фундамента до середины участков: $Z_1 = 1{,}18$ м; $Z_2 = 3{,}55$ м; $Z_3 = 5{,}91$ м; $Z_4 = 8{,}27$ м. Найденные по формуле (М.1) значения коэффициента K_z для участков стоек приведены в таблице М.1.

Таблица М.1 – Значения коэффициента K_z при различной потере жесткости стоек в сечении по обрезу фундамента

Номер участка	Потеря жесткости в сечении по обрезу фундамента		
	25%	50%	75%
1	0,78	0,56	0,34
2	0,84	0,69	0,53
3	0,91	0,81	0,72
4	0,97	0,94	0,91

В соответствии с уточненными значениями жесткости стоек находим прогибы опоры от сейсмической нагрузки, соответствующей трем основным формам собственных колебаний. Графики амплитуд колебаний ригеля и пролетных строений показаны на рисунке М.4. При потере 75% начальной жесткости стоек в опор-

ных сечениях амплитуды колебаний верха опоры и пролетных строений увеличиваются примерно в 2 раза по сравнению с сохранением начальной жесткости стоек.

При землетрясениях наблюдаются разные степени повреждения стоек опор путепроводов в зависимости от интенсивности колебаний грунта и резервов несущей способности стоек. Поэтому при расчете амплитуд колебаний подферменных плит сначала необходимо установить их жесткость по участкам с учетом развивающихся в процессе землетрясения повреждений.

Для определения расчетной жесткости конструкции $B_{\text{р}}$ воспользуемся зависимостью между кривизной K и изгибающим моментом M в сечении железобетонного элемента в виде

$$K = \alpha M + \beta M^2 sign M, \qquad \text{(М.2)}$$

где α и β – коэффициенты, определяемые в зависимости от начальной жесткости B_0 элемента, жесткости $B_{\text{н}}$ изгибаемого элемента с трещинами при моменте $0{,}7M_{\text{пр}}$ и предельного момента $M_{\text{пр}}$ по условию прочности элемента при изгибе.

Определение кривизны элемента по формуле (М.2) равносильно замене стойки постоянного сечения стойкой переменного поперечного сечения, жесткость которого определяется выражением

$$B_{\text{р}} = \frac{1}{\alpha + \beta M sign M}. \qquad \text{(М.3)}$$

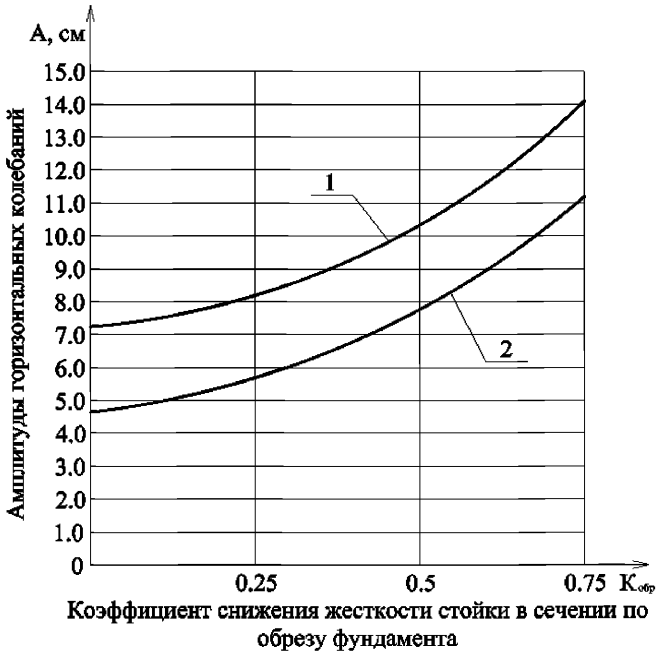


Рисунок М.4 – Графики амплитуд колебаний конструкций моста вдоль его оси относительно грунта: 1 – пролетных строений; 2 – ригеля опоры.

С учетом зависимостей $\alpha = \frac{1}{B_0}$ и $\beta = \frac{B_0 - B_н}{0{,}7 M_{пр} B_0 B_н}$ выражение для кривизны нагруженного элемента приводится к виду

$$K(x) = \frac{M}{B_0} + \frac{(B_0 - B_н) M^2}{0{,}7 M_{пр} B_0 B_н}. \quad (М.4)$$

Прогиб стойки высотой h в заданном сечении находим по формуле

$$\delta_{ip} = \int_0^h K(x) M_i(x) dx, \quad (М.5)$$

где $K(x)$ – эпюра кривизны стойки в нагруженном сейсмическими силами состоянии;

$M_i(x)$ – эпюра изгибающих моментов от единичной силы, приложенной в сечении с искомым прогибом (амплитудой колебаний).

ПРИЛОЖЕНИЕ Н (справочное)

Усиление мостов в сейсмических районах

На практике встречаются два основных случая усиления мостов в сейсмических районах. Первый из них относится к мостам, недостаточная сейсмостойкость которых выявляется уже при постройке и в первые годы эксплуатации, когда еще нет износа сооружения или он незначителен. Недостаточная сейсмостойкость в этом случае является следствием недооценки сейсмической опасности или переоценке несущей способности сооружения, прежде всего грунта в основаниях опор и на подходах к мосту.

Второй случай относится к объектам, имеющим значительный физический или моральный износ. В данном случае необходим капитальный ремонт или реконструкция сооружения с увеличением пропускной способности, продлением срока службы и восстановлением требуемой сейсмостойкости моста.

Капитальный ремонт (реконструкция) требует значительных вложений, сложных в техническом отношении работ, временного ограничения или закрытия движения по мосту. Разработка проекта усиления больших мостов предваряется уточнением исходной сейсмичности и сейсмическим микрорайонированием участка расположения моста по СП 269.1325800.

Повышение сейсмостойкости каменных опор мостов осуществляется известными из практики капитального восстановления методами. При усилении хорошие результаты дает устройство рубашек и подферменных плит из железобетона. Усиленные таким способом промежуточные опоры железнодорожного моста в Дагестане с пролетными строениями длиной 22,7 м успешно выдержали землетрясение 1970 г. силой не менее 8 баллов.

По условиям бетонирования толщину железобетонной рубашки следует принимать не менее 15 см. Армирование определяют расчетом или назначают по конструктивным соображениям. Обычно рубашку армируют стержнями диаметром 10–16 мм, образующими сетку со сторонами ячеек 12–20 см. Арматурную сетку прикрепляют вязальной проволокой к заделанным в тело опоры штырям, установ-

ленным в шахматном порядке с шагом 50–80 см. Глубину скважин для заделки штырей принимают 25–30 см, диаметр скважин 22–25 мм. Штыри закрепляют в опоре цементным раствором, которым заранее заполняют скважины.

Опоры автодорожных путепроводов обычно сооружаются в виде многостоечных железобетонных рам с размерами стоек в поперечном сечении 40 (50)–60 (70) см. При землетрясениях в таких стойках нередко возникают трещины, сколы защитного слоя бетона и более тяжелые повреждения. Стойки путепроводов могут быть усилены устройством железобетонных обойм, как это практикуется при усилении колонн зданий с рамным каркасом.

В качестве примера приведем усиление стоек многоэтажного железобетонного каркаса часовой башни железнодорожного вокзала в г. Сочи. Высота стен башни над обрезом фундамента 38,54 м. Железобетонный каркас состоит из стоек и железобетонных междуэтажных перекрытий. Расстояние между осями стоек крайних рядов равно 7,0 м. Всего имеется 16 стоек на каждом этаже, в том числе 12 стоек в плоскости наружных стен и 4 стойки, расположенные внутри башни.

При реконструкции вокзала внутренние стойки усилены железобетонными обоймами (рисунок Н.1). Толщина обойм 10 см, бетон класса В25, вертикальная арматура из стержней диаметром 22 мм класса стали AIII. Поперечная арматура из стержней диаметром 8 мм класса стали AI поставлена с шагом 150 мм. На участках примыкания стоек к перекрытиям шаг хомутов равен 100 мм. Усиление стоек и наружных стен повысило расчетную сейсмостойкость башни с 7 до 9 баллов.

Стойки круглого поперечного сечения эффективно усиливаются стальной обоймой, установка которой повышает несущую способность железобетонной стойки по отношению к изгибающем моменту и поперечной силе. Внутренний диаметр обоймы, собираемой из двух половин разрезанной по образующей стальной трубы, принимают на 25–50 мм больше наружного диаметра железобетонной стойки. Зазор между стойкой и стальной оболочкой заполняется цементным раствором.

Объединение фундаментов стаканного типа под стойками в единый массив и создание цоколя выше обреза фундаментной плиты повышает прочность и устойчивость фундаментов, а также увеличивает несущую способность стоек опор.

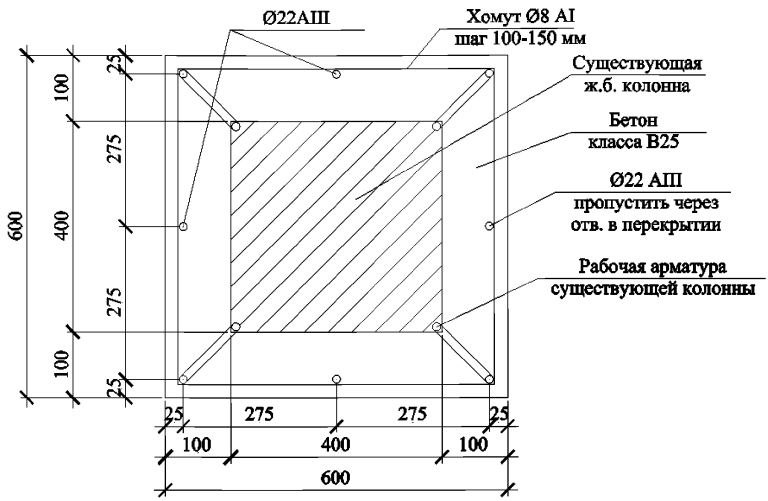


Рисунок Н.1 – Усиление колонны железобетонного каркаса

Эстакада в г. Спитак длиной 478 м первоначально была запроектирована с учетом расчетной сейсмичности 8 баллов. Пролетные строения из предварительно напряженного железобетона с балками длиной 28 м. Опоры рамные, двустоечные, высотой выше обреза фундаментов от 10 до 21 м. Стойки опор из заполненных бетоном железобетонных оболочек диаметром 1,6 м. Фундаменты опор, кроме двух опор на левом берегу р. Памбак, мелкого заложения, раздельные под каждую стойку опоры.

До землетрясения 1988 г. на объекте были сооружены фундаменты и стойки большинства опор. Сейсмическое воздействие силой 9 баллов привело к смещению фундаментов стоек из проектного положения как вдоль, так и поперек оси эстакады. Величина остаточного смещения изменялась от 1,5 до 29,0 см. При этом фундамен-

ты под стойками одних опор сблизились до 10 см. Фундаменты других опор раздвинулись до 3,5 см. В нижних частях стоек образовались поперечные трещины.

По данным обследования и контрольного расчета был сделан вывод о возможности сохранения глубины заложения фундаментов, опирающихся на гравийно–галечниковые отложения, при условии их объединения под каждой опорой в один массив. С целью уменьшения амплитуд колебаний высоких опор и повышения прочности нижних частей стоек предложено выше обреза фундаментов на высоту 6 м устроить массивные железобетонные цоколи, заключающие в себе обе стойки (рисунок Н.2).

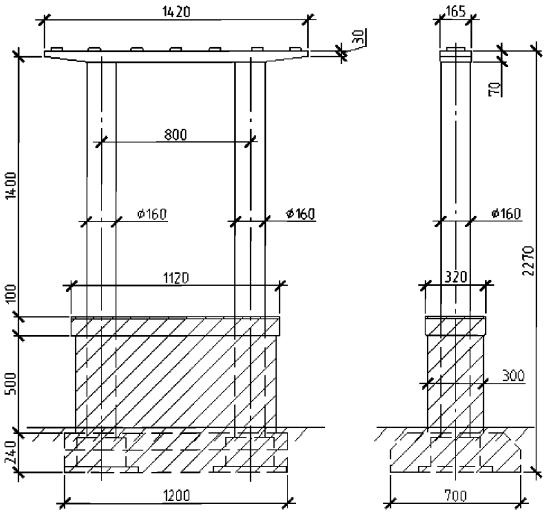


Рисунок Н.2 – Усиление промежуточной опоры автодорожного путепровода:

– первоначальная конструкция;

– конструкция усиления. Размеры приведены в см

Характерный вид повреждений мостов при землетрясениях – смещение в сторону русла и наклон устоев вследствие потери устойчивости берегового склона и оползневого давления грунта на устои. Для обеспечения устойчивости береговых частей моста в устоях могут использоваться наклонные сваи большого диаметра.

Мост через р. Днестр запроектирован с девятью пролетами, перекрытых разрезными балочными железобетонными конструкциями длиной по 33,6 м. Фундаменты промежуточных опор сооружены из свай длиной 16 м, забитых до слоя мергеля. Устои моста козлового типа сборно-монолитной конструкции с фундаментами из вертикальных свай, заглубленных в слои суглинков и песков.

При проектировании моста в 1961 г. антисейсмические мероприятия не были предусмотрены. Во время Карпатского землетрясения 1986 г. произошло смещение правобережного устоя в сторону русла реки, вызвавшее срез неподвижных опорных частей на устое и разрушение конуса насыпи. Шкафная стенка устоя уперлась в торец пролетного строения, которое передало дополнительную горизонтальную нагрузку на ближайшую промежуточную опору, в стойках которой образовались трещины.

Правобережный устой моста не имел достаточного запаса устойчивости против сдвига при сильном землетрясении. На основании выполненных исследований предложено усилить конструкцию устоя с помощью железобетонной рамной конструкции с вертикальными и наклонными буронабивными сваями диаметром 150 см, достигающими коренной породы (рисунок Н.3).

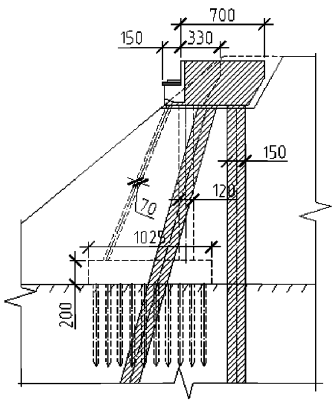


Рисунок Н.3 – Усиление устоя моста:

– первоначальная конструкция;

– конструкция усиления. Размеры приведены в см

Однопролетный мост может быть усилен с помощью антисейсмического устройства с тарельчатыми пружинами. Средний железнодорожный мост построен в районе сейсмичностью 9 баллов на площадке, сложенной многолетнемерзлыми суглинками и супесями. Фундаменты устоев запроектированы из оболочек диаметром 1,6 м, заполненных монолитным бетоном. Оболочки опускались вибропогружателем в заранее пробуренные скважины примерно на 25 м ниже естественной поверхности грунта. Шкафные блоки устоев монолитные железобетонные (рисунок Н.4).

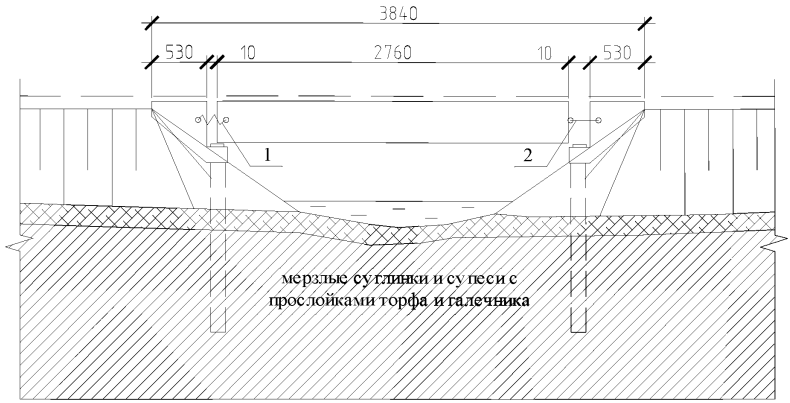


Рисунок Н.4 – Схема усиление моста антисейсмическими устройствами:
1 – амортизатор; 2 – жесткая связь. Размеры даны в см

Связь с одним из устоев выполнена жесткой в виде горизонтально расположенного анкера, который состоит из хомута, тяг и шарнира. Для монтажа анкера в вертикальном и в торцевом листах главных балок пролетного строения сделаны необходимые вырезы, а сами листы усилены накладками (рисунок Н.5).

Связь с противоположным устоем упруго-податливая (рисунок Н.6). Она состоит из жесткого упора и упругого элемента (амортизатора). Амортизатор включает защитный корпус, тарельчатые пружины, штырь, обеспечивающий проектное положение пружин, и другие детали. Конструкция амортизатора позволяет обжимать его до установки на место с помощью шпилек. Величина предварительного

обжатия принимается в диапазоне от 15 до 25 мм в зависимости от температуры наружного воздуха.

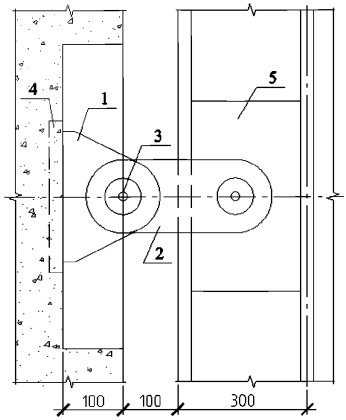


Рисунок Н.5 – Анкерное устройство жесткого типа: 1 – хомут; 2 – тяга; 3 – шарнир между хомутом и тягой; 4 – закладная часть в шкафной стенке устоя. Размеры даны в мм

Монтаж амортизирующего устройства включает следующие операции. В отверстие усиленной накладками вертикальной стенки главной балки пролетного строения устанавливается шарнир, выполненный в виде полого цилиндра. Затем тяги надеваются на шарнир и закрепляются болтом, пропущенным внутри полого цилиндра. Собранный и обжатый амортизатор прикрепляется болтами к тягам. Упор устанавливается в проектное положение и приваривается к закладной части в шкафной стенке устоя. После окончания монтажа амортизатора шпильки снимаются. При этом сила обжатия амортизатора передается на устой и торец пролетного строения, опирающийся на продольно–подвижную опорную часть. Отпуск натяжения шпилек производится ступенчато (не более чем на 3 мм на каждой ступени) с тем, чтобы избежать перекоса тарельчатых пружин.

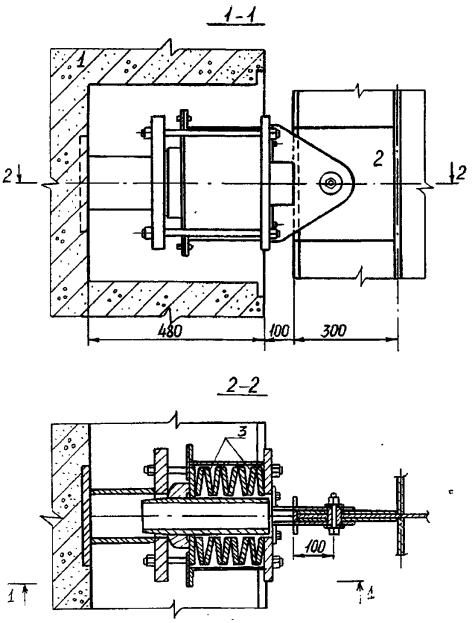


Рисунок Н.6 – Податливая связь пролетного строения с устоем:
1 – устой; 2 – пролетное строение; 3 – тарельчатые пружины.
Размеры даны в мм

Включение в работу дополнительных горизонтальных связей пролетного строения с устоями улучшает условия работы моста, так как сила распора направлена навстречу давлению грунта насыпей и береговых склонов на устои. Предварительное обжатие амортизатора обеспечивает также передачу силы торможения и сейсмической нагрузки, действующей на пролетное строение вдоль его оси, на оба устоя.

В США при проектировании автодорожных мостов, включая усиление существующих конструкций, применяют различные по назначению и исполнению антисейсмические устройства. Рассмотрим три характерных примера устройств, запроектированных с целью усиления ранее построенных мостов [55].

Во время сильного землетрясения срезанный каток опорной части может опрокинуться. Для повышения устойчивости катка колебания опорного узла сталежелезобетонного пролетного строения длиной 27 м относительно устоя ограничиваются упорами и стопорами (рисунок Н.7).

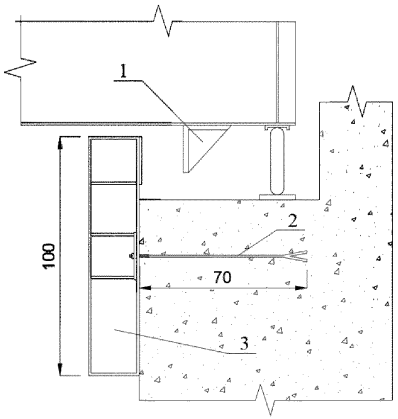


Рисунок Н.7 – Устройство, обеспечивающее устойчивость валка опорной части:
1 – упор; 2 – анкерный болт; 3 – стопор. Размеры даны в см

Упоры выполняются из уголков, прикрепленных в горизонтальном положении четырьмя болтами к нижнему поясу каждой балки пролетного строения. Стопоры запроектированы в виде двутавровых балок, усиленных ребрами жесткости и притянутых гайками к передней грани устоя. Стопор удерживается двумя стальными анкерами, заделанными в бетон на 70 см. Расстояние между упором и стопором достаточно для свободного перемещения опорного узла при изменениях температуры и землетрясениях умеренной силы.

Подвижные опорные части могут потерять устойчивость при сильных вертикальных толчках, когда сила тяжести преодолевается и опорные узлы отделяются от опоры. Для исключения подбрасывания опорных узлов применяют анкерное устройство, состоящее из заведенной под ригель опоры балки и вертикальных стержней, закрепленных гайками на упорных уголках, прикрепленных к главным балкам пролетного строения (рисунок Н.8). Вертикальные стержни и их крепление

рассчитаны на силу, равную 10% опорной реакции балки от веса пролетного строения.

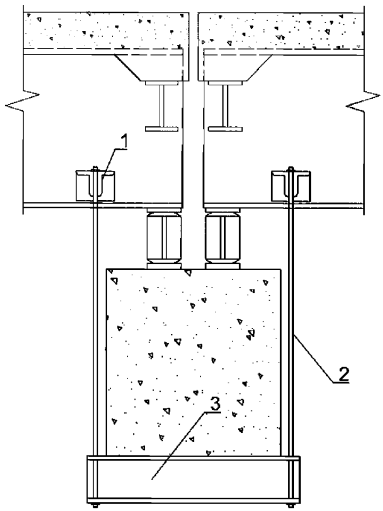


Рисунок Н.8 – Анкерное устройство, предотвращающее подбрасывание опорных узлов пролетных строений: 1 – упорные уголки; 2 – анкерный стержень; 3 – анкерная балка

Консольные мосты при землетрясениях могут разрушиться из–за конструкции стыка консолей, не соответствующей работе моста при землетрясении. Если расчет показывает, что колебания приведут к разъединению консолей, то на их концах необходимо установить ограничители перемещений.

На рисунке Н.9 показано соединение соседних секций моста балочно–консольной системы. Концы коробчатых консолей связаны в продольном направлении 12 шпильками диаметром 45 мм. На концевых диафрагмах шпильки закреплены гайками, под которые поставлены резиновые шайбы, обеспечивающие свободное развитие температурных деформаций пролетного строения. Количество шпилек определяют из условия передачи в продольном направлении усилия, равного одной четвертой веса пролетного строения меньшей из двух соединяемых секций моста.

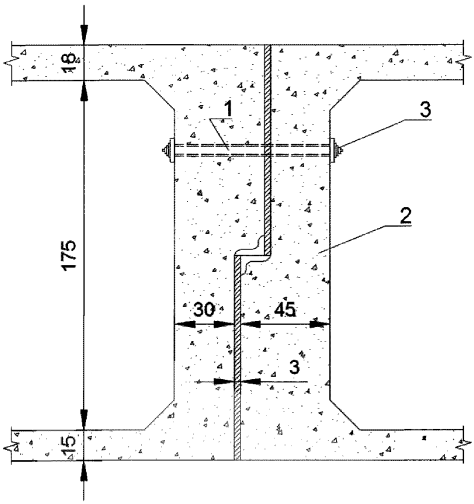


Рисунок Н.9 – Устройство, ограничивающее относительные перемещения консолей: 1 – шпилька; 2 – концевая диафрагма; 3 – резиновая шайба. Размеры даны в см

Сцепные устройства, ограничивающие относительные перемещения консолей и раскрытие деформационных швов, в США выполняют также из тросов диаметром 20 мм. Для пропуска тросов в концевых диафрагмах пролетных строений устраивают отверстия. Требуемое количество тросов определяют таким же образом, как число затяжек из шпилек. При проектировании больших мостов сейсмическую нагрузку на тросы находят по данным динамического расчета сооружения.

ПРИЛОЖЕНИЕ П (справочное)

Социальные потери от землетрясений

Ломаная линия на рисунке П.1 отражает динамику изменения людских потерь по десятилетиям суммарно для всех стран в сейсмических районах с учетом летальных потерь от отдельных землетрясений, превышающих 1 тыс. человек [34].

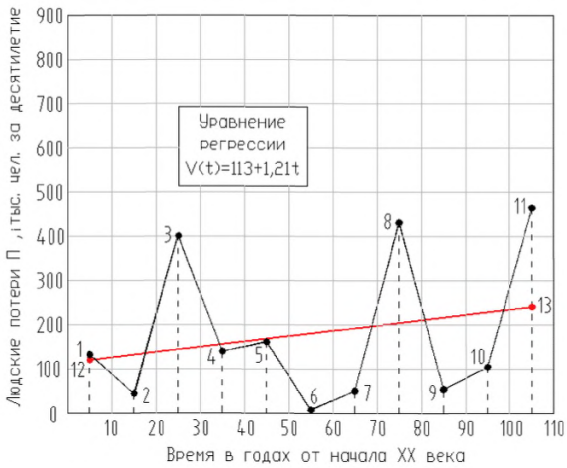


Рисунок П.1 – Динамика десятилетних потерь в мире от землетрясений:

1–11 – фактические потери за 1900–2009 гг.;

12–13 – оценка потерь по уравнению регрессии.

Долгосрочная тенденция (тренд) изменения потерь определяется уравнением линейной регрессии, выражающим зависимость средних по десятилетиям потерь от времени

$$V(t) = \beta_0 + \beta_1(t - t_{\text{ср}}), \qquad (\text{П.1})$$

где $V(t)$ – расчетные потери за десятилетие, удаленное на время t от начала прошлого столетия;

β_0 и β_1 – параметры линейной модели процесса потерь, определяемые по формулам (П.2) и (П.3), в которых $n = 11$ – общее число рассматриваемых десятилетий;

t – время в годах от начала прошлого столетия до середины рассматриваемого десятилетия, изменяющееся в интервале значений от 5 до 105 лет;

$t_{\text{ср}} = 55$ лет – среднее значение t для имеющейся выборки потерь, т.е. для промежутка времени (1900–2009 гг.) при отсчете от начала прошлого столетия.

Для минимизации суммы квадратов отклонений значений функции $V(t)$ от ее реализации Π_i по всем i необходимо определить параметры статистической модели потерь по формулам:

$$\beta_0 = \frac{\sum_{i=1}^{n} \Pi_i}{n}, \tag{П.2}$$

$$\beta_i = \frac{\sum_{i=1}^{n} \Pi_i (t_i - t_{\text{ср}})}{\sum_{i=1}^{n} (t_i - t_{\text{ср}})^2}. \tag{П.3}$$

Используя фактические потери Π_i, показанные точками на рисунке П.1, находим $\beta_0 = 180$, $\beta_i = 1{,}21$ и уравнение расчетных потерь по десятилетиям $V(t) = 113 + 1{,}21t$. Линия расчетных потерь, соединяющая точки 12 и 13 на рисунке П.1, возрастает во времени, показывая преобладание поражающих факторов и недостаточность антисейсмических мероприятий в мире в целом для изменения негативного тренда потерь от землетрясений.

Распределение фактических потерь по десятилетиям и уравнение линейной регрессии (П.1) позволяют найти аналитическое выражение $\Pi(t) = 0{,}0605t^2 + 11{,}29t$ и построить графики интегральных фактических и расчетных потерь. На рисунке П.2 показаны фактические и расчетные потери нарастающим итогом за 1900–2009 гг. Из сопоставления графиков видно, что наибольшая ошибка расчетных оценок интегральных потерь в первой половине прошлого столетия составляет около 30% от фактических потерь. К началу текущего столетия эта ошибка уменьшилась до 14%, что позволяет с приемлемой погрешностью оценить средние возможные потери в предстоящий период времени.

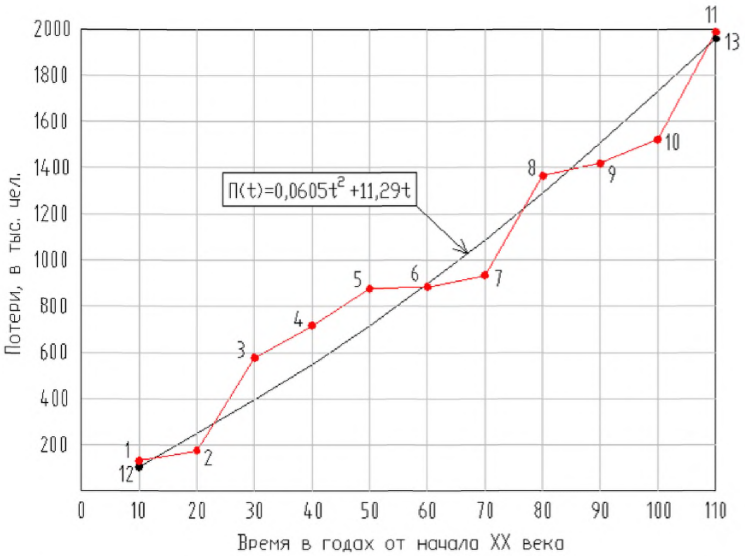


Рисунок П.2 – Графики потерь за 1900–2009 нарастающим итогом:

1–11 – фактические потери, суммируемые по десятилетиям;

12–13 – интегральные потери по уравнению линейной регрессии.

Для прогноза потерь за интервал времени $\Delta t = t_2 - t_1$ используем формулу

$$\Pi_{\Delta t} = 0{,}0605(t_2^2 - t_1^2) + 11{,}29(t_2 - t_1), \qquad (\text{П.4})$$

где t_2 и t_1 – время в годах от начала прошлого столетия до границ рассматриваемого временного промежутка. По этой формуле потери за 50 лет в промежутке времени от начала 2010 г. до начала 2060 г. при сохранении тренда последних десятилетий составят 1382 тыс. человек с вероятностью превышения 50%, что на 279 тыс. человек больше, чем за предыдущие 50 лет.

Увеличение потерь от землетрясений объясняется повышением плотности населения в сейсмоопасных районах, включая территории в зонах очагов землетрясений, неудовлетворительной сейсмостойкостью множества жилых и промышленных зданий, а также отказом транспортных систем во время стихийных бедствий.

ПРИЛОЖЕНИЕ Р (справочное)

Учет податливости рессор подвижного состава при определении сейсмической нагрузки на мост и находящийся на мосту поезд

Колесные реборды не позволяют вагонам смещаться поперек оси пути. Поэтому колебания пути, направленные поперек оси моста, вызывают силы инерции масс вагонов поезда, находящегося на мосту во время землетрясения. При определении этих сил нужно учитывать податливость рессор подвижного состава.

Для учета боковой качки вагонов примем расчетную схему системы «опора – пролетное строение – грузовой поезд» в виде стойки переменного сечения, несущей конечное число грузов (рисунок Р.1).

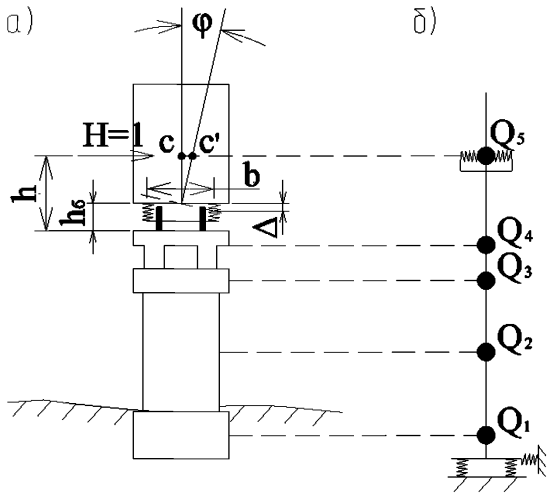


Рисунок Р.1 – Схемы к определению сейсмической нагрузки с учетом податливости рессор вагонов: а) система: «опора – пролетное строение – грузовой поезд»; б) динамическая расчетная схема

Связь между верхним грузом и стойкой считаем упругоподатливой. Рассмотрим порядок определения податливости этой связи. Горизонтальное перемещение центра тяжести вагона под действием единичной силы

$$\delta = (h - h_\delta)\varphi, \qquad (Р.1)$$

где h – расстояние от головки рельса до центра тяжести вагона;

h_δ – расстояние от головки рельса до низа надрессорной балки.

Угол крена вагона φ зависит от сжатия (растяжения) рессор Δ и расстояния между осями рессорных комплектов b:

$$\varphi = \frac{2\Delta}{b}. \qquad (Р.2)$$

Величину Δ находим, полагая суммарное усилие сжатия в рессорах от действия единичной горизонтальной силы равным $(h - h_\delta)/b$, число учитываемых осей равным Q/Q_0 и сжатие (растяжение) рессор равномерным вдоль состава. Тогда

$$\Delta = [Q_0(h - h_\delta)]/(Qbr), \qquad (Р.3)$$

где Q_0 – расчетная нагрузка на ось;

Q – расчетный вес поезда, приходящийся на опору;

r – жесткость рессор, приходящаяся на одно колесо.

Используя зависимости (Р.1)–(Р.4) находим

$$\delta = \frac{2Q_0(h-h_\delta)^2}{Qrb^2}. \qquad (Р.4)$$

Полученную формулу можно применять при расчете на сейсмостойкость железнодорожных мостов, загруженных вагонами различных конструкций. Практический интерес представляет случай вагонов с большой жесткостью рессорного подвешивания и низким расположением центра тяжести.

Для таких вагонов принимаем: $b = 2$ м; $r = 500$ тс/м; $h - h_\delta = 1{,}5$ м; $Q_0 = 21$ тс.

Подстановка параметров в формулу (Р.4) дает искомую величину $\delta = \frac{0{,}05}{Q}$ м/тс, если вес Q имеет размерность тс.

Библиография

[1] Федеральный закон от 30 декабря 2009 г. №384–ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».

[2] Аптикаев Ф.Ф. Инструментальная шкала сейсмической интенсивности. – М.: Наука и образование, 2012.

[3] Бать А.А., Писчиков В.Г. О нормировании сочетания сейсмического воздействия с другими нагрузками // Промышленное строительство. 1972. №1.

[4] Блинков Л.С., Севостьянов Ю., Тугучидзе Т.Н., Болотов Б.Г., Пышко Л.В. Строительство фундаментов опор с применением наклонных оболочек // Транспортное строительство. 1973. №8.

[5] Бондарь Н.Г., Казей И.И., Лесохин Б.Ф., Козьмин Ю.Г. Динамика железнодорожных мостов. – М.: Транспорт, 1965.

[6] Власов В.З. Тонкостенные упругие стержни. – М.: Физматгиз, 1959.

[7] Друганова А.Б., Макарова З.А. Новый городской мостовой переход // Транспортное строительство. 1979. №4.

[8] Закора А.Л., Казакевич М.И. Гашение колебаний мостовых конструкций. – М.: Транспорт, 1983.

[9] Карцивадзе Г.Н. Повреждения дорожных искусственных сооружений при сильных землетрясениях. – М.: Транспорт, 1969.

[10] Карцивадзе Г.Н. Сейсмостойкость дорожных искусственных сооружений. – М.: Транспорт, 1974.

[11] Клусов А.П., Файнштейн И.С., Френкель П.И., Хомский А.О. Рамное пролетное строение моста под совмещенное движение // Транспортное строительство. 1981. №7.

[12] Корнев С.Н. Актуализация нормативной базы на примере проектов вантового и арочного мостов на трассе Адлер–«Альпика–Сервис» // Дороги. Инновации в строительстве. 2012. №18.

[13] Корчинский И.Л., Беченева Г.В. Прочность строительных материалов при динамических нагружениях. – М.: Стройиздат, 1966.

[14] Кульмач П.П. Сейсмостойкость портовых гидротехнических сооружений. – М.: Транспорт, 1970.

[15] Маршрутное обследование мостов, насыпей, выемок, устройств и объектов железнодорожного электроснабжения после землетрясения в Армении / Г.С.Шестоперов [и др.]. – М.: ВПТИТрансстрой, 1989.

[16] Медведев С.В., Шебалин Н.В. С землетрясением можно спорить. – М.: Наука, 1967.

[17] Медведев С.В., Ершов И.А., Попова Е.В. Проект шкалы для определения интенсивности землетрясений // Сейсмическая шкала и методы измерения сейсмической интенсивности. – М.: Наука, 1975.

[18] Медведев С.В. Определение интенсивности землетрясений // Эпицентральная зона землетрясений. – М.: Наука, 1978.

[19] Митрофанов Ю.М., Билло Г.И., Эпштейн В.М., Карасик М.Е. Скоростной монтаж моста–эстакады // Транспортное строительство. 1976. №5.

[20] Назаров А.Г., Дарбинян С.С. Шкала для определения интенсивности сильных землетрясений на количественной основе // Сейсмическая шкала и методы измерения сейсмической интенсивности. – М.: Наука, 1975.

[21] Напетваридзе Ш.Г. Шкала и система измерения сейсмической балльности // Сейсмическая шкала и методы измерения сейсмической интенсивности. – М.: Наука, 1975.

[22] Рабинович И.М. Основы строительной механики стержневых систем. – М.: Госстройиздат, 1960.

[23] Ронин В.З. Испытания на сейсмостойкость полномасштабной модели секции железнодорожного моста с опорами рамного и массивного типов. – Усть-Кут: Мостострой №9, 1990.

[24] Смирнов А.Ф. Устойчивость и колебания сооружений. – М.: Трансжелдориздат, 1958.

[25] Смирнов А.Ф., Александров А.В., Шапошников Н.Н., Лащеников Б.Я. Расчет сооружений с применением вычислительных машин. – М.: Госстройиздат, 1964.

[26] Тимошенко С.П. Колебания в инженерном деле. – М.: Физматгиз, 1959.

[27] Улицкий Б.Е., Васильев А.И., Шестоперов Г.С. Пространственные расчеты железобетонных мостов с учетом нелинейных деформаций. – М.: Транспорт, 1975.

[28] Цаплин С.А. Висячие мосты. – М.: Дориздат, 1949.

[29] Шестоперов Г.С. Сейсмостойкость мостов. – М.: Транспорт, 1984.

[30] Шестоперов Г.С. Повреждения мостов при землетрясениях и их учет при проектировании искусственных сооружений (отечественный опыт). – М.: ВПТИТрансстрой, 1988. – 16 с.

[31] Шестоперов Г.С. Расчет колебаний опор мостов при землетрясениях. – М.: ВПТИТрансстрой, 1991. – 37 с.

[32] Шестоперов Г.С. Расчет колебаний балочных пролетных строений, проектируемых для применения в сейсмических районах. – М.: ВПТИТрансстрой, 1991. – 40 с.

[33] Шестоперов Г.С. Конструкции антисейсмических устройств мостов. – М.: ЦНИИС, 2000. – 63 с.

[34] Шестоперов Г.С., Шестоперов С.Г. Совершенствование норм строительства дорог и мостов в сейсмических районах // Дороги. Инновации в строительстве. 2012. №18. с.26–31.

[35] Шкала и система измерения сейсмической интенсивности в баллах (Проект, одобренный Бюро МСССС 16 ноября 1973 г.) // Сейсмическая шкала и методы измерения сейсмической интенсивности. – М.: Наука, 1975.

[36] Шойгу С.К., Воробьев Ю.Л. Ликвидация катастрофических последствий землетрясения в Нефтегорске // Федеральная система сейсмологических наблюдений и прогноза землетрясений. – М.: 1995, специальный выпуск.

[37] Blinkov L.S., Cosolo E., Valiev S.N. Rehabilitation of the Mahsesta River Bridge. Russian Federation // Struct. Eng. Intern.. 2001. №3.

[38] Braga F., Petrangeli M. Terremoto del 6 Maggio 1976 nel Friuli. Considerazioni sul comportamento di ponti viadotti ed alter opera stradalli // Ind. Ital. cem.. 1976. №7. P.526–540.

[39] Casado C.M., Poncela A.V., Lorenzana A. Adaptive Tuned Mass Damper for the Construction of Concrete Piers // Struct. Eng. Intern.. 2007. №3.

[40] Cancio Martins I.L. Loureiro Viaduct // Struct. Eng. Intern.. 2005. №2.

[41] Combault I., Pecker A., Tourtois I.–M., Teyssandier I.P. Rion–Antirion Bridge // Struct. Eng. Intern.. 2005. №1.

[42] Craifaleanu I.–G. Standardized Multiapartment Block Built in Romania before 1990: Seismic Design Levels vs. Earthquake Perfomance // Struct. Eng. Intern.. 2013. №4.

[43] Designers Guide to Eurocode 8: Design of Bridges for Earthquake Resistance / ICE Publishing. – London, 2012.

[44] Elliot A.L., Nagai I. Earthquake Damage to Freeway Bridges // San Fernando, California, Earthquake of February 9, 1971. – Washington: 1973, v.2.

[45] Fonseca A.A., Mato F.M. Infant Henrique Bridge over the River Douro, Porto // Struct. Eng. Intern.. 2005. №2.

[46] Hossain I., Crawford C.E. Seismic Response of the Tagus River Bridge, Portugal. IABSE Symposium San Francisco 1995, IABSE Reports, v.73/1, 603–608 p.

[47] Housner G.W. Strong ground Motion // Earthquake Engineering. – London: 1970. P.75–91.

[48] Igarashi A., Ouchi H., Matsuda T., Ono H., Matsuda H., Sakate M., Tsushima D. Design of a Super Multispan Continuous Girder Bridge Using Enhanced Seismic Response Modification Technologies // Struct. Eng. Intern.. 2013. №2.

[49] Imbsen R.A. Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges. – Sacramento: TRC/Imbsen and Associates, 2006.

[50] Jamada G. Damage to Earth structures and foundations by the Niigata earthquake June 16, 1964 in JNR // Soil and Foundation. 1966. №1. P.1–13.

[51] Jensen J.L., Svensson E., Eiriksson H.J., Ennemark F. Ship–Induced Derailment on a Railway Bridge // Struct. Eng. Intern.. 1996. №2.

[52] Kachadoorian R. Effects of the Earthquake of March 27, 1964 on the Alaska Highway System. – Washington: United States Gov. Print Off., 1968. – 66 p.

[53] Katayama S., Fujii T., Takahashi I. Damage cause by the Niigata Earthquake and the geological Features of National Highway in the Suburbs of Niigata City // Soil and Foundation. 1966. №1. P.54–70.

[54] Llombart J.A., Revoltos J. Alconetar Bridge over the River Tagus of Alcantara Reservoir, Caceres, Spain // Struct. Eng. Intern.. 2010. №2.

[55] Longinov A., Robinson R.R., Podolny W. and oth. Practical bridge retrofit concepts to reduce damage produced by seismic motions // Proc. of a conf. conducted by Transp. Res. Board. – Washington: 1978. v.2.

[56] Ma B., Lin J., Zhang J., Xu J. Decade Review: Bridge Type selection and Challenges of Lupu Bridge // Struct. Eng. Intern.. 2013. №3.

[57] Mancini G. Turin-Frejus Highway Bridges, Italy // Struct. Eng. Intern. 1997. №1.

[58] Mato F.M., Santos I.P., Cornejo M.G. Arroyo Las Piedras Viaduct: The first Composite Steel-Concrete High Speed Railway Bridge in Spain // Struct. Eng. Intern. 2007. №4.

[59] Mendes P.A., Branco F.A. Numerical Wind Studies for the Vasco da Gama Bridge, Portugal // Struct. Eng. Intern. 1998. №2.

[60] Moh Z.L., New Lo-Fu Bridge, Taiwan // Struct. Eng. Intern. 1995. №3.

[61] Nakamura T., Tsuchida K., Ohno H., Nagamoto N. Bai Chay Bridge, Vietnam // Struct. Eng. Intern.. 2007. №3.

[62] Northridge Earthquake January 17, 1994. Preliminary Reconnaissance Report EERJ. – Oakland, California: EERI, 1994.

[63] Okamoto S. Introduction to Earthquake Engineering. – Tokyo: University of Tokyo Press, 1973.

[64] Ostenfeld C., Frandsen A.G., Gotfredsen. Building a Bridge in a Turkish Earthquake Zone // Concrete. 1973. №2.

[65] Practical Lessons from the Loma Prieta Earthquake. Report from a Symposium of the National Research Council. – Washngton: National Academy Press, 1994.

[66] Priestley M.J.N., Seible F., Calvi G.M. Seismic Design and Retrofit of Bridges. – New York: John Wiley and Sons, Inc, 1996.

[67] Saeki S., Okukawa A., Ohashi H. The Honshu–Shikoku Bridges // Struct. Eng. Intern. 1998. №1.

[68] Savor Z., Radic J., Prpic V. Bridge Across Rijeka Dubrovacka, Croatia // Struct. Eng. Intern. 2003. №3.

[69] Seim C. Architectural Heritage and Seismic Retrofit of the Golden Gate Bridge. IABSE Symposium San Francisco 1995, IABSE Reports, v.73/1, 299–304 p.

[70] Seismic Retrofilting Manual for Highway Bridges. –Buffalo: National Center for Earthquake Engineering Research, 1995. –309 p.

[71] Specifications for Highway Bridges. Part V: Seismic Design. – Tokyo: Japan Road Association, 1990. –277 p.

[72] Stadler C., Mayrhofer G. An Integral Steel–Concrete Composite Structure over a Motorway in Austria // Struct. Eng. Intern. 2010. №2.

[73] Tada K., Jin H., Kitigawa M., Nitta A., Toriumi R. Effect of the Southern Hyogo Earthquake on the Akashi-Kaiko Bridge // Struct. Eng. Intern. 1995. №3.

[74] The California Earthquake on april 18, 1906. Report of the State Earthquake Investigation Commission. – Washington: 1908. – 451 p.

[75] Seismic Design Criteria. Caltrans, 2004.

[76] The Northridge, California Earthquake of January 17, 1994: Perfomance of Highway Bridges. – Buffalo: NCEER, 1994.

[77] Virlogeux M. Structural and Architectural Design of Bridges // Struct. Eng. Intern. 1996. №2.

[78] Wang Y.–C. Kao–Pin His Cable–Stayed Bridge, Taiwan // Struct. Eng. Intern. 1999. №2.

[79] Zelenovic V., Paskalov T. Jugoslav Code for Aseismic Design and Analysis of Engineering Structures in Seismic Regions // International Symposium on Earthquake Engineering Proceedings. – Montenegro: University of Montenegro, 2000.

УДК [69+699.841] ОКС 93.040, 93.060, 93.080, 93.100, 93.120, 93.140
Ключевые слова: ТРАНСПОРТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ, СЕЙСМИЧЕСКИЕ РАЙОНЫ, ПРАВИЛА, РАСЧЕТЫ, КОНСТРУИРОВАНИЕ

gost.e-ecolog.ru