

ГАЖК «УЗБЕКИСТАН ТЕМИР ЙУЛЛАРИ»
ТАШКЕНТСКИЙ ИНСТИТУТ ИНЖЕНЕРОВ
ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА

Кафедра: «Мосты и тоннели»

УДК 624.21.09-699.841

На правах рукописи

Насрединов Низамиддин Саид-Алимович

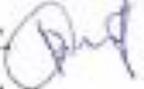
ОЦЕНКА ВЛИЯНИЕ ТИПА ОПОРНЫХ ЧАСТЕЙ НА
СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ МОСТОВ

Специальность:

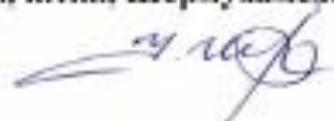
5А 340603 «Эксплуатация мостов и транспортных тоннелей»

ДИССЕРТАЦИЯ

представлена на соискание степени магистра

Диссертация рассмотрена и
рекомендована к защите
зав. кафедрой «Мосты и тоннели»
доп. к.т.н. Раупов Ч.С. 
«28» 06 2014 г.

Научный руководитель:
и.о. доп., к.т.н., Шермухамедов У.З.



Ташкент 2014

Аннотация

В магистерской диссертации рассмотрено современное состояние проектирования, расчета и исследования работы мостов на сейсмостойкость. Проведен анализ последствий землетрясений произошедших в СНГ и странах дальнего зарубежья. Рассмотрены специальные методы сейсмозащиты мостов. Проведен анализ развития методов расчета и проектирования мостов в сейсмических районах.

1.1. Современное состояние проектирования и исследования работы промежуточных опор мостов на сейсмостойкость

Разработка теории сейсмостойкости транспортных сооружений (мостов, путепроводов и др.) занимались А.Г. Барченков, Г.Н. Карцивадзе, В.С. Кириллов, Э.В. Костерин, А.Б. Гроссман, Н.А. Красин, Д.А. Курбатов, И.И. Лесюк, В.З. Ронин, А.М. Уздин, Р.М. Чернов, Г.С. Шестоперов и многие другие [1], [2], [3], [4], [5], [6].

Большой вклад в разработку теории сейсмостойкости транспортных сооружений внес Г.Н. Карцивадзе, а также зарубежные ученые, такие как, М. Био, Келли, Кубо, Нишики, Омори и др.

Его работы посвящены сведениям о землетрясениях, повреждениям дорожных искусственных сооружений, при сильных землетрясениях, теории сейсмических колебаний искусственных сооружений, натурным данным о динамических параметрах мостов, модельным исследованиям по сейсмостойкости мостов, основным положениям проектирования дорожных искусственных сооружений в сейсмических районах, проектированию мостов, тоннелей, труб и подпорных стен, основам расчёта дорожных

искусственных сооружений на сейсмические воздействия, в частности мостов, тоннелей и подпорных стен.

В работе Г.Н. Карцивадзе [7] приведены примеры определения сейсмических сил, действующих на промежуточные опоры мостов, формулы для вычисления единичных перемещений от изгибных деформаций мостовых опор переменного сечения, вспомогательные формулы и графики для определения собственных периодов и сейсмических усилий балочных мостов регулярной схемы при поперечном сейсмическом воздействии. Несмотря на этот обширный и ценный материал для инженеров – проектировщиков в работах Г.Н. Карцивадзе отсутствуют методика проверочных расчётов искусственных сооружений, на сейсмостойкость являющихся заключительным и самым ответственным этапом в проектирование любого искусственного сооружения.

При определении сейсмической силы от собственного веса конструкции опоры допущены грубые неточности, заключающиеся в отсутствие в формуле сомножителя ускорения силы тяжести. В результате чего подсчитанная сейсмическая сила окажется в 9,81 раза меньше фактической. Кроме того в формуле для определения сейсмической силы применяется на единый общий коэффициент динамичности, а суммируется отдельно коэффициенты динамичности от сдвига и поворота фундамента что вносит определенную неточность в расчетах. Сами коэффициенты динамичности определяются по устаревшим в настоящее время формулам. Устарело также предложение для опор высотой от поверхности грунта более 15 м коэффициент динамичности умножать на коэффициент условия работы, который для расчёта промежуточных опор должен приниматься не более 1,4, а для устоев 1,5.

Нельзя согласиться с предлагаемыми в работе формулами для определения сейсмического активного и пассивного давления грунта на устои мостов, которые дают результаты не в запас прочности и устойчивости работы сооружения. В этой же работе отсутствуют материалы

по расчёту на сейсмостойкость оснований свайных фундаментов опор мостов. Это обстоятельство усложняет надёжное проектирование свайных фундаментов опор мостов в сейсмических районах.

В работе Э.В Костерина приводится методика определения периодов собственных колебаний для опор с фундаментами мелкого заложения, свайных фундаментов с высокими ростверками и опускных колодцев. В этих расчётах формулы получены в предположении изгибной жесткости тела и фундамента (плиты ростверка) равной бесконечности, т.е. пренебрегая деформациями конструкции опоры. Однако по действующим нормам проектирования в расчётах учёт деформаций конструкции опор обязателен.

Таким образом, предлагаемые в формулы для определения горизонтальных колебаний всех трех типов фундаментов не соответствуют требованиям норм проектирования, а для сравнительно высоких опор не могут быть применены из-за недопустимо больших погрешностей в расчетах. Вызывают большие сомнения формула для определения горизонтальных собственных периодов колебаний фундамента типа опускной колодец.

Не могут быть использованы также и формулы для расчёта устоев и подпорных стен по определению активного и пассивного сейсмического давления несвязных грунтов из-за их весьма малой величины по сравнению со значениями при отсутствии сейсмических воздействий (7-15% статического давления). Это не соответствует наблюдаемым фактам разрушения подпорных сооружений при землетрясениях.

Можно отметить как выдающееся событие для отечественного мостостроения это публикация в 1984 году А.Б. Гроссманом «Методических указаний по определению расчётных сейсмических нагрузок на опоры железобетонных разрезных автодорожных мостов ». Это можно считать первое практическое пособие в отечественном мостостроении по расчёту оснований фундаментов опор мостов на сейсмостойкость. В нем для фундаментов мелкого заложения и свайных, а также опускных колодцев излагалась методика определения периодов собственных горизонтальных

колебаний опор и сейсмических нагрузок от собственного веса конструкции опор мостов. Однако в этой работе отсутствуют проверочные расчёты несущей способности основания. Многие недостатки проверочных расчётов оснований фундаменты были устранены в работе Н.А. Красина [4].

1.2. Анализ последствий землетрясений произошедших в странах СНГ

Дороги и мосты неотъемлемые атрибуты одной единой системы, которая обеспечивает бесперебойное движение транспорта при чрезвычайных ситуациях, особенно при землетрясениях.

Обеспечение сейсмостойкости дорог и мостов – важная социальная экономическая задача, составляющая часть проблемы обеспечения безопасности и долговечности транспортных систем Узбекистана. Сейсмичность Центральной Азии колеблется от 4 до 10 баллов. В Узбекистане преобладают районы с сейсмичностью 7 баллов, однако имеются области, например Андижанская, где 60% территории, имеют среднюю сейсмичность 9 баллов и 40% - 8 баллов. В сейсмических районах ведется крупное дорожное и мостовое строительство. Анализ данных о сейсмическом ущербе показал, что воздействие землетрясений силой 7 – 9 баллов на транспортные сооружения, построенные по обычным нормам, приводит к значительным повреждениям многих сооружений и серьезным нарушениям работы транспорта в зоне стихийного бедствия затрудняет спасательные, аварийные и восстановительные работы. Выход из строя на длительный срок путей сообщения осложняет работу промышленности и сельского хозяйства, так как срыв поставок продукции даже одного завода, как правило, вызывает нарушения производственного ритма по всей цепи взаимосвязанных предприятий, снижает эффективность производства.

Среди различных видов природных и техногенных катастроф, представляющих опасность для города, особое место принадлежит землетрясениям. За свою многолетнюю историю город Ташкент

неоднократно подвергался воздействию сильных землетрясений, разрушавших городскую застройку и уносящих человеческие жизни.

Первые достоверные сведения о действительно сильном землетрясении на территории города датируются 1866 годом. В конце прошлого столетия город подвергся воздействию еще нескольким сильным землетрясениям, интенсивность которых, судя по архивным данным и используя современную макросейсмическую шкалу, можно оценить на уровне 7-8 баллов. Всего на территории Ташкента имеется 134 моста, из которых 17 построены до 1947 г., 30 – в период с 1947г. по 1966г., 87 – после 1966г.

Пропускная способность многих мостов и путепроводов не обеспечивает возрастающий поток движения транспорта. Подходы к мостам не обеспечивают отвода сбрасываемых вод, и опоры во многих случаях оказываются оголенными, что является причиной появления дефектов в несущих конструкциях.

Постоянное увеличение толщи проезжей части забивает деформационные швы, водоотводящие трубы поверхностных вод также приводят к деформациям и разрушениям элементов верхнего строения мостов. Эти недостатки были выявлены при обследовании моста через канал Анхор по улице Х. Асамова, построенного в 1954 г., и моста через канал Ак-Тепа, построенного в 1983г. Путепровод, проложенный по улице Бобура в сторону аэропорта, построенный в начале 70-х годов, имеет уязвимые места, по которым ведутся работы по усилению. Из этого следует, что при 9-ти балльном сейсмическом воздействии следует ожидать разрушения 10% всех мостов города Ташкента.

Так же на сейсмостойкость мостов влияют грунтовые условия, рельеф и уровень залегания грунтовых вод. Влияние рельефа местности на сейсмическую интенсивность в пределах Приташкентского района было изучено в процессе макросейсмического обследования последствий сильных землетрясений (Ташкентского, 1966 г.; Таваксайского, 1977 г.; Назарбекского, 1980 г.). Поскольку наличие слоя рыхлых пород на скальном

основании существенно изменяет значения сейсмических ускорений на поверхности земли, была выполнена оценка влияния грунтовых условий на величину максимальных сейсмических ускорений на территории города.

Важнейшим источником информации являются произошедшие землетрясения в странах СНГ. На основе изучения последствий землетрясений можно сделать выводы об уязвлённых местах народного хозяйства, о возможном риске разрушения мостов и транспортной инфраструктуры в странах с высокой сейсмической активностью.

К примеру, Прикарпатское землетрясение 4 марта 1977г. только на примыкающей территории бывшего СССР обрушилось и сильно пострадало 32827 квартир, десятки тысяч домов получили более лёгкие повреждения; без жилья осталось 34588 человек. Значительный ущерб нанесён химической, машиностроительной лёгкой и пищевой промышленности и другим отраслям народного хозяйства. Всего пострадало 763 промышленных строительных и транспортных предприятий.

При Спитакском 1988г. землетрясении (Армения) ущерб составил до 20 млрд. рублей, погибло более 25 тыс. человек и более 100 тыс. человек получили травмы различной степени тяжести. Сложность оказания помощи была в том, что были разрушены дороги и путепроводы. Затрата времени для поездки от Еревана до Спитака (60 км) составляла более 12 часов, после первых дней землетрясения [8].

От землетрясения в Республике Тыве (2011 г.) был разрушен мост через Енисей в Кызыле, составляющий одну из основных транспортных артерий Тувы. Для проведения экспертного анализа возможных повреждений полученных при землетрясении, мост был закрыт для движения транспортных средств, грузоподъемностью более пяти тонн, а также для движения пассажирских автобусов. Сделано это по предписанию отдела Госавтодорнадзора по республике. В апреле 2011 года мост уже закрывался на ремонт из-за аварийного состояния. После землетрясения было принято решение о закрытии моста для проведения экспертного анализа его

состояния и впоследствии для капитального ремонта. Коммунальный мост одна из главных транспортных артерий республики, выходит на федеральную трассу М-54. Он соединяет правый и левый берега столицы Тывы. Основная часть жителей, более 70 000 человек, проживают на левобережье, и около 30 000 составляет население правобережья. После землетрясения остро встал вопрос о капитальном ремонте моста, стоимость которого по предварительным данным составит не менее 72 миллионов рублей.

В Чили 2013 году было землетрясения магнитудой 8,2 в (рис.1.1) результате которого произошли значительные повреждения транспортных сооружений и повлекшее за собой смерть людей.



Рис. 1.1. Землетрясение в Чили магнитудой 6.6 (2013 г.)

1.3. Анализ последствий землетрясений произошедших в странах дальнего зарубежья

Факторы, вызывающие разрушение мостов при землетрясении, разнообразны. К ним относятся разрывные тектонические движения коры, сейсмические колебания грунта, оползни, обвалы, лавины, сели, цунами, разжижение и приседание грунта. Учитывая сложный характер сейсмической опасности, для разработки антисейсмических мероприятий в дороги и мостостроении привлекается комплекс научных дисциплин. На примере только одного Токийского землетрясения 1923г. в Японии, магнитуда которого 8.2, унесло 143 тыс. человеческих жизней. При этом землетрясении было разрушено 1286261 здание, 447128 зданий сгорело, 268 зданий смыто морской волной, было зарегистрировано сотни аварий на трубопроводах, разрушены многие мосты и 2270 речных судов. Ущерб, причинённый землетрясением Токио и его окрестностям, составил 3 млрд. долларов в ценах 1923 г. В результате землетрясения и цунами в Японии были обнаружены повреждения автодорог в 582 местах, повреждения мостов в 32 местах. На дорогах, по большей части, возникали трещины, но в некоторых случаях наблюдалось полное разрушение дорожного полотна и мостов.

Ущерб от землетрясения в Японии, произошедшего 11 марта 2011 года, оценивается в 16—25 триллионов иен (198—309 миллиардов долларов). Об этом сообщает японское агентство Kyodo News со ссылкой на подсчеты местного правительства. Оценка чиновников учитывает затраты на восстановление социальной инфраструктуры, жилой недвижимости и заводов. Таким образом, в общие убытки не включены падение промышленного роста, ВВП и объёмов торговли, вызванные стихийным

бедствием. Землетрясение 11 марта 2011 года в СМИ обычно сравнивается с землетрясением в Кобе 17 января 1995 года. Тогда убытки Японии составили 9,6 триллиона иен (119 миллиардов долларов). Более миллиона домов оказались отключенными от водоснабжения. Землетрясение в 1989 году в Сан- Франциско (США) повредил множество сооружений и унесший жизни людей (рис.1.2)



Рис.1.2. Мост расположенный в Сан- Франциско поврежденный в результате землетрясения в 1989 году

Землетрясение Сан - Фернандо 1971 г. (США), магнитуда которого 6.6, причинило ущерб около 1 млрд. долларов. Мосты и многоярусные магистрали являются высоко-уязвимыми в сейсмических зонах. Достаточно сказать, что из 59 жизней, унесенных катастрофическим землетрясением в Сан-Франциско (17 октября 1979), причиной гибели 42 оказалось обрушение верхнего яруса межштатной автомагистрали.

Одно из самых сильных землетрясений, произошедшее когда-либо в человеческой истории за последние полвека, произошло 27 февраля 2010 у берегов Чили, вызывая человеческие жертвы, разрушение и образование цунами. Очаг землетрясения находился на глубине 35 километров. В большей степени от землетрясения магнитудой 8,8 пострадали регионы Био-Био и Мауле. В области О'Хиггинс жертвами стихии стали 46, а в столичном регионе — 36 человек. Землетрясение вызвало цунами, которые обрушились

на 11 островов и побережье Мауле, однако количество жертв вызванных цунами минимально, большинство жителей побережья успели спрятаться от цунами в горах. Афтершоки (повторные толчки), в том числе магнитудой 8,0, продолжали сотрясать Чили. В Сан - Рафаэле была частично разрушена главная магистраль (рис. 1.3.), связывающая два крупных города.



Рис.1.3 обрушение пролетного строения в результате землетрясения в Чили

Это самое крупное землетрясение, приведшее к столь значительным разрушениям и экономическим потерям в Чили за последние 50 лет.

Землетрясение (7.2 балла по шкале Рихтера), которое произошло в провинциях Бохоль и Себу в 2013, разрушило церкви, здания и жилые дома и унесло жизни многих людей по всему центральному региону. На рис.1.4 показан мост пролетное строение которого обрушилось полностью.



Рис.1.4 Повреждение моста в результате землетрясение 7.2 балла по шкале Рихтера

1.4. Специальные методы сейсмозащиты мостов

Как уже отмечалось, сейсмические нагрузки в значительной мере определяются динамическими свойствами самого здания. В связи с этим специалистами разрабатываются различные методы целенаправленного изменения динамической схемы конструкции, обеспечивающие существенное снижение сейсмических нагрузок. Системы сейсмозащиты, основанные на эффектах снижения сейсмической нагрузки называются специальными.

Отметим, что в середине 70-х годов обычная система сейсмоизоляции была названа активной. Этот вариант терминологии широко использовался в отечественной литературе в течение 15 лет. Используемая ниже терминология соответствует классической терминологии в области виброизоляции и динамического гашения колебаний сложившейся в середине 50-х годов прошлого века и общепринятой за рубежом.

Прежде всего, все системы специальной сейсмозащиты разделены на активные и пассивные [9].

Активные системы сейсмозащиты предполагают наличие источника энергии, влияющего на величину суммарных сейсмических нагрузок. При этом выделяются два типа активной защиты.

Первый тип предполагает наличие мощного источника энергии, величина которой соизмерима с энергией сейсмических колебаний сооружения. Например, это может быть мощная виброустановка, управляемая ЭВМ. В процессе землетрясения ЭВМ отслеживает сейсмические колебания здания и регулирует работу виброустановки так, чтобы возбуждаемые установкой колебания гасили сейсмические. Совершенно очевидно, что рассматриваемые системы защиты весьма дороги и сложны в эксплуатации.

Второй тип получил в литературе название полуактивных. Такие системы сейсмозащиты активно разрабатываются за рубежом в последние 5 лет. Они также предполагают наличие источника энергии, включающегося во время землетрясения. Однако это небольшой источник энергии [10]. Например, в системе, части которой соединены устройством типа «шип – гнездо», обеспечивающим жесткость конструкции в процессе эксплуатации, в начале землетрясения включается устройство, извлекающее шип из гнезда. Жесткость конструкции падает, что ведет к снижению сейсмических нагрузок. После землетрясения связь должна быть восстановлена. Другой пример – применение намагничивающихся устройств. Например, в рабочую жидкость демпфера вводятся металлические опилки. В обычных условиях они осаждаются в нижней части рабочего цилиндра. В момент землетрясения включается электромагнит, и опилки распределяются по объему рабочей жидкости, резко повышая показатели демпфирования. Наконец, можно отметить магнитные связи частей сооружения, представляющие собой металлические детали с электрообмоткой. Изменение напряжения в обмотке приводит к изменению сил взаимодействия между соединяемыми деталями, например в месте опирания перекрытия на стены или колонны. Полуактивные системы сейсмозащиты могут найти широкое применение в будущем, в том числе и для железнодорожных зданий. Однако пока они требуют высоких технологий для их изготовления и, особенно, эксплуатации.

Более распространенными в наше время являются системы пассивной сейсмозащиты, включающие сейсмоизоляцию и сейсмогашение [11]. Последнее в свою очередь подразделяется на динамическое гашение и демпфирование. Поскольку эти системы весьма эффективны, и их применение можно широко рекомендовать для железнодорожных зданий с расчетной сейсмичностью 8 и более баллов, эти системы рассмотрены ниже подробнее.

1.5. Выводы по главе

После приобретения независимости в нашей стране ведутся масштабные работы во всех отраслях. В Узбекистане дорожных транспортных сооружений, особенно для мостов уделяется особое внимание.

Узбекистан, сейсмическим воздействиям подвержена практически вся территория. Изучив литературу по данному вопросу видно, что сейсмостойкое проектирование является актуальным и имеет ряд вопросов требующих дальнейшего изучения.

Сейсмозащита мостовых сооружений – важная научно-техническая и инженерная задача. Во многих странах, в том числе и в Республике.

ГЛАВА 2. АНАЛИЗ РАЗВИТИЯ МЕТОДОВ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ МОСТОВ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

2.1. Статистические методы теории сейсмостойкости

По своей природе сейсмическое воздействие носит случайный характер. Этот факт делает статистические методы анализа сейсмостойкости основными в теории сейсмостойкости. Как следует из выше изложенного, ЛСМ опосредованно учитывает статистику повреждений зданий при землетрясениях.

Последовательное развитие статистического подхода к задачам теории сейсмостойкости приводит к необходимости использования для этого теории случайных функций. В настоящее время сложилось два подхода к статистическому анализу сейсмической реакции сооружения [12].

Первый подход, называемый статистическим моделированием, исходит из расчета конструкции на динамическое воздействие, заданное реальной акселерограммой, как реализации случайного процесса. Выполнив расчет на ансамбль акселерограмм для каждой реализации (акселерограммы) получаем значение анализируемого фактора Φ

(смещения, усилия т. п.). По ним можно найти математическое ожидание Φ и его дисперсию. Как показывают расчеты, в случаях, когда удается собрать представительный ансамбль акселерограмм, результаты расчетов различных факторов по спектральной методике для объектов массового строительства удовлетворительно согласуются с их оценками, полученным статической обработкой результатов расчетов. В этом случае статистический подход позволяет оценить надежность прогноза величины анализируемого фактора, т.к. помимо математического ожидания позволяет оценить и его дисперсию. Основной проблемой при реализации рассматриваемого варианта статистического метода является выбор представительного набора акселерограмм. Сложность проблемы уже затрагивалась ранее. Индивидуальные особенности сейсмических колебаний зависят от целого ряда случайных факторов: рода грунта, расстояния от эпицентра, геологического строения местности и др. В связи с этим возможность статистической обработки акселерограмм, записанных в различных местностях и при различных очагах землетрясений представляется дискуссионной. По-видимому, полное решение задачи возможно лишь по мере накопления инструментальных данных о колебаниях грунта при сильных землетрясениях. Помимо указанной принципиальной трудности задания воздействия, статистическое моделирование весьма трудоемко, так как требует многочисленных динамических расчетов конструкции. Все это обусловило второй подход к статистической теории сейсмостойкости, базирующейся на построении математической модели сейсмического воздействия. Однако в рамках единой модели невозможно отразить все многообразие процесса землетрясения. По этой причине в настоящее время предложено значительное количество частных моделей сейсмического движения.

Наиболее полно сейсмическое воздействие моделируется случайным нестационарным процессом. В имеющихся исследованиях

такая модель принимается в упрощенной форме, предложенной В.В.Болотиным [13]. Согласно [13] ускорение основания представляется в виде :

$$W(t) = A(t) Z(t), \quad (2.1)$$

где $A(t)$ - огибающая, а $Z(t)$ - случайный стационарный процесс.

Проблемы, возникающие при определении функции $W(t)$ детально рассмотрены в монографиях [13,14]. Если зависимость (9.41) определена, то дальнейшие вычисления не представляют принципиальных трудностей. Раскладывая перемещения по формам колебаний в

$$\text{соответствии с } y_i = x_{i1}\xi_1(t) + x_{i2}\xi_2(t) + \dots + x_{in}\xi_n(t) = \sum_{i=1}^n x_{ij}\xi_j(t) = \sum_{i=1}^n y_{ij}(t)$$

(2.2)

получим

$$y_k = \sum_{j=1}^n x_{kj}\xi_j. \quad y_k^2 = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n x_{kj}x_{ki}\xi_i\xi_j. \quad (2.3)$$

Переходя в (2.3) к среднему значению случайной функции y в соответствии с теорией случайных функций получим

$$\overline{(y_k^2(t))} = \sum_j \sum_i K_{ij}(t, t) x_{kj} x_{ki}. \quad (2.4)$$

Здесь K_{ij} - корреляционная функция

$$\overline{K_{ij}(t_1, t_2)} = (\xi_i(t_1) \cdot \xi_j(t_2)). \quad (2.5)$$

Функция K_{ij} определяется интегралом

$$K_{ij}(t_1, t_2) = \int_0^{t_1} \int_0^{t_2} d_1 d_2 K_0(\tau_1, \tau_2) h_i(t_1 - \tau_1) h_j(t_2 - \tau_2) \quad (2.6)$$

где

$$h_j(t) = \frac{1}{k_*^{(j)}} e^{-\frac{\gamma_j k_j t}{2}} \sin k_*^{(j)} t \quad (2.7)$$

Таким образом, формулы (2.5 – 2.7) позволяют вычислить средние значения перемещений точек системы по известной корреляционной функции колебаний основания $K_0(t_1, t_2)$

Изложенная методика детально освещена в монографии В.В.Болотина [13].

Необходимо отметить, что статистическая оценка величины u позволяет всего лишь добиться того же эффекта, что и СНиП, в соответствии с которым фактически мы получаем оценку искомых факторов, подтверждаемую статистическими данными прошлых землетрясений. Для получения дополнительной информации на основе рассматриваемого подхода необходимо помимо средних значений смещений и ускорений знать их возможные выбросы относительно средних значений. Методика определения вероятности выброса значения случайной функции за заданный уровень применительно к задачам теории сейсмостойкости имеется в [13], однако исследования, включающие получение численных величин такой вероятности, весьма ограничены. Основные трудности при использовании описанной методики связаны с построением корреляционной функции K_0 , описывающей вероятностные свойства сейсмического воздействия.

Резюмируя сказанное можно заключить, что при современной, весьма ограниченной информации о сейсмических воздействиях, корректная реализация статистических методов вряд ли возможна, а имеющиеся численные результаты достаточно условны [15]. Вместе с тем для целого ряда задач, особенно качественного характера, например, оценки верхней границы сейсмической реакции статистические методы могут быть весьма полезны.

2.2. Спектральный метод оценки сейсмостойкости

Основной особенностью построения уравнений сейсмических колебаний является учет кинематического характера возмущения, задаваемого акселерограммой землетрясения $\ddot{y}_0(t)$. При описании движения системы в качестве обобщенных перемещений обычно принимаются перемещения сосредоточенных масс m_i относительно основания y_i .

Вывод уравнений движения рассматриваемой системы имеется в курсах теоретической механики и теории сейсмостойкости В матричной форме система уравнений движения имеет вид:

$$M\ddot{Y} + R\dot{Y} + BY = -M\ddot{Y}_0, \quad (2.8)$$

где $M = \begin{bmatrix} m_1 & & \\ & m_2 & \\ & & \dots & m_n \end{bmatrix}$ - диагональная матрица инерции,

$$R = \begin{bmatrix} r_{11} & r_{12} & \dots & r_{1n} \\ r_{21} & r_{22} & \dots & r_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ r_{n1} & r_{n2} & \dots & r_{nn} \end{bmatrix} \text{ - матрица жесткости, } B = \begin{bmatrix} b_{11} & b_{12} & \dots & b_{1n} \\ b_{21} & b_{22} & \dots & b_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ b_{n1} & b_{n2} & \dots & b_{nn} \end{bmatrix} \text{ - матрица демпфирования,}$$

Y – вектор обобщенных координат, Y_0 - вектор кинематических возмущений.

При задании колебаний основания только в одном направлении вдоль горизонтальной оси и при принятых обобщенных перемещениях вектор кинематических возмущений представляется в виде $Y_0 = \{1, 1, \dots, 1\} y_0(t)$.

В общем случае плоских колебаний вектор Y_0 записывается следующим образом:

$$Y_0 = \sum_{k=1}^3 \{ \alpha_{1k}, \alpha_{2k}, \dots, \alpha_{nk} \} \cdot u_k \quad (2.9)$$

где α_{ik} - проекция k -го воздействия на направление i -го обобщенного смещения; u_k - колебания основания соответственно вдоль оси x ($k=1$), y ($k=2$) и поворот вокруг оси z ($k=3$).

Определенные сложности при построении системы (2.8) вызывает определение коэффициентов диссипации. b_{ij} .

Исходной для определения коэффициентов диссипации является обобщенная гипотеза Е.С.Сорокина, согласно которой силы сопротивления пропорциональны жесткости элементов системы. В соответствии с гипотезой Е.С.Сорокина силы сопротивления F_i , действующие на массу m_i , представляются в виде:

$$F_i = \sum_{j=1}^n b_{ij}^{(c)} y_j^* = \sum_{j=1}^n c_{ij} \gamma_{ij} y_j^* \quad (2.10)$$

Здесь $b_{ij}^{(c)}$ - коэффициенты демпфирования по Е.С.Сорокину, γ_{ij} - коэффициент неупругого сопротивления в элементе, связывающем массы m_i и m_j ; y_j^* - функция сопряженная к y_j по Сорокину [16].

Проблема учета демпфирования заключается в том, что гипотеза Е.С.Сорокина позволяет легко сформировать матрицу демпфирования B_c . Эта матрица строится точно так же, как и матрица жесткости с заменой жесткостей элементов c_{ij} на произведения $c_{ij} \gamma_{ij}$. Однако анализ уравнений колебаний в форме Е.С.Сорокина, вызывает сложности принципиального характера. Результаты дискуссии ведущих специалистов в области динамики сооружений [17], позволили сформулировать удобный подход к построению матрицы демпфирования системы. При этом строится матрица демпфирования по Е.С.Сорокину B_c , а затем осуществляется переход к матрице вязкого демпфирования, входящей в уравнение по матричной формуле [6,15]

$$B = B_c X \Lambda^{-\frac{1}{2}} X^{-1}$$

Рассмотрим уравнение колебаний (2.1). Умножив обе части уравнения на матрицу M^{-1} , получим:

$$\ddot{Y} + M^{-1} R \dot{Y} + M^{-1} B \dot{Y} = -\ddot{Y}_0,$$

Обозначим через X матрицу собственных векторов матрицы $M^{-1}R$, а через Λ - диагональную матрицу ее собственных чисел. Тогда по

определению собственных чисел и векторов матриц имеет место следующее спектральное разложение матрицы $M^{-1}R$:

$$M^{-1}R = X \Lambda X^{-1} .$$

Переходя к главным координатам, получим:

$$\ddot{\Xi} + X^{-1}M^{-1}BX\dot{\Xi} + \Lambda\Xi = -X^{-1}\ddot{Y}_0 \quad (2.11)$$

Если матрицы $M^{-1}R$ и $M^{-1}B$ имеют одинаковую систему собственных векторов, то матрица $X^{-1}M^{-1}BX$ также будет диагональной и может быть записана в виде:

$$X^{-1}M^{-1}BX = \Gamma\Lambda^{1/2}, \quad (2.12)$$

где $\Gamma = [\gamma_1, \gamma_2, \dots, \gamma_n]$, а произведения $\gamma_i \lambda_i^{1/2}$ представляют собой собственные числа матрицы $M^{-1}B$. По аналогии со спектром частот массив значений γ_i называют спектром демпфирования системы.

В общем случае формула (2.12) не справедлива, но для большинства сооружений, в частности, для сооружений у которых для всех элементов $\gamma < 0.3$, формулу можно рассматривать как приближенную, полученную путем удержания в матрице $X^{-1}M^{-1}BX$ лишь диагональных элементов.

С учетом формулы (2.12) уравнение (2.11) можно переписать следующим образом:

$$\ddot{\Xi} + \Gamma\Lambda^{1/2}\dot{\Xi} + \Lambda\Xi = -X^{-1}\ddot{Y}_0 \dots \quad (2.13)$$

или в скалярной форме

$$\ddot{\xi}_j + \gamma_j k_j \dot{\xi}_j + k_j^2 \xi_j = -f_j, \quad (2.14)$$

Если принять теперь, что для всех масс кинематическое возмущение задается в форме $y_i(t) = \alpha_i y_0(t)$, где α_i - проекция воздействия на направление обобщенной координаты, то $f_i = d_i \cdot \ddot{y}_0$; d_i - элемент вектора $X^{-1}V_p$, где $V_p = \{\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n\}$ - вектор проекций воздействия на направления обобщенных координат.

Уравнение (2.14) представляет собой уравнение колебаний одномассной системы с частотой колебаний k_i (периодом $T_i=2\pi/k_i$) и коэффициентом неупругого сопротивления γ_j .

Если теперь зафиксировать воздействие $u_0(t)$ и значение γ_j , то не представляет труда получить решение уравнения (2.14) для систем с различным периодом колебаний T_i . Такие зависимости построены для иллюстрации на рис.2.1, где по вертикали отложены абсолютные ускорения осциллятора $a=(\ddot{y} + \ddot{y}_0)$, отнесенные к произведению максимальных ускорений основания на величину d_i , а по горизонтальным осям - время t и период колебаний T .

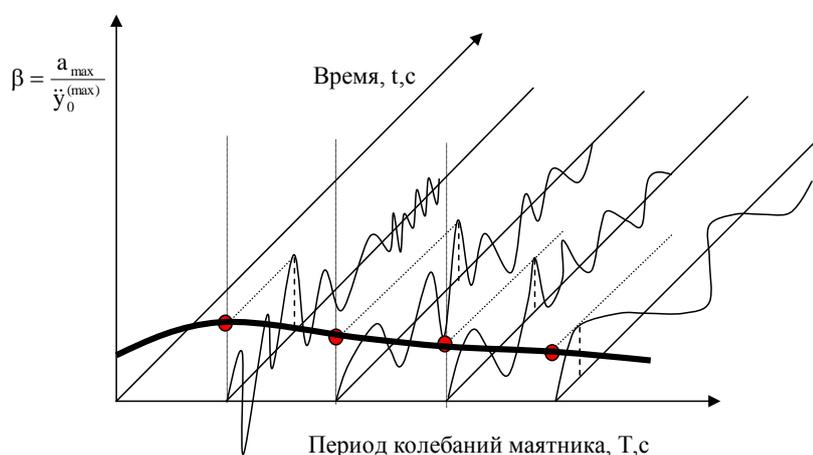


Рис. 2.1. Построены кривой динамичности $\beta(T)$

Проектируя максимумы полных ускорений $a=(\ddot{y} + \ddot{y}_0)_{\max}$ на плоскость $a - T$, получим зависимость $\beta^*(T)$ максимальных ускорений осциллятора от периода его колебаний T при фиксированном воздействии и величине γ . При этом максимальное ускорение по j -ой форме колебаний можно представить в виде:

$$a_{\max} = (\ddot{y}_0 + \ddot{y}_{ij})_{\max} = x_{ij} d_j A g \beta^*(T_j). \quad (2.15)$$

Полученная таким образом зависимость максимума относительного ускорения β^* от периода колебаний осциллятора T называется спектром ускорений. Аналогично можно построить спектры

скоростей и смещений. В зарубежной литературе они получили название спектров ответа (response spectra).

Если теперь перейти от одного конкретного воздействия к некоторому набору возможных воздействий, то вместо зависимости $\beta^*(T_j)$ необходимо принять огибающую кривую $\beta(T_j)$. Такие кривые строились разными авторами при различных значениях γ . Анализ результатов показал, что зависимость $\beta(T, \gamma)$ можно представить в виде произведения

$$\beta(T, \gamma) = \beta(T, \gamma_э) \cdot K_\psi(\gamma) \quad (2.16)$$

где $\gamma_э$ - эталонное значение коэффициента неупругого сопротивления γ , характерное для колебаний объектов массовой застройки (жилых и промышленных зданий средней этажности на плотных основаниях). Для определения поправки $K_\psi(\gamma)$ в литературе предложены различные формулы [15,18,19]. Все эти формулы дают близкие значения K_ψ . Наиболее обоснованными следует считать предложения [19]. В соответствии с ними для вычисления $K_\psi(\gamma)$ получена следующая зависимость:

$$K_\psi(\gamma) = \sqrt{\frac{\gamma_э}{\gamma}} \left(1 - e^{-\frac{2\gamma\pi T_3}{T}} \right), \quad (2.17)$$

где T_3 - продолжительность землетрясения; $\gamma_э$ - эталонное значение γ , величина $\gamma_э$ зависит от принятых нормативных зависимостей $\beta(T, \gamma_э)$; для СНиП II -7-81 значения $\gamma_э$ равны 0.1; 0.16 и 0.22 соответственно для грунтов I, II и III категорий.

Получим формулу для определения инерционных нагрузок s_{ij} по j -ой форме на массу m_i :

$$s_{ij} = A g m_i \beta(T_j) K_\psi(\gamma_j) \eta_{ij}, \quad (2.18)$$

где $\eta_{ij} = x_{ij} d_j$ - коэффициент формы.

Для определения d_j можно вывести следующую формулу:

$$d_j = \frac{\sum_{i=1}^n x_{ij} \alpha_i m_i}{\sum_{i=1}^n x_{ij}^2 m_i} . \quad (2.19)$$

Кoeffициенты γ_j также могут быть вычислены на основании (2.14)

$$\gamma_j = \frac{1}{k_j} \cdot \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^n b_{ik} x_{ik} x_{ij}}{\sum_{i=1}^n x_{ij}^2 m_i} . \quad (2.20)$$

Формулы (2.8-10.21) выведены в предположении о малом влиянии демпфирования на формы колебаний, т.е. в предположении о возможности представления. Для общего случая могут быть построены аналогичные формулы. При этом в сильно демпфированной системе движение раскладывается по $2n$ формам колебаний. Часть этих форм парные и характеризуются одинаковой частотой, остальные формы описываются дифференциальными уравнениями первого порядка. Детальное изложение теории для случая произвольного демпфирования имеется в [20].

Формула (2.18) позволяет определить максимальное значение сейсмической нагрузки и усилий в системе по j -ой форме колебаний. Однако, сейсмические силы (усилия) достигают своего максимума в различные моменты времени, поэтому встает задача "суммирования" усилий по формам колебаний. Однако корреляция форм заметно проявляется, если частоты их колебаний отличаются менее чем на 30%. В этом случае используется более сложная формула "суммирования".

$$Q_i = \left[\sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n \varepsilon_{kj} Q_{ik} Q_{ij} \right]^{\frac{1}{2}} , \quad (2.21)$$

где ε_{ij} - коэффициент корреляции.

Для определения ε_{ij} предложены различные формулы, которые по исходным посылкам и конечному виду похожи друг на друга. Наиболее удобной авторам представляется формула А.А.Петрова, вошедшая в РСН-44-88 [21].

$$\varepsilon_{ij} = \frac{2\sqrt{\gamma_i \gamma_j k_i^3 k_j^3} (k_i + k_j)}{(k_i + k_j)^2 (k_i - k_j)^2 + (k_i^2 + k_j^2) \cdot (k_i^2 \gamma_i^2 + k_j^2 \gamma_j^2 + k_i k_j \gamma_i \gamma_j)}, \quad (2.22)$$

Изложенная теория разработана в предположении упругой работы конструкции. Между тем даже при слабых воздействиях, когда основные несущие конструкции работают упруг, при колебаниях сооружений проявляются нелинейные эффекты. Что касается колебаний конструкции при разрушительных землетрясениях, то они существенно нелинейны, поскольку принципы сейсмостойкого строительства допускают в этих случаях работу основных несущих конструкции за пределами упругости.

В соответствии с действующим СНИП формула для определения инерционных сейсмических нагрузок на массу m_i по j -ой форме колебаний имеет вид:

$$s_{ij} = K_1 A Q_i \beta(T_j) K_\psi(\gamma_j) \eta_{ij} K_K, \quad (2.23)$$

Здесь $Q_i = m_i g$ - вес i -ой сосредоточенной массы; В отличие от теоретически полученной формулы (2.17) в формулу (2.23) введены два дополнительных коэффициента: K_K - конструктивный коэффициент, K_1 - коэффициент, названный при обосновании последней редакции норм коэффициентом предельных состояний.

Кроме того анализ записей землетрясений и повреждаемости сооружений, эксплуатируемых в различных грунтовых условиях, позволил дифференцировать зависимость $\beta_i(T)$ по грунтам I, II и III категорий (I - категория грунта). Соответствующие зависимости $\beta_i(T)$ по СНИП II -7-81*. Согласно имеющимся теоретическим разработкам [6,15,22, и др.] коэффициент K_ψ в общем случае должен приниматься

различным для разных форм колебаний. Для его вычисления можно использовать формулы (2.13),(2.16) . Однако в настоящее время отсутствуют апробированные методы задания параметров затухания различных конструктивных элементов сооружений и основания . В связи с этим в действующих СНиП вводится осредненный коэффициент K_{ψ} , одинаковый для всех форм колебаний и назначаемый по опыту прошлых землетрясений.

Конструктивный коэффициент вводится для сооружений, конструктивные особенности которых существенно отличают их работу при землетрясениях от работы сооружений массовой застройки (жилых и промышленных зданий средней этажности).

Введение коэффициента предельных состояний может трактоваться двояко.

Первая трактовка [23] исходит из того, что нормативный расчет - это расчет на сильное и редкое землетрясение - МРЗ. В соответствии с идеологией сейсмостойкого строительства при МРЗ в сооружении допустимы пластические деформации и локальные повреждения, не приводящие к гибели людей и ценного оборудования. В связи с этим предельно допустимые усилия в элементах конструкции могут быть увеличены. Если принять величину $[\Phi]$ в качестве предельного допустимого значения фактора при обычных нагрузках, то в расчете на воздействие сильных землетрясений допустимое значение фактора будет

$$[\Phi]_{\text{lim}} = r [\Phi], \quad (2.24)$$

где $r > 1$.

Условие обеспечения сейсмостойкости в этом случае имеет вид

$$\Phi < [\Phi]_{\text{lim}} = r [\Phi], \quad (2.25)$$

где Φ - значение анализируемого фактора от действия сейсмических сил.

Желая сохранить единое описание предельных состояний для сейсмических и иных расчетов, мы представляем условие (2.25) в виде

$$\Phi / r < [\Phi]. \quad (2.26)$$

Представление (2.19) равносильно введению к сейсмическим нагрузкам понижающего коэффициента $K_1 = 1/r$. Для обычных сооружений этот коэффициент принят равным 0.25.

Такая трактовка нормативной ЛСМ предполагает, что антисейсмическое усиление конструкции на воздействие сильного землетрясения обеспечит нормальную эксплуатацию сооружения и при слабых сейсмических воздействиях.

Вторая трактовка нормативной методики рассматривает ее как расчет на слабое и частое землетрясение - ПЗ. Произведение $K_1 A$ в этом случае есть расчетное ускорение этого землетрясения. Так, для 9-балльного района при $K_1 = 0.25$ мы выполняем расчет на ускорение 1 м/с^2 , т.е. на 7-балльное воздействие. Такая трактовка нормативной ЛСМ предполагает, что антисейсмическое усиление конструкции на воздействие ПЗ обеспечит сохранность жизни людей и ценного оборудования при МРЗ.

При расчете и проектировании объектов массового строительства принятие той или иной трактовки не имеет значения, поскольку сооружения, усиленные по СНиП, обеспечивают требования сейсмостойкости, как при ПЗ, так и при МРЗ. Вместе с тем при проектировании новых сейсмостойких конструкций, не имеющих апробированных аналогов, принятие одной из трактовок может привести к ошибкам в обеспечении их сейсмостойкости. В этом случае нужно обеспечить проверку сейсмостойкости сооружения, как при сильных, так и при слабых землетрясениях.

Оценивая в целом нормативную методику определения сейсмических нагрузок, следует отметить, что, несмотря на обилие допущений при ее построении, эта методика удовлетворительно согласуется с имеющимся опытом прошлых землетрясений. Это обусловлено тем, что коэффициент динамичности β и другие расчетные

коэффициенты назначены с учетом богатого опыта прошлых землетрясений. Однако этот опыт относится, прежде всего, к промышленным и гражданским сооружениям.

Рассмотрим еще аспект применения нормативной спектральной методики к железнодорожным зданиям. Эти здания по своим конструктивным и функциональным особенностям мало отличаются от объектов промышленного строительства. Однако представляется целесообразным уточнить при оценке их сейсмостойкости расчетный уровень сейсмического воздействия с учетом повышенной ответственности некоторых зданий и планируемого срока их службы. Для этого можно рекомендовать методику [24,25]. В таблице 2.1 приведены данные для расчета промышленного здания при средних сейсмологических условиях. Этот расчет принят в [24] в качестве базового. Из рисунка видно, что 9-балльному нормативному уровню расчетного воздействия с ускорениями $K_1 A_g = 0.1g$, характерными для ПЗ, соответствует вероятность превышения $q_{ПЗ} \approx 0.1$. Ускорению же $A_g = 0.4g$ (МРЗ) соответствует $q_{МРЗ} \approx 0.001$. Если здание имеет другую ответственность, то задаваясь другими вероятностями отказов $r_{ПЗ}$ и $r_{МРЗ}$ можно получить соответствующий уровень расчетного воздействия. Аналогичная ситуация возникает с учетом фактического срока службы сооружения. На рис. 2.2 приведены зависимости $A(q)$ для сооружений с различным сроком службы по данным [24].

Таблица 2.1

Базовые данные для оценки уровня сейсмического воздействия

Срок службы сооружения, годы	Преобладающий период воздействия, с	Повторяемость землетрясений силой I баллов в годах			
		I=7	I=8	I=9	I=10
50	0.4	200	1000	6000	∞

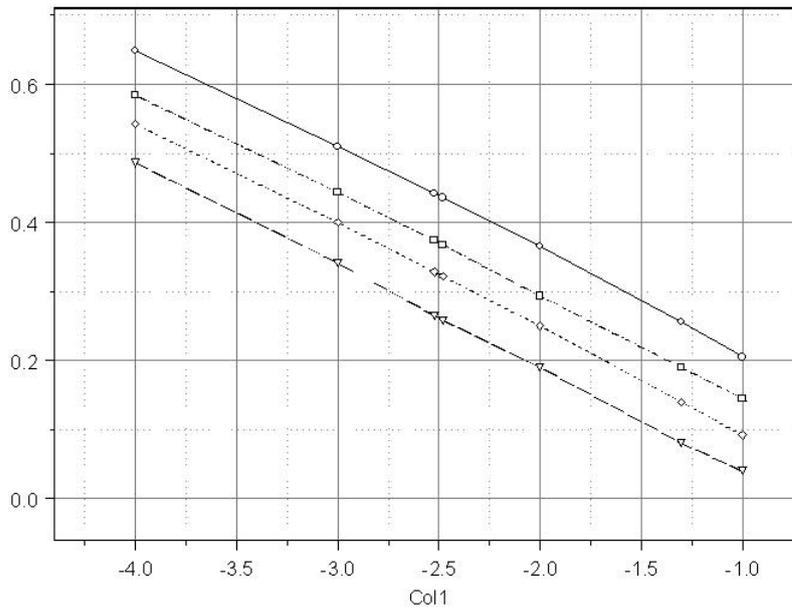
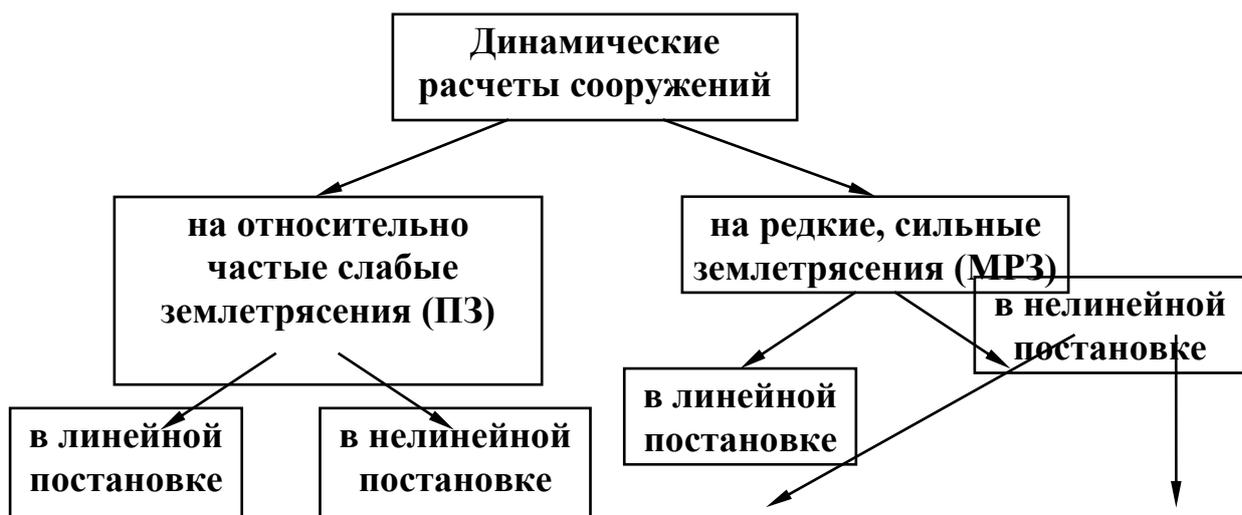


Рис.2.2. Зависимость расчетного ускорения A от логарифма допустимой вероятности $[q]$ для сооружений с различным сроком

2.3. **Динамический метод расчета сооружений на сейсмические воздействия**
Динамический расчет предусматривает интегрирование уравнений движения с получением величин обобщенных координат $q_1(t)$, $q_2(t)$, ... $q_n(t)$ как функций времени. В соответствии с основной концепцией сейсмостойкого строительства для оценки сейсмостойкости сооружений необходимо проведение расчетов на ПЗ и МРЗ. С этих позиций можно выделить 4 принципиальных подхода к динамическому расчету сооружений, представленных в виде схемы на рис. 2.3.1.



для особо
ответственных
сооружений

для обычных
сооружений

Рис.2.3.1. Схематизация подходов к динамическому расчету сооружений.

Первый подход рассматривает динамический расчет сооружения на действие относительно частых, но слабых землетрясений в линейной постановке. Поскольку при этом не должна нарушаться нормальная эксплуатация сооружения, то в нем не должны появляться какие-либо повреждения, что и позволяет использовать линейную постановку задачи. При этом рассматривается дифференциальное уравнение колебаний вида (9.9). Рассмотренная постановка задачи неприемлема для расчета нелинейных систем сейсмозащиты (сейсмоизолирующие фундаменты, демпферы сухого трения и т.п.).

Второй подход, применяемый обычно к расчету сооружений со специальной сейсмозащитой, предполагает, что нелинейные свойства проявляются уже при малых колебаниях и уравнение движения имеет вид

$$M\ddot{Y} + R(Y, \dot{Y}) = -M\ddot{Y}_0, \quad (9.28)$$

где $R(Y, \dot{Y})$ – динамическая реакция сооружения.

В большинстве расчетов нелинейных систем на действие слабых землетрясений зоны нелинейной работы конструкции локализованы в местах расположения элементов сейсмозащиты. При этом можно выделить участки линейной работы системы, описываемые уравнением (9.28), а нелинейность проявляется при переходе системы из одного состояния в другое. Практически такой переход осуществляется при закрытии и открытии зазоров ограничителей, проскальзывании в демпферах сухого трения (ДСТ) и т.п. Это позволяет вместо одного уравнения (9.28) использовать группу уравнений вида (9.9) и условия

перехода от одной группы уравнений к другой. Формально эти уравнения записываются в виде:

$$M_k \ddot{Y} + B_k \dot{Y} + R_k Y = -M_k \ddot{Y}_0, \quad k = 1, 2, \dots, N, \quad (9.29)$$

где k – номер состояния системы; N – число ее возможных состояний.

С детальным представлением и решением уравнений (9.30) можно познакомиться в аналитическом обзоре [26] и статье [27]. В качестве примера на рис.9.30 приведена одномассовая система с упругим ограничителем перемещений.

Третий подход аналогичен первому, но применяется для расчета особо ответственных сооружений, не допускающих возникновения существенно нелинейных деформаций сооружения и при сильных землетрясениях.

Четвертый подход включает два типа расчетов. Первый тип относится к особо ответственным сооружениям со специальными сейсмозащитными устройствами. Эти расчеты полностью аналогичны расчетам, рассмотренным в рамках второго подхода.

Что касается динамических расчетов обычных сооружений на действие сильных землетрясений, то их реализация вызывает серьезные сложности. В общем случае уравнение движения рассматриваемой системы имеет вид (9.29), но задание функции $R(Y, \dot{Y})$ оказывается специфичным для каждого вида материала и конструкции сооружения. Сложность вызывается и неопределенностью мест возникновения местных повреждений сооружения, приводящих к нелинейной работе конструкции в целом.

Все рассматриваемые подходы по их значимости и сложности реализации можно разделить на три группы:

Первая группа расчетов базируется на линейной системе уравнений (9.28) и достаточно просто реализуется.

Вторая группа расчетов основывается на интегрировании кусочно-линейных дифференциальных уравнений (9.29), допускающих реализацию численного решения методом припасовывания решений, описанным в рекомендуемой литературе [6,26]

Третья группа расчетов рассматривает самый общий случай нелинейности конструкций при разрушительных землетрясениях. Проведение такого рода расчетов вызывает пока принципиальные сложности и носит исследовательский характер.

По значимости указанные группы расчетов существенно различаются. Первая группа, базируясь на линейных уравнениях, позволяет получить оценку смещений и усилий в конструкции аналогично той оценке, которую мы получаем по линейно-спектральной методике. В дополнение к этой оценке мы получаем изменение анализируемых факторов во времени, однако в расчетах прочности фигурируют лишь максимумы этих факторов.

Таким образом, получаемая в результате расчета дополнительная информация оказывается бесполезной. Вместе с тем, максимум анализируемого фактора не может быть оценен по результату единичного расчета сооружения по акселерограмме землетрясения. Анализ спектров ответа реальных акселерограмм показывает, что относительно небольшие изменения динамических характеристик системы или параметров акселерограммы могут существенно изменять реакцию системы на сейсмическое воздействие. Сказанное наглядно иллюстрируется примером, приведенным на рис. 9.9. Для сооружений с близкими периодами колебаний T_1 и T_2 коэффициенты динамичности β могут существенно отличаться. В связи с этим единичный динамический расчет сооружения на сейсмические нагрузки не только не дает достоверной информации о сейсмостойкости сооружения, но скорее дезориентирует проектировщика. Чтобы избежать ситуации, при которой уточнение методики расчета приводит к снижению

достоверности его результатов, в литературе предлагаются различные приемы. Наиболее естественным является путь использования не одной, а нескольких расчетных акселерограмм (ансамбля или пакета акселерограмм), принимая в качестве расчетных усилий их максимальные значения или среднее по выборке.

Другой путь - это замена реального воздействия некоторым условным коротким временным процессом, обеспечивающим в той или иной степени достоверность результатов расчетов. Оба указанных пути применяются на практике.

Резюмируя сказанное, можно отметить, что динамические расчеты сооружений в линейной постановке должны выполняться на ансамбль воздействий с последующим осреднением результатов расчетов по выборке. Математическое ожидание максимума анализируемого фактора должно в целом соответствовать результатам нормативного расчета по спектральной методике. В дополнение к нормативному расчету появляется возможность оценить дисперсию рассчитываемой величины и дать оценку надежности нормативного расчета.

Расчеты второй группы относятся к существенно нелинейным системам, нелинейные свойства которых локализованы и поддаются математическому описанию. Такие системы не имеют обычно аналогов, перенесших землетрясения, и их поведение не может быть спрогнозировано на основе нормативных расчетов. В связи с изложенным, последовательный динамический расчет такого рода систем возможен и необходим при проектировании. Особенности проведения такого рода динамических расчетов применительно к задачам проектирования сейсмоизоляции детально описаны в обзоре [25].

Переходя к расчетам третьей группы, необходимо отметить, что они относятся к объектам массовой застройки и должны дать ответ на вопрос, сохранятся ли основные несущие элементы конструкции при

сильных землетрясениях. При этом мы должны допускать возможность накопления значительных повреждений сооружения и учитывать все резервы его несущей способности. Проведение таких расчетов в настоящее время вызывает принципиальные сложности, обусловленные ограниченностью информации о работе материалов за пределами упругости. Это не позволяет корректно записать исходные уравнения колебаний и обесценивает результаты расчета. Кроме того, опыт прошлых землетрясений показывает, что сооружения массовой застройки, усиленные по действующим нормам сейсмостойкого строительства, удовлетворительно переносят сильные землетрясения. С этой точки зрения расчет обычных зданий на действие сильного землетрясения можно рассматривать как вспомогательный при исследовании их сейсмостойкости.

Резюмируя сказанное, можно отметить, что в большинстве случаев динамические расчеты носят пока вспомогательный характер и могут рассматриваться как дополнение к расчетам по спектральной методике и экспериментальным исследованиям.

В настоящее время необходимость динамических расчетов возникает при проектировании особо ответственных объектов, систем специальной сейсмозащиты, а также при обосновании новых типовых решений сооружений, предполагаемых для массового пользования. В будущем, по мере накопления наших знаний о реальной работе материала при интенсивных нагружениях, широкого внедрения новых методов сейсмозащиты конструкций и последовательного перехода к концепции двойного расчета при проектировании, роль динамических расчетов будет возрастать. Уже сейчас их проведение узаконено действующими СНиП, однако до сих пор отсутствуют рекомендации по проведению таких расчетов, и, прежде всего, по заданию сейсмического воздействия и по методам интегрирования уравнений движения.

2.4. Расчет мостов по акселерограммам землетрясений

В настоящее время современной этап науки сейсмостойкости транспортных сооружений характеризуется интенсивным развитием экспериментальных и теоретических методов исследований, направленных на углубленное изучение физических свойств реальных искусственных сейсмических движений. По мере накопления сейсмологической информации о параметрах сейсмических колебаний грунта, сведений по долговременной сейсмической опасности, данных о реальных свойствах строительных конструкций осуществляется переход к более полному учету физических свойств сооружений, а также к методам расчета по реальным записям сейсмических воздействий, прежде всего по акселерограммам землетрясений [28].

При обеспечении достаточного уровня надежности это позволяет разработать более обоснованные методы проектирования, повысить экономичность сейсмостойкого строительства.

Акселерограмма это зависимость расчетных ускорений сейсмического воздействия от преобладающего периода землетрясения.

Под акселерограммой (велосигграммой, сейсмограммой) понимается – натурная или искусственная хронограмма ускорений (скоростей, смещений) точки земной поверхности в процессе землетрясения (в общем случае векторная функция скалярного аргумента – времени).

Акселерограмма землетрясения подразделяется на натурные (реальная) и синтезированная (искусственная).

Натурная (реальная) акселерограмма – записывается во время землетрясений на поверхности земли.

Акселерограмма синтезированная - акселерограмма, полученная аналитическим путем на основе статистической обработки и анализа ряда акселерограмм и (или) спектров реальных землетрясений с учетом местных сейсмических условий.

Считается, что использование записей реальных акселерограмм лучше представляют реальное сейсмическое воздействие. В этом предположении скрыто два тезиса, неприемлемые для инженера-строителя. Следует отметить, что более важно для любой реальной акселерограммы можно подобрать похожую на нее, но более опасную для сооружения. Это связано с тем, что в любой реальной акселерограмме энергия воздействия распределена в той или иной мере между несколькими частотами, а сооружение раскачивает лишь одна из составляющих процесса. Иными словами, использование пакета реальных акселерограмм нарушает принцип выбора воздействия наиболее неблагоприятного для проектируемого сооружения [29].

Пакет расчетных акселерограмм - это набор акселерограмм, расчет по которым обеспечивает надежность конкретного строительного объекта на определенной строительной площадке.

Существует три способа формирования пакета расчетных акселерограмм (ПРА):

- использование синтетических акселерограмм в виде короткого временного процесса;
- моделирование акселерограмм случайными процессами;
- использование для расчета пакета реальных акселерограмм.

При корректном использовании все три метода должны приводить к одинаковым результатам расчетов.

Для всех перечисленных трех групп предложений по заданию сейсмического воздействия основным является учет корреляционной зависимости между максимальным значением амплитуды сейсмического воздействия A_{\max} и преобладающим периодом землетрясения T_z [29].

Необходимость такого учета определяется тем, что в нормах регламентируется верхняя граница ускорений для заданного балла. Например, для 9 баллов - 4 м/с^2 , для 8 - 2 м/с^2 . Фактические ускорения

для 9-балльных землетрясений могут быть значительно меньше, например сильное катастрофическое Бухарестское землетрясение (1977 г.) имело максимальное ускорение около 2 м/с^2 . Рассматриваем все три предложения формирования пакета расчетных акселерограмм:

- *Первая группа предложений* - моделирование сейсмического воздействия в виде короткого временного процесса позволяет сократить затраты машинного времени при массовых расчетах систем сейсмоизоляции. В связи с этим в инженерной практике такой подход получил большое распространение.

И.Л.Корчинский [30] был, одним из основателей этой группы предложений, который моделировал расчетное воздействие синтетической акселерограммой в виде затухающей синусоиды. В сейсмостойком строительстве ее использование получило широкое распространение. При этом, в литературе [30] не учитывались все параметры реальных землетрясений (продолжительность, спектральный состав и т.д.) и энергия расчетной акселерограммы сосредотачивалась на одной преобладающей частоте, что приводило к завышению расчетных усилий в сооружении.

В более поздних работах Х.Р.Эпштейна, Г.Р.Джонсона, В.А.Ветошкина, В.В.Костарева и А.Аубакирова была сделана попытка усовершенствования метода моделирования сейсмических воздействий короткими временными процессами, исходя из условия плавного вписывания спектра полученной синтетической акселерограммы в стандартные или реальные спектры абсолютных ускорений [8]. Однако, предлагаемый метод не учитывал фазовые характеристики и продолжительность воздействия, определяющие суммирование расчетных усилий по формам колебаний.

- *Вторая группа предложений* - моделирование сейсмического воздействия случайными процессами, исходила из стохастической природы землетрясения. Этот вопрос развит в исследованиях

В.В.Болтина [13], Я.М.Айзенберга, К.Ю.Залилова [28] и др. При моделировании воздействия случайными процессами акселерограмма представляется обычно в виде стационарного случайного процесса (например, «белый шум») или его произведения на детерминистскую огибающую. Как огибающая, так и случайный процесс принимаются с учетом имеющейся ограниченной информации о реальных воздействиях. Наиболее слабым местом при этом является задание спектрального состава, который определяется спектральной плотностью расчетного случайного процесса. В имеющихся работах из-за сложности расчетов в стохастической постановке и ограниченности исходной информации спектральная плотность принимается максимально простой: постоянной (белый шум) или с одной преобладающей частотой (узкополосный процесс) . Однако это не позволяет учесть частотный состав реальных сейсмических воздействий. В последнее время делаются попытки исправить создавшееся положение. Указанные сложности аналитического и стохастического представления воздействия исключаются при использовании *третьей группы предложений*.

- *Третья группа предложения* - реальных акселерограмм прошлых землетрясений. Максимальные ускорения расчетных акселерограмм принимаются либо по максимальным фактическим значениям реальных акселерограмм [31], либо по верхней границе шкалы балльности [32, 33], либо по среднеквадратичным значениям . Применение реальных записей для анализа систем сейсмоизоляции позволили в принципе учесть особенности землетрясений различного частотного состава. В частности, был учтен реальный спектр смещений основания, позволяющий объективно оценить надежность сейсмоизолирующих систем. Поэтому этот метод задания сейсмического воздействия получил широкое распространение в практике проектирования сейсмоизолированных зданий.

Однако при использовании в расчетах реальных акселерограмм возникают трудности другого характера. К ним относятся наличие искажений в цифровках, которые могут приводить к погрешностям соизмеримым с результатом расчета. При этом результат расчета приобретает случайный характер.

Во всех выше перечисленных предложениях при задании сейсмического воздействия основное внимание уделялось обеспечению соответствия его спектра ускорений натурным данным или нормативным спектральным кривым. При этом не учитывались спектры смещений воздействия. Между тем хорошо известно, что именно большие смещения основания на низких частотах приводят к обрушению сейсмоизолированных сооружений.

Для иллюстрации ошибок, возможных при оценке смещений сейсмоизолированных систем, в качестве примера на рис. 2.3.-2.4 приведены акселерограммы наиболее известных коротких процессов и соответствующие им сейсмограммы. На рис.2.5. приведен заимствованный нами из [34] пример известной акселерограммы Эль-Центро, построенный с использованием двух близких по значениям цифровок. На графике эти акселерограммы сливаются, но соответствующие им сейсмограммы совершенно не похожи друг на друга.

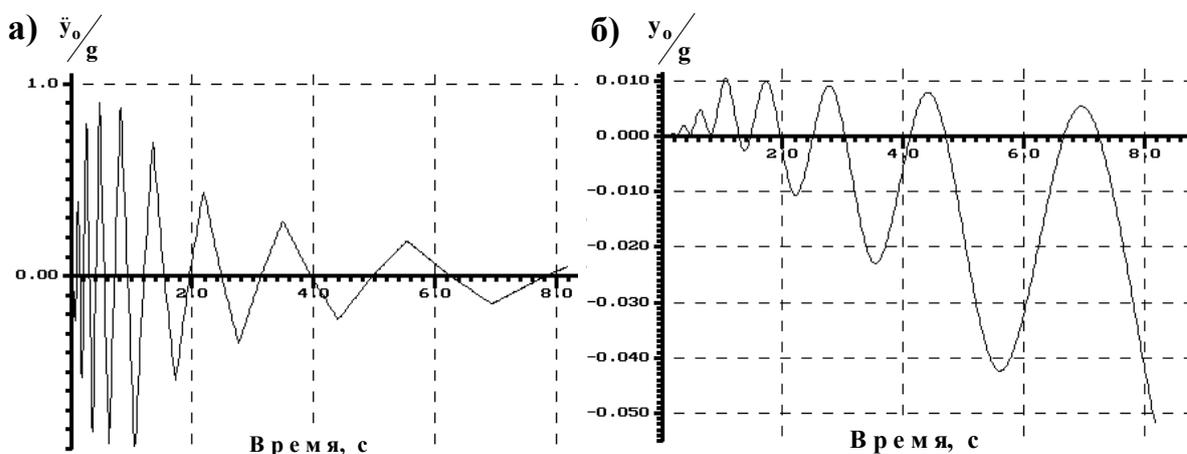


Рис.2.3. Акселерограмма (а) и сейсмограмма (б) короткого временного процесса А.А. Аубакирова

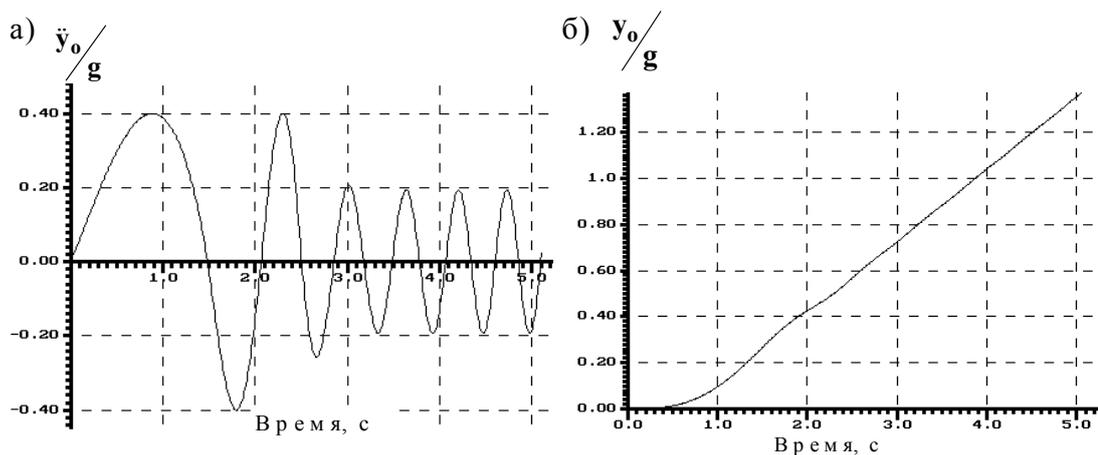


Рис.2.4. Акселерограмма (а) и сейсмограмма (б) короткого временного процесса
В.А.Ветошкина

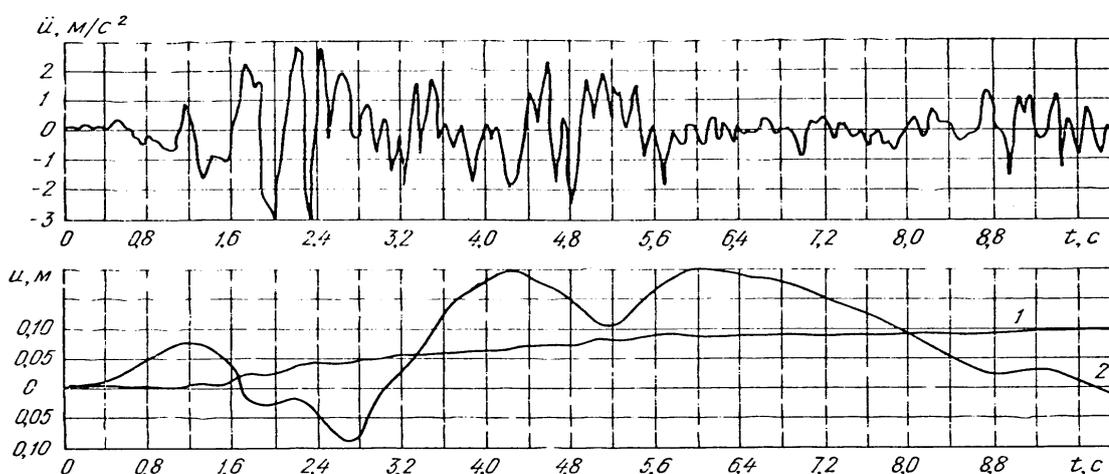


Рис.2.5. Акселерограмма и сейсмограмма землетрясения Эль-Центро

1 - численная сейсмограмма без корректировки акселерограммы;

2 - инструментальная сейсмограмма.

Создание единого унифицированного пакета акселерограмм для расчета сейсмоизолированных сооружений на сейсмические воздействия является, первоочередной задачей теории сейсмоизоляции .

В настоящее время для расчета сейсмостойкости мостов с использованием акселерограмм землетрясений необходимо учесть следующие требования к заданию сейсмического воздействия.

Требования к заданию сейсмического воздействия с использованием акселерограмм землетрясений мостов:

1. Исходной информацией для расчета сейсмостойкости моста с использованием акселерограмм землетрясений являются их жесткостные, инерционные, демпфирующие характеристики и ПРА;

2. Рекомендуется использовать дополнительные исходные данные, для учета нелинейных свойств конструкций моста, характеризующие эти свойства, например, коэффициенты трения в демпферах, параметры пластичности, проскальзывания и т.п.

3. Жесткостные и инерционные характеристики моста определяются в соответствии с действующими строительными нормами и правилами;

4. Исходными данными для формирования ПРА являются:

а) динамические характеристики моста, включающие его периоды, частоты и формы собственных колебаний;

б) набор акселерограмм, полученных на основании инженерных изысканий, выполненных в соответствии с п.6.22 СНиП 11-02-96, при этом учитывается в качестве исходных параметров сейсмических воздействий повторяемость землетрясений, интенсивность и преобладающий период;

5. ПРА формируется с учетом:

а) спектральный состав ПРА должен перекрывать возможный частотный диапазон сейсмических колебаний грунтов площадки строительства или возможный частотный диапазон колебаний моста;

б) отсутствия в записях движения основания после окончания землетрясения, т.е. скорости в конце расчетного воздействия должны быть равны нулю;

в) ограничения по остаточным смещениям ($y_{ост} < 0,001 A_{max} \tau^2$, где A_{max} - максимальные ускорения расчетной акселерограммы, τ - ее продолжительность);

г) продолжительности колебательного процесса рекомендуется оценивать по формуле;

$$\tau = A \cdot T_3 + B, \quad (2.12)$$

где, $A = 0.75$; $B = 5$ с; T_3 – преобладающий период землетрясения,

$$T_3 = \frac{2\pi}{\omega_1}$$

д) энергетических характеристик сейсмического воздействия;

е) ограничения максимальных амплитуд при периоде собственных колебаний моста:

- до 0,5с - не менее значений указанных в п.2.2 б) СНиП II-7-81*;

- более 0,5с.

6. В ПРА могут быть включены акселерограммы землетрясений реальных (инструментальных) записи акселерограмм, синтетические акселерограммы или акселерограммы, представленные в виде случайных процессов.

7. В ПРА к акселерограммам, полученным по записям прошлых землетрясений и путем статистического моделирования, кроме требований, представленных в п. 6, должны предъявляться дополнительные требования:

➤ огибающая спектров акселерограмм пакета должна соответствовать региональной спектральной кривой или, при ее отсутствии, нормативной. (СНиП II-7-81*);

➤ при сопоставлении огибающей спектров акселерограмм с региональной или нормативной спектральной кривой необходимо учитывать изменение параметров демпфирования (γ) моста по формуле:

$$\gamma = \frac{\gamma_{гр}}{1 - \vartheta \left(1 - \frac{\gamma_{гр}}{\gamma_c} \right)}, \quad (2.13)$$

где, $\vartheta = \frac{T_0^2}{T^2} < 1$;

γ - коэффициент неупругого сопротивления одномассовой системы, для которой строятся спектральные кривые ($\gamma = 2\zeta$, где ζ - затухание в долях критического);

γ_c – коэффициент неупругого сопротивления по первой форме колебаний моста; в расчете допускается принимать $\gamma_c = 0.1$;

$\gamma_{гр}$ – коэффициент неупругого сопротивления для грунта;

T – период основного тона колебаний здания или сооружения с учетом податливости основания;

T_0 – период основного тона колебаний здания, сооружения на абсолютно жестком основании.

Как известно, в практике исследований сейсмостойкого строительства используются различные численные методы построения решений уравнений сейсмических колебаний сооружений. Наиболее известные из них:

- дискретные методы;
- методы, основанные на использовании быстрого преобразования Фурье;
- методы, основанные на использовании интеграла Дюамеля.

Детальная информация о современных дискретных методах численного интегрирования систем дифференциальных уравнений имеется в монографии. Следует отметить, что все дискретные методы, несмотря на их широкое использование при расчетах сейсмоизолированных систем, весьма не эффективны и могут приводить к существенным вычислительным погрешностям. Это связано с тем, что результат расчета при использовании дискретных методов определяется высшими формами колебаний системы. Для учета этих форм приходится затрачивать усилия исследователя и нерационально расходовать ресурсы ЭВМ, поскольку высшие формы не влияют на колебания мостов.

В настоящее время наиболее эффективным методом интегрирования уравнений движения сейсмоизолированных сооружений, моделируемых кусочно-линейными системами, является построение решений с использованием интеграла Дюамеля. Детальные исследования этого метода применительно к задачам сейсмостойкости сооружений вообще и сейсмоизоляции, в частности, имеются в

исследованиях [34]. В основу рассматриваемых разработок положено разложение уравнений движения по формам колебаний. Такое разложение осуществляется для каждого возможного состояния системы. При этом возможны точное (с учетом влияния демпфирования на формы колебаний) и приближенное (по формам колебаний недемпфированной системы) разложения. Их детальное описание имеется в работах [35]. В случае приближенного разложения уравнений движения по формам колебаний недемпфированной системы решение уравнения Y ищется в виде:

$$Y = X \Xi \quad (2.14)$$

где X - матрица собственных векторов матрицы $M^{-1}R$,

$\Xi = \{ \xi_1, \xi_2, \xi_3, \dots, \xi_{n-1}, \xi_n \}$ - вектор главных координат.

В соответствии с (2.14) каждое обобщенное смещение y_i выражается через главные координаты ξ_j известным образом:

$$y_i = \sum_{j=1}^{nf} X_{ij} \xi_j \quad (2.15)$$

Здесь x_{ij} - элемент матрицы X .

Для каждой из главных координатах получается следующее уравнение:

$$\ddot{\xi}_j + \gamma_j k_j \dot{\xi}_j + k_j^2 \xi_j = -d_j (\ddot{y}_0 + w_j) \quad (2.16)$$

Здесь d_j - элемент вектора $X^{-1} V_p$, w_j - элемент вектора $X^{-1} M^{-1} P$.

Решение уравнения (2.16) в форме интеграла Дюамеля имеет вид:

$$\xi_j = e^{-\frac{1}{2}\gamma_j k_j t} \left(\xi_0 \cos k_*^{(j)} t + \frac{\dot{\xi}_0 + \frac{1}{2}\xi_0 \gamma_j k_j}{k_j} \sin k_*^{(j)} t \right) + \frac{1}{k_*^{(j)}} \int_0^t e^{-\frac{1}{2}\gamma_j k_j \theta} \sin k_*^{(j)} \theta \{ w_j + \ddot{y}_0(t - \theta) \} d\theta$$

где

γ_j - коэффициент неупругого сопротивления по j -ой форме колебаний,

k_j - частота j -ой формы колебаний;

$$k_*^{(j)} = k_j \cdot \sqrt{\left(1 - \frac{\gamma_j^2}{4}\right)};$$

$\xi_0, \dot{\xi}_0$ - значение $\xi, \dot{\xi}$ в начале интервала интегрирования.

Учитывая линейную аппроксимацию акселерограммы на интервале интегрирования (шаге цифровки) приведенный интеграл можно взять аналитически. При этом могут быть получены следующие рекуррентные формулы пошагового интегрирования:

$$\xi_j^{(k+1)} = Q_1 f_1 + Q_2 f_2 - \ddot{y}_0^{(k)} f_3 - A k_j^{-2} \left(t - \frac{\gamma_j}{k_j} \right);$$

$$\dot{\xi}_j^{(k+1)} = Q_1 \dot{f}_1 + Q_2 \dot{f}_2 - \ddot{y}_0^{(k)} \dot{f}_3 - A k_j^{-2};$$

где $f_1 = \frac{1}{k_*^{(j)}} e^{-0.5\gamma_j k_j} \sin k_*^{(j)} t$

$$f_2 = e^{-0.5\gamma_j k_j} (\cos k_*^{(j)} t - \kappa \sin k_*^{(j)} t); .$$

2.6. Выводы по главе

Строительные нормы и правила определяют базисные принципы, устанавливают требования при проектировании, рекомендуют возможные методы расчета конструкций. Любые нормы должны быть, с одной стороны, консервативными, а с другой – учитывать современные знания, последние научные достижения, и поэтому их следует регулярно пересматривать.

Действующие в России инструктивные документы разработаны более 30 лет тому назад, нормы Узбекистана базируются на российских нормах, поэтому при создании специальных технических условий приходится ориентироваться на зарубежные рекомендации. В настоящее время в нашей стране расчеты на сейсмостойкость производятся на основании КМК 2.01.03-96 «Строительство в сейсмических районах», которые не соответствуют современному уровню развития науки в области расчетов и проектирования транспортных сооружений.

Основной целью норм объявляется предотвращение разрушений мостов при воздействии максимального возможного землетрясения. Считается нецелесообразным, невыгодным, а иногда и невозможным проектировать мосты таким образом, чтобы при сильных и редких землетрясениях все элементы конструкций работали без разрушений. Допускаются разрушения отдельных элементов. Считаются, недопустимы повреждения делающие конструкцию геометрически изменяемой и приводят ее к частичному или полному разрушению.

Разработка мостов с учетом поведения конструкции на сейсмическое воздействие отдельных его элементов требует использования более сложных математических моделей. Поэтому в развитых странах нормы дополняются подробными руководствами по расчету на сейсмостойкость.

Из вышесказанного можно сделать следующие выводы:

При этом не проводится оптимизация сейсмозащитных опорных частей, а при использовании специальных систем защиты и ее расчет. Зарубежные фирмы рекламируют свои устройства без всестороннего анализа их работы, что затрудняет выбор целесообразного решения. Комплексный анализ предлагаемых средств сейсмозащиты и их возможностей до настоящего времени отсутствует.

Поэтому очень остро стоят вопросы анализа и расчета сейсмозащитных опорных частей мостов. Вопросы многоуровневого проектирования мостов как ответственных «барьерных» сооружений до настоящего времени не получили необходимого для проектировщиков развития.

Многоуровневый подход к проектированию дает возможность грамотно подобрать антисейсмические устройства и их параметры настроая позволяющие предотвратить деформации или разрушения моста.