

**АО «УЗБЕКИСТАН ТЕМИР ЙУЛЛАРИ»  
ТАШКЕНТСКИЙ ИНСТИТУТ ИНЖЕНЕРОВ  
ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА**

**Кафедра: «Мосты и тоннели»**

На правах рукописи

**Кудратов Саматилло Алишерович**

**ОЦЕНКА СЕЙСМОСТОЙКОСТИ МОСТОВ ПО УСЛОВИЮ СБРОСА  
ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ**

Специальность:

**5А340205 «Строительство мостов, тоннелей и метрополитена»**

**ДИССЕРТАЦИЯ**

представлена на соискание степени магистра

Диссертация рассмотрена и

рекомендована к защите

зав. кафедрой «Мосты и тоннели»

доц., к.т.н., Шермухамедов У.З.

«\_\_» \_\_\_\_\_ 2018 г.

Научный руководитель:

доц., к.т.н., Шермухамедов У.З.

Ташкент 2018

### **Аннотация**

В настоящей магистерской диссертации рассмотрено современное состояние проектирования, расчета и исследования работы мостов на сейсмостойкость. Рассмотрены особенности применения систем сейсмозащиты для железнодорожных мостов. Исследованы мостовые конструкции при продольных колебаниях, возникающих от сейсмических нагрузок с учетом сброса пролетных строений с опор. Оценена сейсмостойкость мостов по условию сброса пролетных строений с опор. Проведен пример расчета опор железнодорожного моста по предлагаемого решения на сейсмостойкость.

### **Аннотация**

Ушу магистрлик диссертациясида кўприкларни зилзилабардошлилик бўйича ишларининг тадқиқи, ҳисоблаш ва лойиҳалашнинг замонавий ҳолати кўриб чиқилган. Темир йўл кўприкларидида сейсмоҳимоя тизимларини қўллашнинг ўзига хос хусусиятлари кўриб чиқилган. Сейсмик кучлардан ҳосил бўладиган бўйлама тебранишларда таянчлардан оралик қурилмаларнинг қулашини ҳисобга олиб кўприк конструкцияларини тадқиқ қилинган. Таянчлардан оралик қурилмаларнинг қулашини ҳисобга олган ҳолда кўприкларнинг зилзилабардошлиги баҳоланган. Темир йўл кўприги таянчини тавсия қилинаётган ечим бўйича зилзилабардошликка ҳисоблаш намунаси келтирилган.

### **Annotation**

In this master's thesis examined the current state of design, calculation and research work on the seismic stability of bridges. Features of the use of seismic systems for railway bridges. Bridge constructions studied at longitudinal oscillations arising from seismic loads with the reset superstructures with supports. Estimated seismic bridges on reset condition superstructures with supports. Spend an example of calculation of supports of the railway bridge at the proposed solutions for seismic stability.

## Содержание

<b>Введение</b>	<b>4</b>
<b>Глава I. Анализ состояния исследуемого вопроса</b>	<b>9</b>
1.1. Современное состояние проектирования, расчета и исследования работы опор мостов на сейсмостойкость	9
1.2. Анализ повреждений мостов при сильных землетрясениях	14
1.3. Анализ метода расчета мостов на сейсмическое воздействие	23
1.4. Специальные системы сейсмозащиты мостов	30
1.5. Цели и метод исследования	44
<b>Глава II. Анализ основных особенностей оценки хода опорных частей мостов</b>	<b>47</b>
2.1. Обоснование требований к расчету мостов по условию исключения сброса пролетных строений	47
2.2. Анализ причин, вызывающих сброс пролетных строений с опор	49
2.3. Особенности расчета опорных частей на сейсмическое воздействие	52
2.4. Учет сил трения в подвижных опорных частях при назначении расчетных схем балочных разрезных железнодорожных мостов	57
2.5. Выводы по главе II	63
<b>Глава III. Оценка сейсмостойкости мостов по условию сброса пролетных строений с опор</b>	<b>65</b>
3.1. Выбор расчетной схемы для трехмассового гасителя колебаний	65
3.2. Исследование уравнений трехмассовой системы для оптимальной настройки жесткостей податливых соединений ДГК	71
3.3. Пример расчета опор моста на сейсмическое воздействие	82
3.4. Выводы по главе III	91
<b>Выводы по диссертации</b>	<b>92</b>
<b>Список литературы</b>	<b>95</b>
<b>Приложение</b>	<b>102</b>

## ВВЕДЕНИЕ

С первых дней обретения независимости в нашей стране особое внимание уделяется развитию всех видов транспорта, повышению качества и безопасности грузоперевозок и пассажироперевозок в частности и на железной дороге. Одной из приоритетных задач является по определению главы государства Ш.М. Мирзиёевым проектирование и строительство наиболее удобных и коротких с высокой пропускной способностью железных дорог и мостов, которые обеспечили бы выход Узбекистана на мировой рынок [1,2].

Железные дороги нашей страны довольно развиты. Узбекистан является одной из стран Азии, где ведутся масштабные работы по строительству и реконструкции железных дорог.

За годы независимости была проведена колоссальная работа в области строительства. Были построены железнодорожные магистрали «Ташгузар-Байсун-Кумкурган», «Ангрен-Поп» через Камчикский перевал и «Бухара-Мискин». Данные железнодорожные магистрали играют важную роль не только в развитии Узбекистана, но и всего Центральноазиатского региона, значительно повысив транзитную роль и экспортный потенциал нашей страны.

На железнодорожных магистралях возводятся различные искусственные сооружения (ИС), большую часть которых составляют мосты. Ряд таких ИС приходится возводить в районах, подверженных сейсмическим воздействиям.

**Актуальность темы выполненной работы** не вызывает сомнений.

Сейсмозащита мостовых сооружений – важная научно-техническая и инженерная задача. Во многих странах, в том числе и в Республике Узбекистан, сейсмическим воздействиям подвержена практически вся территория. Опыт прошлых землетрясений показывает разрушительную силу данного катаклизма.

При землетрясении повреждение крупного дорожного сооружения определяет срок восстановительных работ по всему направлению, затрудняет оказание помощи пострадавшему району, дестабилизирует работу промышленности. В связи с этим транспортным сооружением, прежде всего мостам, предъявляются дополнительные требования к их сейсмостойкости.

Анализ данных о сейсмическом ущербе показали, что воздействие землетрясений силой 7-9 баллов на мосты, построенные обычным нормам, приводит к значительным повреждениям и серьезным нарушениям работ транспорта вплоть до полного прекращения движения на срок от нескольких дней до нескольких недель. Нарушения работы транспорта в зоне стихийного бедствия затрудняет спасительные, 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.

Таким образом, в зоне разрушительного землетрясения дороги должны обеспечивать проведения спасительных, аварийных и восстановительных работ, эвакуацию населения при возникновении угрозы затопления местности и проявления других опасных эффектов землетрясения, а также осуществлять перевозку особо срочных народнохозяйственных грузов. Для выполнения этих задач при строительстве искусственных сооружений в сейсмически опасных районах должны осуществляться антисейсмические мероприятия. При этом первостепенное внимание должно уделяться антисейсмической защите мостов.

Однако решение этой задачи осложняется из-за наличия специфических особенностей работы таких сооружений. Эта специфика привела и выделению рассматриваемого класса задач в самостоятельный раздел теории сейсмостойкости. Цел ряд вопросов, связанных с учётом взаимодействия опор и пролётных строений, неоднородности конструкции, её прочности и

других факторов до настоящего времени не имеет удовлетворительного решения.

В связи с вышеизложенным, **целью диссертационной работы** является разработка методики для расчёта моста на сейсмические воздействия против сброса пролётных строений с учётом собственных колебаний, обусловленных динамическим воздействием пролётных строений и опор; разработка методики оптимизации параметров сейсмозащитных устройств.

Для этого потребовалось решить следующие **задачи**:

- обзор литературы по сейсмостойкому мостостроению;
- проанализировать повреждения мостов при сильных землетрясениях;
- анализ специальных систем сейсмозащиты мостов;
- обоснование требований к расчету мостов по условию исключения сброса пролетных строений;
- оценка сейсмостойкости мостов по условию сброса пролетных строений с опор;
- провести пример расчета опор железнодорожного моста по предлагаемого решения на сейсмостойкость.

**Объектом исследований** являются железнодорожный мост воспринимающий сейсмическую нагрузку.

**Научная новизна работы** заключается в следующем:

- разработаны конкретные технические реализации предлагаемого решения при продольных сейсмических колебаний;
- предложено новое решение динамического гашения колебаний опор мостов, при котором гасящая масса (пролетное строение) располагается между двух защищаемых объектов (опор) и гасит их колебания;
- разработаны практические рекомендации по подбору параметров сейсмозащитных опорных частей мостов с учетом сброса пролетных строений с опор.

**Практическая значимость диссертационной работы** заключается в

следующем:

– разработаны методы подбора оптимальных параметров сейсмозащитных опорных частей для повышения сейсмостойкости моста с учетом сброса пролетных строений с опор;

– разработаны практические предложения по использованию пролетного строения для гашения колебаний соседних опор.

**Объем и структура работы.** Диссертация изложена на 101 компьютерного текста, состоит из введения, трех глав, заключения, списка литературы из 72 наименований, содержит 44 рисунков, 2 таблиц.

**Во введении** обосновывается актуальность темы, указывается объект исследований, формулируется цель, показана научная новизна и практическая значимость работ, приведен объем и структура работы, дано краткое содержание работы.

**Первая глава** включает в себя краткую историческую справку по развитию теории сейсмостойкости мостов. Приведен анализ теории расчетов на сейсмостойкость. На основе выполненного обзора рассмотрены особенности применения систем сейсмозащиты для железнодорожных мостов.

**Вторая глава** включает в себя материал, который дает возможность ознакомиться со сбросом пролетных строений с опор, т.е. является одним из характерных повреждений при сейсмических воздействиях. Учтены силы трения в подвижных опорных частях при назначении расчетных схем балочных разрезных железнодорожных мостов.

**В третьей главе** приводятся разработка методики расчета мостовых конструкций с учетом сброса пролетных строений с опор. Произведен пример расчета опор железнодорожного моста по предлагаемого решения на сейсмостойкость.

**Апробация работы и публикации.** Основные результаты диссертации докладывались и обсуждались на конференциях аспирантов и магистрантов в ТашиИТе в 2016 – 2018 г.г. По результатам проведенных исследований

опубликованы 4 научные статьи, из них 2 – в научно-практической конференции «Молодой научный исследователь», 2 – научно-методической конференции.

**Структура и объем работы.** Диссертационная работа состоит из введения, 3 глав, общих выводов, списка литературы и приложений. Общий объем работы, включая 44 рисунков, таблиц и графиков, составляет 101 страниц машинописного текста. Библиографический список включает 72 наименований, в том числе 11 иностранных.

# ГЛАВА I. АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ИССЛЕДУЕМОГО ВОПРОСА

## 1.1. Современное состояние проектирования, расчета и исследования работы опор мостов на сейсмостойкость

Узбекистан является страной набирающей высокий темп развития во всех отраслях, большими масштабами идет строительство и на железной дороге. На сегодняшний день общая протяженность железных дорог Узбекистана составляет около 7000 км с многочисленными искусственными сооружениями.

Как известно, что в Узбекистане значительная часть строительства приходится на сейсмически опасные районы. Защита сооружений от сейсмических воздействий является немало важной задачей строительства.

Научный прорыв в становлении сейсмостойкого строительства как инженерной дисциплины сделал японский ученый Ф. Омори [3]. В конце позапрошлого столетия он проанализировал повреждения ряда объектов при землетрясении и испытал на сейсмоплатформе фрагменты колонн из кирпичной кладки. В результате этих исследований им разработана первая теория сейсмостойкости, получившая название статической.

В соответствии с этой теорией сооружение и основание рассматриваются как абсолютно жесткие. При этом все точки сооружения имеют одинаковые ускорения, равные ускорению основания  $a_0(t)$ . В соответствии с принципом Даламбера можно считать, что к каждой массе сооружения  $m_i$  приложена инерционная нагрузка (сейсмическая сила)  $s_i$ :

$$s_i = m_i K_c g, \quad (1.1)$$

где  $K_c$  - максимальное ускорение основания в долях ускорения силы тяжести  $g$ , названное коэффициентом сейсмичности, при этом  $a_0^{(\max)} = K_c g$ .

Сейсмическую силу  $s_i$  прикладывают как статическую в центре тяжести массы  $m_i$  и на действие таких сил производят расчет конструкции.

По результатам своих опытов, а также анализа смещений земной коры

при землетрясениях Омори оценил величину ускорений основания, которая по его данным для 9-балльного землетрясения составила 0.1g.

Существенным недостатком статического метода является невозможность учета в его рамках динамических свойств конструкции. Пренебрежение этими свойствами ведет к существенным ошибкам в расчетах сооружений, которые идут не в запас прочности. Несмотря на эти недостатки можно смело сказать, что величайшей заслугой Омори был своего рода психологический переворот в сейсмостойком строительстве. Сейсмические нагрузки из разряда сверхъестественных перешли в категорию обычных нагрузок, поддающихся инженерной оценке и требующих соответствующих инженерных решений при проектировании [4].

В период с 1900 по 1923 годы в Японии было запроектировано значительное количество сооружений с использованием статической теории сейсмостойкости. Этот опыт показал, что в большинстве случаев расчетные сейсмические нагрузки были незначительны, и проектирование приходилось вести по сложившимся рецептурным правилам. Наиболее полно недостатки статической теории проявились после землетрясения в Токио и Иокогамме 1923 года в Японии, унесшего более 150 тысяч человеческих жизней. Это землетрясение явилось толчком к созданию динамического метода расчета зданий на сейсмические воздействия. Японский ученый Мононобе рассмотрел вынужденные колебания механической системы с одной степенью свободы и ввел в формулу (1.1) коэффициент динамичности. Решение Мононобе было уточнено основоположником теории сейсмостойкости в СССР, выпускником ЛИИЖТа, академиком К.С.Завриевым [5], который впервые разработал нормы динамического расчета зданий и сооружений, использованные в 1924 году при строительстве Закавказской железной дороги.

В соответствии с указанными исследованиями сейсмические инерционные нагрузки определялись с учетом динамических свойств конструкции. Для этого в формулу (1.1) был введен коэффициент

динамичности  $\beta$

$$s_i = m_i K_c g \beta , \quad (1.2)$$

Величина коэффициента динамичности  $\beta$  была оценена, исходя из гармонического возмущения основания.

Самым слабым местом в разработках того времени оказалось расчетное ускорение основание, принятое по данным Омори равным 0.1g. Выдающийся японский ученый профессор Сюэхиро писал по этому поводу «Величина коэффициента сейсмичности  $K_c$  не установлена ни предшествующим опытом, ни возможностью ее проявления в будущем. По-видимому, она принята равной 0.1, потому что это удобное число и, что размеры элементов, рассчитанные согласно этой величине, обычно оказываются умеренными». Дальнейшее совершенствование динамических методов расчета шло в направлении уточнения модели сейсмического воздействия на сооружение.

В 1933 году М.Био высказана идея так называемой спектральной теории определения сейсмических сил, сущность которой заключается в следующем. Движение системы раскладывается по формам (нормальным составляющим) колебаний; по каждой форме определяются максимальные значения основных расчётных величин - сейсмических инерционных сил и усилий. Для определения сейсмических сил используется спектральная кривая (спектр ускорений), представляющая собой график зависимости максимальных ускорений маятника от периода его колебаний. Сейсмические усилия определяются в предположении статического действия на конструкцию полученных сейсмических сил. По найденным для каждой формы усилиям делается оценка расчётных сейсмических усилий в конструкции.

Однако для построения расчётных спектральных кривых нужны были соответствующие инструментальные данные - записи  $\ddot{y}_0(t)$ . С 1933 г. в США начали применяться приборы для регистрации сильных землетрясений. В 1941 г. был сконструирован специальный механический интегратор для построения спектральных кривых по инструментально записанным

акселерограммам. С 1951 г. приборами для записи сильных землетрясений оснащается сейсмометрическая служба Японии. Развитие вычислительной техники позволило численно строить спектры ускорений. К 50 гг. был накоплен статистический материал о движении почвы при землетрясениях. Его анализ позволил установить, что величина ускорения, сообщаемая землетрясением маятнику, заметно уменьшается с увеличением его периода.

Принципиальное значение для развития теории сейсмостойкости имела работа И.Л. Корчинского [6], в которой дано теоретическое обоснование спектрального метода и предложен удобный вид расчётных формул. Им построена теоретическая спектральная кривая  $\beta(T)$  для значения  $\gamma=0.1$ , которая затем была скорректирована в соответствии с разрушениями жилых зданий во время землетрясений.

Проведенные теоретические и экспериментальные исследования позволили разработать практическую методику расчёта сооружений на сейсмостойкость для использования при проектировании. Такая методика принята в нашей стране в качестве нормативной в 1957 г, и нашла отражение в СН-8-57.

Спектральный метод был шагом вперед по сравнению с динамической теорией сейсмостойкости в её первоначальном виде. Этот метод исходит уже не из гармонического колебания почвы, а из её фактически наблюдаемых колебаний при землетрясениях. Расчёты по спектральной методике представляются в достаточно удобной для проектировщика форме, хотя они сложнее, чем расчёты по статической теории, однако при наличии ЭВМ не вызывают особых затруднений. Важным явилось и то, что новая методика даёт результаты в большинстве случаев соответствующие рецептурным нормативным правилам. Это позволило ликвидировать существовавший ранее разрыв между теорией расчёта и конструктивными рекомендациями, что способствовало развитию новых прогрессивных конструкций, в частности, удалось, наконец, освободиться от неверного требования увеличивать во всех случаях жёсткость конструкции.

Вместе с тем спектральная методика не внесла ясности в вопрос назначения коэффициента сейсмичности  $K_c$ , который сохранился таким же, как и в статической теории. И.Л.Корчинский писал по этому поводу: «коэффициент сейсмичности - наименее обоснованный параметр в расчётной формуле, принятой в СН-8-57. Неясно, что представляет собой расчётное ускорение  $K_c$ . Является ли это ускорение наибольшим в землетрясении с определенной обеспеченностью или характеризует какое-то среднее ускорение, необходимое для инженерных расчётов" Тем не менее, в силу разумности результатов расчётов и подтверждения их на опыте землетрясений спектральная методика нашла широкое применение в практике проектирования. С конца 60-х годов прошлого века спектральный метод становится основным в нормах всех развитых стран. Этот метод, не смотря на указанное противоречие между расчетным и фактическим уровнями сейсмического воздействия, является основным в мировой практике сейсмостойкого строительства.

Как следует из изложенного, основной проблемой, возникшей в теории сейсмостойкости к началу 80-х годов XX века, явилось обоснование расчетного уровня сейсмического воздействия. Этим вопросом занимались все основоположники спектрального метода расчета. Однако возникший парадокс был разрешен только в последние 20 лет и привел к существенному развитию метода расчета по предельным состояниям.

В развитие современной теории сейсмостойкости определяющий вклад внесли: К.С. Абдурашидов, А.Т. Аубакиров, Я.М. Айзенберг, А.А. Амосов, М.Ф. Барштейн, Т.А. Белаш, И.И. Гольденблат, А.Б. Гроссман, К.Н. Карцивадзе, Б.Г. Корнев, И.Л. Корчинский, Н.А. Красин, Д.А. Курбатов, Е.Н. Курбацкий, А.И. Мартемьянов, Н.А. Николаенко, М.М. Онищенко, В.Т. Рассказовский, Т.Р. Рашидов, Л.М. Резников, О.А. Савинов, А.П. Сеницын, Ю.М. Сильницкий, В.И. Смирнов, А.М. Уздин, М.Т. Уразбаев, В.С. Поляков, Г.С. Шестоперов, в том числе зарубежные ученые, как М. Био, Д. Келли, К. Кубо, Нишики, Омори, В. Робинсон, Р.Скиннер и многие другие.

Вопрос использования пролетного строения в качестве динамического гасителя колебаний опоры рассматривался в работах И.О. Кузнецовой [7], А.А. Никитина и А.М. Уздина [8–10] и других специалистов. При соответствующей настройке гибкости опорной части можно добиться противофазных колебаний опоры и пролетного строения и значительно снизить усилия в опоре. Применение таких конструкций требует развития методов расчета мостов по акселерограммам землетрясений. В ПГУПС, в институте ОАО «Трансмост» (Ленгипротрансмост), «Гипростроймост» и ряде других организаций расчеты мостов по акселерограммам проводились для научно-проектных разработок [11, 12].

Так как для обеспечения эффективной работы ДГК требуется существенное увеличение массы гасителя, что может быть реализовано при использовании в качестве гасящей массы части самого защищаемого сооружения. Это направление получило развитие в работах О.А.Савинова и С.И.Шейниной, А.И.Цейтлина, Э.Е.Хачияна и М.Г.Мелкумяна, Т.А.Киселевой, А.М.Уздина и А.А.Никитина и др.

В нашей Республике в сейсмостойком строительстве широкую известность получили такие ученые, как Н.А. Красин, Т.Р. Рашидов, Шермухамедов У.З. и др. Работы вышеперечисленных ученых посвящены сейсмозащите искусственных сооружений. Важнейшим вопросом для сейсмозащиты является изучение повреждений в последствии сейсмических воздействий о которых подробно рассмотрено в следующей разделе.

## **1.2. Анализ повреждений мостов при сильных землетрясениях**

Для теории сейсмостойкости обследование последствий разрушительных землетрясений служит одним из основных источников информации о сейсмическом эффекте. Инженерный анализ этих последствий позволяет установить типичные повреждения сооружений, оценить их относительную сейсмостойкость.

Для разработки антисейсмических мероприятий большой интерес представляют типичные повреждения, характерные для отдельных видов сооружений и наблюдаемые в массовом порядке. Ниже описаны такие повреждения для основных видов искусственных сооружений и приведены наиболее характерные примеры.

На основе многочисленных данных можно выделить две группы повреждений балочных мостов:

1) повреждение пролетных строений, их сдвиг по подферменным площадкам или падение с опор при относительно небольших повреждениях последних;

2) разрушение или сильное повреждение опор, влекущее за собой полное или частичное обрушение моста.

Силы инерции от веса пролетного строения и временной нагрузки вызывают дополнительные сейсмические усилия в его конструкциях. Однако металлические и железобетонные балочные пролетные строения хорошо сопротивляются горизонтальным воздействиям и их повреждения, вызванные сейсмическими силами горизонтального направления, наблюдаются редко; в единичных, случаях отмечены изгибы или изломы элементов горизонтальных связей [13].

Для главных несущих конструкций пролетного строения вертикальные сейсмические нагрузки не имеют решающего значения; повреждения, вызванные явно этой нагрузкой, практически не наблюдались.

Другой причиной повреждения конструкций балочных пролетных строений могут быть дополнительные усилия, которые возникают в них при взаимном смещении опор и остаточных деформациях оснований. Часто наблюдаемое смещение устоев в сторону пролета создает сжимающие усилия в продольных элементах пролетных строений.

В неразрезных мостах неравномерная осадка опор или неравномерное поперечное смещение их верхних точек создают дополнительные усилия в элементах главных ферм и горизонтальных связей.

*Сдвиг пролетных строений* по отношению к верху опор (вдоль или поперек моста) является одним из наиболее распространенных повреждений балочных разрезных мостов. Такая деформация вызывается действием горизонтальных сил инерции от веса пролетного строения и ее развитие облегчается направленными вверх вертикальными силами инерции. Сдвиг сопровождается заклиниванием или разрушением опорных частей и их креплений, повреждением оголовков опор; при сильных сотрясениях он может достигать существенной величины вплоть до падения пролетных строений с опор одним или обоими концами. При высоком расположении центра тяжести пролетного строения причиной его падения с опор может быть и опрокидывание поперек моста. Из последних можно выделить землетрясение, в Чили произошедшее в 2013 году, магнитудой 8,2 в (рис.1.1) результате которого произошли значительные повреждения транспортных сооружений.

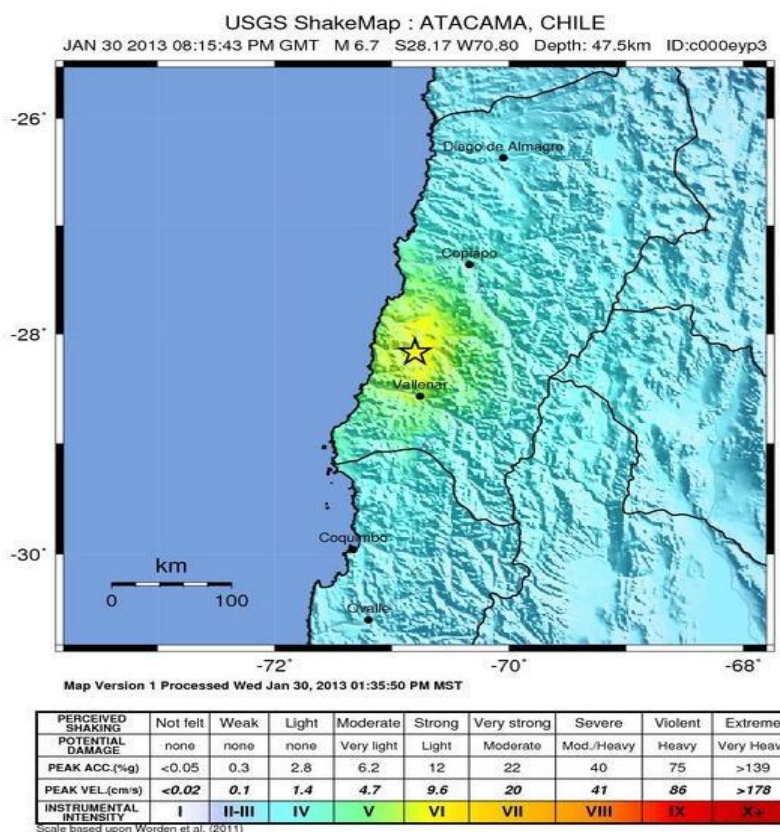




Рис.1.1. Падение пролетных строений автодорожного моста, а также последствия во время землетрясения магнитудой 6,6 (Чили 2013)

Одно из самых сильных землетрясений, произошедшее когда-либо в человеческой истории за последние полвека, произошло 27 февраля 2010 г. 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 Сан - Рафаэле была частично разрушена главная магистраль (рис. 1.2.), связывающая два крупных города.

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





Рис.1.2. Обрушение пролетного строения в результате землетрясения в Чили

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.1.3 показан мост пролетное строение которого обрушилось полностью.



Рис.1.3. Повреждение моста в результате землетрясение 7.2 балла по шкале Рихтера

Повреждения опорных частей разнообразны. Часто наблюдаются заклинивание катков подвижных опорных частей вследствие значительного

смещения пролетных строений, разрушение неподвижных опорных частей, вырывание или срез крепящих их анкерных болтов [14].

Сдвиг пролетных строений по опорным площадкам и их падение с опор может происходить в направлениях как вдоль, так и поперек моста. Связь между направлением падений и ориентацией оси моста по отношению к эпицентру не прослеживается. Вдоль моста разрезные пролетные строения обычно падают одним концом. Наблюдаются падения со стороны как подвижного, так и неподвижного конца.

Для устоев балочных мостов наиболее характерной деформацией первого вида является перемещение (скольжение, сдвиг) в сторону пролета, часто сопровождаемое наклоном и оседанием опоры. Такие повреждения весьма распространены, особенно при слабых грунтах; в единичных случаях они могут наблюдаться уже при силе землетрясения в 8 баллов. Они вызываются в основном сейсмическим давлением грунта на заднюю грань устоев, инерционными силами от веса пролетного строения и опоры, скольжением наклонно залегающих пластов береговой зоны в сторону реки и тому подобными явлениями [15].

Перемещение устоев в сторону пролета часто достигает значительных размеров и может привести к полному их разрушению. Выше было отмечено, что вследствие этого часто повреждаются пролетные строения, испытывающие сжатие вдоль оси моста. Противодействие пролетных строений, работающих как распорки, в свою очередь, может привести к разрушению шкафной стенки устоев, опрокидыванию тела в сторону насыпи с раскрытием шва у обреза фундамента.

Для промежуточных опор балочных мостов более характерны осадки и наклоны, а также (более редко) горизонтальные перемещения.

Осадки и наклоны опор в большинстве случаев наблюдаются при фундаментах на естественном основании и на висячих сваях, заложенных на слабых грунтах (мелкие или пылеватые пески, пластичные или текучие супеси, суглинки и глины). При силе землетрясения в 9 и более баллов эти

деформации носят массовый характер и достигают значительных размеров.

Поднятия отдельных опор, как результат общей остаточной деформации поверхности грунта, большей частью отмечены в несвязных грунтах, однако в единичных случаях они могут наблюдаться при заложении фундаментов на коренных породах.

Из повреждений второй группы для опор балочных мостов наиболее характерны повреждения оголовков и подферменных площадок. Они вызваны силами инерции от веса пролетных строений, приложенными к оголовку через крепления опорных частей. Наблюдаются трещины и разрушение бетона вокруг анкерных болтов, скол углов подферменника, полное его раздробление. Выше было отмечено, что от удара торцов пролетных строений страдают также шкафные части устоев.

Характер повреждений тела опоры зависит от ее конструкции. Для надводной части массивных (бетонных или каменных) опор наиболее типичны сдвиг тела опоры по горизонтальному шву и излом тела с односторонним раскрытием шва. Для устоев часто отмечаются также вертикальные трещины в лицевых и обратных стенках, расчленяющие кладку.

Сдвиг тела промежуточной опоры по горизонтальному шву может происходить как вдоль, так и поперек моста; в некоторых случаях он сопровождается вращением вышележащей части опоры в горизонтальной плоскости. Плоскость сдвига обычно располагается в средней части высоты тела опоры, в швах кладки. В устоях обычно сдвиг кладки происходит вдоль моста в сторону пролета[15].

Одностороннее раскрытие шва кладки и излом тела опоры наиболее характерны для промежуточных опор и происходят, как правило, в направлении продольной оси моста. Вышележащая часть опор при этом опрокидывается; в некоторых случаях она удерживается упавшими пролетными строениями.



Рис.1.4. Повреждение опор моста в последствии, которого произошло полное обрушение опор, а также сброс пролетного строения (Япония 1996г.)

Разнообразный характер носят повреждения тела опор облегченной конструкции. При столбчатой конструкции тела опоры возникают трещины в сводах или ригеле, объединяющих столбы или разрушения столбов у примыкания к ригелям. Наблюдались случаи наклона или опрокидывания надстройки тела опор рамного или пластинчатого типа из-за недостаточной заделки в фундаментную подушку или свайный ростверк. Железобетонные опоры рамного типа (или рамные надстройки на опорах) испытывают повреждения, характерные для железобетонных каркасных конструкций:

возникают горизонтальные или косые трещины в стойках или ригелях вблизи узлов и опорных зон, раздробляется бетон, выпучиваются сжатые стержни арматуры стоек.

Повреждения арочных мостов в значительной мере определяются устойчивостью и незыблемостью опор. При устойчивых опорах в массивных (каменных, бетонных) арочных пролетных строениях повреждаются или обрушиваются щековые стены, в железобетонных или стальных пролетных строениях страдают шарниры или пятовые участки арок, над арочное строение, однако основные несущие конструкции (арки или своды) сохраняют несущую способность.

Висячие мосты в основном разрушаются от сдвига анкерных опор или повреждения устоев. При значительных эпицентральных расстояниях регулярные низкочастотные колебания грунта могут вызвать поперечную раскачку висячих пролетных строений (сейсмический резонанс) и опрокидывание пилонов [16].

Характерным повреждением мостов всех типов является расстройство сопряжения с подходами: сползание и обрушение откосов конусов и подходных насыпей непосредственно у устоев. Эти повреждения наблюдаются иногда уже при силе землетрясения в 7 баллов.

Из вышеизложенного можно сказать, что землетрясения имеют разрушительную силу и в связи с этим для защиты мостов от сейсмических воздействий необходимо применять специальные методы сейсмозащиты. Данные методы рассмотрены в следующей главе.

### **1.3. Анализ метода расчета мостов на сейсмическое воздействие**

Вопросы о совершенствовании методики расчета транспортных сооружений, в частности мостов, на сейсмостойкость приобретают в настоящее время особую актуальность в связи с широким развитием строительства в сейсмических районах в высокоскоростных магистралях.

В литературе имеются различные трактовки нормативной методики расчета сооружений на сейсмические воздействия.

По мере развития теории сейсмостойкости зданий и транспортных сооружений можно выделить 4 этапа:

– Первый этап – период с 1900 г. до середины 20-х годов XX века – статический метод, его обоснование и реализация расчетной оценки сейсмостойкости сооружений.

– Второй этап имеет место с середины 20-х годов до середины 50-х годов прошлого века. Связан с появлением и развитием линейно спектрального метода расчета (ЛСМ) сооружений.

– Третий этап характеризуется широким внедрением ЛСМ в большинстве стран мира и активным развитием динамических и статистических методов расчета. Длится с середины 50-х годов до середины 70-х годов прошлого века.

– Четвертый (современный этап) - охватывает развитие методов расчета сейсмостойкости. Этот этап связан, с одной стороны, с развитием метода предельных состояний и перехода к многоуровневому (с несколькими предельными состояниями) проектированию сейсмостойких сооружений, а с другой стороны – с развитием нелинейных методов расчета с использованием быстродействующей вычислительной техники.

Методам расчета мостов на сейсмические воздействия посвящены работы К.С. Завриева [5], А.А. Амосова [4], О.Н. Елисеева, А.М. Уздина [13, 15], И.О. Кузнецовой [11] и др.

В конце XIX века в Японии произошло несколько разрушительных землетрясений: в центральной Японии, известное как землетрясение в Ноби 1891 г. и в 1894 г. в районе Токио, который очень сильно пострадал.

В результате наблюдений над воздействиями этих землетрясений была отмечена необходимость выработки норм сейсмостойкого строительства. Главное место в этих нормах должен был, по-видимому, занимать фактор ускорения. В начале 20-х годов XX в. японские ученые Омори и Сано

впервые предложили статическую теорию расчета сооружений, который сейсмическая сила определялся следующим образом [4]:

$$S=MA=QA/g=QK_c, \quad (1.3)$$

где  $M$  - масса сооружения, подвергающегося воздействию сейсмической силы;  $A$  - ускорение силы землетрясения;  $Q$  - вес;  $g$  – ускорение свободного падения;  $K_c$  – коэффициент сейсмичности, равный для районов с интенсивностью сейсмической силы 9 баллов 1/10; 8 баллов - 1/20; 7 баллов - 1/40.

Коэффициент сейсмичности  $K_c$  был выведен на основании расчетных данных и сопоставления их с результатами исследования разрушенных и уцелевших во время землетрясений сооружений.

Статическая теория Омори и Сано предполагала передачу каждой части сооружения такого же сейсмического ускорения, которое испытывает его основание во время землетрясения, т.е. не учитывала свободных колебаний конструкции, а также ее деформации [4]. Статический метод расчета сейсмостойкости сооружений является простейшим.

Статический метод расчета сейсмостойкости - метод задания сейсмической нагрузки по распределению массы объекта, выбранному масштабу и направлению постоянного ускорения.

По результатам своих опытов, а также анализа смещений надгробий при землетрясениях Омори оценил величину ускорений основания, которая по его данным для 9-балльного землетрясения составила 0.1g.

Существенным недостатком статического метода является невозможность учета в его рамках динамических свойств конструкции. Пренебрежение этими свойствами ведет к существенным ошибкам в расчетах сооружений, которые идут не в запас прочности [5].

Применение этой теории несколько сократило число разрушаемых землетрясениями сооружений, однако большая их часть, рассчитанная и построенная по этой теории, продолжала разрушаться.

Как известно, недостатки статической теории проявились после

землетрясения в Токио и Йокогамме 1923 года в Японии, унесшего более 150 тысяч человеческих жизней. Это землетрясение явилось толчком к созданию динамического метода расчета зданий на сейсмические воздействия.

Японский ученый Мононобе в 1923 г. впервые предложил динамическую теорию сейсмостойкости, в которой сооружение моделировалось консольным стержнем с точечным опиранием на основание, а к основанию сооружения прикладывалась гармоническое смещение, моделирующее сейсмическое воздействие.

Такая модель позволяла учитывать упругие свойства сооружения. При этом Мононобе ввел коэффициент динамичности  $\beta_1$  в формулу для оценки сейсмических нагрузок [12].

Движение основания было принято по синусоидальному закону; рассматривался процесс стационарных гармонических колебаний консервативной системы с одной степенью свободы. В результате было получено решение, следующее из динамики сооружений и представленное в виде [13]:

$$S = K\beta Q, \quad (1.4)$$

где  $\beta$  – коэффициент динамичности, определяемый выражением

$$\beta = \frac{1}{1 - T^2 - T_o^2} = \frac{1}{1 - \omega^2 / \omega_o^2}$$

Здесь  $T(\omega)$  – период (частота) собственных колебаний системы;

$T_o(\omega_o)$  – период (частота) колебаний основания при землетрясении.

Позднее в 1927 г. К.С. Завриев устранил основной недостаток теории Мононобе, состоящий в использовании установившихся колебаний (стационарных) и обосновал необходимость рассмотрения переходных процессов. Формально это выражалось в том, что для движения основания принимался косинусоидальный закон, что давало возможность отразить внезапный характер начала сейсмического воздействия. В последующих работах А.Г. Назарова была развита концепция сейсмического удара, предполагающая возможность представления сейсмического воздействия в

виде импульса.

Дальнейшим этапом в истории развития теории сейсмостойкости явилась спектральная теория, представляющая собой существенное усовершенствование динамической теории за счет введения в обращение спектральных кривых, представляющих собой кривые, описывающие зависимости максимальных ускорений, скоростей или перемещений линейного осциллятора в функции периода его собственных колебаний.

Идея спектрального метода определения сейсмических сил впервые была предложена американским инженером М. Био в 1933 г. Впоследствии эта идея нашла развитие в работах Хаузнера, Альфорда, И.Л. Корчинского, С.В. Медведева, А.Г. Назарова, С.В. Полякова, Н.А. Николаенко, В.Т.Рассказовского, Э.И. Хачияна, Ш.Г. Напетваридзе, Я.М. Айзенберга и др.

Смысл метода заключается в том, что на основании обработки акселерограмм фактических землетрясений, т.е. кривых зависимости ускорений от времени  $\tau(t)$ , выводится кривая коэффициента динамичности  $\beta(t)$ , где  $\beta=1/T$  (здесь  $T$  - период собственных колебаний конструкции) - коэффициент динамичности, на который надо умножить наибольшее ускорение основания конструкции, чтобы получить наибольшее ускорение массы. Био в своих опытах использовал упругую систему с одной степенью свободы с регулируемым периодом собственных колебаний в предположении отсутствия затухания.

А.Г. Назаров усовершенствовал этот прием, используя сейсмограф с серией упругих маятников с разными периодами свободных колебаний и характеристиками затухания. Впоследствии С.В. Медведев и Джо Хаузнер построили спектральные кривые для ряда крупных землетрясений.

В СССР в 1951 г. были введены первые нормы проектирования для сейсмических районов (ПСП 101-51), предусматривающие проектирование зданий и сооружений по статической теории. В течение последующих 30 лет эти нормы пересматривались четырежды: СН 8-57; СНиП II-A.12-62; СНиП II-A.12-69; СНиП II-7-81; СНиП II-7-81\*. Следует отметить, что в настоящее

время в России проходят обсуждение актуализированные нормы по сейсмостойкому строительству СНиП 22-03-2009, базирующиеся на СНиП II-7-81\*. Коэффициент динамичности дифференцирован в этих нормах в зависимости от грунтовых условий.

Исследования спектрального метода позволили ввести этот метод в нормативные документы США в 1954 г., а в 1958 г. и в СССР.

В настоящее время в соответствии с действующим СНиП II-7-81\* формула для определения сейсмических нагрузок  $S_{ij}$  на массу  $m_i$  по  $j$ -й форме колебаний имеет вид:

$$s_{ij} = K_1 \cdot A \cdot g \cdot m_i \cdot \beta_1(T_j \gamma_j) \cdot K_\psi \cdot \eta_{ij} \quad (1.5)$$

где  $S_{ij}$  – сейсмическая нагрузка по  $j$ -й форме колебаний, действующая на массу  $m_i$ ;

$\beta(T_j, \gamma_j)$  – коэффициент динамики, зависящий в общем случае от периода собственных колебаний по  $j$ -ой форме  $T_j$ , коэффициента неупругого сопротивления  $\gamma_j$  и вида воздействия (расчетной акселерограммы основания ( $t$ ));

$\eta_{ij}$  – коэффициент формы, учитывающий распределение инерционных нагрузок по формам колебаний;

$\varrho_k$  – вес сооружения, отнесенный к точке  $k$ ;

$A$  – коэффициент, значения которого следует принимать 0.1, 0.2, 0.4 для сейсмичности 7, 8, 9 баллов;

$K_1$  – коэффициент предельных состояний;

$K_\psi$  – коэффициент затухания.

В настоящее время спектральная методика принята в качестве основной в нормативных документах на проектирование и строительство сейсмостойких сооружений.

При разработке нормативного варианта спектральной методики в основу расчета положена формула (1.4) определения сейсмических нагрузок. Следует отметить, что входящие в нее параметры определены эмпирически на основе имеющегося опыта прошлых землетрясений.

В большинстве случаев динамические расчеты носят пока вспомогательный характер и могут рассматриваться как дополнение к расчетам по спектральной методике и экспериментальным исследованиям.

Разработка спектральной теории сейсмостойкости сооружений в значительной степени стимулировала широкое развитие экспериментальных исследований и способствовала совершенствованию инструментальных методов, появлению численных методов обработки инструментальных данных.

Принятый в нормах России спектральный метод определения сейсмической нагрузки от масс сооружения позволяет достаточно полно учитывать динамические свойства конструкций и нерегулярный характер сейсмического воздействия. Однако по сравнению с принятыми в других странах для расчета рядовых сооружений статическими и упрощенными динамическими методами расчета спектральный метод более трудоемок и требует хорошего программно-методического и технического обеспечения, высокой квалификации инженеров-проектировщиков [13].

Как известно, собственные нормы по сейсмостойкому строительству транспортных сооружений в республике Узбекистан пока не разработаны, и поэтому до их создания проектировщики пользуются нормами России, как наиболее обоснованными. Спектральный метод расчета конструкций на сейсмические воздействия является в настоящее время основным в России и в других странах. Он занимает промежуточное место между статическим и динамическим методами оценки сейсмостойкости сооружений [17].

В последние десятилетия в рамках этой теории возникли различные направления, из которых в первую очередь следует отметить метод расчета по акселерограммам, вероятностные методы расчета, методы расчета с учетом упруго-пластических деформаций, выключающихся связей и некоторые другие, определяющие современный уровень развития теории сейсмостойкости сооружений, в том числе и мостов.

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 [18].

Резюмируя развитие спектрального метода расчета в середине 70-х годов прошлого века, И.Л. Корчинский отмечал, что коэффициент сейсмичности является «наиболее слабым местом всей теории». Оставалось не ясным, характеризует ли он некоторое среднее значение максимальных ускорений или ускорение некоторого слабого землетрясения [6].

Решение этого вопроса удалось получить только с развитием нелинейных методов расчета сооружений и подходов к теории предельных состояний [17,19]. В последние десятилетия удалось сформулировать четкий подход к расчету конструкций на сейсмические воздействия на базе этих исследований. Этот подход получил в сейсмостойком строительстве название многоуровневого.

#### **1.4. Специальные системы сейсмозащиты мостов**

Известно, что при землетрясениях наиболее опасными с точки зрения разрушения сооружений являются горизонтальные сейсмические нагрузки. В конструкциях мостов наиболее уязвимой частью являются опоры и опорные части мостов. Антисейсмические устройства могут входить в состав опор, пролетных строений или опорных частей моста. Антисейсмические устройства могут также осуществляться посредством связей между основными элементами моста (например, пролетными строениями и грунтом; опорами и пролетными строениями; между соседними опорами; между расположенными рядом пролетными строениями). Антисейсмические устройства целесообразно рассматривать, как основной элемент моста, выполняемый функцию защиты сооружения от землетрясения.

Возможны два принципиальных пути снижения горизонтальных сейсмических нагрузок на опоры мостов: традиционный и специальный.

Традиционные методы усиления мостов должны обеспечить восприятие действующих сейсмических нагрузок. Это достигается развитием и усилением элементов конструкции или перераспределением действующих нагрузок между ее элементами.

Специальные методы должны обеспечить снижение сейсмических нагрузок за счет изменения динамической схемы работы сооружения и подразделяются на сейсмоизоляцию и сейсмогашение. Данные две группы будут рассмотрены ниже.

#### **1.4.1. Сейсмоизоляция мостов**

Сейсмоизоляция – это современная технология защиты, обеспечивающая снижение сейсмического воздействия на сооружения при землетрясении и доказывает свою эффективность и экономическую конкурентоспособность по сравнению с обычными способами обеспечения сейсмостойкости таких сооружений, как мосты [20]. Наиболее простая, но практически не реализуемая идея сейсмоизоляции заключается в разъединении колеблющегося основания и сооружения. Можно установить сооружение на упругие опоры и частично уменьшить передачу энергии в сооружение, но полностью изолировать сооружение от основания не представляется возможным, поэтому колебания основания всегда будут передаваться сооружению.

Реакция сооружений на сейсмические воздействия связана проявлением резонанса. Увеличение колебаний сооружения зависит от распределения энергии в спектре сейсмического воздействия и от того, насколько близки собственные частоты сооружения к доминирующим частотам сейсмического воздействия. На увеличение колебаний в области резонанса также существенно влияет и величина, характеризующая рассеяние энергии.

Уменьшить реакцию сооружения на сейсмическое воздействие можно путём изменения динамических свойств системы, а именно, модернизировать конструкцию таким образом, чтобы её собственные частоты не попали в область частот с наибольшей энергией. Если не удаётся уменьшить количество энергии, передающейся в сооружение, можно уменьшить реакцию сооружения в областях, близких к резонансным, добавив специальные демпфирующие устройства. Таким образом, если система сейсмоизоляции правильно рассчитана и смонтирована, большие деформации при землетрясениях будут испытывать упругие элементы сейсмоизолирующих устройств, а не элементы конструкций. Рассеяние энергии, в основном, будет происходить не за счёт неупругих деформаций элементов сооружения, а вследствие деформации элементов сейсмоизолирующих устройств. При необходимости для увеличения рассеиваемой энергии устанавливаются и специальные дополнительные.

Таким образом, резюмируя выше изложенное, можно сказать, что расчёт и конструирование сейсмоизоляции заключается в следующих действиях:

- во-первых, в выборе конструкции сооружения, собственные частоты которой не попадают в область доминирующих частот сейсмических воздействий;
- во-вторых, в установке сооружений на упругие опоры, уменьшающие передачу энергии в сооружение;
- в-третьих, в установке дополнительных демпфирующих устройств, рассеивающих энергию, поступающую в сооружения при землетрясениях [21].

В современном мостостроении в качестве деформирующихся используются резинометаллические опорные части (РОЧ), в которых перемещения обеспечиваются деформацией резины. Этот тип опорных частей получил очень большое распространение благодаря простоте установки, отсутствию креплений к пролетному строению и подферменникам, а также малой стоимости.

В большинстве случаев для РОЧ используют хлоропреновый каучук, который отличается хорошей устойчивостью к внешним воздействиям и старению. Для уменьшения деформаций современные РОЧ армируются стальными листами толщиной 2-4 мм.

Современная резинометаллическая опорная часть (рис.1.8.а) представляет собой армированную резиновую прямоугольную в плане плиту, размеры которой принимаются кратными 50 мм, а наименьший размер стороны плиты - 100 мм. Толщина верхнего и нижнего наружных слоев резины не должна превышать 10 мм, толщина промежуточных слоев - 9 мм, толщина боковых защитных слоев - 6 мм.

1)

2)

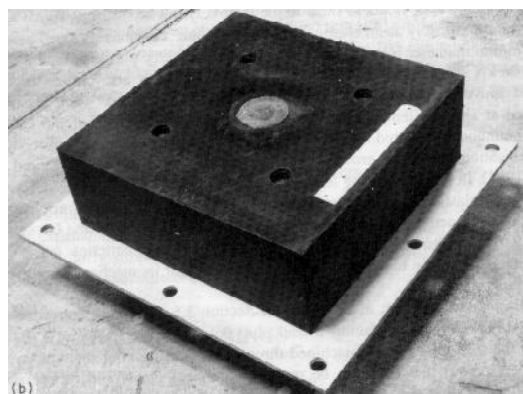
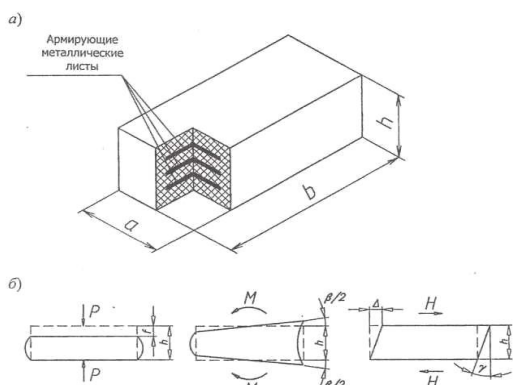


Рис.1.8. 1) Резинометаллическая опорная часть (РОЧ): а - конструкция опорной части; б - схема деформаций резины

2) Резинометаллическая опора со свинцовым сердечником

Схема деформирования РОЧ от нагрузок и воздействий приведена на рис.1.8.б. Как видно, угловые и линейные перемещения опорного сечения обеспечиваются деформацией резины, привулканизированной к стальным листам арматуры. При этом тангенс угла сдвига опорных частей при действии только постоянных нагрузок и температуры не должен превышать 0,7 в автодорожных и 0,6 - в железнодорожных мостах. При учете действия

временной нагрузки приведенные значения увеличиваются до 0,9 и 0,7 соответственно.

В настоящее время сейсмоизолирующие опорные части мостов выпускаются ведущими фирмами Японии, США, Новой Зеландии, Италии, Германии, Франции, России и других стран. Такие фирмы как, Maurer Söhne, FIP Industrielle, ALGA, ОАО «Трансмост», Стройкомплекс и др.

Можно сказать, что во многих развитых странах, ведущих транспортное строительство в сейсмических районах, сейсмоизоляция является основным средством обеспечения сейсмостойкости мостов. Ниже приведены примеры разработок выше указанных фирм.

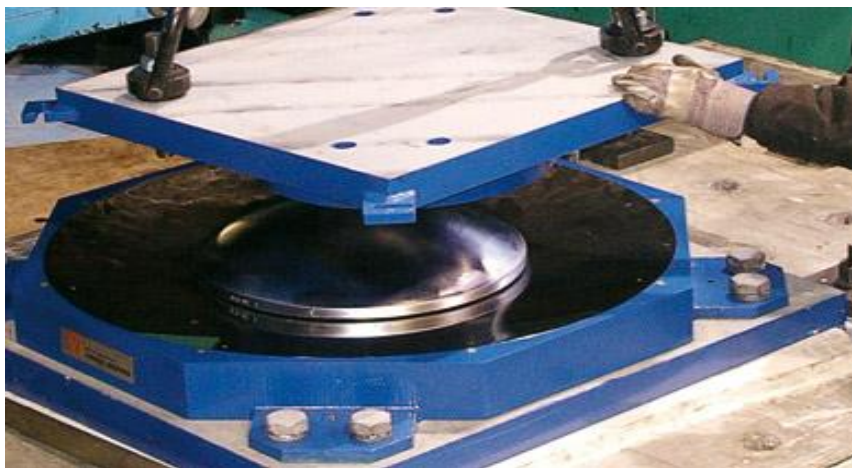


Рис.1.9. Шаровая сейсмоизолирующая опорная часть моста фирмы Maurer Söhne (Германия)



Рис.1.10. Испытательные работы эластомерной опорной части фирмы Maurer Söhne (Германия)



Рис.1.11. Антиподъемные опорные части

Эластомерные сейсмоизоляторы, представляющие собой резинометаллические опорные части, отличаются низкой горизонтальной жёсткостью, высокими вертикальной жёсткостью и способностью демпфирования.

Сферические сейсмоизоляторы маятникового типа, включающие нижний и верхний вогнутые стальные слайдеры и скользящий элемент между ними, обычно обеспечивают эквивалентное вязкое демпфирование в диапазоне от 15% до 30% в зависимости от коэффициента трения используемого скользящего материала и радиуса кривизны слайдеров.



Рис 1.12. Тестирование в Мюнхенском университете технологий эластомерного сейсмоизолятора

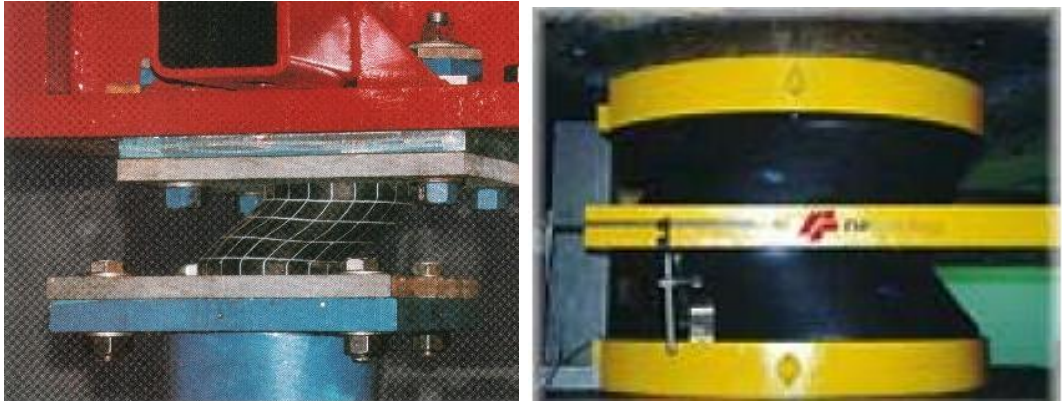


Рис 1.13. Сейсмические опорные части из фирмы FIP-Industriale

**Примеры конкретных технических реализаций при продольных сейсмических колебаниях**

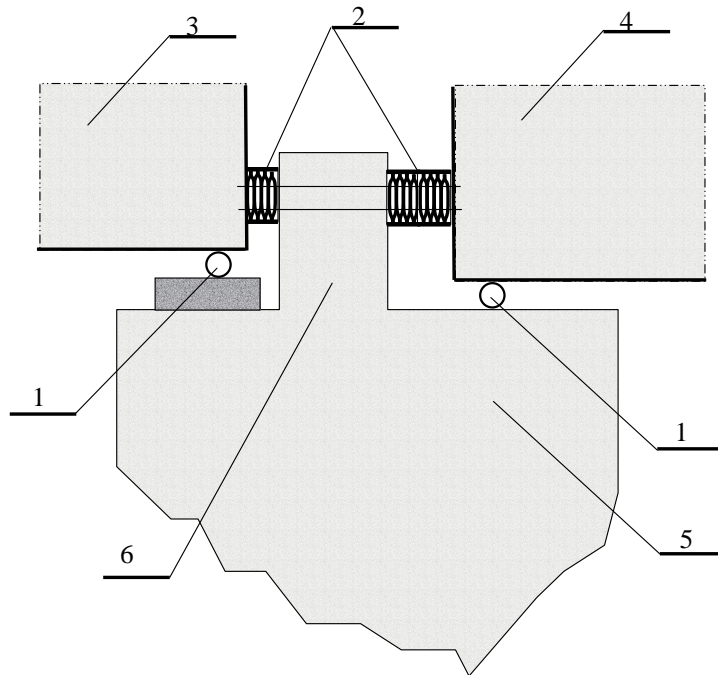


Рис. 1.14. Пример реализации упругого соединения пролетных строений с опорами с помощью пакета тарельчатых пружин: 1 – подвижные опорные части; 2 – пакет тарельчатых пружин; 3, 4 – пролетные строения; 5 – оголовок защищаемой опоры; 6 – выступ между пролетными строениями

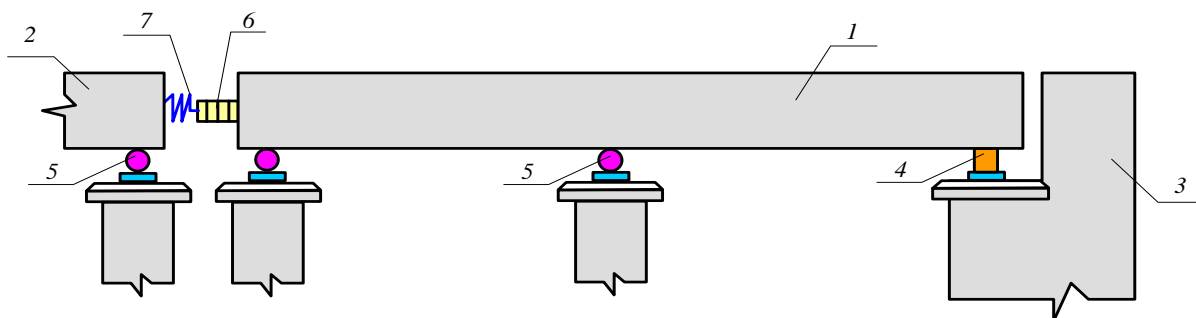


Рис.1.15. Пример соединения концевых частей с шок-трансммиттером:  
 1 – концевое пролетное строение 2 – промежуточное пролетное  
 троеие; 3 – защищаемая опора (устой); 4 – неподвижная опорная часть;  
 5 – подвижные опорные части; 6 - шок-трансммиттер;  
 7 – пружинный амортизатор

### Примеры реализации динамических гасителей колебаний

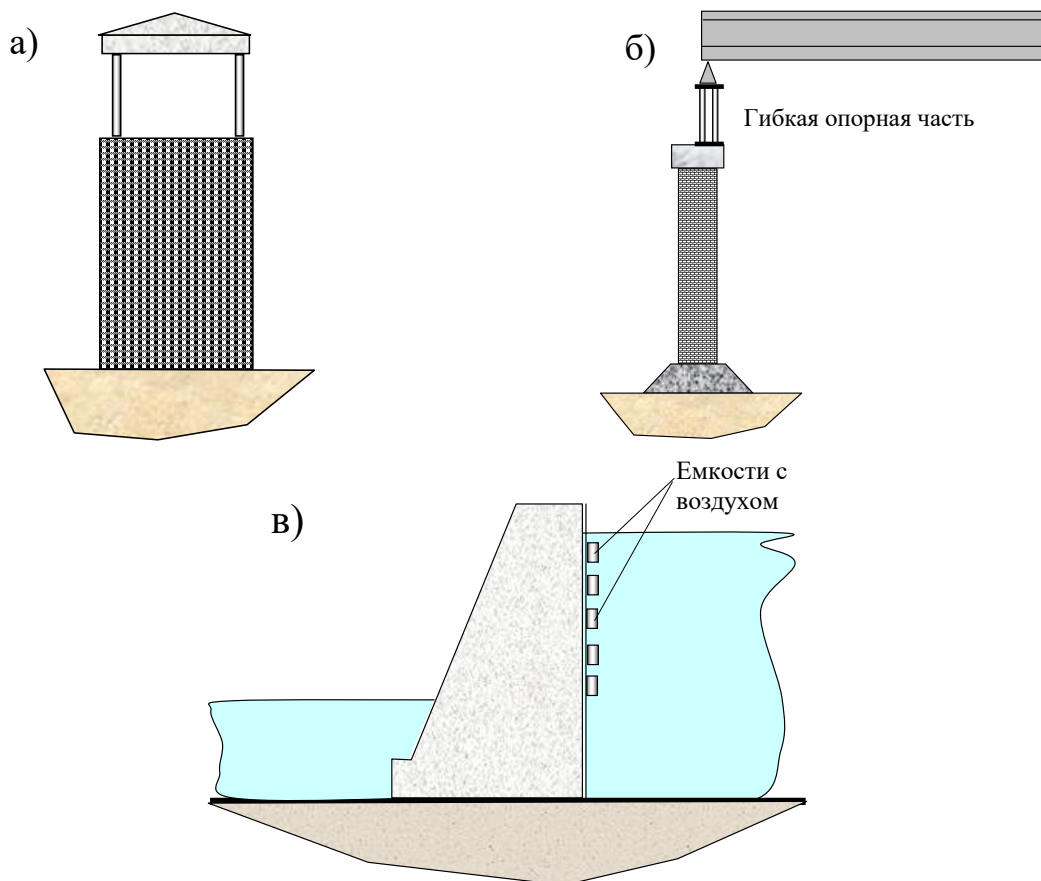


Рис.1.16. Пример реализации гасителей большой массы:  
 а) здание с гибким верхним этажом; б) опора моста; в) плотина  
 Миатлинской ГЭС;

### 1.4.2. Сейсмогашение мостов

Системы сейсмогашения включают две группы решений: демпферы и динамические гасители колебаний (ДГК).

Демпферы должны устанавливаться в сочетании с системами сейсмоизоляции и сейсмогашения и размещаться в местах максимальных взаимных смещений системы.

Для снижения взаимных смещений изолированных частей сооружения в систему сейсмозащиты вводятся специальные демпфирующие устройства. В них происходит потеря энергии за счет работы сил сопротивления (сил вязкого и сухого трения, сил пластического деформирования), которая пропорциональна смещению точек приложения этих сил, именно поэтому демпферы устанавливаются между частями конструкции с большими взаимными смещениями [10].

В настоящее время в мировой практике предложено значительное количество демпфирующих устройств. Все применяемые в настоящее время в практике сейсмостойкого строительства демпфирующие устройства по принципу работы можно подразделить на гидравлические и механические[9].

Гидравлические демпферы («вязкие демпферы») используют в качестве гасителей колебаний в тех случаях, когда относительные смещения от динамического воздействия могут возникать между сопряжёнными конструктивными элементами, например, между пролётным строением и устоями, между пролётным строением и промежуточными опорами.

Можно выделить два случая работы демпфера:

1. Если сжать поршень, вязкая жидкость начнет перетекать сквозь отверстия в поршне из одной половины цилиндра (где жидкость сжимается) в другую. Понятно, что от размера отверстия и вязкости жидкости зависит скорость перетекания, поэтому, если резко сжать поршень, жидкость просто не успеет перетечь и скорость движения поршня замедлится. Жидкость сжать очень трудно, поэтому при больших усилиях может, например, разорвать

цилиндр. В связи с этим, одной из характеристик демпферов является предельное усилие.

Демпфер может приносить пользу и при восприятии перемещений малой амплитуды, но большой частоты (второй случай). В этом случае он работает как упругая связь, пружина, что позволяет "уводить" частоту демпфируемого элемента из зоны резонанса, гасить колебания.

Для большинства строительных конструкций гашение колебаний осуществляется за счет применения частотно-независимых механических демпферов – демпферов сухого трения (ДСТ) и пластического.



Рис .1.17. Гидравлические демпферы фирмы MAURER SOHNE

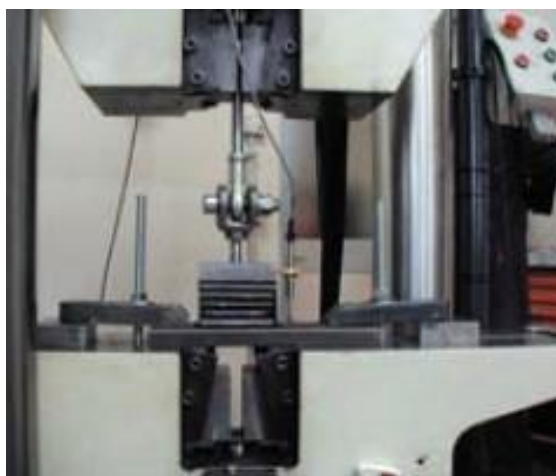


Рис. 1.18. Вязкий демпфер моста Шейх Зайед Арабские Эмираты

ДГК получили в настоящее время достаточно широкое распространение для защиты конструкций от динамических и, в том числе, от сейсмических воздействий. Динамическим гасителем колебаний называют устройство, в котором возникает сила инерции, уменьшающая уровень колебаний защищаемой конструкции.

Обычно изобретение ДГК связывают с именем немецкого механика Фрама, который в 1909г. впервые запатентовал конструкцию ДГК. Его именем названы и цистерны для успокоения качки кораблей.

Позже Никитиным А.А., Уздиным А.М. было предложено использовать в качестве гасящей массы пролетное строение моста это было сделано для повышения эффективности гашения колебаний .

Это решение позволяет отказаться от дополнительных гасящих масс, оно проще по конструкции, но имеет два недостатка. Во-первых, масса пролетного строения не должна превышать критического значения, равного примерно двум массам опоры. Во многих случаях конкретного строительства это условие не выполняется. Во-вторых, эффект гашения колебаний часто оказывается недостаточным, а перемещения пролетного строения относительно опор чрезмерными, приводящими к падению пролетного строения с опор [22].

В авторском свидетельстве №1335612, описан сейсмостойкий мост, в котором также используется пролетное строение моста для гашения колебаний опор. Этот мост включает береговые опоры, по меньшей мере, одну промежуточную опору и, по меньшей мере, два пролетных строения, опирание которых на опоры осуществляется через податливую и подвижную опорные части. Это изобретение является наиболее близким к заявляемому и принято в качестве прототипа. В нем одно из пролетных строений и опора соединены упругой неподвижной вдоль оси моста связью, жесткость которой подбирается в зависимости от параметров моста. При этом пролетное строение выполняет роль динамического гасителя колебаний опоры. Второе пролетное строение, опирающееся на ту же опору, имеет возможность

свободной подвижки относительно опоры до удара об упругий стопор.

Недостатком известного изобретения является то, что эффект гашения во многих случаях оказывается недостаточным, а при превышении массой пролетного строения критического значения эффект гашения исчезает. Кроме того, в процессе колебаний будут иметь место удары пролетного строения о стопор, приводящие к недопустимой перегрузке опор.

Динамические гасители колебаний в сочетании с системами сейсмоизоляции предлагались к использованию в Казахстане, на Украине и в Киргизии прежде всего в работах Б.Г.Коренева и В.С.Полякова.

В настоящее время практическая реализация ДГК в сейсмостойком строительстве наблюдается, когда в качестве гасящей массы используется часть самого сооружения [23]. Пример такого гасителя приведен на рис. 1.9.

Важным вопросом при массовом проектировании систем сейсмоизоляции является унификация методов их расчета. В настоящее время среди специалистов сложилось мнение, что из-за нелинейности работы реальных сейсмоизолирующих фундаментов последние могут быть рассчитаны только по акселерограммам землетрясений.

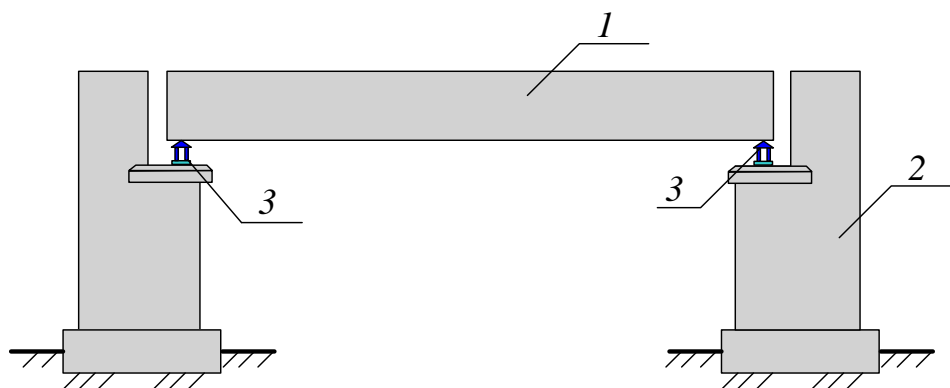


Рис.1.19. Пример реализации динамического гасителя колебаний на железобетонном мосту

Однако это не совсем так. Анализ сейсмоизолированных зданий и сооружений показывает, что их сейсмостойкость во многих случаях может быть оценена по линейно-спектральной методике (ЛСМ). При этом возможны два подхода к использованию ЛСМ.

В соответствии с первым подходом с использованием ЛСМ строится огибающий спектр воздействия на верхней плите фундамента. После этого производится расчет сейсмоизолированной части сооружения по ЛСМ с использованием построенного спектра воздействия в качестве расчетного.

Более интересным и практически важным представляется использование ЛСМ для расчета сооружения в целом. Здесь прежде всего следует отметить, что адаптивные (нестационарные) системы сейсмозащиты не могут быть линеаризованы и применение ЛСМ к их расчету не представляется возможным. Что касается стационарных систем сейсмоизоляции, то ЛСМ позволяет оценить их сейсмостойкость. Однако применение ЛСМ имеет в данном случае три особенности.

Первая особенность заключается в том, что после линеаризации расчетные параметры жесткости и демпфирования оказываются зависимыми от амплитуды. А взаимных смещений сейсмоизолированных частей сооружения. Указанная зависимость требует итерационного подхода к расчету сооружения. Первоначально вычисляются параметры системы при некотором, разумном с инженерной точки зрения значении амплитуды  $A$ . Затем производится расчет амплитуды при полученных жесткостных и демпфирующих параметрах системы, по ней уточняются значения параметров и процесс повторяется до тех пор пока не будет достигнута нужная точность вычисления амплитуды.

Вторая особенность определяется спецификой разрушения сейсмоизолированных зданий. У зданий массовой застройки нагрузки, разрушающие здание, в 4 раза превосходят расчетные нагрузки, при которых начинают возникать повреждения элементов конструкции. Этот факт отражен в нормах введением в расчетные формулы для сейсмических нагрузок коэффициента предельных состояний  $K_1=0.25$ . Иными словами, обычные здания имеют существенные резервы несущей способности при сейсмических воздействиях.

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. Цели и метод исследования**

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.

Обзор исследований в области методов расчета и проектирования мостов показал, что вопросам сейсмостойкого строительства мостов уделяется серьезное внимание. В мировой практике строится значительное число мостов со специальными сейсмозащиты, а число оригинальных предложений по рассматриваемому вопросу превосходит несколько десятков. Несмотря на обилие технических предложений и научных публикаций по рассматриваемому вопросу, до настоящего времени отсутствуют нормативные документы, регламентирующие методы расчета вновь строящихся и эксплуатируемых мостов. Это связано с недостаточной изученностью многих особенностей нелинейных характер взаимодействия

пролётных строений между собой и с опорами, на которых установлены неподвижные опорные части, сложное взаимодействие в системе «опора - пролетное строение», неоднородность рассеяния энергии в системе и др.

Таким образом, вопросы совершенствования методов расчета мостов являются важной задачей теории сейсмостойкости рассматриваемых сооружений.

Проведенный обзор позволяет заключить следующее:

1. Мосты являются сложными инженерными сооружениями. Их динамические характеристики существенно отличаются от динамических характеристик объектов массового строительства. Это обстоятельство позволяет рассматривать теорию сейсмостойкости мостов как самостоятельный раздел общей теории сейсмостойкости.

2. К числу наиболее опасных и распространенных повреждений мостов относятся:

- *потеря несущей способности основания, приводящая к крену опоры;*
- *повреждение тела опоры;*
- ***сброс пролетного строения с опор.***

Первые два типа предельных состояний могут быть проанализированы по спектральной методике, а сброс пролетных строений с опор должен оцениваться с использованием динамических расчетов по акселерограммам землетрясений.

3. В настоящее время для расчетов мостов на сейсмические воздействия могут быть использованы спектральный метод, метод расчета по акселерограммам землетрясений и статистический метод. Спектральный метод должен быть развит с учетом специфики сейсмических колебаний мостов. Соответствующие рекомендации имеются в литературе.

4. Наиболее важной проблемой теории сейсмостойкости представляется оценка взаимных смещений опор и разработка мероприятий *против сброса пролетных строений с опор* при продольных колебаниях.

Известно, что при землетрясениях наиболее опасными с точки зрения разрушения сооружений являются горизонтальные (продольные) сейсмические нагрузки. При их разрушительном воздействии повреждается конструкция моста, так как опоры мостов являются дорогостоящей и трудоемкой частью самого моста целесообразным считается защита опор мостов. В мировой практике строятся большое количество оригинальных мостов с оригинальными решениями сейсмозащиты. В данной главе были рассмотрены две группы сейсмозащитных устройств.

Учитывая вышеизложенных факторов наиболее характерным повреждением мостов при разрушительных землетрясениях является сброс пролетных строений с опор. В следующей главе рассматриваются причины причин, вызывающих сброс пролетных строений с опор и учет сил трения в подвижных опорных частях при назначении расчетных схем балочных разрезных железнодорожных мостов.

## **ГЛАВА II. АНАЛИЗ ОСНОВНЫХ ОСОБЕННОСТЕЙ ОЦЕНКИ ХОДА ПОДВИЖНЫХ ОПОРНЫХ ЧАСТЕЙ**

### **2.1. Обоснование требований к расчету мостов по условию исключения сброса пролетных строений**

Сброс пролетных строений с опор является характерным повреждением мостов при разрушительных землетрясениях. Такие повреждения наблюдались в процессе практически всех разрушительных землетрясений. Примеры характерных сбросов пролетных строений во время землетрясений приведены в главе I диссертации.

На данный момент ни отечественные, ни зарубежные нормы и регламентируют методы оценки хода опорных частей так, чтобы предотвратить сброс пролетных строений с опор, В большинстве Норм для предотвращения сброса пролетных строений рекомендуется устройство стопоров, однако расчет стопоров тоже нигде не регламентируется. В исследованиях О.А. Савинова и В.В. Сахаровой, была сделана попытка оценки нагрузок па стопор при ударе об него сооружения. Оказалось, что удар о стопор приводит к пиковым ускорениям сооружения, превышающим расчетные ускорения сооружения в несколько раз. Поэтому в упомянутых работах вместо стопоров рекомендуется устраивать многокаскадные демпферы, а стопоры устанавливать за границами расчетных смещений сооружения в качестве резервного элемента. Для того чтобы реализовать эту задачу необходимо знать смещения сооружения.

В настоящее время в практике проектирования проводятся расчеты хода опорных частей при проектировании отдельных достаточно ответственных мостов. В частности ход опорных частей оценивался при разработке технических решений моста через пролив Невельского на о. Сахалин, при расчете ряда вариантов мостов на подъездных путях к Удокаискому ГОКу, при проектировании моста через Амударью в Туркмении. Этот важный и необходи-

мый расчет для оценки сейсмостойкости имеет ряд особенностей, из которых хотелось бы выделить две.

Первая особенность связана с тем, что в момент возникновения предельного состояния при сбросе пролетных строений с опор имеет место механизм хрупкого разрушения. В этом случае, опора может быть перегружена. Если нагрузки будут больше расчетных, то в опоре возникнут повреждения, но она не выйдет из строя немедленно. При этом сброс прилетного строения с опор необратим. Если смещение пролетного строения станет больше размера оголовка опоры, то немедленно произойдет падение пролетного строения и обрушение моста, т.е. по критерию сброса пролетных строений с опор конструкция не имеет запасов[24].

Вторая особенность расчета по условию сброса пролетного строения связана со сложившейся в теории сейсмостойкости концепцией двойного подхода к расчету сооружений. В теории сейсмостойкости нормативный расчет трактуется многими специалистами как расчет на частое слабое землетрясение. Именно такая трактовка имеется в известной работе И.И. Гольденבלата, С.В.Полякова, Н.А.Николаенко [25]. Производя нормативный расчет, мы фактически рассчитываем конструкцию на некоторое относительно слабое, но частое землетрясение и не допускаем в конструкции никаких повреждений. При этом мы надеемся, что усиление конструкции по этому критерию обеспечит сохранность жизни людей и ценного оборудования при разрушительном редком землетрясении, хотя в конструкции при этом могут возникнуть какие либо повреждения.

Опыт прошлых землетрясений показывает, что действующие нормы достаточно хорошо зарекомендовали себя для объектов массового строительства - жилых и промышленных зданий средней этажности. Поэтому для этих зданий последовательного расчета на два землетрясения не производят, и ограничиваются нормативным расчетом. Что касается сооружений, которые существенно отличаются по характеру работы от объектов массового строительства, то для них необходимо последовательно производить оба расчета:

расчет на относительно слабые частые землетрясения, по критерию сохранения эксплуатационных свойств конструкции, и расчет на редкие сильные землетрясения, по условию сохранения основных несущих элементов [26].

Расчет тела опоры в соответствии с действующими Нормами приводит к увеличению армирования опор, что обеспечивает определенные запасы прочности и возможность выдержать разрушительное землетрясение с объемом повреждений. Однако это не влияет на перемещения опоры и на ход опорных частей. Этот расчет должен производиться отдельно. При этом совершенно ясно, что при частых слабых землетрясениях перемещения опоры будут ограничены, и схода пролетного строения с опорных частей ожидать не следует. Поэтому расчет опоры по условию сброса пролетных строений должен производиться на действие максимального расчетного землетрясения (МРЗ) и при этом должно вычисляться взаимное перемещение опор. По этому условию должны подбираться ход опорной части и размеры оголовка, которые необходимо будет увеличивать для обеспечения расчетных перемещений пролетного строения относительно оголовка опоры [27].

## **2.2. Анализ причин, вызывающих сброс пролетных строений с опор**

Взаимные перемещения опор определяются двумя основными факторами - несинхронностью колебаний оснований и деформацией тела опоры и его основания. Составляющие перемещения верха опоры показаны на рис 2.1.

Перемещения, связанные с деформацией тела опоры и его основания, возникают при синхронном колебании оснований опор вследствие различия их динамических характеристик. Рассматриваемые перемещения можно разделить на перемещения тела опоры и на перемещения, вызванные упругим поворотом и сдвигом основания, когда опора смещается как единое целое. В свою очередь деформацию тела опоры тоже целесообразно разделить на две

составляющие. Учитывая, что расчет по ограничению хода опорных частей является расчетом на МРЗ, необходимо учитывать упругую и неупругую компоненту перемещений.

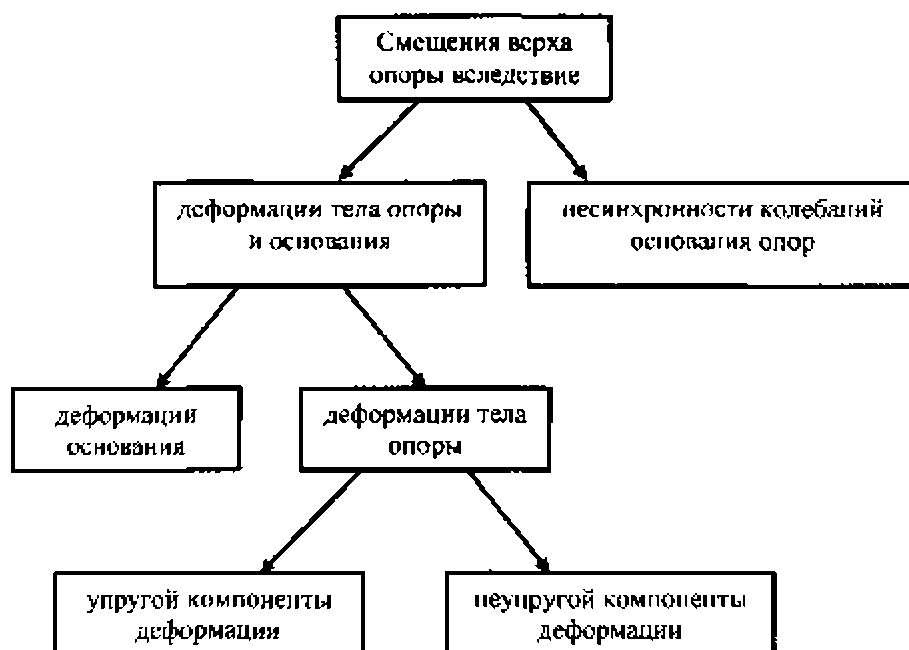


Рис. 2.1. Компоненты определяющие смещение верха опор мостов

Несинхронность колебаний основания также имеет существенное значение. Если рассматривать две одинаковые опоры на одинаковом основании, то очевидно, что при синхронном колебании основания соседних опор взаимных смещений оголовка не будет. Однако если учесть несинхронные колебания основания, то будет иметь место взаимное смещение опор. Рассмотрим, прежде всего, влияние деформации опоры на величину смещений и на то, как следует задавать воздействие для расчета перемещений верха опоры[28].

Оценка упругих смещений тела опоры наиболее просто осуществляется путем интегрирования уравнений, колебаний опоры по акселераммам землетрясений, Важную роль здесь играет корректное задание пакета расчетных акселерограмм. Этому вопросу посвящены значительные исследования и имеются рекомендации по заданию пакета расчетных акселерограмм, как при расчете сложных сооружений, так и при расчете сооружений меньшей степени ответственности [9, 29].

При выборе пакета расчетных акселерограмм следует иметь ввиду, что в случае если воздействие является резонансным для более гибкой опоры, то взаимное смещение опор определяется исключительно колебаниями гибкой опоры.. В том случае колебаниями более жесткой опоры можно пренебречь.

Большое значение для оценки перемещений хода опорной части имеет нелинейная деформация тела опоры. Вследствие развития повреждений в ходе сильных землетрясений в опоре возникают трещины и течение арматуры. При этом неупругие смещения опоры могут серьезно превышать значение упругих расчетных смещений. Как известно, для объектов массового строительства соотношение между упругими и неупругими смещениями может достигать 4 и более. Для тела опоры учет нелинейной деформации может быть осуществлен на основе модели, использованной для анализа мостовых железобетонных опор А.А.Никитиным. В этой модели восстанавливающая сила описывается уравнением

$$R(y) = r(u)y/(1+k(u)y) \quad (2.1)$$

где  $y$  - смещение опоры;

$u$  - максимальное за историю нагружения перемещение опоры;

$k$  - параметр нелинейности.

В этой модели жесткость  $r$  падает, а затухание и параметр нелинейности  $k$  линейно возрастает с ростом максимальных за историю нагружения перемещений опоры. До тех пор, пока величина  $u$  меньше предела упругости опоры  $u_{y,t}$  жесткость опоры постоянна. После этого принимается линейное падение жесткости опоры.

В литературе [30,31] отмечается, что добавка к упругому смещению может быть весьма значительной. Для гибких опор при длиннопериодном воздействии неупругие перемещения могут в 2,5-5 раз превышать упругие. С точки зрения прочности опор такой результат является благоприятным и указывает на определенные запасы прочности железобетонных мостовых опор при действии максимального расчетного землетрясения, если опора запроектирована по СНиП II-7-81\*, т.е. на действие проектного землетрясения. Од-

нако с точки зрения сброса пролетных строений с опор все обстоит наоборот. Опоры с большим коэффициентом пластичности имеют значительные неупругие перемещения, что увеличивает вероятность сброса пролетных строений с опор.

Рассмотренные выше аспекты оценки хода подвижной опорной части исходят из гипотезы синхронного возмущения всех опор. В частности, если все опоры одинаковы, то взаимное смещение опор отсутствует. Между тем, в большинстве опасных случаев мосты пересекают тектонические разломы. При этом опоры моста располагаются в различных сейсмогеологических условиях и площадки их строительства могут иметь различную сейсмичность. Это обстоятельство усугубляет проблему обеспечения сейсмостойкости больших мостов. Если две рядом стоящие одинаковые опоры имеют каждая максимальное смещение и их колебания являются некоррелированными, то ожидаемое взаимное смещение опор составит  $m\text{-}ч/2$ . Отмеченное обстоятельство указывает на необходимость задания корреляционных зависимостей между колебаниями точек дневной поверхности для корректной оценки взаимных смещений опор быть 1 м и более [32].

Выполненные исследования использованы при анализе проектов ряда больших мостов. Этот результат подтверждается опытом разрушения мостов при землетрясениях и указывает на необходимость регламентировать расчет хода опорных частей в строительных нормах.

### **2.3. Особенности расчета опорных частей на сейсмическое воздействие**

Самым простым техническим решением для предотвращения сброса, пролетных строений с опор было бы уширение оголовка опоры так, чтобы расчетное смещение пролетного строения не превосходило хода опорной части.

Однако во многих случаях такое решение нельзя признать достаточным. В соответствии с действующим СНиП11-7-81\* для всех мостов проле-

том более 18 м с расчетной сейсмичностью выше 8 баллов необходима установка стопоров. Однако СНиП 11-7-81\* не регламентирует методы установки стопоров. Расчет хода опорной части является основной расчетной характеристикой для проектирования такого рода устройств. Прежде всего, следует отметить, что в многочисленных исследованиях отмечается негативное влияние ударов о стопоры, приводящее к многократному росту пиковых нагрузок на опору. В связи с этим во всем мире проектируются и изготавливаются упругопластические элементы для защиты сооружений от ударов. В исследованиях [33] исследована задача оптимизации зазора упругопластического стопора. В результате этих исследований установлено, что минимум нагрузки на сооружение имеет место, когда упругопластический ограничитель установлен с пулевым зазором. Это позволяет рекомендовать два варианта установки ограничителей. Принципиальная схема компоновки оголовка опоры с ограничителем перемещений показана на рис. 2.2.

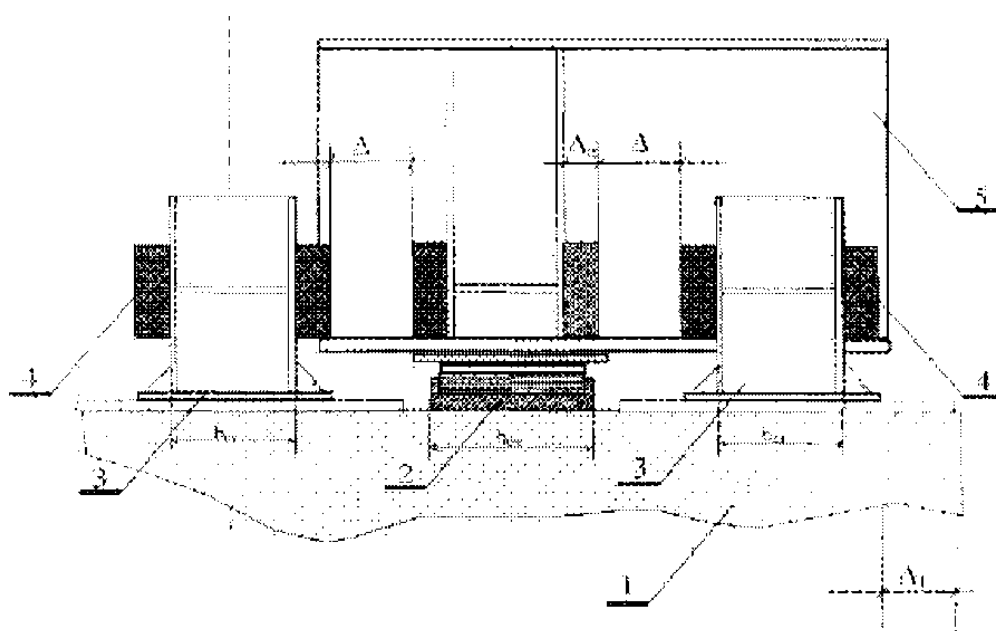


Рис. 2.2. Принципиальная схема установки стопоров на подвижную опорную часть

- 1- оголовок опоры; 2- подвижная опорная часть; 3- стопорный элемент с фрикционным соединением с оголовком опоры; 4- упругий амортизатор;  
2- 5- пролетное строение.

Общий размер части оголовка под балочное разрезное пролетное строение вдоль оси моста должен включать:

- а) размер подвижной опорной части  $b_{оч}$ ;
- б) размер стопоров с амортизаторами, имеющими толщины  $b_{оч}$  и  $\Delta_a$ ;
- в) двойной ход опорной части при МРЗ, обеспечивающий отсутствие ударов о стопоры при землетрясениях расчетной силы  $\Delta$ ;
- г) резервный ход опорной части со стороны при экстремальных нагрузках, превышающих расчетные  $\Delta$ .

Упругие амортизаторы могут быть выполнены из синтетического материала, например, резины (34,35,36,37), или из пакета тарельчатых пружин, например, по типовому проекту института Ленгипротрансмост. Пластические свойства амортизатора при больших перемещениях можно обеспечить путем фрикционного соединения стопора с оголовком опоры. Для этого между поверхностью оголовка и нижнем листом стопора устраивается фрикционная пара с обжимным устройством. Наиболее технологичным для этого представляется устройство фрикционно-подвижного болтового соединения (38,39,40,41). Под фрикционно-подвижными соединениями (ФПС) понимаются соединения металлоконструкций высокопрочными болтами, отличающиеся тем, что отверстия под болты соединяемых деталей выполнены овальными вдоль направления действия экстремальных нагрузок. При экстремальных нагрузках происходит взаимная сдвигка соединяемых деталей на величину до 3-4 диаметров используемых высокопрочных болтов. Схема устройства ФИС показана на рис. 2.3.

Величина резервного хода опорной части должна подбираться расчетом исходя из допустимой при проектировании вероятности превышения нагрузки от максимального расчетного землетресения и соответствующему этому уровню расчетному ускорению.

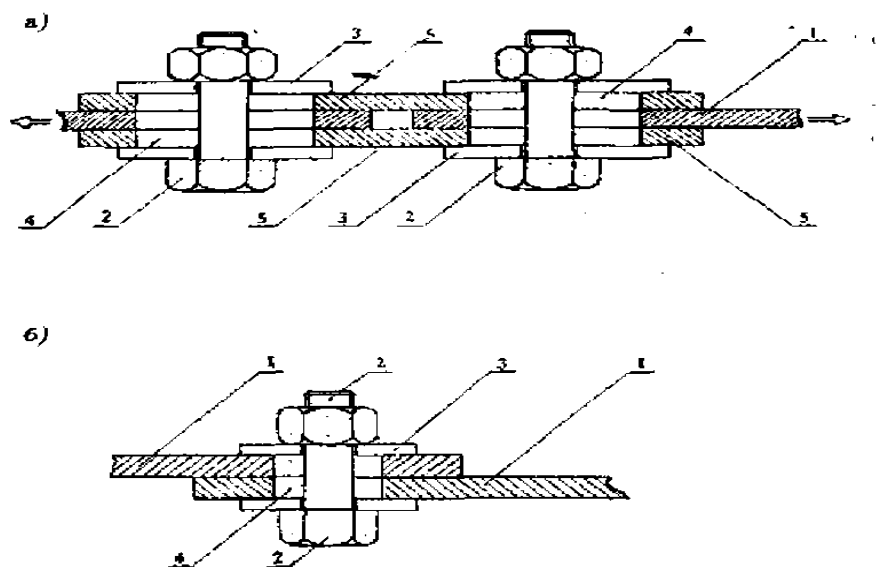


Рис.2.3. Принципиальная схема фрикционно-подвижного соединения

а) встык б) внахлестку

1-соединяемые листы; 2- высокопрочные болты; 3- шайба; 4- овальные отверстия; 5- накладки

В ряде случаев, например, при усилении существующих мостов не представляется возможным обеспечить необходимую величину хода опорной части. В таком случае удар о стопор является расчетной нагрузкой при максимальном расчетном землетрясении. Величина хода опорной части позволяет дать оценку силы удара о стопор. Если записать закон сохранения количества движения и закон сохранения кинетической энергии для системы без стопоров, то получим:

$$\begin{cases} mv_0 = F\tau \\ \frac{mv_0^2}{2} = F\Delta \end{cases} \quad (2.2)$$

где  $v_0$ - начальная скорость движения пролетного строения;

$\tau$ - время движения до остановки;

$m$ - масса пролетного строения;

$F$ - сила сопротивления движению;

$\Delta$ - расстояние между стопорами.

Для дальнейшего анализа удобно принять силу сопротивления в долях от веса пролетного строения:

$$F = mgf \quad (2.3)$$

Из (2.2) с учетом (2.3) легко получить связь между силой сопротивления и начальной скоростью пролетного строения:

$$v_0 = \sqrt{2fg\Delta} \quad (2.4)$$

Запишем теперь закон изменения кинетической энергии для моментов начала движения и подхода к стопору, установленному с зазором  $\delta < \Delta$ .

$$\frac{mv_0^2}{2} - \frac{mv_1^2}{2} = mgf\delta \quad (2.5)$$

Из приведенного уравнения получаем скорость пролетного строения в момент удара о стопор:

$$v_1 = \sqrt{v_0^2 - 2fg\delta} = \sqrt{2gf(\delta - \Delta)} \quad (2.6)$$

Для определения силы удара  $N$  воспользуемся законом изменения количества движения при ударе:

$$mv_1 = N\tau_1 \quad (2.7)$$

Здесь  $\tau_1$  — время удара, равное половине периода парциальных колебаний пролетного строения на стопоре.

$$\tau_1 = \pi \sqrt{\frac{m}{c}} \quad (2.8)$$

где  $c$  — жесткость стопора с амортизатором.

После получаем (2.8) в (2.7) получаем:

$$N = \frac{1}{\pi} \sqrt{2gfmc(\Delta - \delta)} \quad (2.9)$$

## 2.4. Учет сил трения в подвижных опорных частях при назначении расчетных схем балочных разрезных железнодорожных мостов

Возможность преодоления сил трения в подвижных опорных частях коренным образом меняет характер работы мостовых опор. Традиционно считается [ 14, 42, 43 и др.], что при продольных сейсмических колебаниях балочных разрезных железнодорожных мостов с катковыми, валковыми и секторными опорными частями силы трения в них преодолеваются и опоры колеблются как отдельно стоящие стержни (Рис.2.4), а для мостов с плоскими и тангенциальными опорными частями мост колеблется как единая рамная система (Рис.2.5.)

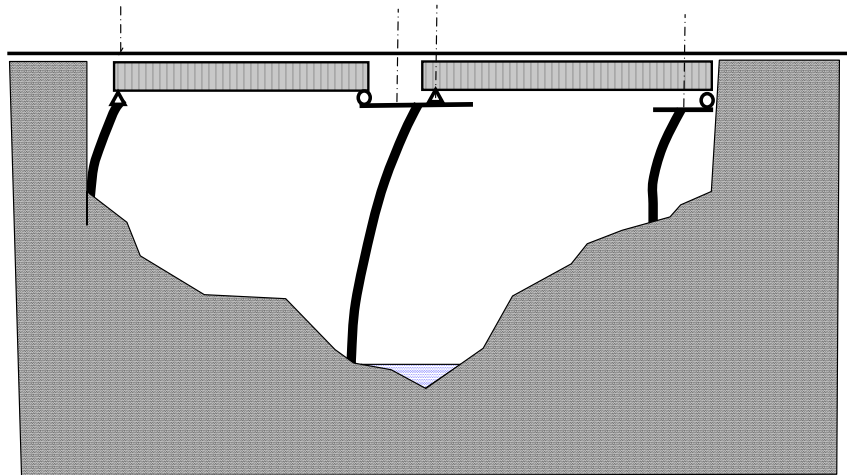


Рис.2.4. Деформация опор в случае преодоления сил трения в опорных частях. Штрих-пунктиром показаны первоначальные положения осей опорных частей

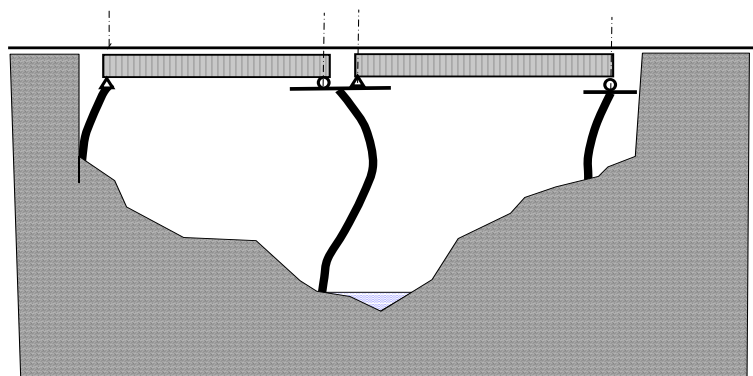


Рис.2.5. Деформация опор в случае непреодоления сил трения в опорных

частях: штрих-пунктиром показаны первоначальные положения осей опорных частей

Между тем, только верхнее строение пути может передавать с пролета на пролет нагрузку, достигающую 400 кН [43,44]. Если опоры достаточно гибкие, а воздействие составляет 7-8 баллов и менее, то и при катковых, валковых и секторных опорных частях силы трения в них могут не преодолеваться [44].

В настоящей статье устанавливаются критерии, при которых мост при сейсмическом воздействии колеблется в продольном направлении как единая рамная система.

Прежде всего, рассмотрим простейшую модель мостовой опоры, представленную на рис. 2.6. Эта схема описывает наихудший с точки зрения объединения в систему случай, когда рядом расположены гибкая и жесткая опоры.

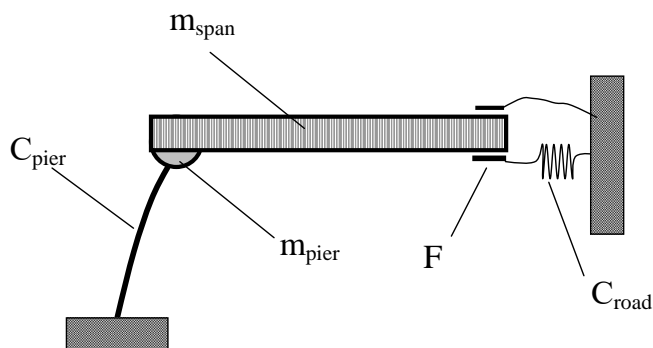


Рис. 2.6. Расчетная схема для оценки сил взаимодействия между опорами

В предложенной схеме  $C_{pier}$  - жесткость опоры,  $m_{pier}$  - масса опоры, приведенная к ее верху;  $m_{span}$  - масса пролетного строения;  $F$  - сила взаимодействия между опорами, обусловленная трением в подвижной опорной части и несущей способностью  $Q_{rails}$  рельсов и контррельсов,  $C_{road}$  - жесткость верхнего строения пути(ВСП). В принятых обозначениях уравнение колебаний системы примет вид

$$M \ddot{y} + (C_{road} + C_{pier})y + (0.5 \cdot m_{span} g f + Q_{rails}) \cdot \text{sign}(\dot{y}) = -M A g \ddot{y}_0 \quad (2.10.)$$

здесь  $A$  – ускорение основания в долях силы тяжести  $g$ ;  $\ddot{y}_0$  - приведенная акселерограмма основания с максимумом ускорений  $1 \text{ м/с}^2$ .

Если обозначить собственную частоту колебаний системы через  $k$ , и по аналогии с [45] ввести безразмерные переменные, безразмерное время и производную по безразмерному времени

$$\eta = \frac{y k^2}{A g} \quad \theta = k t \quad \frac{dF}{dt} = \dot{F} = \frac{k dF}{d\theta} = k F', \quad (2.11)$$

то уравнение (2.10.) можно переписать в виде

$$\eta'' + \eta + \bar{f} \cdot \text{sign}(\eta') = -\ddot{y}_0, \quad (2.12)$$

а условие проскальзывания

$$C_{road} \cdot y > m g f \quad C_{road} \cdot \eta \cdot \frac{A g}{k^2} > m g f$$

$$\frac{k^2}{k^2} \cdot \eta > \bar{f} \quad (2.13)$$

Уравнение (2.12.) и условие (2.13.) характеризуется двумя безразмерными параметрами

1. Соотношением продольной жесткости ВСП и изгибной жесткости опоры

$$\chi = \frac{C_{road}}{C_{pier}}. \quad (2.14)$$

При этом  $\frac{k^2}{k^2} = \frac{C_{road}}{C_{road} + C_{pier}} = \frac{1}{1 + \chi}$

## 2. Приведенной характеристикой сил сопротивления (объединения)

$$\bar{f} = \frac{f_{equiv}}{A} .$$

$$\bar{f} = \frac{f_{equiv}}{A} = \frac{(0.5 \cdot m_{span} g f + Q_{rails})}{A g m} = \left( \frac{0.5 \cdot f}{A} + \frac{Q_{rails}}{A g m} \right) = \frac{1}{A} \cdot \left( 0.5 \cdot f + \frac{Q_{rails}}{g m} \right) \quad (2.15)$$

Введем далее показатель нагрузки рельсового пути

$$\varepsilon = \frac{S}{0.5 m_{span} \cdot g f + Q_{rail}} , \quad (2.16)$$

Где  $S = A g (m_{span} + m_{pier}) \beta k_1$  - сейсмическая инерционная нагрузка,  $A$ - ускорение основания (в долях ускорения силы тяжести),  $\beta$ -коэффициент динамичности,  $K_1$ -нормативный коэффициент [45], получивший в литературе название коэффициента предельных состояний и имеющий различные обоснования [42].

Если в (2.16) числитель и знаменатель поделить на  $g m_{span}$ , то формула (2.16.) примет вид

$$\varepsilon = \frac{\beta \chi k_1 (1 + \mu)}{f (1 + \chi)} \quad (2.17)$$

Формула (2.17) является трехпараметрической и зависит от параметров  $\chi$ ,  $\bar{f}$  и  $\mu$ , где

$$\mu = \frac{m_{pier}}{m_{span}} \quad (2.18)$$

Зависимость  $\varepsilon (\chi, \bar{f})$  при  $\mu \approx 1.2$  показана в изолиниях (рис.2.7.), зависимость  $\varepsilon (\mu, \bar{f})$  при  $\chi \approx 30$  – на рис. 2.8. При  $\varepsilon > 1$  опоры моста колеблются как отдельно стоящие консольные стержни, а при  $\varepsilon < 1$  ВСП объединяет мост в единую колеблющуюся систему.

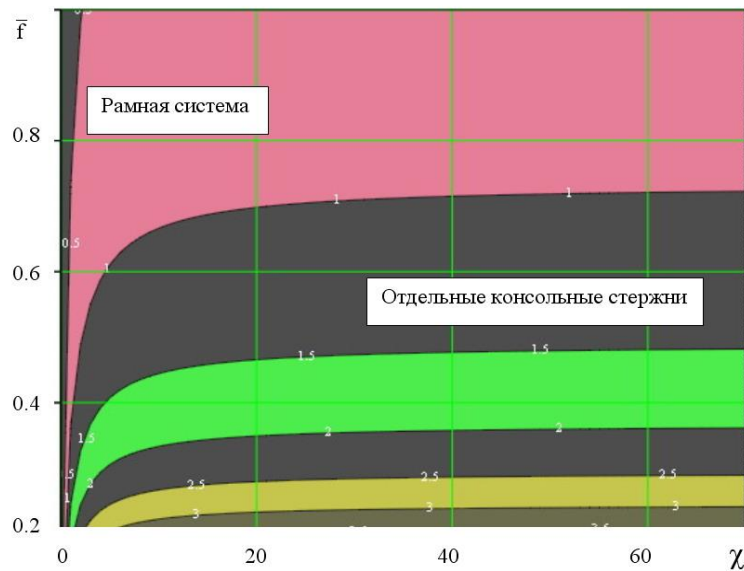


Рис.2.7. Изолинии зависимости  $\varepsilon(\bar{f}, \chi)$  при  $\mu=1.2$

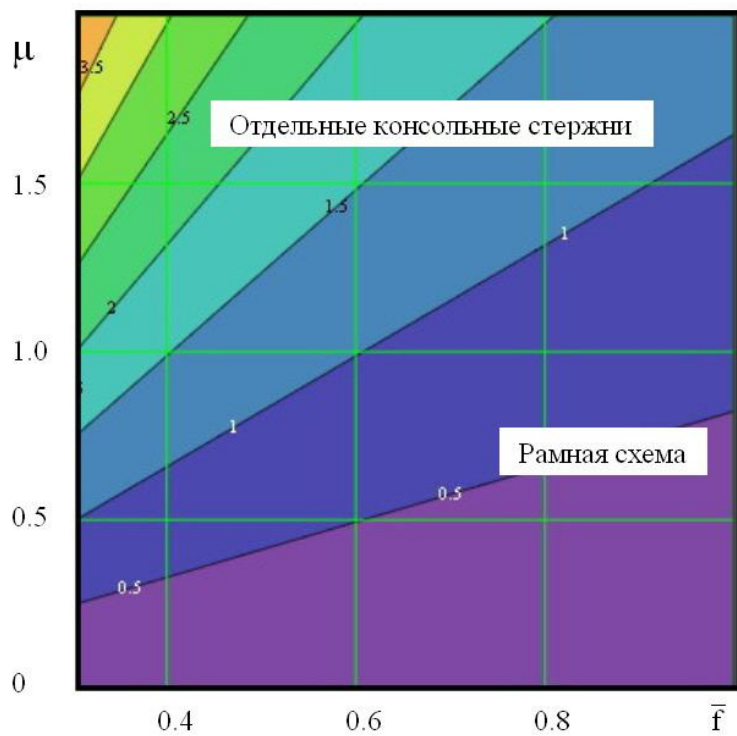


Рис.2.8. Изолинии зависимости  $\varepsilon(\mu, \chi)$  при  $\bar{f}=1$ .

Для проверки приближенной оценки (8) были проведены расчеты реального трехпролетного моста при изменении параметров ВСП ( $4 < \chi < 40$ ) и относительного трения в опорных частях ( $0.3 < \bar{f} < 2$ ) при  $\mu \approx 1.2$ . Соответствующие изолинии приведены на рисунке 2.9.

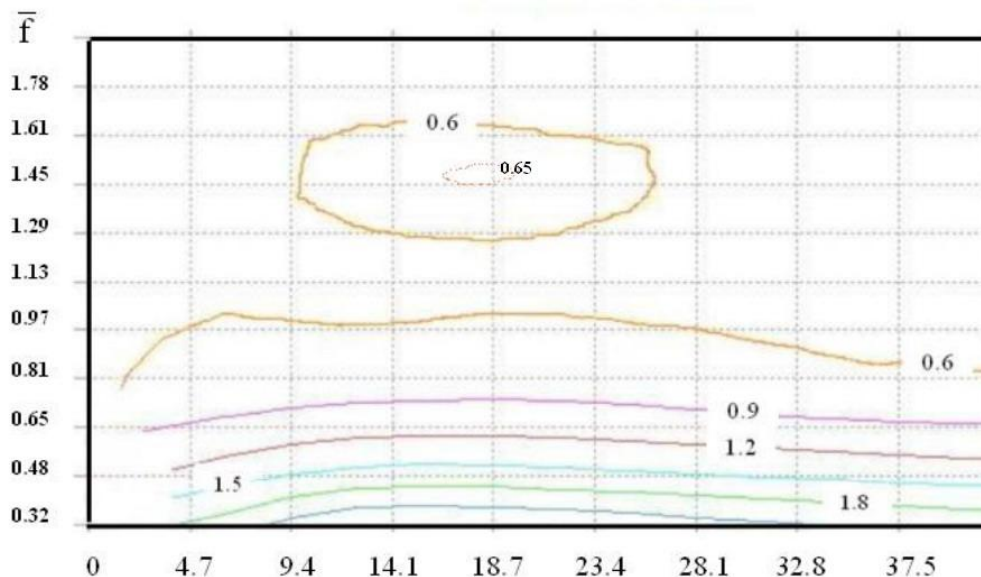


Рис.2.9. Изолинии зависимости  $\varepsilon(\mu, \chi)$  при  $\bar{f}=1$  (точное решение).

Рис.2.9. подтверждает приближенную зависимость (8). Так же, как и на рис.2.5 разделение единой расчетной схемы на отдельно стоящие стержни происходит при  $\bar{f} < 0.7$ . Отдельные флуктуации величины  $\varepsilon$  в зоне  $\chi \sim 18$  связаны с влиянием высших форм колебаний и падением коэффициента динамичности при объединении опор в систему, поскольку период основного тона объединенной системы в рассмотренном примере стал менее 0.1 с.

Оценка показателя  $\varepsilon$  по формуле (8) позволяет задать расчетную схему балочного разрезного моста и избежать ошибок, которые, к сожалению, имеют место в практике расчета мостов. Основной из этих ошибок является использование консольной расчетной схемы для мостов с катковыми, валковыми и секторными опорными частями с малыми коэффициентами трения [41-43] вне зависимости от остальных характеристик моста. Хотя во многих случаях такая гипотеза справедлива, можно привести примеры, когда она не выполняется. Обратимся к влиянию параметров  $\chi$ ,  $\bar{f}$  и  $\mu$  на величину  $\varepsilon$ .

Параметр  $\chi$  определяется жесткостью ВСП и высотой опор. Сдвиговая жесткость ВСП изменяется примерно в 50 раз при переходе от

свежеуложенного не смерзшегося балласта к безбалластному мостовому полотну на железобетонных плитах или металлических поперечинах. Жесткость опор можно считать обратно пропорциональной кубу их высоты.

Для тяжелых пролетных строений при прочих равных условиях расчетная схема принципиальным образом зависит от уровня воздействия. Если учесть сложившийся в мире переход к многоуровневому проектированию сооружений вообще и мостов, в частности [35], то становится очевидным, что в большинстве случаев расчеты на действие проектного (ПЗ) и максимального расчетного (МРЗ) землетрясений должны проводиться с использованием различных расчетных схем. В качестве примера в таблице 1 приведены расчетные схемы для мостов с параметрами.

Таблица 2.1.

Тип опорных частей	ПЗ			МРЗ		
	Расчетная балльность			Расчетная балльность		
	7	7	9	7	8	9
	Уровень расчетных ускорений $A_{K_1}$ в долях g			Уровень расчетных ускорений $A$ , в долях g		
	0.025	0.05	0.1	0.1	0.2	0.4
катковые	рама	Рама/стержень	Рама/стержень	стержень	стержень	стержень
тангенциальные	рама	рама	рама	рама	Рама/стержень	стержень

## 2.5. Выводы по главе II

Изученный в настоящей главе материал дает возможность ознакомиться с сбросом пролетных строений с опор, т.к. является одним из характерных повреждений при сейсмических воздействиях. В связи с этим, можно сделать следующие выводы:

- расчет и обеспечение необходимого хода подвижной опорной части является важной частью проектирования для обеспечения сейсмостойкости моста;

- несоблюдение требований при проектировании приводит к различным

видам разрушений транспортных сооружений;

- с позиции современной теории сейсмостойкости расчет перемещений пролетных строений должен выполняться на действие максимальных расчетных землетрясений (МРЗ). Уровень соответствующий расчетной сейсмической нагрузки должен обеспечить заданную надежность моста по условию его полного обрушения.

## ГЛАВА III. ОЦЕНКА СЕЙСМОСТОЙКОСТИ МОСТОВ ПО УСЛОВИЮ СБРОСА ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ С ОПОР

### 3.1. Выбор расчетной схемы для трехмассового гасителя колебаний

В настоящей главе рассматривается трехмассовая система, представленная на рис. 3.1. Система включает в себя устои и центральная часть, отличающиеся тем, что каждая из частей объединена в отдельную температурно-неразрезную систему, а центральная часть соединена с устоями податливым соединением. При этом центральная часть не имеет неподвижных опорных частей, а жесткость податливых соединений подобрана по ниже предлагаемой методике с учетом вибродинамических нагрузок на высокоскоростных линиях.



Рис. 3.1. Расчетная схема трехмассовой системы

В предложенной схеме (рис. 3.1) приведены параметры:

$C_1$  – жесткость опоры левого устоя;  $C_2$  – жесткость опоры правого устоя;

$C_{21}$ ,  $C_{22}$  – соответственно жесткости гасителя колебаний;  $m_1$  – масса левого

уста;  $m_2$  – масса правого устоя;  $M$  – масса центральной части.

В принятых обозначениях диагональная матрица масс колебаний системы примет вид

$$M = \begin{vmatrix} M & 0 & 0 \\ 0 & m_1 & 0 \\ 0 & 0 & m_2 \end{vmatrix}; \quad (3.1)$$

Из приведенной схемы масс построим матрицу жесткости

$$C = \begin{vmatrix} C_{\varepsilon 1} + C_{\varepsilon 2} & -C_{\varepsilon 1} & -C_{\varepsilon 2} \\ -C_{\varepsilon 1} & C_1 + C_{\varepsilon 1} & 0 \\ -C_{\varepsilon 2} & 0 & C_2 + C_{\varepsilon 2} \end{vmatrix}; \quad (3.2)$$

Исходя из матрицы жесткости (3.2), напишем уравнения

$$\begin{cases} \ddot{q}_1 + (k_{\varepsilon 1}^2 + k_{\varepsilon 2}^2)q_1 - k_{\varepsilon 1}^2 q_2 - k_{\varepsilon 2}^2 q_3 = -\ddot{y}_o \\ \mu_1 \ddot{q}_2 - k_{\varepsilon 1}^2 q_1 + (k_1^2 + k_{\varepsilon 1}^2)q_2 = -\mu_1 \ddot{y}_o \\ \mu_2 \ddot{q}_3 - k_{\varepsilon 2}^2 q_1 + (k_2^2 + k_{\varepsilon 2}^2)q_3 = -\mu_2 \ddot{y}_o \end{cases} \quad (3.3)$$

При этом обозначим собственные частоты основного тона колебаний правого и левого устоя

$$\frac{C_1}{m_1} = k_{10}^2 \quad \frac{C_2}{m_2} = k_{20}^2 \quad (3.4)$$

а собственные частоты колебаний гасителя центральной части равны

$$k_{\varepsilon 1}^2 = \frac{C_{\varepsilon 1}}{M} \quad k_{\varepsilon 2}^2 = \frac{C_{\varepsilon 2}}{M} \quad (3.5)$$

В формуле (3.3) заменим  $k_1^2$  и  $k_2^2$ , следующим образом

$$k_1^2 = \frac{C_1}{M} = \frac{C_1}{m_1} \cdot \frac{m_1}{M} = k_{10}^2 \mu_1 \quad k_2^2 = \frac{C_2}{M} = \frac{C_2}{m_2} \cdot \frac{m_2}{M} = k_{20}^2 \mu_2 \quad (3.6)$$

где,  $\mu_1 = \frac{m_1}{M}$ ;  $\mu_2 = \frac{m_2}{M}$  - соотношения масс инерции.

Если в правой части уравнения (3.3) учесть условие  $\ddot{y}_o(t) = U_{\max} \cdot \bar{y}_o(t)$ , то уравнения (3.7) примет вид

$$\frac{\partial \bar{y}_o(t)}{\partial(t)} = \frac{\partial \bar{y}_o(t)}{\partial(t)} \cdot k_{10}^2 \quad (3.7)$$

$$\begin{cases} \ddot{q}_1 + (k_{\varepsilon 1}^2 + k_{\varepsilon 2}^2)q_1 - k_{\varepsilon 1}^2 q_2 - k_{\varepsilon 2}^2 q_3 = -k_{10}^2 \cdot U_{\max} \bar{y}_o \\ \mu_1 \ddot{q}_2 - k_{\varepsilon 1}^2 q_1 + (k_{10}^2 \mu_1 + k_{\varepsilon 1}^2)q_2 = -\mu_1 k_{10}^2 \cdot U_{\max} \bar{y}_o \\ \mu_2 \ddot{q}_3 - k_{\varepsilon 2}^2 q_1 + (k_{20}^2 \mu_2 + k_{\varepsilon 2}^2)q_3 = -\mu_2 k_{10}^2 \cdot U_{\max} \bar{y}_o \end{cases} \quad (3.8)$$

Чтобы избавиться от размерных параметров, введем безразмерные ускорения и смещения

$$\eta(t) = \frac{q(t)}{U_{\max}} \quad \dot{\eta} = \frac{\dot{q}}{U_{\max}} = k_{10}^2 \eta \quad q = q_{\max} \sin k_{10} t$$

$$\ddot{q} = -k_{10}^2 q_{\max} \sin k_{10} t = -k_{10}^2 \eta$$

Настройка ДГК определяется соотношением собственных частот основного тона колебаний гасителя и собственных частот основного тона колебаний опоры (правого и левого устоя):

$$\left( \frac{k_{\varepsilon 1}}{k_{10}} \right) = f_1 \quad \left( \frac{k_{\varepsilon 2}}{k_{10}} \right) = f_2 \quad (3.9)$$

далее, соотношения собственных частот основного тона колебаний правого и левого устоя обозначим следующим образом

$$\frac{k_{20}}{k_{10}} = \kappa \quad (3.10)$$

$\kappa$  - показатель асимметрии конструкции по жесткости.

Введем безразмерное время

$$\tau = k_{10} \cdot t \quad t = \frac{\tau}{k_{10}}$$

$$\frac{d}{dt} = \frac{d}{k_{10}^{-1} d\tau}; \quad \frac{1}{k_{10}^2} \cdot \frac{d^2}{d\tau^2} = k_{10}^2 \frac{d^2}{d\tau^2};$$

$$q' = \frac{dq}{dt} = \frac{dq}{d\tau} k_{10}; \quad q'' = \frac{d^2 q}{d\tau^2} k_{10}^2; \quad \frac{dF}{d\tau} = \dot{F} \quad \ddot{q} = q'' \cdot k_{10}^2$$

Если учесть вышесказанное, уравнение примет следующий вид

$$\begin{cases} \eta_1 \cdot k_{10}^2 + (k_{\varepsilon 1}^2 + k_{\varepsilon 2}^2) \cdot \eta_1 - k_{\varepsilon 1}^2 \cdot \eta_2 - k_{\varepsilon 2}^2 \cdot \eta_3 = -k_{10}^2 \cdot \bar{y}_o^{**} \\ \mu_1 \cdot \eta_2 \cdot k_{10}^2 - k_{\varepsilon 1}^2 \cdot \eta_1 + (k_{10}^2 \cdot \mu_1 + k_{\varepsilon 1}^2) \cdot \eta_2 = -\mu_1 \cdot k_{10}^2 \cdot \bar{y}_o^{**} \\ \mu_2 \cdot \eta_3 \cdot k_{10}^2 - k_{\varepsilon 2}^2 \cdot \eta_1 + (k_{20}^2 \cdot \mu_2 + k_{\varepsilon 2}^2) \cdot \eta_3 = -\mu_2 \cdot k_{10}^2 \cdot \bar{y}_o^{**} \end{cases} \quad (3.11)$$

где  $\kappa$ ,  $\mu_1$ ,  $\mu_2$  - свойства конструкции.

Разделив обе части уравнения (3.12) на  $k_{10}^2$ , получим следующий вид:

$$\begin{cases} \eta_1 + (f_1^2 + f_2^2) \eta_1 - f_1^2 \eta_2 - f_2^2 \eta_3 = -\bar{y}_o^{**} \\ \mu_1 \eta_2 - f_1^2 \eta_1 + (\mu_1 + f_1^2) \eta_2 = -\mu_1 \bar{y}_o^{**} \\ \mu_2 \eta_3 - f_2^2 \eta_1 + (\kappa^2 \cdot \mu_2 + f_2^2) \eta_3 = -\mu_2 \bar{y}_o^{**} \end{cases} \quad (3.12)$$

Из вышеуказанных выражений придем к безразмерной матрицу масс и матрицу жесткости, соответственно по (3.13) и (3.14) будет выглядеть

следующим образом

$$M = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \mu_1 & 0 \\ 0 & 0 & \mu_2 \end{pmatrix} \quad (3.13)$$

$$R = \begin{pmatrix} f_1^2 + f_2^2 & -f_1^2 & -f_2^2 \\ -f_1^2 & \mu_1 + f_1^2 & 0 \\ -f_2^2 & 0 & \mu_2 + f_2^2 \end{pmatrix} \quad y_o = \sin \tau \quad (3.14)$$

Матричная форма уравнения колебаний описывается формулой (3.15)

$$M \ddot{\mathbf{H}} + \mathbf{RH} = -M\mathbf{V} \ddot{y}_o \quad (3.15)$$

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

$\mathbf{R}$  – матрица жесткости,  $\mathbf{H}$  – вектор обобщенных координат;

$\ddot{y}_o$  – вектор кинематических возмущений,  $\ddot{y}_o = V_p \cdot \ddot{y}_o$ ;

$\ddot{y}_o$  – ускорение основания;

$$V_p = \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{pmatrix} - \text{вектор проекций воздействий на направления обобщенных}$$

координат.

Далее найдем оптимальные параметры настроек сейсмозащитных опорных частей  $f_1$  и  $f_2$ . Для этого формулу (3.15) напишем следующим образом

$$H(t) = \begin{pmatrix} \eta_1^{\max} \\ \eta_2^{\max} \\ \eta_3^{\max} \end{pmatrix} \sin \tau ; \quad \dot{H} = H_{\max} \cdot \cos \tau, \quad \ddot{H} = -H_{\max} \cdot \sin \tau$$

$$-MH_{\max} + RH_{\max} = -MV \quad (3.16)$$

Из уравнения (3.16) найдем  $H_{\max}$ .

$$H_{\max} = -(R - M)^{-1} \cdot MV \quad (3.17)$$

В соответствии с формулой (3.15) определяем  $H_{\max}$ , отнимая с матрицы жесткости матрицы масс.

$$\text{Det} \begin{pmatrix} f_1^2 + f_2^2 - 1 & -f_1^2 & -f_2^2 \\ -f_1^2 & \mu_1 + f_1^2 - \mu_1 & 0 \\ -f_2^2 & 0 & \kappa^2 \mu_2 + f_2^2 - \mu_2 \end{pmatrix} = 0 \quad (3.18)$$

Тогда система матрицы по формуле (3.14) примет вид

$$\text{Det} \begin{pmatrix} f_1^2 + f_2^2 - 1 & -f_1^2 & -f_2^2 \\ -f_1^2 & f_1^2 & 0 \\ -f_2^2 & 0 & \kappa^2 \mu_2 + f_2^2 - \mu_2 \end{pmatrix} = 0 \quad (3.19)$$

Решая (3.21), получаем следующее уравнение

$$(f_1^2 + f_2^2 - 1)(\kappa^2 \mu_2 + f_2^2 - \mu_2) \cdot f_1^2 - f_1^2 \cdot f_2^4 - f_1^4 (\kappa^2 \cdot \mu_2 + f_2^2 - \mu_2) = 0 \quad (3.20)$$

Введем параметр  $\chi$ , равный соотношению собственных частот основного тона колебаний гасителя:

$$\frac{k_{\varepsilon 2}}{k_{\varepsilon 1}} = \chi \quad f_2 = \frac{k_{\varepsilon 2}}{\omega} = \frac{k_{\varepsilon 2}}{k_{\varepsilon 1}} \cdot \frac{k_{\varepsilon 1}}{\omega} = \chi \cdot f_1 \quad (3.21)$$

С использованием параметра  $\chi$  приведем систему (3.10) к виду

$$\text{Det} \begin{pmatrix} f_1^2 + \chi^2 f_1^2 - 1 & -f_1^2 & -\chi^2 f_1^2 \\ -f_1^2 & f_1^2 & 0 \\ -\chi^2 f_1^2 & 0 & \kappa^2 \mu_2 + \chi^2 f_1^2 - \mu_2 \end{pmatrix} = 0 \quad (3.22)$$

Далее детерминант (3.24) выглядит следующим образом

$$(f_1^2 + \chi^2 f_1^2 - 1) \cdot (\kappa^2 \mu_2 + \chi^2 f_1^2 - \mu_2) \cdot f_1^2 - \chi^4 f_1^6 - f_1^4 (\kappa^2 \mu_2 + \chi^2 f_1^2 - \mu_2) = 0 \quad (3.23)$$

Настройку  $f_1^2$  обозначим как  $P$ .

$$f_1^2 = P \quad (3.24)$$

Тогда выражение (3.23) преобразуется следующим образом

$$(P + \chi^2 P - 1) \cdot (\kappa^2 \mu_2 + \chi^2 P - \mu_2) \cdot P - \chi^4 P^3 - P^2 (\kappa^2 \mu_2 + \chi^2 P - \mu_2) = 0$$

$$(\kappa^2 \mu_2 + \chi^2 P - \mu_2) \cdot [(P + \chi^2 P - 1) \cdot P - P^2] - \chi^4 P^3 = 0$$

$$(\kappa^2 \mu_2 + \chi^2 P - \mu_2) \cdot [P^2 + \chi^2 P^2 - P - P^2] - \chi^4 P^3 = 0$$

$$(\kappa^2 \mu_2 + \chi^2 P - \mu_2) \cdot (\chi^2 P^2 - P) - \chi^4 P^3 = 0$$

$$(\kappa^2 \mu_2 \chi^2 P^2 - \kappa^2 \mu_2 P + \chi^4 P^3 - \chi^2 P^2 - \chi^2 P^2 \mu_2 + \mu_2 P - \chi^4 P^3) = 0$$

$$\mu_2 P(1 - \kappa^2) - \chi^2 P^2(1 + \mu_2) + \kappa^2 \mu_2 \chi^2 P^2 = 0$$

$$\mu_2 P(1 - \kappa^2) - \chi^2 P^2(1 + \mu_2 - \kappa^2 \mu_2) = 0$$

$$\mu_2 P(1 - \kappa^2) - \chi^2 P^2(1 + \mu_2(1 - \kappa^2)) = 0 \quad (3.25)$$

В итоге вышеуказанных выкладок (3.25) получаем формулу (3.26)

$$P = \frac{\mu_2(1 - \kappa^2)}{\chi^2(1 + \mu_2(1 - \kappa^2))} \quad (3.26)$$

Затем, зная обозначения (3.24), напомним формулу (3.26) следующим образом

$$\begin{aligned} f_1 &= \frac{\mu_2(1 - \kappa^2)}{\chi^2(1 + \mu_2(1 - \kappa^2))} = \frac{\frac{m_2}{M} \left( 1 - \left( \frac{k_{20}}{k_{10}} \right)^2 \right)}{\left( \frac{kg_2}{kg_1} \right)^2 \cdot \left( 1 + \frac{m_2}{M} \left( 1 - \left( \frac{k_{20}}{k_{10}} \right)^2 \right) \right)} = \frac{\frac{m_2}{M} \left( 1 - \frac{m_2}{m_1} \right)}{\left( \frac{kg_2}{kg_1} \right)^2 \cdot \left( 1 + \frac{m_2}{M} \left( 1 - \frac{m_2}{m_1} \right) \right)} = \\ &= \frac{\frac{m_2}{M} \left( \frac{C_1 m_2 - C_2 m_1}{C_1 m_2} \right)}{\frac{C_2}{C_1} \cdot \left( 1 + \frac{m_2}{M} \left( 1 - \frac{C_2 \cdot m_1}{C_1 \cdot m_2} \right) \right)} = \frac{\frac{C_1 m_2 - C_2 m_1}{C_1 M}}{\frac{C_2}{C_1} \cdot \left( 1 + \frac{m_2}{M} \left( 1 - \frac{C_2 \cdot m_1}{C_1 \cdot m_2} \right) \right)} = \frac{C_2 (C_1 m_2 - C_2 m_1)}{C_2 \cdot (MC_1 + C_1 m_2 - C_2 m_1)} \\ &= \frac{C_2}{C_1} \cdot \left( 1 + \frac{m_2}{M} \left( \frac{C_1 m_2 - C_2 m_1}{C_1 m_2} \right) \right) \cdot \frac{C_2}{C_1} \cdot \left( \frac{MC_1 + C_1 m_2 - C_2 m_1}{C_1 M} \right) \end{aligned}$$

Из вышеизложенных уравнений автором получено настройки сейсмозащитных опорных частей  $f_1$  и  $f_2$  следующим образом

$$f_1^2 = \frac{C_2 (C_1 m_2 - C_2 m_1)}{C_2 \cdot (MC_1 + C_1 m_2 - C_2 m_1)} \quad f_1 = \sqrt{\frac{C_2 (C_1 m_2 - C_2 m_1)}{C_2 \cdot (MC_1 + C_1 m_2 - C_2 m_1)}} \quad (3.27)$$

$$f_2^2 = \frac{C_2(C_1 m_2 - C_2 m_1)}{C_2 \cdot (MC_1 + C_1 m_2 - C_2 m_1)} \cdot \chi^2 \quad f_2 = \sqrt{\frac{C_2(C_1 m_2 - C_2 m_1)}{C_2 \cdot (MC_1 + C_1 m_2 - C_2 m_1)} \cdot \chi}$$

$$f_2^2 = \frac{(C_1 m_2 - C_2 m_1)}{(MC_1 + C_1 m_2 - C_2 m_1)} \quad f_2 = \sqrt{\frac{(C_1 m_2 - C_2 m_1)}{(MC_1 + C_1 m_2 - C_2 m_1)}} \quad (3.28)$$

### 3.2. Исследование уравнений трехмассового системы для оптимального настройки жесткостей податливых соединений ДГК

При анализе сейсмических колебаний мостов возникает необходимость учета параметров демпфирования для каждого элемента конструкции.

В матричной форме система уравнений колебаний с демпфированием принимает вид

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{H}} + \mathbf{R} \dot{\mathbf{H}} + \mathbf{B} \mathbf{H} = -\mathbf{M} \ddot{\mathbf{Y}}_0, \quad (3.29)$$

где  $\mathbf{B}$  – матрица вязкого демпфирования системы, составленная из коэффициентов демпфирования  $b_{ij}$ .

Следует отметить, что основную трудность при формировании системы (3.29) составляет определение коэффициентов демпфирования системы по известным характеристикам рассеяния энергии в элементах сооружения. На практике широко применяется приближенное представление матрица  $\mathbf{B}$  в виде суперпозиции матриц инерции и жесткости:

$$\mathbf{B} = \alpha_1 \mathbf{M} + \alpha_2 \mathbf{C}, \quad (3.30)$$

где  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$  – некоторые коэффициенты, не связанные явно с параметрами рассеяния в элементах конструкции, а определяемые на основе прямых испытаний сооружения в целом [42].

В соответствии с гипотезой Е.С. Сорокина силы сопротивления  $F_i$ , действующие на массу  $m_i$ , представляются в виде:

$$F_i = \sum_{j=1}^n b_{ij}^{(c)} y_j^* = \sum_{j=1}^n c_{ij} \gamma_{ij} y_j^* \quad (3.31)$$

Далее в работе приводится метод построения матрицы вязкого демпфирования для моделирования внутреннего трения в материале сооружения.

Этот метод справедлив при коэффициентах неупругого сопротивления в материале  $\gamma < 0.3$  (затухание в долях критического  $\square < 0.15$ ). Как правило, это условие выполняется, например, для бетона  $\gamma < 0.1$ . Если система включает элементы из материалов с повышенной диссипацией, то для ее расчета может быть использована более точная методика учета демпфирования, изложенная в [46, 47].

Процесс построения матрицы вязкого демпфирования **B** включает четыре этапа.

На первом этапе необходимо задать демпфирование в системе, которое характеризуется коэффициентами неупругого сопротивления  $\gamma_j$  ( $j$  - номер элемента конструкции). Значения  $\gamma_j$  имеются во всех справочниках по динамике сооружений и могут приниматься для предварительных расчетов

$\gamma = 0.1$  для бетонных и каменных элементов  $\gamma = 0.05$  для металлических элементов сооружения.

На втором этапе строятся матрицы гистерезисного демпфирования элементов конструкции  $\mathbf{B}_s^{(c)}$  с использованием гипотезы Е.С. Сорокина:

$$\mathbf{B}_s^{(c)} = \gamma_s \mathbf{R}_s \quad (3.32.)$$

На третьем этапе из матриц гистерезисного демпфирования элементов строится матрица гистерезисного демпфирования системы.

Для практической реализации второго и третьего этапов можно использовать стандартное программное обеспечение по формированию матрицы жесткости сооружения. С этой целью необходимо заменить модуль упругости элементов сооружения  $E_s$  на соответствующее произведение  $\gamma_s E_s$ . В результате такой процедуры на выходе получается матрица гистерезисного демпфирования **B<sub>c</sub>**. Для системы с однородным демпфированием ( $\gamma_s = \text{const}$ ) матрица гистерезисного демпфирования пропорциональна матрице

жесткости  $\mathbf{V}_s^{(c)} = \gamma_s \mathbf{R}_s$ .

Из вышесказанного следует, что для формирования матрицы демпфирования всей системы  $\mathbf{V}_c$  можно использовать стандартное программное обеспечение по формированию матрицы жесткости всей системы  $\mathbf{C}$  [47]. В исследовании рассматривается трехмассовая расчетная схема сейсмоизолированного сооружения с динамическим гасителем колебаний (ДГК). Используя метод Е.С. Сорокина, представим расчетную схему в таком виде (рис. 3.2).

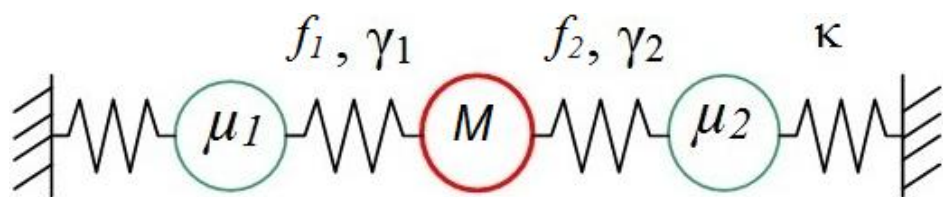


Рис. 3.2. Расчетная схема трехмассовой системы с настройками

Матрица гистерезисного демпфирования для рассматриваемой системы имеют следующий вид:

$$\mathbf{V}_c = \begin{pmatrix} f_1^2 \cdot \gamma_1 + f_2^2 \cdot \gamma_2 & -f_1^2 \cdot \gamma_1 & -f_2^2 \cdot \gamma_2 \\ -f_1^2 \cdot \gamma_1 & \mu_1 \cdot \gamma_1 + f_1^2 \cdot \gamma_1 & 0 \\ -f_2^2 \cdot \gamma_2 & 0 & k^2 \cdot \mu_2 \cdot \gamma_2 + f_2^2 \cdot \gamma_2 \end{pmatrix} \quad (3.33)$$

где  $f_1^2$  и  $f_2^2$  - соответственно настройка системы гасителя с коэффициентами неупругого сопротивления гасителя -  $\gamma_1$  и  $\gamma_2$ .

В практических расчетах использование матрицы гистерезисного демпфирования неудобно. Поэтому на заключительном, четвертом этапе осуществляется переход от матрицы гистерезисного к матрице эквивалентного вязкого демпфирования. Для этого используется следующая матричная формула:

$$\mathbf{V} = \mathbf{V}_c \mathbf{X} \mathbf{\Lambda}^{-1/2} \mathbf{X}^{-1} \quad (3.34)$$

где  $\mathbf{X}$  и  $\Lambda$  - матрицы собственных чисел и собственных векторов матрицы  $\mathbf{M}^{-1}\mathbf{R}$ . При этом коэффициенты неупругого сопротивления по формам колебаний  $\gamma_j$  определяются по формуле [27]:

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^n b_{ki}^{(c)} x_{kj} x_{ij}}{\sum_{i=1}^n x_{ij}^2 m_i} \quad (3.35)$$

где  $b_{ki}^{(c)}$ ,  $x_{kj}$  и  $m_i$  - соответственно элементы матриц  $\mathbf{B}_c$ ,  $\mathbf{X}$  и  $\mathbf{M}$ ;  $n$  - число степеней свободы системы.

Как ранее указывалось в настоящей главе, наиболее удобным для построения уравнений колебаний многомассовых демпфированных систем является метод Е.С. Сорокина. В основу этого метода положена гипотеза о пропорциональности матрицы жесткости и матрицы гистерезисного демпфирования  $\mathbf{B}_c$ :

$$\mathbf{B}_c = \gamma \mathbf{C}, \quad (3.36)$$

Амплитуда колебаний вычислялась по формуле

$$U_s(\omega) = \sqrt{\mathbf{a}_s(\omega)^2 + \mathbf{a}_c(\omega)^2} \quad (3.37)$$

где  $\mathbf{a}_c$  и  $\mathbf{a}_s$  - искомые векторы амплитуд соответственно при косинусе и синусе,

$$\mathbf{a}_s = [(\mathbf{R} - \mathbf{M} \cdot \omega^2) \cdot \mathbf{B}_c^{-1} \cdot (\mathbf{R} - \mathbf{M} \cdot \omega^2) + \mathbf{B}_c]^{-1} \cdot \mathbf{M} \cdot V_p \cdot A \cdot g \quad (3.38)$$

$$\mathbf{a}_c = (\mathbf{R} - \mathbf{M} \cdot \omega^2)^{-1} \cdot \mathbf{B}_c \cdot \mathbf{a}_s \quad (3.39)$$

$\mathbf{R}$ ,  $\mathbf{M}$  и  $\mathbf{B}_c$  - соответственно матрицы жесткости, инерции и демпфирования для рассматриваемой системы.

### **Подбор параметров сейсмоизолирующих опорных частей при использовании пролетных строений в качестве ДГК опоры**

В соответствии с поставленной целью в третьей главе производился расчет системы на действие гармонического сейсмического возмущения, т.е. построены амплитудно-частотные характеристики системы.

Для подбора параметров жесткости и демпфирования гибких опорных частей, обеспечивающих режим гашения колебаний, рассмотрена трехмассовая система, показанная на рис. 3.3.

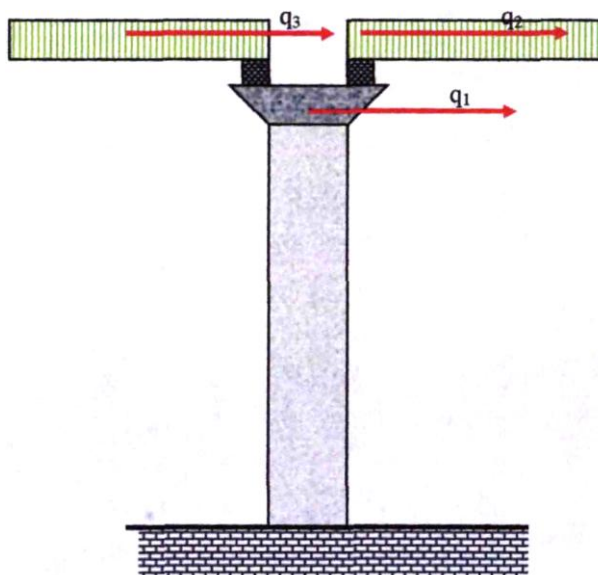


Рис.3.3. Принципиальная схема опоры с пролетным строением и платформой, работающей в режиме динамических гасителей колебаний опоры.

Опора и опорные части моделируются пружинами с жесткостью  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$ . Для опоры жесткость определяется по формуле  $c_1 = \frac{1}{\delta_1}$ , где  $\delta_1$  – податливость опоры (перемещение от действия единичной силы). Величина  $\delta_1$  определена из статического расчета опоры. Масса опоры, приведенная к ее верху, определена так, чтобы обеспечить заданный период основного тона колебаний опоры без пролетного строения  $T_0$ .

Расчетная схема опоры с гибко прикрепленными к нему пролетными строениями показана на рис. 3.4.

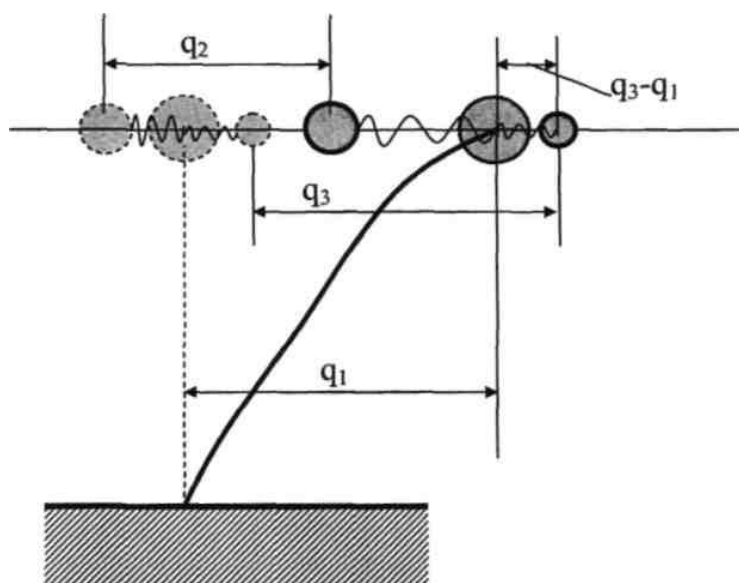


Рис.3.4. Расчетная схема опоры с пролетными строениями для подбора жесткости и демпфирования системы сейсмозащиты

Диагональная матрица масс и матрица жесткости колебаний системы имеет вид

$$M = \begin{pmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{pmatrix}; \quad R = \begin{pmatrix} C_1 + C_2 + C_3 & -C_2 & -C_3 \\ -C_2 & C_2 & 0 \\ -C_3 & 0 & C_3 \end{pmatrix}$$

Для построения амплитудно-частотной характеристики (АЧХ) системы рассматриваются ее вынужденные колебания под действием гармонической силы.

Матрица демпфирования по Е.С.Сорокину имеет вид:

$$B = \begin{pmatrix} C_1 \gamma_1 + C_2 \gamma_2 + C_3 \gamma_3 & -C_2 \cdot \gamma_2 & -C_3 \cdot \gamma_3 \\ -C_2 \cdot \gamma_2 & C_2 \cdot \gamma_2 & 0 \\ -C_3 \cdot \gamma_3 & 0 & C_3 \cdot \gamma_3 \end{pmatrix} \quad (3.40)$$

Решение уравнения (3.15) ищется стандартным образом:

$$\mathbf{q} = \mathbf{C} \cos \omega t + \mathbf{S} \sin \omega t \quad (3.41)$$

При этом

$$\ddot{\mathbf{q}} = -\mathbf{C} \sin \omega t + \mathbf{S} \cos \omega t; \quad \ddot{\mathbf{q}} = -\omega^2 (\mathbf{C} \cos \omega t + \mathbf{S} \sin \omega t) \quad (3.42)$$

Подстановка (3.40, 3.41) в (3.42) и приравнивание членов при синусе и косинусе приводит к следующей системе линейных уравнений относительно

неизвестных векторов  $C$  и  $S$ :

$$\begin{cases} (R - M \omega^2)C + BS = 0 \\ -BC + (R - M \omega^2)S = MV_p \end{cases} \quad (3.43)$$

Решение системы (3.43) имеет следующий вид:

$$\begin{cases} C = -(R - M \omega^2)^{-1} BS \\ S = \left[ B(R - M \omega^2)^{-1} B + (R - M \omega^2) \right]^{-1} MV_p \end{cases} \quad (3.44)$$

Амплитуды колебаний определяются соотношением:

$$A = \sqrt{C^2 + S^2} \quad (3.45)$$

Для реализации разработанной методики была составлена программа на языке C++ в среде windows XP. Входное окно разработанной программы приведено на рис 3.5.

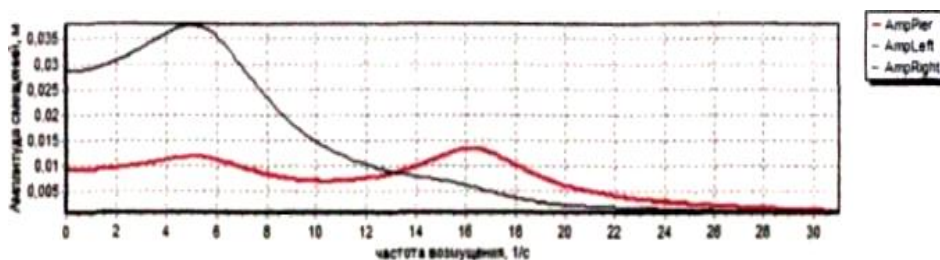


Рис.3.5. Окно для программы расчета параметров ДГК

Исходными данными являются:

- массы пролетного строения;
- податливость опоры;
- период основного тона колебаний без пролетного строения;
- коэффициент неупругого сопротивления опор.

Кроме того, для каждого из подбираемых параметров (жесткости левой и правой опорных частей, и их затухания) задаются диапазон и шаг изменения. В программе по формуле (3.45) вычисляется значение амплитуды на всей сетке возможных значений параметров. Из всего множества параметров выбираются те, для которых амплитуд оказывается меньше. Такой подход позволяет найти

абсолютный минимум амплитуды. В рассматриваемом алгоритме при разбиении каждого из анализируемых участков на  $n$  частей компьютер рассчитывает  $n^4$  вариантов. При  $n=10$  получаем  $10^4$  вариантов. На такой расчет требуется (в зависимости мощности компьютера) 4 - 12 м.

Если в результате расчета оптимальные значения одного или несколько параметров оказываются на границе заданной области их изменения, то необходимо изменить область поиска параметров и повторить расчет.

Обратимся к примеру расчета. Нами была исследована возможность сейсмозащиты железнодорожного моста через р. Сырдарья. Схема моста приведена на рис.3.6. На схеме показан вариант сейсмозащиты при поочередном размещении на опорах двух подвижных и упругой и жесткой опорных частей.

Традиционная схема моста предусматривает поочередное размещение подвижной и неподвижной опорных частей. При этом расчетная схема опоры имеет вид, показанный на рис. 3.7а. На рис 3.7б показана расчетная схема опоры с двумя упругими опорными частями. На рис.3.6 приведено входное окно с данными для рассматриваемой задачи. Сводка результатов расчетов приведена в таблице 3.1.

Таблица 3.1

Возможные параметры настройки опорных частей по жесткости и демпфированию

Варианты защиты	Характеристики крепления				Результаты расчета					
	Жесткость $C, \text{кН/м}$	Жесткость $C, \text{кН/м}$	Демпфирование $\gamma$	Демпфирование $\gamma$	Смещения, см			Ускорения, $\text{м/с}^2$		
					Левого пролетного строения	Правого пролетного строения	Верха опоры	Левого пролетного строения	Правого пролетного строения	Верха опоры
1			0.05	0.05	72	72	72	14.7	14.7	14.7
2	0				-	26.5				
3	2.628	31802	0.002	0.22	$>10^4$	6.8	5	2	2.5	2.3
4	21289		1.21	0.05	21	8.1	8.1	3	3.8	3.8
5	21289	21289	1.11	100	22.5	8.2	8.2	3	3.6	3.5

В первой строке таблицы приведены значения смещений и ускорений точек моста при одновременном расположении на опоре двух неподвижных жестких опорных частей. Во второй строке таблицы приведены значения смещений и ускорений точек моста при традиционном размещении опорных частей.

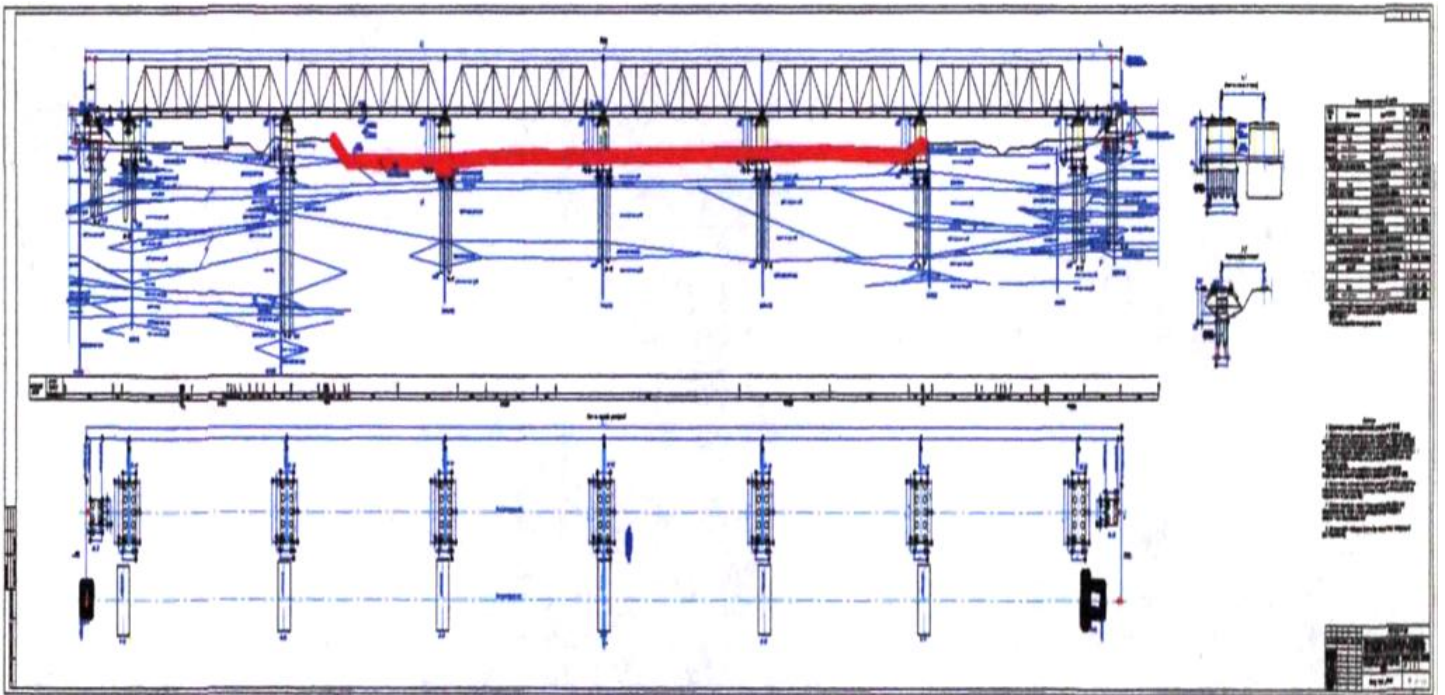


Рис. 3.6. Схема железнодорожного моста через р. Сырдарья



Рис.3.7. Расчетные схемы моста для различных вариантов сейсмозащиты

а) при традиционном размещении опорных частей;

б) при использовании двух упругих неподвижных опорных частей

В третьей строке таблицы приведены результаты формальной

оптимизации системы сейсмозащиты по трению и жесткости в соответствии с патентом [48]. В данном случае оптимальные значения жесткостей не имеют инженерного смысла. Жесткость одной из опорных частей не просто не удовлетворяет ограничению на смещение пролетного строения (5.3), но приводит к бессмысленной величине смещения пролетного строения, превышающей 100 м.

Расчет, выполненный по предложенной формуле (5.8), дает предельное значение жесткости изолирующей опорной части  $C_{isol}=21289$  кН/м.

В связи с изложенными, ниже рассмотрены два других варианта настройки сейсмоизоляции учитывающие ограничение (5.3). В первом варианте жесткости обеих опорных частей варьировались при поиске экстремума от минимально допустимого значения 21289 кН/м. Во втором варианте одна из опорных частей принималась жесткой (традиционной неподвижной), а вторая - настраивалась на режим гашения. Для оптимизации обоих вариантов использовалась упомянутая программа, разработанная в диссертации. Соответствующие результаты расчета приведены в строках 4 и 5 таблицы 3.1, причем строка 4 относится к использованию одной жесткой опорной части и режима гашения. Оба предложенных варианта дают близкие результаты, но режим гашения оказывается чуть более эффективным. По сравнению с традиционным расположением опорных частей смещение и усилие в опоре удалось снизить в 3.2 раза. Результаты расчета проиллюстрированы АЧХ смещений и ускорений для рассматриваемой системы с рекомендуемой настройкой.

Проведенное исследование позволяет рекомендовать для повышения сейсмостойкости больших мостов использование двух смежных пролетных строений в качестве гасителей колебаний опор по патенту [50] или по модифицированному варианту указанного патента с настройкой жесткости опорных частей по методике, предложенной в диссертации.

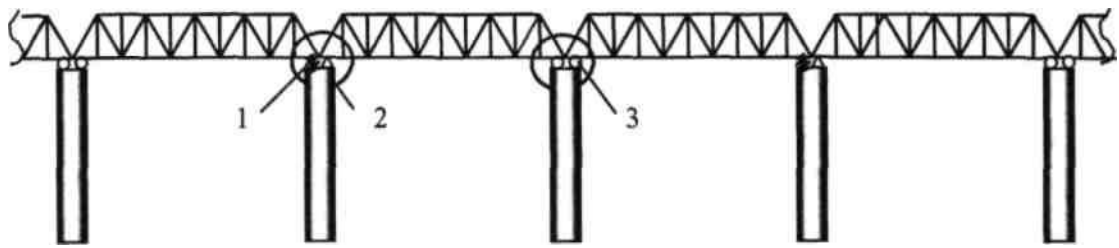


Рис.3.8. Вариант сейсмозащиты при сохранении на каждом втором пролетном строении жесткой опорной части (поочередная установка на опорах двух подвижных и неподвижной и упругой опорных частей) 1 - упругая неподвижная опорная часть; 2 - неподвижная опорная часть; 3 - подвижная опорная часть

В тех случаях, когда эффект снижения сейсмической нагрузки по предложенным вариантам защиты оказывается недостаточным, необходимо привлечение дополнительных антисейсмических мероприятий. Одним из наиболее эффективных мероприятий такого рода является использование фрикционных подвижных болтовых соединений (ФПС) для соединения пролетного строения с опорой.

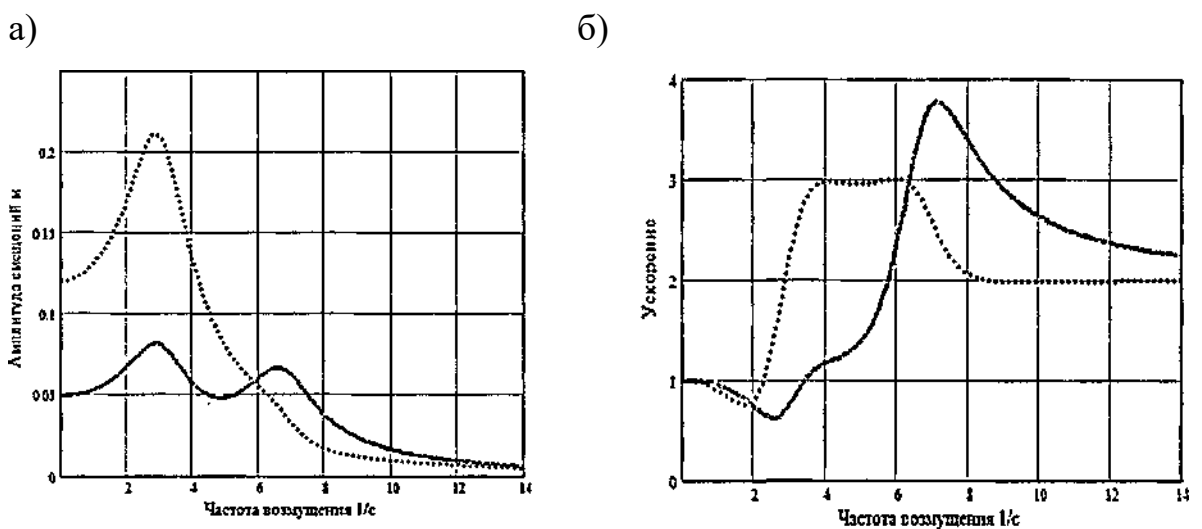


Рис.3.9. Зависимости амплитуды смещений (а) и ускорений (б) от частоты возмущения для варианта № 4 табл.3.1.

Точечная кривая - пролетное строение с гибкой опорной частью;  
Сплошная кривая - верх опоры и пролетное строение с неподвижной опорной частью

### 3.3. Пример расчета опор моста на сейсмическое воздействие

Обеспечение сейсмостойкости мостов имеет важное значение для сейсмически опасных районов. С одной стороны, мосты без антисейсмического усиления, как правило, получают серьезные повреждения при сейсмических воздействиях силой 8 и более баллов.

Сейсмоизоляция мостов является весьма важной задачей в мировой практике сейсмостойкого строительства. Сейсмоизоляция доказывает свою эффективность и экономическую конкурентоспособность по сравнению с обычными способами обеспечения сейсмостойкости таких сооружений, как мосты.

Задача исследования заключалась в правильном подборе и расстановке сейсмозащитных опорных частей с целью обеспечения сейсмостойкости балочных мостов. Для этого было рассмотрено несколько вариантов подбора и расстановки сейсмозащитных опорных частей различных типов мостов.

На примере приводится анализ возможных методов антисейсмического усиления однопролетного железнодорожного моста. На основе расчета сейсмического воздействия разрабатываются возможные технические решения и из нескольких решений выбираются более подходящий вариант сейсмозащиты моста. Схема моста (фасад) приведена на рис. 3.10. Расчетная схема сооружения полностью определяется типом опорных частей.

В рассматриваемом случае возможны 4 варианта сейсмозащиты моста.

**В первом варианте** сохраняется традиционное крепление пролетного строения, однако неподвижная опорная часть выполняется податливой (рис. 3.11.). В данном случае нагрузки падают с ростом податливости опорной части, поэтому податливость следует обеспечить максимально возможной. Она определяется ограничением перемещений пролетного строения от тормозного воздействия. Это ограничение представлено в [49] следующим образом

$$u < \sqrt{L \cdot L_0}, \quad (3.46.)$$

где,  $L$  – длина пролетного строения,  $L_0$  – размерный коэффициент,  $L_0=25 \cdot 10^6$  м.

При этом период основного тона колебаний устоя с пролетным строением должен удовлетворять соотношению

$$T < 2\pi \sqrt{\frac{\sqrt{L \cdot L_0}}{gf\mu}}, \quad (3.47.)$$

где  $\mu = \frac{m}{M}$ ,  $m$  – масса поезда на мосту;  $M$  – масса пролетного строения.

Для рассматриваемого железнодорожного моста длина пролетного строения составляет  $L=35,8$  м. Массу поезда можно оценить, исходя из нагрузки  $q=14$  т/м. При этом  $m \approx 14 \cdot 35,8 = 501,2$  т. Масса пролетного строения оценивается величиной  $M \approx 300$  т. При этом  $\mu=1,67$ .

По результатам расчета устоя, его податливость  $\delta=7,92E-6$  м/кН, а период колебаний без пролетного строения  $T_0=0,241$  с. Жесткость устоя  $C_{pier}=1/\delta=1,263E+5$  кН/м. Приведенная масса устоя  $M_{pier}=185,759$  т.

Для этих данных предельное значение периода  $T=0,849$  с. Предельная жесткость устоя с сейсмоизоляцией составляет  $C_{lim}=1,643E4$  кН/м. Жесткость сейсмоизоляции оценивается по формуле, полученной в [49],

$$C_{isol} = \frac{C_{pier} \cdot C_{lim}}{C_{pier} - C_{lim}} \quad (3.48.)$$

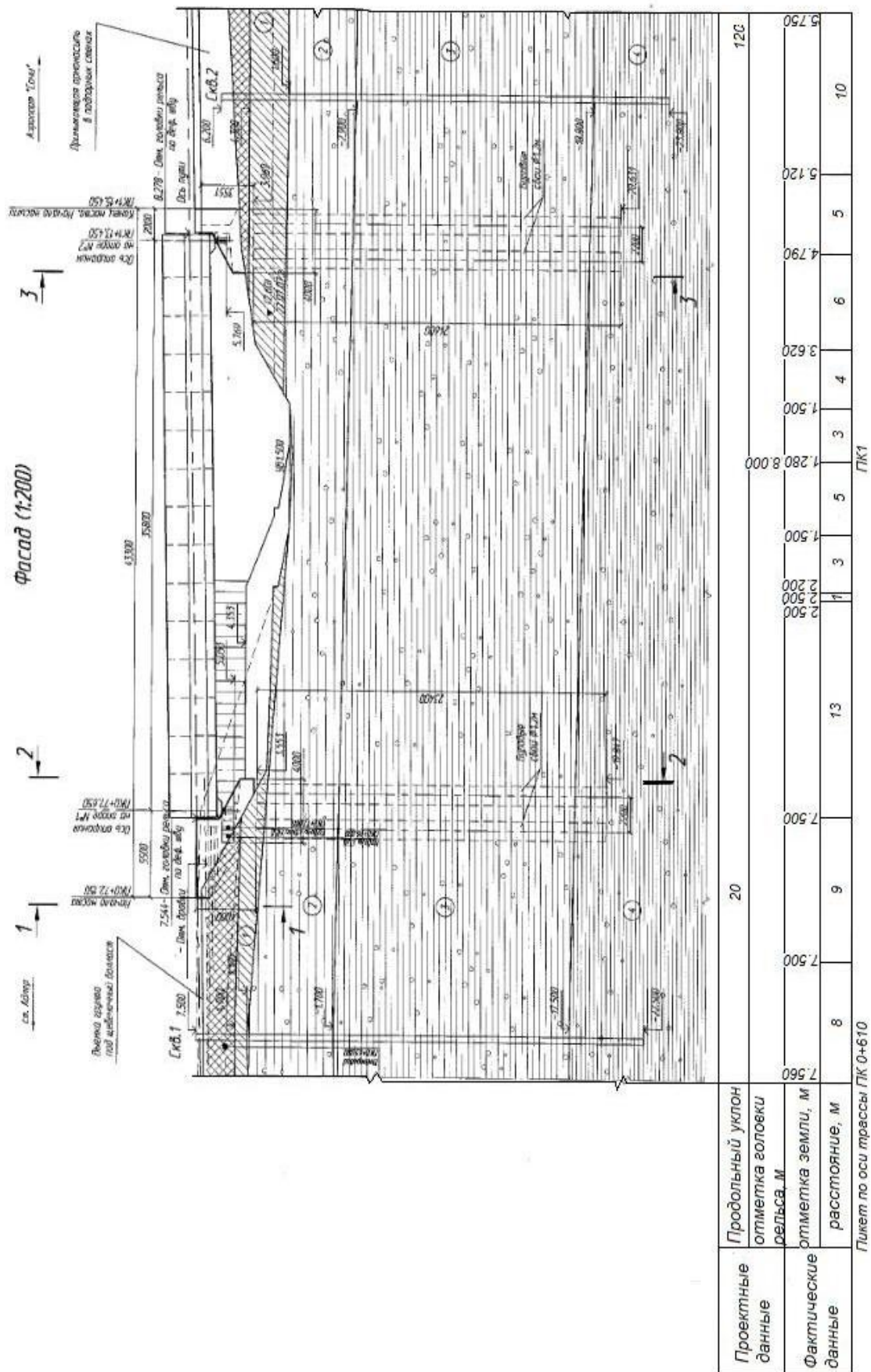


Рис. 3.10. Фасад моста

В нашем случае  $C_{isol}=1,454E4$  кН/м.

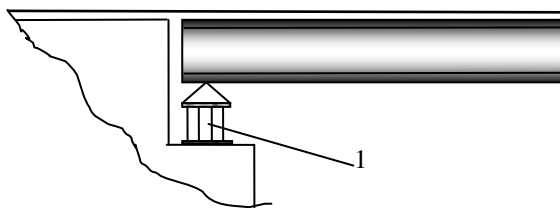


Рис. 3.11. Сейсмозащита по вариантам 1 и 2 за счет придания податливости неподвижной опорной части: 1 – упругая опорная часть

**Во втором варианте** рассматривается настройка жесткости и демпфирования «неподвижной» опорной части так, чтобы пролетное строение стало динамическим гасителем колебаний устоя.

На рис. 3.12. приведены амплитудно-частотные характеристики системы при традиционном креплении пролетного строения и при оптимальной настройке.

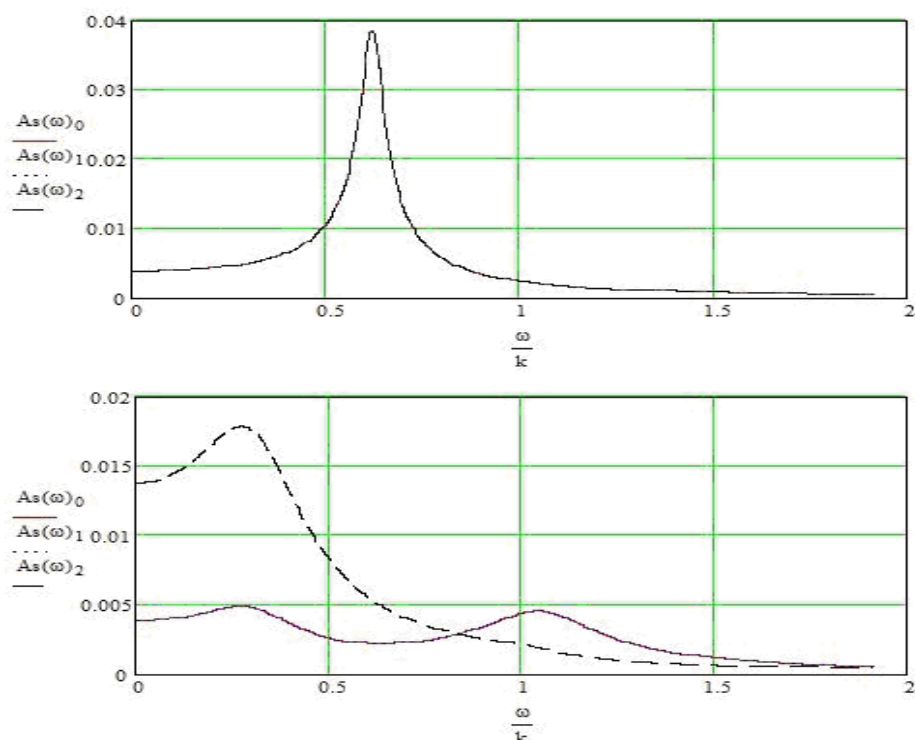


Рис. 3.12. АЧХ колебаний моста при жестком соединении пролетного строения с устоем (сверху) и при настройке жесткости крепления в режим

ДГК

По вертикальной оси отложена амплитуда смещений в метрах, по горизонтальной – отношение частоты возмущения к собственной частоте основного тона колебаний устоя.

Как видно из рис. 3.7, настройка в режиме ДГК обеспечивает почти 8-кратное снижение смещений устоя. При этом жесткость опорной части составляет  $C_{isol}=12000$  кН/м, а демпфирование  $\gamma=1.8$  (90% от критического). Следует отметить, что во втором варианте оптимальная жесткость ниже критической и условие  $0.5\sqrt{L}$  не выполняется. Это требует разработки двойной системы опирания. Однако в рассматриваемом случае такое решение не целесообразно, поскольку оптимальная жесткость близка к предельной и вариант 1 обеспечивает режим, близкий к режиму динамического гашения колебаний.

**В третьем варианте** предлагается податливое крепление пролетного строения на обоих устоях (Рис. 3.13.). Такое решение без дополнительной настройки позволяет распределить сейсмическую нагрузку между двумя устоями, однако при этом система становится температурно-напряженной.

Температурное удлинение пролетного строения при перепаде температуры  $50^\circ$  оценивается следующим образом

$$\Delta_t = \alpha TL = 10^{-5} \cdot 50 \cdot 35 \cdot 8 = 0.0179 \text{ м} \approx 1.8 \text{ см} \quad (3.49)$$

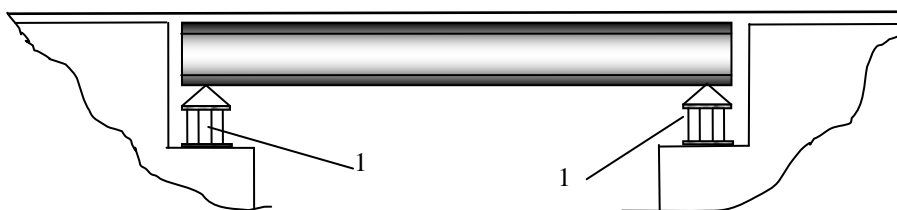


Рис. 3.13. Схема сейсмозащиты по варианту 3:  
(Температурно-напряженная конструкция), 1 – упругая опорная часть

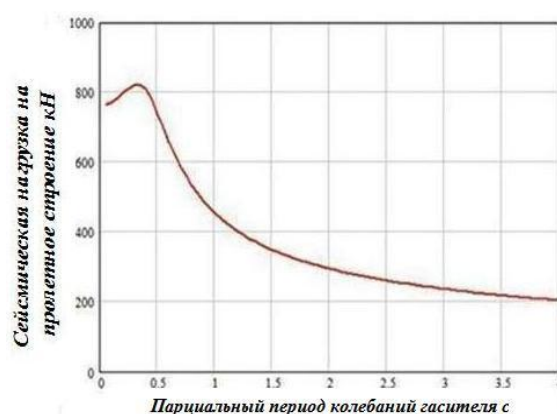
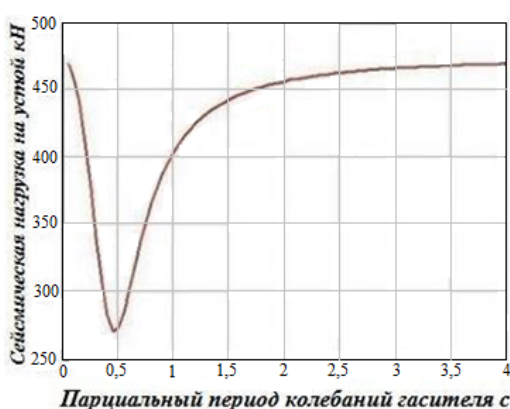
При упругом опирании по обоим торцам пролетного строения существует оптимальная жесткость опирания, при которой пролетное строение становится ДГК устойчивым. Этот результат проиллюстрирован на рис. 3.14. Как видно из рис.3.14, оптимальный парциальный период колебаний пролетного строения на упругой опорной части составляет 0.45 с, а соответствующая этому периоду жесткость

$$C_{bearing} = \frac{4\pi^2 M}{T^2} = \frac{4\pi^2 \cdot 300}{0.45^2} = 59260 \text{ Н/м} \quad (3.50.)$$

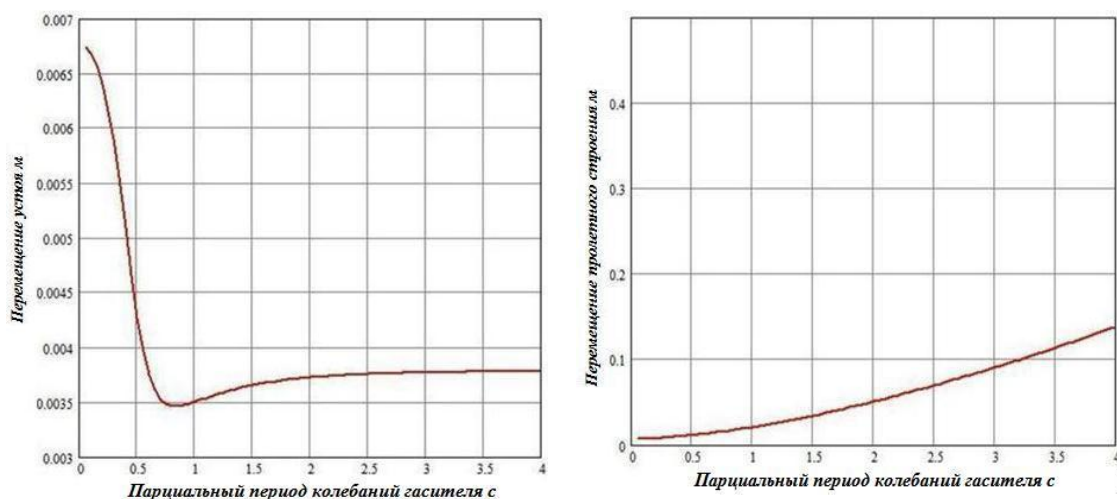
Это значение выше предельно допустимого и может быть реализовано. Однако следует иметь в виду, что помимо сейсмической упругая связь должна воспринимать и температурную нагрузку. При удлинении 1.8 см эта нагрузка составит

$$Q_T = 0.018 \times 59260 = 1067 \text{ кН} = 105.6 \text{ т} \quad (3.51.)$$

Отметим для сравнения, что сейсмическая нагрузка на устой без сейсмозащиты оценивается величиной  $S \leq 475$  кН, т.е. примерно в два раза меньше температурной, а при оптимальной жесткости податливой неподвижной опорной части 271 кН. Если оптимизировать температуру замыкания пролетного строения, то температурные напряжения можно понизить примерно в 2 раза.



Зависимость сейсмической нагрузки на устой и пролетное строение от парциального периода колебаний гасителя



Зависимость перемещений устоя и пролетного строения  
от парциального периода колебаний гасителя

Рис. 3.14. Зависимости параметров колебаний системы от настройки  
«гасителя»

Для восприятия таких напряжений необходимо специальное обустройство гибкой опорной части. В частности, целесообразно обеспечивать податливость системы двойной передачей продольной нагрузки опорным столиком и дополнительной системой пружин (рис.3.15.).

Поскольку стойки столика работают на изгиб, целесообразно минимизировать их жесткость, обеспечив передачу вертикальной нагрузки и соответствующую жесткости передачу горизонтальной нагрузки. Остальную часть горизонтальной нагрузки следует передать на систему пружин.

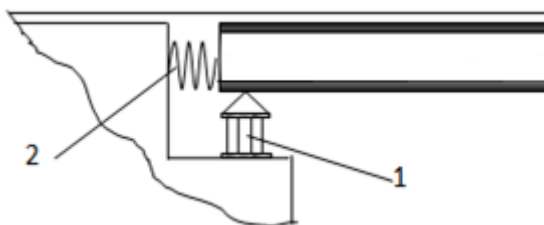


Рис. 3.15. Система распределения горизонтальной нагрузки для  
закрепления пролетного строения (1 – гибкий столик; 2 – пружинный  
амортизатор)

При использовании стержней диаметром 36 мм с расчетным сопротивлением  $R=10000$  кГ/см<sup>2</sup> для восприятия реакции 150 т требуется всего 1 стержень. По конструктивным соображениям целесообразно принять столик из 6 стержней высотой 30 см. Жесткость такого столика оценивается по формуле

$$C_{table} = 6 \cdot \frac{3EJ}{h^3} = 6 \cdot \frac{3 \cdot 2.1 \cdot 10^8 \cdot 1.649E^{-7}}{0.3^3} = 6 \cdot 3.848E^{-3} = 2.309E^{-2} \quad (3.52.)$$

Дефицит жесткости восполняется пружинами – ограничителями. Их жесткость оценивается следующим образом

$$C_{spring} = C_{opt} - C_{table} = 59260 - 23090 = 36170 \text{ кН/м} \quad (3.53.)$$

Горизонтальная нагрузка при этом будет перераспределяться пропорционально жесткостям, т. е. на столик – 39%, а на пружины – 61%.

При горизонтальной нагрузке около 300 кН на столик приходится 117 кН, а на пружины -183кН.

Указанные нагрузки должны сочетаться с температурными. Если считать, что передача температурной нагрузки будет осуществляться при температуре 5°, то расчетное усилие составит половину от  $N_t$ , т.е.  $1067/2=533$ кН.

**В четвертом варианте** закрепление пролетного строения похоже на закрепление по первому варианту, но для исключения температурных напряжений на одном из торцов пролетного строения установлен шок - трансмиттер. Он не воспринимает медленные (температурные) нагрузки, но включается в работу при сейсмических воздействиях. Схема такого сейсмоусиления показана на рис. 3.16.

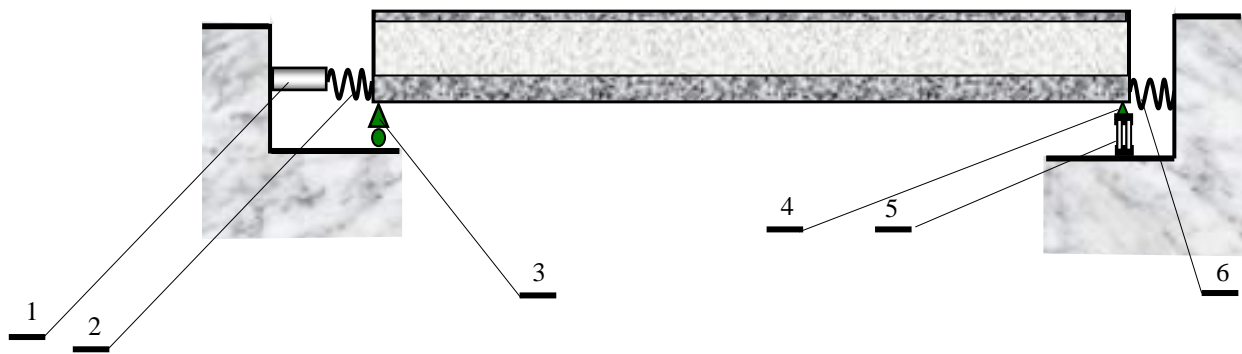


Рис. 3.16. Схема закрепления пролетного строения, исключая температурные нагрузки:

- 1 - шок-трансммиттер; 2 – пружинный амортизатор с жесткостью  $C=59260\text{кН/м}$ ; 3 – подвижная опорная часть; 4 – неподвижная опорная часть; 5 – гибкий столик с горизонтальной жесткостью  $C_{\text{table}}=23090\text{ кН/м}$ ; 6 – пружинный амортизатор с жесткостью  $C=36170\text{ кН/м}$

### Выбор технического решения сейсмозащиты моста

Анализ технических решений, приведенных в работе, позволяет рекомендовать два решения - №1 и №4. Решение №1 похоже на традиционное. При этом нагрузка на устой существенно снижается. Решение №4 позволяет существенно снизить нагрузки на устои. Для реализации этого решения необходимо использование шок-трансммиттера.

Окончательный выбор решения зависит от затрат на традиционное усиление. Если эти затраты не существенны, следует принять решение №1, поскольку сравнительно простыми средствами удастся заметно снизить сейсмическую нагрузку.

Решение №4 следует использовать, если стоимость традиционного усиления существенна и требует более, чем двукратного снижения нагрузок.

Выполненный анализ позволил рекомендовать вариант моста с одной подвижной и одной неподвижной опорными частями. Неподвижная опорная часть выполняется в виде дополнительного пружинного амортизатора и столика. Суммарная жесткость крепления по предварительному расчету составляет  $14540\text{ кН/м}$ , при этом 31% передается на столик и 69% на амортизатор. При горизонтальной нагрузке около  $300\text{ кН}$  на столик

приходится 117 кН, а на пружины 183 кН. Следует обратить внимание, что параллельно с пружинами в систему опирания должны входить демпферы. Расчетное демпфирование при этом весьма существенно (90% от критического). Поэтому необходимо приобретение или разработка специальных демпферов.

### 3.4. Выводы по главе III

Предложенная в настоящей главе новая решения динамического гашения колебаний опор мостов, при котором гасящая масса (пролетное строение) располагается между двумя защищаемыми объектами (опорами) и гасит их колебания. Новая методика весьма актуальна для повышения сейсмостойкости транспортных сооружений с использованием ДГК, поскольку позволяет решить вопрос оптимальной настройки жесткости податливых соединений. Это решение весьма важно для транспортных сооружений, в частности железнодорожных мостов на ВСМ.

В рассматриваемых системах во время сейсмических колебаний пролетное строение выступает в роли ДГК опор, и за счет соответствующей настройки упругих соединений колеблется в противофазе с опорами, снижая на них суммарную сейсмическую нагрузку. Такой подход весьма повышает сейсмостойкость моста и в несколько раз уменьшает сейсмическую нагрузку на опоры балочных мостов с учетом сброса пролетных строений с опор.

Выполненный в третьей главы анализ исследований позволяет рекомендовать проект железнодорожного однопролетного моста с одной подвижной и одной неподвижной опорными частями. Вследствие этого, нагрузка на устой без сейсмозащиты оценивается величиной  $S \leq 475$  кН, т.е. примерно в два раза меньше температурной, а при оптимальной жесткости податливой неподвижной опорной части 271 кН.

Использование динамического гашения колебаний за счет настройки опорных частей по жесткости и демпфированию разработанная в третьей

главе методика позволяют практически снять сейсмические нагрузки с опоры для железнодорожных балочных мостов.

## **ВЫВОДЫ ПО ДИССЕРТАЦИИ**

Проведенный анализ исследований в области сейсмоизоляции мостов и путепроводов на высокоскоростных линиях позволяет заключить следующее.

1. Проблемам сейсмостойкости мостов уделяется серьезное внимание. При этом в качестве основного пути обеспечения сейсмостойкости мостов в районах с сейсмичностью более 8 баллов во всем мире считается использование сейсмоизолирующих опор.

2. Сейсмоизоляция железнодорожных мостов начала применяться в практике сейсмостойкого строительства последние 20 лет. Такие мосты возведены в Европе, Японии, Новой Зеландии. Нормы многих развитых стран, например, Японии и Италии, Тайваня, рекомендуют использование сейсмоизолирующих опор для железнодорожных мостов на высокоскоростных линиях. Однако целый ряд вопросов работы сейсмоизоляции железнодорожных мостов остается не решенным.

3. Сброс пролетных строений с опор является одним из наиболее характерных и тяжелых повреждений мостов при сильных землетрясениях. Для того, чтобы избежать падения пролетных строений, необходимо увеличивать оголовки мостовых опор и ставить стопоры, препятствующие сбросу пролетных строений.

4. Основными факторами, определяющими актуальность данной тематики в Республике Узбекистан, являются плановая реализация государственных программ по созданию сети скоростных железных дорог, интеграция отечественных норм проектирования, а также разработка современных специализированных систем автоматизированного проектирования и динамического расчета мостовых конструкций.

5. Ход опорной части определяется тремя основными факторами:

- упругими перемещениями опор в процессе колебаний моста, как единой системы «опоры - пролетные строения»;
- нелинейными эффектами, связанными с накоплением повреждений в опоре в процессе сейсмических колебаний;
- несинхронностью возмущения колебаний отдельных опор.

6. Предложенная методика расчета мостовых конструкций с учетом сброса пролетных строений с опор, при котором гасящая масса (пролетное строение) располагается между двумя защищаемыми объектами (опорами) и гасит их колебания. Благодаря такому решению, можно более точно подбирать параметры сейсмозащитных опорных частей и оптимизировать эти параметры по жесткости и демпфированию для использования ДГК опор мостов. Такой подход весьма повышает сейсмостойкость моста и в несколько раз уменьшает сейсмическую нагрузку на опоры балочных мостов с учетом сброса пролетных строений с опор.

7. Выполненный пример расчета опор железнодорожного моста позволил рекомендовать вариант моста с одной подвижной и одной неподвижной опорными частями. Неподвижная опорная часть выполняется в виде дополнительного пружинного амортизатора и столика. Суммарная жесткость крепления по предварительному расчету составляет 14540 кН/м, при этом 31% передается на столик и 69% на амортизатор. При горизонтальной нагрузке около 300 кН на столик приходится 117 кН, а на пружины 183 кН. Следует обратить внимание, что параллельно с пружинами в систему опирания должны входить демпферы. Расчетное демпфирование при этом весьма существенно (90% от критического). Поэтому необходимо приобретение или разработка специальных демпферов.

8. В работе показано, что использование конструкций упругих связей пролетных строений с опорой в виде специальных опорных частей является в настоящее время весьма актуальным способом и перспективными для защиты мостов от сейсмических воздействий, как в продольных направлениях, так и поперечных. Соответствующие настройки систем упруго-

демпфирующих соединений позволяют использовать пролетное строение в качестве ДГК опоры.

9. В диссертации получены дифференциальные уравнения упругих колебаний мостовых опор для оценки хода подвижной опорной части балочных фактическая ширина опор, момент инерции пролетного строения. В результате получена система дифференциальных уравнений, учитывающая взаимодействие опор и пролетных строений при сейсмических колебаниях, которая оказалась существенно нелинейной. Предлагаемый подход отличается от традиционного подхода к моделированию сейсмических колебаний балочных разрезных мостов, рассматривающего опоры как отдельно стоящие консольные стержни, а пролетное строение как массу, сосредоточенную в центре шарнира опорной части.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Мирзиеев Ш.М. Конун устуворлиги ва инсон манфаатларини таъминлаш юрт тараккиети ва халк фаравонлигининг гарови. «Узбекистон» НМИУ, 2017.-47б.
2. Узбекистон Республикаси Президентининг 2017 йил 7 февралдаги «Узбекистон Республикасини янада ривожлантириш буича харакатлар стратегияси тугрисида»ги ПФ-4947 сонли Фармони. Узбекистон Республикаси конун хужжатлари туплами, 2017й., 6-сон, 70-модда.
3. Omori F. Seismic Experiments on the Fracturing and Overturning of Columns, Publ. Earthquake Invest. Comm. in foreign Languages. – 1900. – №4. – Токуо.
4. Амосов А.А., Сеницын С.Б. Основы теории сейсмостойкости сооружений: Учебное пособие. – М.: Изд-во АСВ, 2001. – 96с.
5. Завриев К.С. Расчет инженерных сооружений на сейсмостойкость. Известия Тифлисского политехнического института, 1928, с. 115-132
6. Корчинский И.Л. Расчет сооружений на сейсмические воздействия/Научное сообщение ЦНИПС, М., Гос.изд. по строительству и архитектуре,1954,76 с.
7. Кузнецова И.О. Опыт применения специальных систем специальной сейсмоизоляции в транспортном строительстве // Экспресс-информация ВНИИИС. Сер.14. Сейсмостойкое строительство.–1995. – Вып.5. – с.58-66.
8. Никитин А.А. Динамический гаситель колебаний для мостовых опор // Сейсмостойкое строительство. –1982. – №4. – с. 5-7.
9. Никитин А.А. Оценка эффективности динамического гасителя колебаний мостов при повреждении опор в процессе колебаний // ВНИИИС Госстроя СССР. Сейсмостойкое строительство. – 1983. – №11. – с. 22-24.

10. Никитин А.А., Уздин А.М. Применение динамических гасителей колебаний для сейсмозащиты мостов // Экспресс-информация ВНИИИС. Сер.14. Сейсмостойкое строительство. – 1986. – Вып. 9. – с. 20-24.
11. Кузнецова И.О. Уточнение динамических расчетных схем мостов с учетом фрикционного взаимодействия опор, пролетных строений и элементов специальной сейсмозащиты // Сейсмостойкое строительство. – М.: ВНИИТПИ, 1997. – Вып.4. – с. 22-27.
12. Уздин А.М., Титов В.Ю., Гончаренко Л.Ф., Каргер И.Б. Программное обеспечение для расчета конструкций к оборудованию сооружений на сейсмические воздействия // Экспресс-информация ВНИИИС. Сер.14. Сейсмостойкое строительство. – 1987. – Вып.11. – с. 17-19.
13. Елисеев О.Н., Уздин А.М. Сейсмостойкое строительство. Учебник. – СПб.: Изд. ПВВИСУ, 1997. – 371с.
14. Карцивадзе Г.Н. Сейсмостойкость дорожных искусственных сооружений при сильных землетрясениях. – М.: Транспорт, 1974. – 260с.
15. Уздин А.М., Шварц М.А. Назначение расчетных схем при сейсмических колебаниях балочных мостов // Экспресс-информация ВНИИТПИ. Сер. Сейсмостойкое строительство. – Вып.5. – 1980. – с. 63-69.
16. Skiner R.I., Robinson / W.H., McVerry G.H. An introduction to seismic isolation. Ney Zealand. John Wiley & Sons. – 1993. – 353p.
17. Рашидов Т.Р. Динамическая теория сейсмостойкости сложных систем подземных сооружений. – Ташкент.: Фан, 1973. – 180 с.
18. Рашидов Т.Р., Дорман И.Я., Ишанходжаев А.А., Афендииков Л., Гельман Я.Н., Оганесов Г.И. Сейсмостойкость тоннельных конструкций метрополитенов. – М.: Транспорт, 1975. – 120 с.
19. Рашидов Т.Р., Хожметов Г.Х., Мардонов Б. Колебания сооружений, взаимодействующих с грунтом. – Ташкент.: Фан, 1975. – 173 с.
20. Шестоперов Г.С. Обзорная информация. Антисейсмические устройства в мостостроении. – М.: ВПТИТРАНССТРОЙ, 1986. – 46 с.

21. Чуднецов В. П. Сейсмостойкие конструкции опорных частей в мостах // Сейсмостойкое строительство. – 1980. – №8. – с.1-4.
22. Коренев Б.Г., Резников Л.М. Динамические гасители колебаний: Теория и технические приложения. – М.: Наука. Гл.ред. физ.-мат.лит., 1988. – 304с.
23. Сахарова В.В., Симкин А.А., Никитин А.А., Уздин А.М. Использование пролетного строения для гашения сейсмических колебаний опор мостов //Экспресс-информация ВНИИИС.Сер.14.Сейсмостойкое строительство. –1982. – Вып.4. – с.14-18.
24. Азаев Т., Кузнецова И.О., Уздин А.М. Оценка сейсмостойкости мостов по условию сброса пролетных строений с опор // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2003. – №1. – с. 38-40.
25. Гольденבלата И.И, Полякова С.В., Николаенко Н.А. Модели сейсмостойкого сооружения// Стройиздат 1979,251с.
26. Долгая А.А., Шилов Я.В. Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2000 №2 с 11-12.
27. Белаш Т.А., Беляев В.С., Уздин А.М., Ермошин А.А., Кузнецова И.О. Сейсмоизоляция. Современное состояние. // В сб. «Избранные статьи профессора О.А. Савинова и ключевые доклады, представленные на четвертые Савиновские чтения». – СПб.: Изд. ЗАО «Ленинградский Промстройпроект». – 2004. – с. 95-128.
28. Рекомендации по заданию сейсмических воздействий для расчета зданий разной степени ответственности. – С. Петербург – Петропавловск – Камчатский, КамЦентр,1996,12 с.
29. Кузнецова И.О. Основные проблемы оценки сейсмостойкости железнодорожных мостов // Сейсмостойкое строительство. – М.:ВНИИТПИ, 2002. – Вып.2. – с.3-6.
30. Тимошенко С.П. Колебания в инженерном деле. – М.: Наука, 1976. – с.209-216.
31. Долгая А.А., Индейкин А.В., Уздин А.М. Теория диссипативных систем. – СПб.: ПГУПС, 1999. – 99 с.

32. Азаев Т. М. Оценка сейсмостойкости мостов по условию сброса пролетных строений с опор: Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук. – Махачкала, 2004. – 142 с.
33. Савинов О.А., Сахаров В.В. Оптимизация параметров сейсмоизолирующего фундамента с демпфером сухого трения и упругопластическим ограничителем перемещений Строительная механика и расчет сооружений. 1985, №1, с.1-7
34. Akiyama H. State-of-the-art in the world on seismic isolation of buildings based on the results of the international workshop held in Tokyo in april 1992 most recent developments for buildings and bridges in Japan. Isolation, energy dissipation and control of vibration of structures. Proceedings of the International Post-SMiRT Conference Seminar Capri(Napoli), Italy, august 23 to 25, 1993. p. 3-26.
35. Barr J. The seismic safety of bridges: A view from the design office// 12 Euro-pean Conference on Earthquake Engineering, Elsevier Ltd, Oxford, UK, 2002.
36. Deflosse G. Protection contre les seismic.// “Neuf Architectures Nouveltes”.- 1977.-66.-p.40-41
37. Skinner R., Robinon W.H., McVerry G.H. An introduction to seismic isolation. New Zealand. John Wiley and Sons.1993, 353p.
38. Березанцева Е.В., Сахарова Е.В., Симкин А.Ю., Уздин А.М. Фрикционно-подвижные соединения на высокопрочных болтах. Международный коллоквиум: Болтовые и специальные монтажные соединения в стальных конструкциях. –М., 1989, Т.1.С.73-76.
39. Савельев В.Н., Симкин А.Ю. Особенности работы соединений на высокопрочных болтах на знакопеременные нагрузки типа сейсмических. Экспресс информация ВНИИИС. Сер.14. Сейсмостойкие строительство, 1985, Вып. 10, с.20-24.
40. Савельев В.Н., Уздин А.М., Хусид Р.Г. Болтовое соединение. А.с. СССР №1168755,МКИ16В5/20,35/0461983.

41. Уздин А.М., Елисеев О.Н., Никитин А.А., Павлов В.Е., Симкин А.Ю., Кузнецова И.О. Элементы теории трения, расчет и технология применения фрикционно-подвижных соединений. СПб, ВИТУ, 2001, 75 с.
42. Уздин А.М., Сандович Т.А., Аль-Насер-Мохомад Самих Амин. Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений. С.Петербург, Изд. ВНИИГ, 1993, 175 с.
43. Шестоперов Г.С. Сейсмостойкость мостов. - М., Транспорт, 1984.-143 с.
44. Верхолин В.В., Квасников Б.Н., Рулевич Е.А., Уздин А.М. Асимптотический анализ уравнений колебаний сейсмоизолированной системы с демпфером сухого трения и его приложения// Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений 2004, №1, с. 32-36
45. Строительные нормы и правила. СНиП II-7-81\*. М., Госстрой России, 2000, 45 с
46. Уздин А.М. Учет демпфирования колебаний в рамках линейно-спектральной теории сейсмостойкости//Материалы конференций и совещаний по гидротехнике/ Методы исследований и расчетов сейсмостойкости гидротехнических и энергетических сооружений/ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева, 1982,с.29-34
47. Уздин А.М., Долгая А.А. Расчет элементов и оптимизация параметров сейсмоизолирующих фундаментов. М., ВНИИТПИ, 1997, 76 с
48. Андржеевский Р.В., Верхолин В., Кузнецова И.О., Смирнов В., Уздин А.М. Пат. 2325475 Российская Федерация, МПК E01D018/00. Сейсмостойкий мост. / Заявитель и патентообладатель ЗАО «Геомост». – 2005139580/03; заявл. 27.06.2007, опубл. 27.05.2008, Бюл. №15. – 11 с.: ил.
49. Отчет о НИР. Научно-техническое сопровождение проектирования.// Пересечение ж.д. эстакады с автодорогой А-148 Адлер-Красная поляна на км. 1+793. Руководитель работ А.М. Уздин, ООО «Трансмост», 2008.- 61с.

50. Красин Н.А. Проектирование и расчет мостов на сейсмостойкость в различных странах. – Ташкент: ТашИИТ, 2005. – 88с.
51. КМК 2.01.03-96. Строительство в сейсмических районах. – Ташкент 1997. – 127 с.
52. Поляков С.В., Быховский В.А., Рассказовский В.Т, Чураян А.Л. О проекте изменений и дополнений СНиП по сейсмостойкому строительству // Тр. ЦНИИСК. – М.: Стройиздат, 1967. – с. 27-32.
53. Назин В.В. Новые сейсмостойкие конструкции и железобетонные механизмы сейсмоизоляции зданий и сооружений. – Стройиздат, 1993. – 135 с.
54. Шермухамедов У.З. Анализ развития спектрального метода расчета сейсмической нагрузки // Материалы международной научно-технической конференции «Современные проблемы механики» 23-24 сентябрь, Ташкент. – 2009. – с. 558-560.
55. Дмитровская Л.Н. Методы оценки сейсмостойкости многоопорных сооружений: Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук. – СПб., 2005 – 212 с.
56. Шермухамедов У.З. Гашение продольных сейсмических колебаний опор балочных мостов с сейсмоизолирующими опорными частями. Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук. – С.Петербург, 2010г.-69с.
57. Уздин А.М., Ирзахметова И.О. Методика расчета кусочно-линейных систем на сейсмические воздействия. // Э-И. ВНИИНТПИ. Сер. “Сейсмостойкое строительство”, Вып. 5-6., 1994, с.63-69.
58. Кузнецова И.О., Уздин А.М., Шермухамедов У.З., В.Хайбинь. Использование упругого полупространства для моделирования оснований при оценке сейсмостойкости больших мостов // Журнал «Вестник гражданских инженеров». – Вып.3, 2010. – с.91-95.
59. Кузнецова И.О., Шермухамедов У.З., Жгутова Т.В., В. Хайбинь. Сейсмозащита моста на олимпийской лыжной трассе в Красной Поляне

// Известия Петербургского университета путей сообщения.– 2010. – №2.  
– с. 199-207.

60. Окамото Ш. Сейсмостойкость инженерных сооружений. – М.:Стройиздат, 1980. – 321с.
61. Шермухамедов У.З., Кузнецова И.О. Проблемы сейсмостойкости мостов в республике Узбекистан // Научные проблемы техники. – Джизак. – 2008. – с. 108-114.
62. ШНК 2.05.03-12. Мосты и трубы. Ташкент.- 2012.- 200 с.
63. An Engineering Report on the Chilean Earthquakes of May 1960. «Bull. Seism Soc of Amer» – 1963. – Vol, 53, №2. – p. 220-357.
64. Fardis M. N. Code developments in earthquake engineering. Published by Elsevier Science Ltd. 12th European Conference on Earthquake engineering. Paper Reference 845. – 2002. – 845-850 pp.
65. Goji, Yamada. Damage to the Earth structures and Foundations by the Niigata Earthquake. «Soil and Foundation». – 1966. v.6. – №7. – p. 1-13.
66. Smith, S.P., Alaska Bridges Experience an Earthquake. «Amer. Highways». – 1965. – №1. – p.23-27.
67. Tada Y, Yoshida I, Kuribayashi E. On the Damage to Bridges Caused by the Niigata Earthquake. «Proc. of Japan Earthquake Engineering Symposium», Tokyo. – 1966. – pp. 385-390.
68. Maurer Sohne. <http://www.maurer-soehne.com/>.
69. Fip INDUSTRIALE. <http://www.fip-group.it/>.
70. <http://www.sheykhziyadbridge.com/>
71. <http://www.fips.ru/>
72. <http://www.findpatent.ru/>